



## Projeto de Estruturas de um Edifício

**ALEXANDRA BARROS LIMA DE ALMEIDA**

Dezembro de 2015

INSTITUTO SUPERIOR DE ENGENHARIA DO PORTO

**PROJETO DE ESTRUTURAS DE UM EDIFÍCIO**

ALEXANDRA BARROS LIMA DE ALMEIDA

Relatório de Estágio submetido para satisfação parcial dos requisitos do grau de Mestre em  
Engenharia Civil – Ramos de Estruturas

Orientadora: Eng.ª Isabel Alvim Teles

Supervisão: Eng.º Vítor Pinho e Eng.ª Jacinta Andrade

DEZEMBRO 2015



## ÍNDICE GERAL

Índice Geral .....	iii
Resumo.....	v
Abstract .....	vii
Agradecimentos .....	ix
Índice de Texto.....	xi
Índice de Figuras .....	xv
Índice de Quadros .....	xix
1 Introdução.....	1
2 Estágio em Ambiente Empresarial.....	3
3 Metodologias de Dimensionamento .....	9
4 Conceção Estrutural.....	47
5 Fiscalização.....	113
6 Conclusões .....	145
Referências Bibliográficas .....	149
ANEXOS .....	151



## RESUMO

O trabalho a apresentar tem como objetivo a aplicação dos conceitos adquiridos academicamente ao longo de todo o curso em Engenharia Civil num projeto de estruturas de um edifício. Este estudo surge no decorrer de um estágio curricular desenvolvido na empresa Segropol – Sociedade de Engenharia, Projetos e Obras, Lda.

A partir das plantas de arquitetura, o projeto foi desenvolvido essencialmente em 4 etapas: conceção estrutural, pré-dimensionamento, validação das soluções estruturais e elaboração de peças desenhadas e pormenores construtivos.

Para a definição e obtenção das soluções estruturais de uma estrutura é essencial realizar um enquadramento de toda a regulamentação aplicável, de modo a que todas as disposições associadas à segurança e estabilidade de um edifício sejam cumpridas. A análise e dimensionamento dos elementos foi efetuada com recurso ao programa de cálculo automático CYPE.

Apresentando esta empresa vários serviços na área da fiscalização, é abordado neste documento um levantamento de vistorias de um loteamento, agrupando as diferentes anomalias e irregularidades detetadas.

**Palavras – chave:** Projeto de estruturas, Soluções estruturais, CYPE.



## **ABSTRACT**

The present work aims at applying the concepts acquired academically throughout the course of civil engineering in a structural project of a building. This study was developed in the form of a traineeship and took place in the company Segropol – Sociedade de Engenharia, Projetos e Obras, Lda.

Starting from the architectural plans, the project was developed essentially in 4 steps: structural design, pre-design, validation of structural solutions and preparation of drawings and construction details.

To set and reach the structural solutions of a building, it is essential to create a framework with all the applicable regulations so that all provisions related to security and stability of a building are met. The analysis and design of the elements was performed using the computer program CYPE.

Since the company presents several services in the inspection area, it is discussed in this paper a survey of an inspection performed on a housing development, gathering the various anomalies and irregularities detected.

**Keywords:** Structural project, Structural solutions, CYPE.



## AGRADECIMENTOS

A realização deste relatório de estágio de mestrado contou com importantes apoios e motivações que tornaram este percurso mais real e objetivo, pelo que ficarei eternamente grata. Servem os seguintes parágrafos para demonstrar todo o meu reconhecimento ao apoio fornecido, tanto durante esta etapa, como ao longo destes últimos 6 anos académicos.

Inicialmente, gostaria de exprimir a minha imensa gratidão para com a Engenheira Isabel Alvim Teles, orientadora do presente trabalho. Para orientar e ensinar não basta apenas possuir conhecimentos e capacidades, é necessário que se tenha ainda a capacidade de estabelecer uma relação humana com quem se ensina. Muito obrigada pela verdadeira relação de trabalho e equipa gerada, pela inesgotável paciência, pelas opiniões e críticas, total colaboração no solucionar de problemas e disponibilidade durante todo o projeto. Levo-a como exemplo de determinação, responsabilidade e justiça.

Ao Engenheiro Pedro Santos, que tornou possível a realização deste estágio na empresa Segropol e, por sua vez, me integrou na equipa de trabalho.

Aos meus pais e irmã, que mais do que ninguém souberam criar todas as condições necessárias para que hoje chegasse até aqui. Todo o vosso apoio e tolerância foram essenciais ao longo de todo o meu percurso académico. É com carinho que lhes dedico esta tese.

Ao meu namorado Gustavo Pérez, provou que a distância é capaz de fornecer o apoio que sempre precisei. Obrigada por todos os teus conselhos, por me desafiares a ir sempre mais além da minha meta. Foi contigo que aprendi a nunca desistir dos meus objetivos e a quem mais agradeço por estes fantásticos anos académicos.

Às minhas amigas do coração: Isabel Amorim e Vera Azevedo. A vossa constante amizade e presença faz de mim hoje um ser mais completo. Batalhamos as estruturas juntas com imensas partilhas e tardes de estudo, no qual estou muito grata por ter chegado até aqui com vocês. Agradeço ainda ao Pedro Faria, Tânia Sousa, Ana Gonçalves Dias, Sara Oliveira Gaspar e Beatriz Areal pela amizade e apoio

incondicional. Vocês tornaram o meu percurso acadêmico muito mais fácil, graças ao vosso companheirismo e lealdade. Levo comigo momentos inesquecíveis na vossa companhia.

## ÍNDICE DE TEXTO

Índice Geral .....	iii
Resumo.....	v
Abstract .....	vii
Agradecimentos .....	ix
Índice de Texto .....	xi
Índice de Figuras .....	xv
Índice de Quadros .....	xix
1 Introdução.....	1
1.1 Enquadramento e Objetivos.....	1
1.2 Organização .....	1
2 Estágio em Ambiente Empresarial.....	3
2.1 Apresentação da Empresa .....	3
3 Metodologias de Dimensionamento .....	9
3.1 Regulamentação Aplicável.....	9
3.2 Tempo de vida útil .....	9
3.3 Durabilidade .....	10
3.4 Estados Limites .....	11
3.4.1 Estados Limites Últimos.....	11
3.4.1.1 Verificação da segurança .....	12
3.4.2 Estados Limites de Utilização .....	13
3.4.2.1 Estado Limite de Fendilhação .....	14

3.4.2.2	Estado Limite de Deformação .....	14
3.5	Classificação de Ações.....	15
3.5.1	Combinação de ações para estados limites últimos.....	15
3.5.2	Combinação de ações para estados limites de utilização .....	16
3.5.3	Coeficientes $\Psi$ .....	17
3.5.4	Coeficientes parciais de segurança para estados limites últimos .....	18
3.6	Materiais .....	20
3.6.1	Betão.....	20
3.6.1.1	Resistência .....	20
3.6.1.2	Deformação elástica .....	22
3.6.1.3	Controlo da deformação .....	22
3.6.1.4	Coeficiente de Poisson .....	28
3.6.1.5	Coeficiente de dilatação térmica linear.....	28
3.6.1.6	Fluência e retração .....	28
3.6.1.7	Controlo da fendilhação .....	29
3.6.1.8	Relações tensões-extensões.....	30
3.6.2	Aço para betão armado .....	32
3.6.2.1	Resistência e ductilidade .....	33
3.6.2.2	Hipóteses de cálculo.....	35
3.6.2.3	Módulo de elasticidade .....	35
3.6.2.4	Recobrimentos das armaduras.....	36
3.7	Fundações .....	37
3.7.1	Dimensionamento geotécnico.....	37
3.7.2	Fundações superficiais.....	38
3.7.2.1	Verificações de segurança .....	39
3.7.2.2	Coeficientes parciais de segurança .....	40

3.8	Disposições Construtivas .....	41
3.8.1	Vigas .....	41
3.8.2	Lajes .....	42
3.8.3	Pilares .....	43
3.8.4	Sapatas .....	45
4	Conceção Estrutural .....	47
4.1	Introdução .....	47
4.2	Arquitetura .....	47
4.3	Condicionamentos .....	51
4.4	Materiais .....	52
4.5	Ações .....	52
4.5.1	Ações permanentes .....	52
4.5.2	Ações variáveis .....	53
4.5.2.1	Vento .....	53
4.5.2.2	Sismo .....	55
4.5.3	Combinação de ações .....	65
4.6	Pré-dimensionamento .....	69
4.6.1	Lajes .....	69
4.6.2	Vigas .....	72
4.6.3	Pilares e paredes estruturais .....	72
4.6.4	Plantas estruturais após pré-dimensionamento .....	73
4.7	Modelo de cálculo .....	76
4.7.1	AutoCAD .....	76
4.7.2	CYPE .....	76
4.7.3	Modelação .....	76
4.7.4	Dimensionamento e Verificações .....	82

4.7.4.1	Vigas .....	86
4.7.4.2	Pilares .....	92
4.7.4.3	Lajes .....	98
4.7.4.4	Escadas .....	100
4.7.4.5	Sapatas .....	103
5	Fiscalização.....	113
5.1	Introdução.....	113
5.2	Aspetos Arquitetónicos e Construtivos.....	113
5.3	Vistoria dos Lotes.....	119
6	Conclusões.....	145
	Referências Bibliográficas.....	149
	ANEXOS.....	151

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 – Logótipo da Empresa. [1].....	3
Figura 2.2 – Organigrama da Empresa Segropol. [1] .....	4
Figura 2.3 – Loteamento do Chantre/ Leça do Balio, Fiscalização e coordenação de segurança e saúde. [1] .....	6
Figura 2.4 – Escola Básica e Jardim de Infância do Chegadinho, Fiscalização. [1] .....	6
Figura 2.5 – Conduatas na variante à EN222/ Castelo de Paiva, Fiscalização. [1] .....	7
Figura 3.1 - Estado limite EQU. [12] .....	11
Figura 3.2 - Estado limite STR. [5] .....	12
Figura 3.3 - Estado limite GEO. [12] .....	12
Figura 3.4 – Representação da relação tensões-extensões para análise estrutural. [4] .....	22
Figura 3.5 - Diagrama parábola-retângulo para betão comprimido. [4].....	30
Figura 3.6 - Diagrama bilinear de tensões-extensões. [4].....	31
Figura 3.7 - Distribuição retangular de tensões. [4].....	31
Figura 3.8 - Diagrama tensões-extensões do aço típico de armaduras para betão armado. [4].....	33
Figura 3.9 - Diagrama de tensões-extensões, A e B, do aço das armaduras para betão armado. [4] ..	35
Figura 3.10 - Recobrimento mínimo das armaduras. [18] .....	36
Figura 3.11 - Condições geométricas dos pilares. [8].....	44
Figura 3.12 – Amarração da armadura principal em sapatas. [8].....	45
Figura 4.1 – Planta da cave (Arquitetura). .....	48
Figura 4.2 – Planta do Rés-do-Chão (Arquitetura).....	49
Figura 4.3 – Planta do Piso 1 (Arquitetura).....	50

Figura 4.4 – Planta da Cobertura.....	50
Figura 4.5 – Ações globais para direção do vento a 0 <sup>0</sup> .....	54
Figura 4.6 – Ações globais para direção do vento a 90 <sup>0</sup> .....	54
Figura 4.7 – Zonamento sísmico em Portugal Continental. [6].....	56
Figura 4.8 – Espectro de resposta elástica de tipo 1 recomendado para os terrenos dos tipos A a E, com coeficiente de amortecimento igual a 5%. [6] .....	58
Figura 4.9 - Espectro de resposta elástica de tipo 2 recomendado para os terrenos dos tipos A a E, com coeficiente de amortecimento igual a 5%. [6] .....	58
Figura 4.10 – Pré-dimensionamento da laje de pavimento L1 – Considerações. ....	70
Figura 4.11 – Pré-dimensionamento da laje de pavimento L1 – Resultados. ....	70
Figura 4.12 – Pré-dimensionamento da laje de pavimento L2 – Considerações. ....	71
Figura 4.13 – Pré-dimensionamento da laje de pavimento L2 – Resultados. ....	71
Figura 4.14 – Planta estrutural da fundação. ....	73
Figura 4.15 – Planta estrutural da cave.....	74
Figura 4.16 – Planta estrutural do piso 0. ....	75
Figura 4.17 – Planta estrutural da cobertura. ....	75
Figura 4.18 – Modelação da fundação, CYPECAD. ....	78
Figura 4.19 – Modelação da cave, CYPECAD. ....	79
Figura 4.20 – Modelação do Piso 1, CYPECAD.....	80
Figura 4.21 – Modelação da Cobertura, CYPECAD. ....	80
Figura 4.22 – Modelação da estrutura, Robot.....	81
Figura 4.23 – Modelação das escadas, Robot.....	81
Figura 4.24 – Modelação das escadas, introdução do peso próprio.....	82
Figura 4.25 – Modelação das escadas, introdução da sobrecarga.....	82
Figura 4.26 – Soluções estruturais finais da fundação. ....	83
Figura 4.27 – Soluções estruturais finais da Cave. ....	84

Figura 4.28 – Soluções estruturais finais do Piso 1. ....	85
Figura 4.29 – Soluções estruturais finais da Cobertura. ....	85
Figura 4.30 – Diagrama de esforços $M_y$ e quantificação da armadura longitudinal. ....	86
Figura 4.31 – Diagrama de esforços transversos e quantificação da armadura transversal. ....	88
Figura 4.32 – Valores de cálculo pela capacidade real dos esforços transversos em vigas. [6] .....	88
Figura 4.33 – Capacidade real dos esforços transversos nas vigas.....	89
Figura 4.34 – Solução de armadura a colocar no pilar P16.....	93
Figura 4.35 – Deformada da laje do teto da cave (mm).....	98
Figura 4.36 – Deformada da laje do teto do Piso 0, (mm). ....	99
Figura 4.37 – Deformada da laje da Cobertura, (mm). ....	99
Figura 4.38 – Momentos atuantes $M_{yy}$ , reforço inferior. ....	100
Figura 4.39 – Momentos atuantes $M_{xx}$ , reforço inferior.....	101
Figura 4.40 – Momentos atuantes $M_{yy}$ , reforço superior.....	101
Figura 4.41 – Momentos atuantes $M_{xx}$ , reforço superior. ....	102
Figura 4.42 – Geometria da sapata S2, (cm). ....	103
Figura 4.43 – Diagrama de tensões atuantes na base da sapata para o caso de flexão desviada. [12] .....	104
Figura 4.44 – Secções de encastramento das abas de uma sapata. [12].....	106
Figura 4.45 - Avaliação de segurança da sapata ao esforço transverso. [12] .....	108
Figura 4.46 – Modelo de verificação ao punçoamento em sapatas de pilares. [12] .....	110
Figura 5.1 – Loteamento. ....	115
Figura 5.2 – Lote 12.....	115
Figura 5.3 – Entrada principal do Lote 12. ....	116
Figura 5.4 – Vista lateral do Lote 12.....	116
Figura 5.5 – Planta de arquitetura da cave. ....	117
Figura 5.6 – Planta de arquitetura do rés/chão. ....	117

Figura 5.7 – Planta de arquitetura da cobertura.....	118
Figura 5.8 – Portão da entrada principal por terminar.....	120
Figura 5.9 – Falta ripado do pátio inglês.....	120
Figura 5.10 – Inexistência de acabamento no pavimento exterior.....	121
Figura 5.11 – Muro de meiação por concluir.....	121
Figura 5.12 – Rufo mal executado.....	122
Figura 5.13 – Intercomunicador com sujidade no ecrã.....	123
Figura 5.14 – Guarda das escadas.....	123
Figura 5.15 – Falta acabamento no pavimento.....	124
Figura 5.16 – Buraco junto ao rodapé da sala.....	125
Figura 5.17 – Pavimento e paredes da garagem por terminar.....	125
Figura 5.18 – Gavetas em falta.....	126
Figura 5.19 – Pavimento com aberturas.....	128
Figura 5.20 – Sanca a abrir.....	129
Figura 5.21 – Falta de rodapés.....	130
Figura 5.22 – Pavimento manchado.....	131

## ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 3.1 - Valores indicativos do tempo de vida útil de projeto. [2] .....	10
Quadro 3.2 - Valores recomendados de $w_{máx}$ em mm. [4] .....	14
Quadro 3.3 - Valores recomendados para os coeficientes para edifícios. [2] .....	18
Quadro 3.4 - Coeficientes parciais de segurança para estados limites últimos. [4] .....	19
Quadro 3.5 - Coeficientes parciais de segurança das ações para estados limites últimos. [2].....	19
Quadro 3.6 - Propriedades de resistência e de deformabilidade do betão. [9] .....	21
Quadro 3.7 - Coeficiente K que tem em conta o sistema estrutural. [17].....	24
Quadro 3.8 – Valores da relação $l_d$ . [17].....	24
Quadro 3.9 - Características de deformação do betão. [4].....	31
Quadro 3.10 – Propriedades das armaduras. [4].....	34
Quadro 3.11 - Coeficientes parciais de segurança de fundações superficiais. [19].....	40
Quadro 3.12 - Coeficientes parciais para as ações. [5] .....	40
Quadro 3.13 - Coeficientes parciais para os parâmetros do solo. [5].....	41
Quadro 4.1 – Definição do zonamento sísmico. [6].....	56
Quadro 4.2 – Classes de importância para os edifícios. [6] .....	57
Quadro 4.3 – Coeficiente de importância, $\gamma_I$ . [6] .....	60
Quadro 4.4 – Valores dos parâmetros definidores do espectro de resposta elástica para a ação sísmica do Tipo 1. [6] .....	60
Quadro 4.5 – Valores dos parâmetros definidores do espectro de resposta elástica para a ação sísmica do Tipo 2. [6] .....	61
Quadro 4.6 – Resultados obtidos para a regularidade em planta. ....	63

Quadro 4.7 – Combinação de ações para betão (superestrutura).....	65
Quadro 4.8 – Combinação de ações para as tensões sobre o terreno. ....	67
Quadro 4.9 – Valores dos momentos nas extremidades da viga e valores do esforço transverso. ....	90
Quadro 4.10 – Resumos dos esforços do pilar P16. ....	92
Quadro 4.11 – Valores de cálculo dos momentos resistentes dos pilares e das vigas na situação de projeto sísmica. ....	94
Quadro 4.12 – Resultados obtidos para a verificação ao punçoamento. ....	111

# **1 INTRODUÇÃO**

## **1.1 ENQUADRAMENTO E OBJETIVOS**

O presente relatório de estágio é referente à elaboração de um projeto de estruturas de uma habitação unifamiliar, bem como à apresentação de um acompanhamento de trabalho de fiscalização. Este documento servirá para apresentar o estágio integrado na unidade curricular de DIPRE (Dissertação/Projeto/Estágio), com a finalidade de obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil.

A participação e integração num trabalho em ambiente empresarial demonstrou-se importante para uma primeira experiência prática, adquirindo novas competências sociais e sensibilidade na aplicação dos conhecimentos teóricos num projeto real.

Ao longo deste documento será apresentado o estudo elaborado, aplicando a regulamentação utilizada e as diferentes metodologias adotadas.

## **1.2 ORGANIZAÇÃO**

O relatório de estágio encontra-se dividido de acordo com as atividades realizadas ao longo do semestre, iniciando no Capítulo 2 com a apresentação da empresa onde foi desenvolvido o estágio curricular. Sendo assim, inicialmente descreve-se o funcionamento desta entidade, mencionando as diferentes áreas em que atuam e alguns dos serviços que foram realizados.

Com o decorrer desta atividade, demonstrou-se relevante realizar um enquadramento da regulamentação aplicável. Neste sentido, o Capítulo 3 descreve de forma concisa as bases de projeto a considerar, bem como a definição das ações e as propriedades dos materiais a ter em conta, conjugando com as metodologias de dimensionamento.

## *CAPÍTULO 1*

Relativamente ao Capítulo 4, este refere-se ao caso prático, apresentando as características dos materiais e as ações a que a estrutura estará sujeita, bem como a definição das secções estruturais e as alterações que foram necessárias efetuar de modo a que a estrutura verificasse as condições de segurança.

No Capítulo 5 será exposto um relatório com as anomalias e irregularidades encontradas na execução de um loteamento. Este trabalho foi realizado no âmbito da prestação de serviços de fiscalização da empresa Segropol.

Por fim, no Capítulo 6 são apresentadas as conclusões deste trabalho, mencionando os pontos mais relevantes na sua finalização, bem como as dificuldades encontradas.

No final do documento estão organizados os anexos que contêm todas as peças desenhadas elaboradas das soluções estruturais.

## 2 ESTÁGIO EM AMBIENTE EMPRESARIAL

### 2.1 APRESENTAÇÃO DA EMPRESA

A empresa Segropol, Lda. é uma empresa por quotas fundada em 1989, sob a direção do Eng.º Manuel J. Pereira Pinto e Vivelina Freixo.

Nos dias de hoje tem como objeto a elaboração de projetos de arquitetura e engenharia, planeamento, gestão, fiscalização de obras e consultoria de engenharia em termos de peritagem, avaliações imobiliárias e pareceres técnicos.

Esta empresa tem prestado nos últimos anos serviços de elaboração de projeto, fiscalização e consultoria na construção e na manutenção de estruturas industriais, de habitação, de comércio, escolares, desportivas, de lazer, ambientais, hospitalares, de turismo, serviços, vias de comunicação, redes estruturais e loteamentos para o setor público e privado, atuando em Portugal, Espanha, Cabo Verde e Moçambique.

Com sede em Matosinhos, a Segropol encontra-se distribuída pelo Porto, Algarve, Alentejo e Lisboa, contando com vinte e seis técnicos.

É uma entidade que tem como missão prestar serviços de grande qualidade, acessíveis ao maior número de organizações e indivíduos, satisfazendo assim as expectativas dos clientes, colaboradores e fornecedores, através de uma estrutura dinâmica, multidisciplinar e competente na gestão dos recursos humanos, financeiros, ambientais, conhecimento e tempo.



Figura 2.1 – Logótipo da Empresa. [1]

A Segropol encontra-se organizada por equipas de trabalho que se agrupam de acordo com as exigências particulares de cada projeto, garantindo que o trabalho desenvolvido é realizado pela equipa que melhor se enquadra para o efeito. O esquema seguinte apresenta o organigrama da empresa.

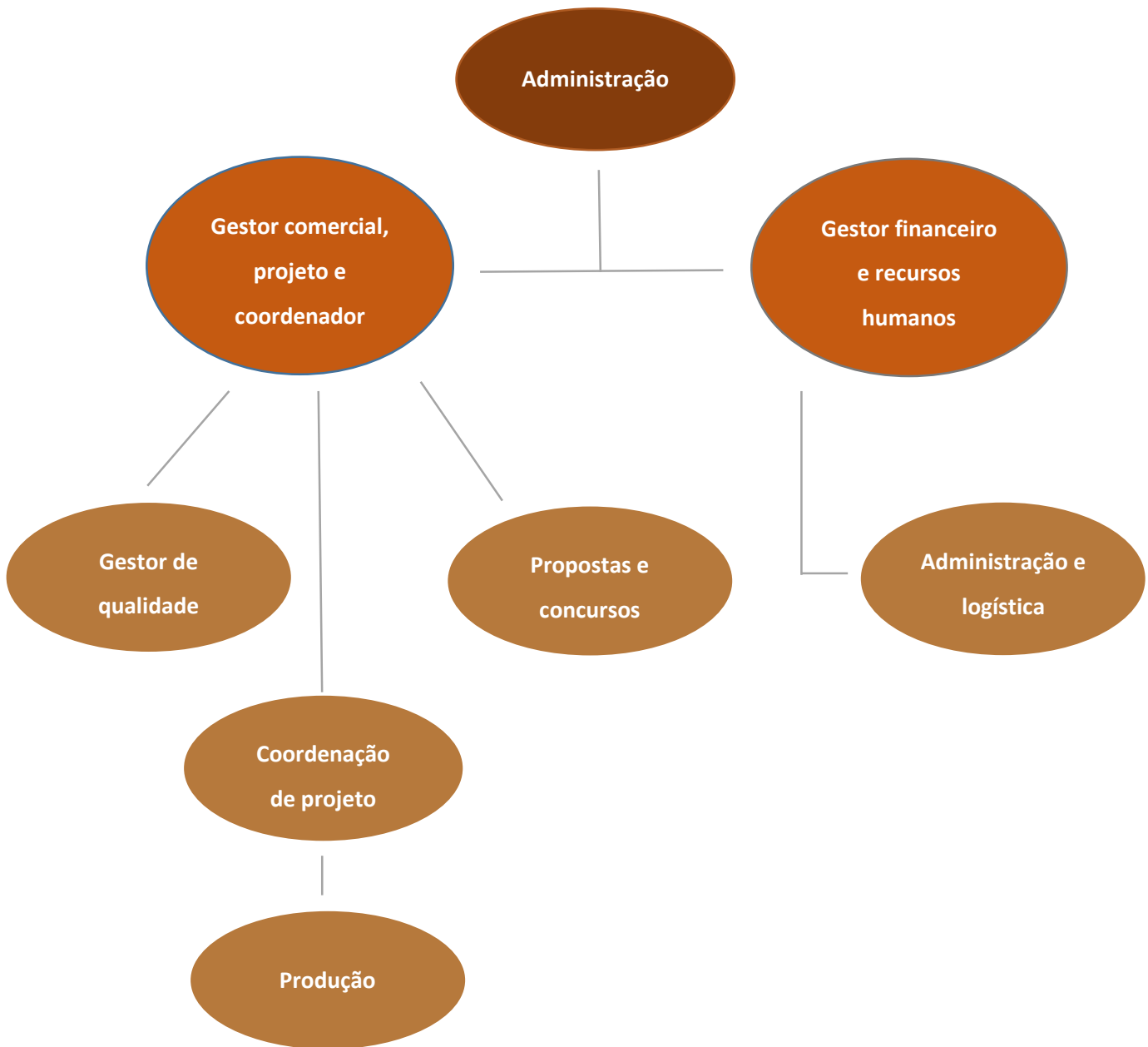


Figura 2.2 – Organigrama da Empresa Segropol. [1]

O diretor técnico e coordenador de equipas desenvolve os contactos comerciais e escolhe o coordenador de projeto e a equipa de trabalho mais adequada ao serviço. Este coordenador é responsável pelo planeamento de trabalho, pela articulação da equipa e cumprimento dos parâmetros definidos para o trabalho, nomeadamente requisitos técnicos e prazos de execução.

Cada colaborador de produção executa a especialidade que lhe compete e segundo as diretrizes fornecidas pelo coordenador de projeto, organizando-as e ordenando-as num todo para posterior verificação.

O gestor financeiro e de recursos humanos tem como tarefa a gestão da faturação e tesouraria, a obtenção de instrumentos financeiros necessários ao funcionamento da empresa, a análise e controlo da rentabilidade do trabalho por tipo de projeto, por cliente e por colaborador, reportando trimestralmente à administração.

Os colaboradores administrativos e logística apoiam o funcionamento da empresa, garantindo assim apoio logístico e administrativo a toda a estrutura.

O gestor de qualidade é responsável pelo cumprimento dos requisitos estabelecidos pelo cliente relativamente aos serviços prestados, bem como o cumprimento dos processos internos de produção.

A Segropol utiliza na realização do seu trabalho *software* de cálculo estrutural (Pac-newton, CYPE), cálculo térmico (DOW), cálculo acústico (CYPE VAC), cálculos elétricos (DISANO-LUX, ECOCET-2, ULISSES) e cálculo hidráulico.

Esta empresa apresenta um largo currículo de obras realizadas, apresentando-se de seguida alguns serviços prestados nas diversas áreas descritas anteriormente.

- **HABITAÇÃO**



Figura 2.3 – Loteamento do Chantre/ Leça do Balio, Fiscalização e coordenação de segurança e saúde. [1]

- **SERVIÇOS/EDIFÍCIOS PÚBLICOS**



Figura 2.4 – Escola Básica e Jardim de Infância do Chegadinho, Fiscalização. [1]

- **ESTRADAS**



Figura 2.5 – Conduatas na variante à EN222/ Castelo de Paiva, Fiscalização. [1]



## **3 METODOLOGIAS DE DIMENSIONAMENTO**

### **3.1 REGULAMENTAÇÃO APLICÁVEL**

A regulamentação utilizada e pela qual se realizou o dimensionamento do edifício em estudo é constituída pelos Eurocódigos e os regulamentos em vigor, que de seguida se apresentam:

- NP EN 1990:2009, Eurocódigo 0: Bases para o projeto de estruturas;
- NP EN 1991-1-1:2009, Eurocódigo 1: Ações em estruturas, parte 1-1 (ações gerais);
- NP EN 1992-1-1:2010, Eurocódigo 2: Projeto de estruturas de betão, parte 1-1 (regras gerais e regras para edifícios);
- NP EN 1997-1:2010, Eurocódigo 7: Projeto geotécnico, parte 1 (regras gerais);
- NP EN 1998-1:2010, Eurocódigo 8: Projeto de estruturas para resistência aos sismos, parte 1 (regras gerais, ações sísmicas e regras para edifícios);
- DL nº 349-C/83, REBAP – Regulamento de estruturas de betão armado e pré-esforçado;
- DL nº 235/83, RSA – Regulamento de segurança e ações para estruturas de edifícios e pontes.

De acordo com a NP EN 1990:2009, as estruturas devem ser dimensionadas e projetadas para que possam suportar todas as cargas e ações a que ficarão sujeitas durante a sua execução e utilização.

### **3.2 TEMPO DE VIDA ÚTIL**

O tempo de vida útil do projeto deverá ser tido em conta e este poderá ser estimado consoante o tipo de função da estrutura, como se pode observar no Quadro 3.1 - Valores indicativos do tempo de vida útil de projeto..

Quadro 3.1 - Valores indicativos do tempo de vida útil de projeto. [2]

Categoria do tempo de vida útil de projeto	Valor indicativo do tempo de vida útil de projeto (anos)	Exemplos
1	10	Estruturas temporárias
2	10 a 25	Constituintes estruturais substituíveis, por exemplo, tirante de aço ou apoios
3	15 a 30	Estruturas agrícolas e semelhantes
4	50	Estruturas de edifícios e outras estruturas correntes
5	100	Estruturas de edifícios monumentais, pontes e outras estruturas de engenharia civil.

### 3.3 DURABILIDADE

Para garantir a durabilidade das estruturas devem-se analisar os seguintes critérios:

- Utilização prevista ou futura da estrutura;
- Critérios requeridos para o projeto;
- Condições ambientais;
- Propriedades de composição e desempenho dos materiais e produtos a serem utilizados;
- Características do solo;
- Escolha do sistema estrutural;

- Disposições construtivas e forma dos elementos;
- Qualidade de execução e controlo;
- Medidas de proteção;
- Manutenção ao longo do tempo de vida útil do projeto.

### 3.4 ESTADOS LIMITES

O estado limite indica o momento a partir do qual a estrutura apresenta um deficiente desempenho das suas funções para o qual foi projetada. Desta forma, os estados limites dividem-se em estados limites últimos e estados limites de utilização.

#### 3.4.1 Estados Limites Últimos

Os estados limites últimos (ELU) são classificados de acordo com a segurança das pessoas e/ou da segurança da estrutura, dos quais poderão resultar consequências graves.

Os estados limites a considerar deverão ser os seguintes:

- Estado Limite Último de Equilíbrio (EQU) – estado limite referente à perda de equilíbrio da estrutura ou do terreno, considerados como um corpo rígido, em que a contribuição das propriedades de resistência de construção e do terreno não são significativas para a capacidade resistente.

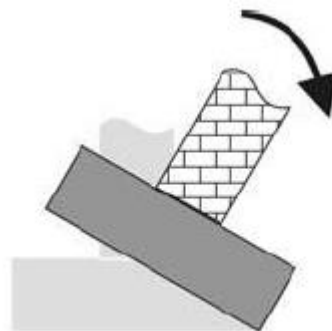


Figura 3.1 - Estado limite EQU. [12]

- Estado Limite Último de Resistência ou Deformação Excessiva (estrutura – STR) – estado limite correspondente à rotura ou deformação excessiva, nomeadamente elementos como sapatas e estacas, em que as propriedades dos materiais contribuem para a capacidade resistente.

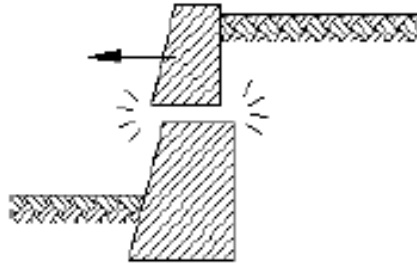


Figura 3.2 - Estado limite STR. [5]

- Estado Limite Último de Resistência ou Deformação Excessiva (terreno – GEO) – estado limite referente à rotura ou deformação excessiva do terreno em que as características resistentes do solo ou da rocha são significativas para a capacidade resistente.

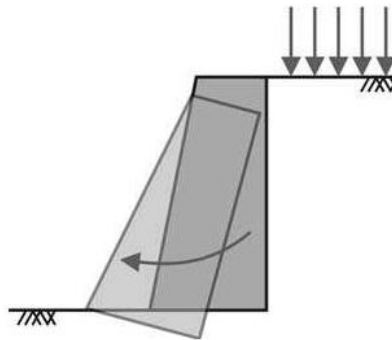


Figura 3.3 - Estado limite GEO. [12]

- Estado Limite Último de Fadiga (**FAT**) – estado limite que corresponde à rotura por fadiga da estrutura ou dos elementos estruturais.

### 3.4.1.1 Verificação da segurança

Para o estado limite último de equilíbrio (**EQU**) deve-se verificar a seguinte condição:

$$Ed_{dst} \leq Ed_{stb} \quad (1)$$

Em que:

$Ed_{,dst}$  – Valor de cálculo do efeito das ações não estabilizantes;

$Ed_{,stb}$  - Valor de cálculo do efeito das ações estabilizantes.

Relativamente ao estado limite último de resistência ou deformação excessiva para um elemento ou ligação (**STR** e/ou **GEO**), deve-se verificar a seguinte expressão:

$$Ed \leq Rd \quad (2)$$

Em que:

$Ed$  - Valor de cálculo das ações, tal como um esforço ou um vetor representando vários esforços;

$Rd$  – Valor de cálculo da resistência correspondente.

Para a situação de estado limite último de fadiga (**FAT**), a condição a verificar é a seguinte:

$$Ed \leq Cd \quad (3)$$

Em que:

$Ed$  – Valor de cálculo dos efeitos das ações especificadas no critério de utilização;

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

### 3.4.2 Estados Limites de Utilização

Os estados limites de utilização são classificados no que se refere ao funcionamento da estrutura ou dos seus elementos estruturais, ao conforto das pessoas e ao aspeto da construção (por exemplo, existência de fendilhação). As consequências deste estado limite são menos graves e dependem do tipo de duração da ação. Segundo a NP EN 1990, o estado limite de utilização pode ser classificado das duas seguintes formas:

- Estado Limite de Utilização Irreversíveis – estado limite em que alguma das consequências das ações que excedem os requisitos de utilização especificados se mantém quando as ações são retiradas.

- Estado Limite de Utilização Reversíveis – estado limite em que nenhuma das consequências das ações que excedem os requisitos de utilização especificados se mantém quando as ações são retiradas.

### 3.4.2.1 Estado Limite de Fendilhação

A fendilhação do betão ocorre quando as estruturas se encontram sujeitas a esforços de tração, torção, flexão e esforço transverso. Estes fenómenos provocam no betão o aparecimento de fissuras e fendas, que poderão colocar em causa a boa funcionalidade da estrutura. Para evitar e minimizar este risco, a NP EN 1992-1-1 estabelece um valor limite,  $w_{máx}$ , para a largura das fendas calculada,  $w_k$ .

O seguinte Quadro 3.2 - Valores recomendados de  $w_{máx}$  em mm. apresenta os valores admissíveis para a abertura de fendas, consoante a classe de exposição da estrutura.

Quadro 3.2 - Valores recomendados de  $w_{máx}$  em mm. [4]

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

### 3.4.2.2 Estado Limite de Deformação

A deformação divide-se em dois tipos diferentes:

- Deformação instantânea: deformação imediata que sucede aquando a aplicação das cargas;
- Deformação a longo prazo: está definida como o aumento de deformação sob tensão.

A deformação dos elementos estruturais ou das estruturas deve ser controlada e, para tal, a NP EN 1992-1-1 define um conjunto de valores limites para as flechas a longo prazo.

Na realização do cálculo da deformação deve-se ter em conta as características de deformabilidade do betão e a existência de armaduras longitudinais, a fendilhação do betão, a fluência e a retração.

### 3.5 CLASSIFICAÇÃO DE AÇÕES

As ações são classificadas consoante a sua variação no tempo e dividem-se da seguinte forma:

- Ações permanentes (G), como o peso próprio das estruturas, equipamentos fixos, ações indiretas causadas por retração e assentamentos diferenciais;
- Ações variáveis (Q), como as sobrecargas nos pavimentos, vigas e coberturas dos edifícios, a ação do vento e a ação da neve;
- Ações de acidente (A), como explosões ou choques provocados por veículos;
- Ações sísmicas (A<sub>E</sub>).

#### 3.5.1 Combinação de ações para estados limites últimos

- Combinações de ações para situações de projeto persistentes e transitórias – Combinações fundamentais:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{K,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{K,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{K,i} \quad (4)$$

- Alternativa para os estados limites STR e GEO, a menos favorável das duas expressões seguintes:

$$\left\{ \begin{array}{l} \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{K,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{K,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{K,i} \\ \sum_{j \geq 1} \xi_j \gamma_{G,j} G_{K,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{K,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{K,i} \end{array} \right. \quad (5)$$

Em que:

“+” – Significa «a combinar com»;

Σ – Significa «o efeito combinado de»;

$\xi$  – Fator de redução para as ações permanentes desfavoráveis G;

$G_{K,j}$  – Valor característico de uma ação permanente  $j$ ;

$P$  – Valor representativo de uma ação de pré-esforço e/ou deformações impostas;

$Q_{K,1}$  – Valor característico da ação variável de base da combinação 1;

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

$\psi_{0,i}$  – Coeficiente para determinação do valor de combinação da ação variável  $i$ ;

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

$\gamma_P$  – Coeficiente parcial relativo a ações de pré-esforço e/ou deformações impostas;

$\gamma_{Q,i}$  – Coeficiente parcial relativo à ação variável  $i$ ;

- Combinações de ações para situações de projeto acidentais:

$$\sum_{j \geq 1} G_{K,j} + P + A_d + (\psi_{1,1} \text{ ou } \psi_{2,1}) Q_{K,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (6)$$

$A_d$  – Valor de cálculo de uma ação de acidente;

$\psi_{2,i}$  – Coeficiente para a determinação do valor quase permanente da ação variável  $i$ .

- Combinações de ações para situações de projeto sísmicas:

$$\sum_{j \geq 1} G_{K,j} + P + A_{Ed} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (7)$$

### 3.5.2 Combinação de ações para estados limites de utilização

- Combinação característica – Estados Limites Irreversíveis:

$$\sum_{j \geq 1} G_{K,j} + P + Q_{K,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (8)$$

- Combinação frequente – Estados Limites Reversíveis:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (9)$$

- Combinação quase-permanente – Efeitos a longo prazo e aspeto da estrutura:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (10)$$

Em que:

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

$\psi_{1,1} Q_{k,1}$  – Valor frequente da ação variável de base;

$\psi_{2,i} Q_{k,i}$  – Valor quase permanente da ação variável i;

$Q_{k,1}$  – Valor característico da ação variável de base;

$\psi_{0,i} Q_{k,i}$  – Valor de combinação para a ação variável i.

### 3.5.3 Coeficientes $\Psi$

- Coeficientes  $\Psi$  para edifícios

Quadro 3.3 - Valores recomendados para os coeficientes para edifícios. [2]

Ação	$\Psi_0$	$\Psi_1$	$\Psi_2$
Categoria A – Zonas de habitação	0,7	0,5	0,3
Categoria B – Zonas de escritório	0,7	0,5	0,3
Categoria C – Zonas de reunião de pessoas	0,7	0,7	0,6
Categoria D – Zonas comerciais	0,7	0,7	0,6
Categoria E – Zonas de armazenamento	1,0	0,9	0,8
Categoria F – Zonas de tráfego, peso dos veículos $\leq 30$ kN	0,7	0,7	0,6
Categoria G – Zonas de tráfego, $30$ kN < peso dos veículos $\leq 160$ kN	0,7	0,5	0,3
Categoria H - Coberturas	0	0	0
Neve em locais com altitude > 1000 m	0,7	0,5	0,2
Neve em locais com altitude < 1000 m	0,5	0,2	0
Ação do vento em edifícios	0,6	0,2	0
Temperatura	0,6	0,5	0

### 3.5.4 Coeficientes parciais de segurança para estados limites últimos

- Materiais

Estão definidos para os estados limites últimos os coeficientes parciais a utilizar,  $\gamma_c$  e  $\gamma_s$ , de acordo com as situações de projeto.

Quadro 3.4 - Coeficientes parciais de segurança para estados limites últimos. [4]

Situações de Projeto	$\gamma_c$ - Betão	$\gamma_s$ - Aço de armaduras para betão armado
Persistentes e Transitórias	1,5	1,15
Acidentais	1,2	1,0

- Ações

Quadro 3.5 - Coeficientes parciais de segurança das ações para estados limites últimos. [2]

Ações	Situação de Projeto			
	Persistente e Transitória		Acidental	
	Efeito Favorável	Efeito Desfavorável	Efeito Favorável	Efeito Desfavorável
Permanente EQU	0,9	1,1	1,0	1,0
Permanente STR/GEO	1,0	1,35	1,0	1,0
Variável	-	1,5	-	1,0
Acidental	-	-	-	1,0

Os coeficientes parciais indicados no Quadro 3.4 e no Quadro 3.5, para o estado limite de utilização, tanto para os materiais como para as ações, consideram-se igual a 1,0, salvo indicação do contrário.

## **3.6 MATERIAIS**

### **3.6.1 Betão**

O betão é um material constituído por cimento, agregados grosso e finos, água e, eventualmente, adjuvantes. A resistência deste material é dada pelas classes de resistência do betão, que se relacionam com o valor característico da resistência à compressão. Este valor característico corresponde ao quantilho de 5%, que traduz a probabilidade de em 5% obter um valor menor que o valor característico. Este parâmetro é determinado através da realização de ensaios em provetes cilíndricos que, ao fim de 28 dias, obtém a sua classe de resistência.

#### **3.6.1.1 Resistência**

As classes de resistência do betão normal são classificadas por  $C_{x,y}$ , em que x e y representam, respetivamente, a resistência à compressão em provetes cilíndricos e provetes cúbicos em MPa.

As características de resistência e de deformação do betão estão resumidas no Quadro 3.1 da NP EN 1992-1-1.

Quadro 3.6 - Propriedades de resistência e de deformabilidade do betão. [9]

Classe	C12	C16	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50
$f_{ck}$ (MPa)	12	16	20	25	30	35	40	45	50
$f_{ck,cub}$ (MPa)	15	20	25	30	37	45	50	55	60
$f_{cm}$ (MPa)	20	24	28	33	38	43	48	53	58
$f_{ctm}$ (MPa)	1,6	1,9	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1
$f_{ctk,0.05}$ (MPa)	1,1	1,3	1,5	1,8	2,0	2,2	2,5	2,7	2,9
$f_{ctk,0.95}$ (MPa)	2,0	2,5	2,9	3,3	3,8	4,2	4,6	4,9	5,3
$E_{cm}$ (GPa)	27	29	30	31	33	34	35	36	37

Para o caso em que seja necessário determinar a tensão de rotura do betão, na idade  $t$ , recorre-se às seguintes expressões:

$$f_{ck}(t) = f_{cm}(t) - 8 \text{ MPa} \text{ para } 3d < t < 28d$$

$$f_{ck}(t) = f_{ck} \text{ para } t \geq 28d \quad (11)$$

*valores obtidos nos ensaios para  $t \leq 3d$*

### 3.6.1.2 Deformação elástica

As deformações elásticas estão associadas em grande parte à composição do betão.

O módulo de elasticidade do betão é traduzido pelos módulos de elasticidade dos materiais que o compõem. Na NP EN 1992-1-1, no Quadro 3.1, estão tabelados os diferentes valores para o módulo de elasticidade  $E_{cm}$ , módulo secante entre  $\sigma_c$  e  $0,4 f_{cm}$  para betão com agregados de quartzito, como é possível observar na seguinte Figura 3.4 – Representação da relação tensões-extensões para análise estrutural..

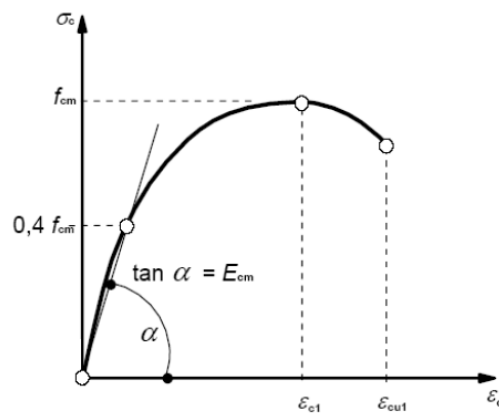


Figura 3.4 – Representação da relação tensões-extensões para análise estrutural. [4]

O valor do módulo de elasticidade pode ser estimado de acordo com a sua variação no tempo:

$$E_{cm}(t) = \left( \frac{f_{cm}(t)}{f_{cm}} \right)^{0,3} E_{cm} \quad (12)$$

### 3.6.1.3 Controlo da deformação

Para edifícios em betão geralmente é suficiente considerar que o valor da flecha máxima não ultrapasse (Figueiras, 1997):

$$\frac{l}{250} \quad (13)$$

Em que:

$l$  – Comprimento do vão.

Para as janelas e paredes estruturais, esta condição não permite a verificação da fissuração. Como tal, nestes casos as flechas devem ser limitadas à seguinte expressão:

$$\frac{l}{500} \quad (14)$$

- **Método Simplificado**

Nem sempre é necessário recorrer ao cálculo explícito da flecha, pelo que este pode ser dispensado. Facilmente se poderá determinar a flecha máxima através da limitação da relação entre o vão do elemento e a altura útil da secção ( $l/d$ ), de acordo com as seguintes expressões:

$$l/d = K \times \left[ 11 + 1,5 \times \sqrt{f_{ck}} \times \frac{\rho_0}{\rho} + 3,2 \times \sqrt{f_{ck}} \times \left( \frac{\rho_0}{\rho} - 1 \right)^{3/2} \right], \text{ se } \rho \leq \rho_0 \quad (15)$$

$$l/d = K \times \left[ 11 + 1,5 \times \sqrt{f_{ck}} \times \frac{\rho_0}{\rho - \rho'} + \frac{1}{12} \times \sqrt{f_{ck}} \times \sqrt{\frac{\rho'}{\rho_0}} \right], \text{ se } \rho > \rho_0 \quad (16)$$

Em que:

$K$  – Coeficiente que tem em conta o sistema estrutural;

$\rho_0$  – Taxa de armadura de referência, dada por  $\rho_0 = \sqrt{f_{ck}} \times 10^{-3}$ ;

$\rho$  – Taxa de armadura de tração necessária a meio vão;

$\rho'$  - Taxa de armadura de compressão necessária a meio vão.

Quadro 3.7 - Coeficiente K que tem em conta o sistema estrutural. [17]

Sistema estrutural	K
Consola	0,4
Viga simplesmente apoiada Laje simplesmente apoiada armada numa ou nas duas direções	1,0
Vão extremo de uma viga contínua ou uma laje contínua armada numa só direção ou de uma laje armada em duas direções, contínua ao longo do lado maior	1,3
Vão interior de uma viga ou de uma laje armada numa ou em duas direções	1,5

Através do estudo paramétrico de que resultaram as expressões 15 e 16, o seguinte Quadro 3.8 – Valores da relação  $l/d$ . apresenta os valores para diferentes sistemas estruturais e diferentes classes de betão, com taxa de armadura  $\rho = 0,5\%$  para o caso das lajes e  $\rho = 1,5\%$  para a globalidade das vigas.

Quadro 3.8 – Valores da relação  $l/d$ . [17]

K	$f_{ck}$ [MPa]								$f_{ck}$ [MPa]							
	16	20	25	30	35	40	45	50	16	20	25	30	35	40	45	50
	$\rho = 0,5\%$ (lajes)								$\rho = 1,5\%$ (vigas)							
0,4	6	7	7	8	9	10	12	13	5	5	5	6	6	6	6	6
1	16	17	19	21	23	26	29	32	13	13	14	14	15	15	16	16
1,2	19	20	22	25	28	31	35	38	15	16	16	17	17	18	19	19
1,3	21	22	24	27	30	33	37	42	16	17	18	18	19	20	20	21
1,5	24	26	28	31	34	39	43	48	19	20	20	21	22	23	23	24

No caso de uma secção retangular, com aço na secção de meio vão sujeito a uma tensão de 310 MPa e para vãos até 7 m, deverão utilizar-se as expressões 15 e 16. Nos restantes casos, essas expressões deverão ser afetadas por um fator corretivo:

$$\left(\frac{l}{d}\right)_{\text{corrigido}} = \frac{l}{d} \times K_T \times K_\sigma \times K_l \times K_F \quad (17)$$

$$l/d \leq \left(\frac{l}{d}\right)_{\text{corrigido}} \quad (18)$$

Em que:

$$\begin{cases} K_T = 0,8, \text{ para } \frac{b}{b_w} > 3 \\ K_T = 1,0, \text{ para } \frac{b}{b_w} \leq 3 \end{cases} \quad (19)$$

$$\begin{cases} K_l = \frac{7}{l_{eff}}, \text{ para vigas e lajes com } l_{eff} \geq 7,0 \text{ m} \\ K_l = 1,0, \text{ para vigas e lajes com } l_{eff} < 7,0 \text{ m} \end{cases} \quad (20)$$

$$\begin{cases} K_F = 1,0, \text{ para lajes fungiformes com } l_{eff} \leq 8,5 \text{ m} \\ K_F = \frac{8,5}{l_{eff}}, \text{ para lajes fungiformes com } l_{eff} > 8,5 \text{ m} \end{cases} \quad (21)$$

$$K_\sigma = \left(\frac{500}{f_{yk}}\right) \times \left(\frac{AS_{req}}{AS_{prov}}\right) \quad (22)$$

Sendo:

$K_T$  – Fator corretivo para secções em T;

$K_\sigma$  – Fator corretivo devido à tensão no aço;

$K_l$  – Fator corretivo para vãos superiores a 7 m;

$K_F$  – Fator corretivo para lajes fungiformes com vãos superiores a 8,5 m;

$b$  – Largura total de uma secção transversal ou largura real do banzo de uma viga em T ou L;

$b_w$  – Largura da alma de vigas em T, I ou L;

$AS_{req}$  – Área da secção de armaduras existentes na secção;

$AS_{prov}$  – Área da secção de armaduras necessária na secção no estado limite último.

É usual considerar-se  $AS_{req} \approx AS_{prov}$ .

- **Método dos coeficientes globais**

O método dos coeficientes globais tem como objetivo obter de uma forma simples a flecha de um elemento de betão armado (Figueiras, 1997). Como tal, é necessário determinar o valor da flecha elástica ( $a_c$ ), admitindo que a secção se encontra fendilhada. Posteriormente será possível calcular a flecha instantânea ( $a_o$ ) e a flecha a tempo infinito ( $a_t$ ).

A flecha elástica é determinada através das seguintes expressões:

$$\text{Caso de carga concentrada: } a_c = u \times \frac{P \times l^3}{E_c \times I_c} \quad (23)$$

$$\text{Caso de carga distribuída: } a_c = u \times \frac{q \times l^4}{E_c \times I_c} \quad (24)$$

Em que:

$u$  – Coeficiente de correção que relaciona o sistema estrutural com o carregamento a que está sujeita;

$p$  – Carga concentrada;

$q$  – Carga distribuída;

$E_c$  – Módulo de elasticidade do betão;

$I_c$  – Momento de inércia do elemento.

Em vãos intermédios de vigas contínuas submetidas a um carregamento uniforme deve-se recorrer à seguinte equação:

$$a_c = \eta \times \frac{M \times l^2}{E_c \times I_c} \quad (25)$$

Em que:

$M$  – Momento máximo atuante;

$\eta$  – Coeficiente de correção.

A flecha instantânea obtém-se para o instante  $t = 0$ , que representa o instante em que é aplicada uma força na estrutura, e determina-se da seguinte forma:

$$a_o = a_c \times k_o \quad (26)$$

Em que:

$a_c$  – Flecha elástica;

$k_o$  – Coeficiente global de correção para as flechas instantâneas, que resultam da seguinte relação:

$$\frac{M_{rd}}{M_D} = \frac{w_{ci} \times f_{ct}}{M_D} \quad (27)$$

Em que:

$M_{rd}$  – Momento que provoca o início da fendilhação;

$M_D$  – Momento fletor da combinação de ações em estudo;

$w_{ci}$  – Módulo de flexão correspondente à secção homogeneizada;

$f_{ct}$  – Admite-se o valor de  $f_{ctm}$ .

Relativamente à flecha a tempo infinito, esta tem em conta os fenómenos de retração, fluência, variações de temperatura, entre outros, que causam o aparecimento de fissuras. Posto isto, são

aplicados coeficientes globais de correção que têm em conta estes fatores através do Método Bi-linear (Figueiras, 1997). Desta forma, a flecha total é dada pela seguinte expressão:

$$a_t = a_c \times k_t \times \eta \quad (28)$$

Em que:

$a_c$  – Flecha elástica;

$k_T$  – Coeficiente global de correção para as flechas sob cargas de longa duração.

#### 3.6.1.4 Coeficiente de Poisson

A NP EN 1992-1-1 define que para o betão não fendilhado, o coeficiente de poisson  $\nu$  considera-se igual a 0,2. No caso de betão fendilhado, este coeficiente deverá tomar valor igual a zero.

#### 3.6.1.5 Coeficiente de dilatação térmica linear

Segundo a NP EN 1992-1-1, o coeficiente de dilatação térmica poderá ser calculado pela seguinte equação, na falta de informações mais exigentes:

$$\alpha = 10 \times 10^{-6} \times K^{-1} \quad (29)$$

#### 3.6.1.6 Fluência e retração

Estes dois fenómenos dependem essencialmente da humidade presente no ambiente, das dimensões do elemento e da composição do betão, e afetam a fendilhação e a deformação dos elementos estruturais.

O coeficiente de fluência poderá ser considerado igual a  $1,05 E_{cm}$ . Nos casos em que o betão não se encontre sujeito a uma tensão de compressão superior a  $0,45 f_{ck}(t_0)$  na idade  $t_0$ , considera-se que a fluência se desenvolve no domínio linear. Se a tensão exceder esse valor, é necessário considerar a não linearidade da fluência.

O coeficiente de fluência  $\phi$  do betão entre as idades  $t$  e  $t_0$ , em relação à deformação elástica aos 28 dias, traduz-se pela razão entre a deformação diferida e a deformação elástica, de acordo com a seguinte equação:

$$\varphi(t, t_0) = \frac{\varepsilon_c(t) - \varepsilon_c(t_0)}{\varepsilon_c(t_0)} = \frac{\varepsilon_{cc}(t, t_0)}{\varepsilon_c(t_0)} \quad (30)$$

Relativamente à retração, a sua extensão é composta por duas componentes: a extensão de retração por secagem,  $\varepsilon_{cd}$ , e a extensão de retração autogénea,  $\varepsilon_{ca}$ .

Em relação à retração por secagem, esta evolui conforme a migração da água do betão endurecido. A retração autogénea desenvolve-se durante os primeiros dias após a betonagem, enquanto o betão endurece.

O valor da extensão total de retração  $\varepsilon_{cs}$  é dado pela seguinte expressão:

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} \quad (31)$$

Em que:

$\varepsilon_{cs}$  – Extensão total de retração;

$\varepsilon_{cd}$  – Extensão de retração por secagem;

$\varepsilon_{ca}$  – Extensão de retração autogénea.

### 3.6.1.7 Controlo da fendilhação

Os valores máximos para a abertura de fendas encontram-se dispostos no EC2 e estão definidos de acordo com a classe de exposição a que a estrutura se encontra sujeita e a combinação de serviço condicionante.

O estado limite de fendilhação é cumprido se a seguinte condição se verificar:

$$w_k \leq w_{máx} \quad (32)$$

Em que:

$w_k$  – Abertura de fendas do elemento;

$w_{máx}$  – Abertura máxima de fendas permitida.

### 3.6.1.8 Relações tensões-extensões

- Relação tensões-extensões para a análise estrutural não linear

Para um carregamento uniaxial de curta duração considera-se que o betão se comporta da forma representada na Figura 3.4.

- Relação tensões-extensões para o cálculo de secções transversais

A relação tensões-extensões, para o betão comprimido e para o cálculo de secções transversais, poderá traduzir-se num diagrama parábola-retângulo, como demonstra a Figura 3.5.

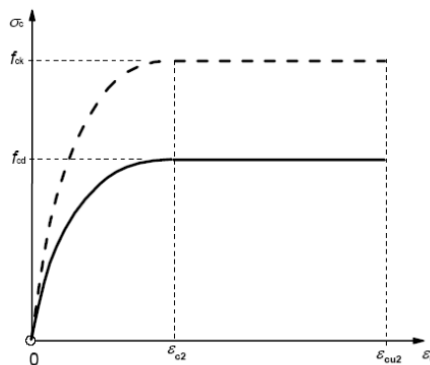


Figura 3.5 - Diagrama parábola-retângulo para betão comprimido. [4]

Em que:

$$\sigma_c = f_{cd} \left[ 1 - \left( 1 - \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{c2}} \right)^n \right] \text{ para } 0 \leq \epsilon_c \leq \epsilon_{c2};$$

$$\sigma_c = f_{cd} \text{ para } \epsilon_{c2} \leq \epsilon_c \leq \epsilon_{cu2};$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c};$$

$f_{cd}$  – Resistência de projeto do betão à compressão;

$f_{ck}$  – Resistência característica do betão à compressão;

$\gamma_c$  – Coeficiente parcial de segurança relativo à resistência do betão.

O Quadro 3.9 apresenta os valores para  $\epsilon_{c2}$ ,  $\epsilon_{cu2}$  e  $n$ . Estes valores podem ser consultados no Quadro 3.1 da NP EN 1992-1-1.

Quadro 3.9 - Características de deformação do betão. [4]

Classe	C12	C16	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50
$\epsilon_{c2}$	2,0								
$\epsilon_{cu2}$	3,5								
$n$	2,0								

Este diagrama poderá ser simplificado por um diagrama bilinear, Figura 3.6, que traduz uma relação de tensões-extensões mais conservativa ou equivalente.

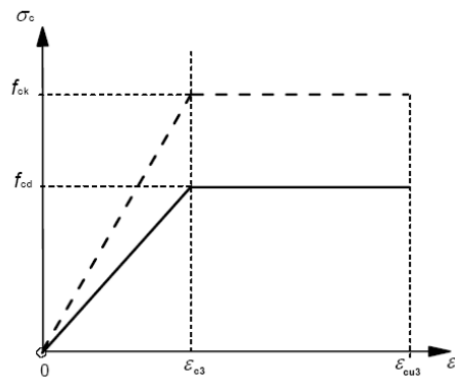


Figura 3.6 - Diagrama bilinear de tensões-extensões. [4]

No caso de secções sujeitas à flexão, é possível assumir uma distribuição retangular de tensões, conforme ilustra a Figura 3.7.

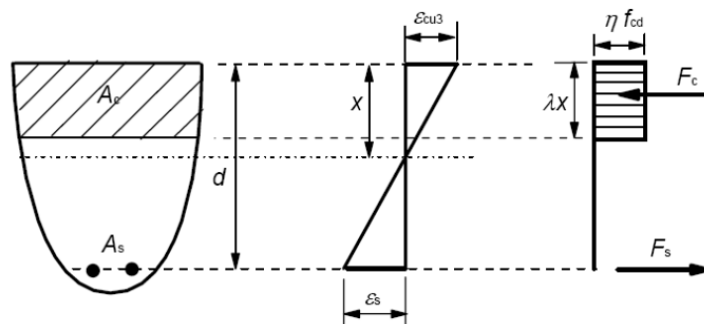


Figura 3.7 - Distribuição retangular de tensões. [4]

Os parâmetros  $\lambda$  e  $\eta$  representam, respetivamente, a altura útil da zona comprimida e a resistência efetiva, sendo obtidos da seguinte forma:

$$\lambda = 0,8 \quad \text{para } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \quad (33)$$

$$\lambda = 0,8 - \frac{(f_{ck} - 50)}{400} \quad \text{para } 50 \text{ MPa} < f_{ck} \leq 90 \text{ MPa} \quad (34)$$

$$\eta = 1,0 \quad \text{para } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \quad (35)$$

$$\eta = 1,0 - \frac{(f_{ck} - 50)}{200} \quad \text{para } 50 \text{ MPa} < f_{ck} \leq 90 \text{ MPa} \quad (36)$$

### 3.6.2 Aço para betão armado

A NP EN 1992-1-1 estabelece vários princípios e regras para as armaduras para betão armado. Estes requisitos aplicam-se às armaduras em forma de varões, fios, redes eletrossoldadas e vigas em treliça pré-fabricada.

O comportamento das armaduras caracteriza-se pelas seguintes propriedades:

- Tensão de cedência ( $f_{yk}$  ou  $f_{0,2k}$ );
- Tensão de cedência máxima real ( $f_{y,máx}$ );
- Resistência à tração ( $f_t$ );
- Ductilidade ( $\epsilon_{uk}$  e  $f_t/f_{yk}$ );
- Aptidão à dobragem;
- Características de aderência ( $f_r$ );
- Dimensões e tolerâncias das secções;
- Resistência à fadiga;
- Soldabilidade;
- Resistência ao corte e à soldadura para redes eletrossoldadas e vigas em treliça pré-fabricadas.

### 3.6.2.1 Resistência e ductilidade

O aço é caracterizado pela sua tensão de cedência  $f_{yk}$  e pela sua resistência à tração  $f_{tk}$ . Estas duas propriedades são definidas como o valor característico da força de cedência a dividir pela área nominal da secção transversal.

As armaduras devem apresentar boa ductilidade e na Figura 3.8 é possível observar as curvas de tensões-extensões para um aço laminado a quente e um aço endurecido a frio.

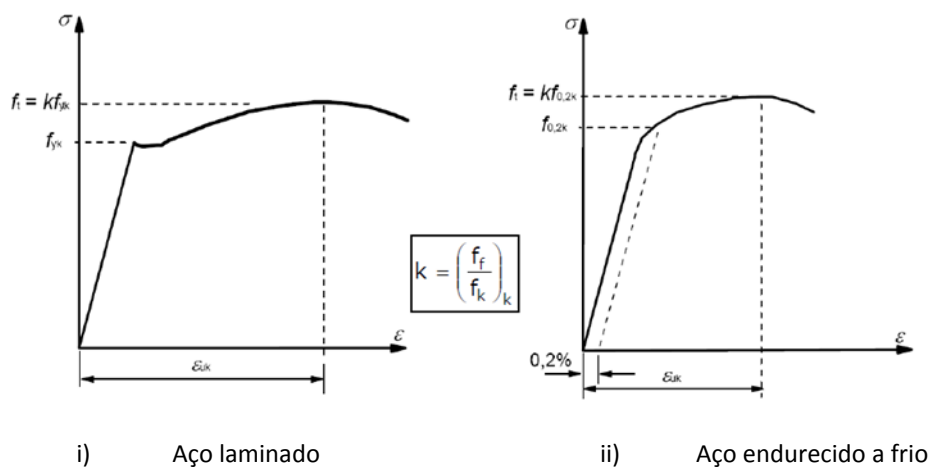


Figura 3.8 - Diagrama tensões-extensões do aço típico de armaduras para betão armado. [4]

A ductilidade deste material é definida pela relação entre a resistência à tração (tensão máxima) e a tensão de cedência  $(f_t/f_y)_k$  e pela extensão na carga máxima ( $\epsilon_{uk}$ ).

Quadro 3.10 – Propriedades das armaduras. [4]

Forma do Produto		Varões e Fios			Redes eletrossoldadas			Valor do quantilho (%)
Classe		A	B	C	A	B	C	-
Valor característico da tensão de cedência $f_{yk}$ ou $f_{0,2k}$ (MPa)		400 a 600						5,0
Valor mínimo de $k = (f_t/f_y)_k$		$\geq 1,05$	$\geq 1,08$	$\geq 1,15$ $< 1,35$	$\geq 1,05$	$\geq 1,08$	$\geq 1,1$ 5 $< 1,3$ 5	10,0
Valor característico da extensão à tensão máxima, $\epsilon_{uk}$ (%)		$\geq 2,5$	$\geq 5,0$	$\geq 7,5$	$\geq 2,5$	$\geq 5,0$	$\geq 7,5$	10,0
Aptidão à dobragem		Ensaio de dobragem/desdobragem			-			
Resistência ao corte		-			$0,3Af_{yk}$ , em que $A$ é a área do fio.			Mínimo
Tolerância máxima da massa nominal (varão ou fio isolado) (%)	Dimensão nominal do varão (mm)							5,0
	$\leq 8$							
	$> 8$	$\pm 4,5$						

### 3.6.2.2 Hipóteses de cálculo

O cálculo a efetuar deverá ter em conta a área nominal da secção transversal das armaduras. A NP EN 1992-1-1 propõe dois métodos possíveis de cálculo:

- 1) Um ramo superior inclinado com uma extensão limite de  $\epsilon_{ud}$  e tensão limitada de  $kf_{yk}/\gamma_s$ , sendo  $k = (f_t/f_y)k$ ;
- 2) Um ramo superior horizontal sem limitação das extensões.

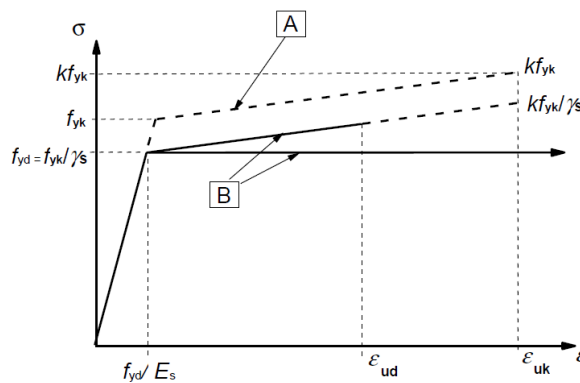


Figura 3.9 - Diagrama de tensões-extensões, A e B, do aço das armaduras para betão armado. [4]

Em que:

$E_s$  – Módulo de elasticidade do aço, com valor igual a 200 GPa;

$f_{yd}$  – Resistência de projeto do aço;

$f_{yk}$  – Resistência característica do aço;

$\gamma_s$  – Coeficiente parcial de segurança relativo à resistência do aço;

A – Diagrama idealizado;

B – Diagrama de cálculo.

### 3.6.2.3 Módulo de elasticidade

O valor do módulo de elasticidade do aço,  $E_s$ , deverá ser igual a 200 GPa.

### 3.6.2.4 Recobrimentos das armaduras

A necessidade de estabelecer regras e recobrimentos mínimos permite prevenir a corrosão das armaduras dos elementos estruturais que colocam em risco a durabilidade da estrutura.

O recobrimento nominal deve encontrar-se especificado nas peças desenhadas. Este é definido como recobrimento mínimo,  $c_{mín}$ , juntamente com uma margem de cálculo,  $\Delta c_{dev}$ , para as tolerâncias de execução.

$$c_{nom} = c_{mín} + \Delta c_{dev} \quad (37)$$

Segundo a NP EN 1992-1-1, o recobrimento mínimo deve cumprir:

- A transmissão eficaz das forças de aderência;
- A proteção do aço contra a corrosão;
- Uma adequada resistência ao fogo.

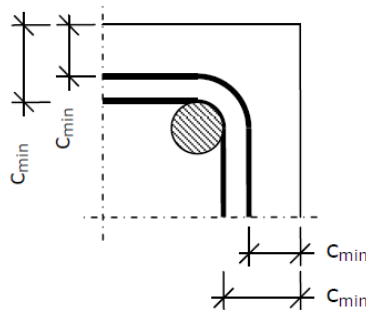


Figura 3.10 - Recobrimento mínimo das armaduras. [18]

A exposição do recobrimento mínimo, tendo em atenção os requisitos de aderência e durabilidade, é dada por:

$$c_{mín} = \max\{c_{mín,b}; c_{mín,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10 \text{ mm}\} \quad (38)$$

Em que:

$c_{mín,b}$  – Recobrimento mínimo para os requisitos de aderência;

$c_{mín,dur}$  – Recobrimento mínimo relativo às condições ambientais;

$\Delta c_{dur,\gamma}$  – Margem de segurança;

$\Delta c_{dur,st}$  – Redução do recobrimento mínimo no caso de utilização de aço inoxidável;

$\Delta c_{dur,add}$  – Redução do recobrimento mínimo no caso de proteção adicional.

## 3.7 FUNDAÇÕES

As fundações de um edifício são os elementos estruturais destinados a suportar o peso de toda a estrutura, capazes de transmitir todas as cargas ao terreno que a suporta, fazendo a ligação estrutura-solo. É necessário ter em conta o tipo de fundação a utilizar, de forma a garantir que esse seja o mais indicado em relação à segurança e funcionamento do edifício.

### 3.7.1 Dimensionamento geotécnico

Existem 3 tipos de categorias para definir os requisitos do projeto geotécnico, em que a atribuição da categoria geotécnica é efetuada com base no conhecimento da complexidade e das consequências da estrutura ou da obra.

- Categoria Geotécnica 1: engloba estruturas pequenas e relativamente simples, com muito baixo risco de perigo;
- Categoria Geotécnica 2: engloba estruturas do tipo corrente, sem grandes exigências ou dificuldades relativamente ao tipo de terreno e carregamento. Não envolvem riscos fora do comum;
- Categoria Geotécnica 3: engloba estruturas pouco correntes e de grandes dimensões, que requerem estudos específicos. Envolvem riscos fora do comum.

Para o dimensionamento geotécnico deverá considerar-se:

- As ações, que também poderão ser impostas por deslocamentos provocados, por exemplo, por assentamentos do terreno;
- As propriedades dos solos, das rochas e de outros materiais;
- Grandezas geométricas;
- Valores limites para as deformações e para a largura de fendas, entre outros;
- Modelos de cálculo: modelo analítico, modelo semi-empírico ou modelo numérico.

Na realização do projeto geotécnico é fundamental conhecer as características mecânicas dos solos e das rochas. Como tal, é aconselhável realizar ensaios em laboratório através da recolha de amostras ou *in situ*.

Os dados geométricos são igualmente importantes para avaliar o nível e a inclinação da superfície do terreno, os níveis de água presentes, os níveis das interfaces entre estratos, os níveis de escavação e as dimensões da estrutura geotécnica.

### 3.7.2 Fundações superficiais

No dimensionamento de uma fundação superficial poderão ser utilizados três métodos de cálculo distintos:

- Método direto: analisam-se separadamente os estados limites, utilizando modelos de cálculo e considerando valores de cálculo para as ações e para os parâmetros do terreno;
- Método indireto: tem como base a experiência comparável, proveniente de resultados experimentais ou observações, com fim a cumprir os requisitos de todos os estados limites pertinentes;
- Método Prescritivo: é utilizada uma capacidade resistente do terreno prevista.

Inicialmente deverá efetuar-se uma limpeza do terreno com vista à realização das fundações, contemplando a remoção de raízes, obstáculos, etc. Caso exista alguma falha no solo, esta deve ser devidamente preenchida por forma a garantir a rigidez do terreno intacto.

É importante ainda atender aos seguintes aspetos:

- Deformabilidade e resistência do maciço rochoso, bem como o assentamento admissível da estrutura;
- Presença de camadas com características mecânicas fracas;
- Presença de planos de estratificação ou de outras descontinuidades;
- Possível alteração, degradação e fraturação do maciço rochoso, possivelmente causada por atividades de construção na periferia.

Os estados limites preconizados pelo Eurocódigo 7 que fundamentam a necessidade do dimensionamento de uma fundação superficial são:

- Perda de estabilidade global;

- Rotura por resistência insuficiente ao carregamento;
- Rotura por deslizamento;
- Rotura conjunta do terreno e da estrutura;
- Rotura estrutural provocada por movimentos da fundação;
- Assentamentos excessivos;
- Empolamento excessivo;
- Vibrações inaceitáveis.

### 3.7.2.1 Verificações de segurança

Para fundações superficiais e com a finalidade de demonstrar que a fundação apresenta resistência adequada em relação à rotura por insuficiente resistência do terreno, a seguinte condição deverá ser verificada para todos os estados limites últimos:

$$V_d \leq R_d \quad (39)$$

Em que:

$V_d$  – Valor de cálculo da carga normal à base da fundação, que inclui o peso da fundação e, eventualmente, de aterro sobre esta;

$R_d$  – Valor de cálculo da capacidade de carga na fundação.

A verificação da segurança de estabilidade deverá ser realizada principalmente nas seguintes situações:

- a) Zonas inclinadas, como taludes;
- b) Proximidade de escavações ou estruturas de contenção;
- c) Proximidade de canais de água, lagos, albufeiras e costa marítima;
- d) Proximidade com trabalhos subterrâneos ou estruturas enterradas.

### 3.7.2.2 Coeficientes parciais de segurança

Os coeficientes parciais de segurança a aplicar a fundações superficiais são os que se encontram no Quadro 3.11.

Quadro 3.11 - Coeficientes parciais de segurança de fundações superficiais. [19]

Ações		Propriedades do terreno, $\gamma_M$			
Permanentes		Variáveis ( $\gamma_Q$ )	$\tan \phi'$	$c'$	$c_u$
Desfavoráveis	Favoráveis				
1,0	1,0	1,30	1,25	1,60	1,40

- Ações

Quadro 3.12 - Coeficientes parciais para as ações. [5]

Ação	Símbolo	Valor
Permanente	$\gamma_G$	1,10
Desfavorável		
Favorável		0,90
Variável	$\gamma_Q$	1,50
Desfavorável		
Favorável		0

- Materiais

Quadro 3.13 - Coeficientes parciais para os parâmetros do solo. [5]

Características do solo	Símbolo	Valor
Ângulo de atrito interno ( $\varphi'$ )	$\gamma_{\varphi'}$	1,25
Coesão efetiva	$\gamma_{c'}$	1,25
Resistência ao corte não drenada	$\gamma_{cu}$	1,40
Resistência à compressão simples	$\gamma_{qu}$	1,40
Peso volúmico	$\gamma_{\gamma}$	1,0

### 3.8 DISPOSIÇÕES CONSTRUTIVAS

A NP EN 1992-1-1 dispõem regras de segurança, utilização e durabilidade para as armaduras. De seguida serão apresentados os requisitos a cumprir relativos às vigas, lajes, pilares e sapatas.

#### 3.8.1 Vigas

- Armadura longitudinal

As disposições construtivas que serão apresentadas relativamente à armadura longitudinal mínima têm como objetivo principal reduzir os efeitos de fendilhação nas zonas em que os elementos se encontram tracionados. Como tal, as seguintes fórmulas indicam os valores mínimos e máximos, respetivamente, que a área da armadura longitudinal deve respeitar:

$$A_{s,min} \geq \begin{cases} 0,26 \times \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \times b_w \times d \\ 0,0013 \times b_w \times d \end{cases} \quad (58)$$

$$A_{s,máx} = 0,04 \times A_c \quad (59)$$

Em que:

$f_{ctm}$  – Valor médio da tensão de rotura do betão à tração simples;

$b_w$  – Largura da alma de vigas em T, I ou L;

$d$  – Altura útil de uma secção transversal;

$A_c$  – Área da secção transversal de betão.

- Armadura superior nos apoios sem continuidade e sem encastramento

A armadura a colocar nestas zonas de apoio deverá ser dimensionada para um momento fletor correspondente a um encastramento parcial, cumprindo as seguintes condições:

$$A_{S,apoio} \geq \begin{cases} 15\% \times A_{S,máx}^+ \\ A_{S,mín} \end{cases} \quad (60)$$

- Armadura de montagem

Na zona superior da viga é aconselhável colocar uma armadura longitudinal de montagem que permitirá a fixação dos estribos. Como se trata de uma armadura auxiliar de construção, esta não está incluída no dimensionamento, servindo apenas para facilitar a montagem.

### 3.8.2 Lajes

As lajes são elementos laminares planos sujeitos a ações orientadas geralmente na normal ao plano médio, ficando sujeitas à flexão transversal.

Uma laje sujeita a cargas distribuídas uniformemente é classificada como resistente numa direção nos seguintes casos:

- Quando tiver dois bordos livres que sejam paralelos entre si e não estejam apoiados;
- Quando corresponder a uma laje que se encontre apoiada nos quatro bordos e a relação entre o vão maior e o vão menor é superior a 2.

A espessura das lajes deve ser definida tendo em conta as condições de utilização. O valor mínimo da espessura está definido na NP EN 1992-1-1 e este deve respeitar a relação  $l/d$  anteriormente exposta.

- Armadura na direção principal

Tal como apresentado nas vigas, é necessário garantir uma armadura que seja capaz de controlar a fendilhação. As áreas mínimas e máximas da secção da armadura de tração são semelhantes às apresentadas anteriormente para as vigas.

- Armadura de distribuição

No caso de uma laje armada numa direção, a regulamentação impõe a colocação de armadura de distribuição transversal ao vão. A armadura mais adequada para este caso deve ser calculada tendo em conta a secção da armadura principal existente, sendo que o seu valor deve ser pelo menos igual a 20% da armadura aí existente.

### 3.8.3 Pilares

Os pilares são peças lineares que geralmente se encontram sujeitos aos esforços de flexão e compressão.

Segundo a regulamentação em vigor, um determinado elemento designado de pilar deve cumprir as seguintes características por forma a garantir o seu bom funcionamento e segurança:

- A maior secção transversal do pilar não deve exceder 4 vezes a menor dimensão;
- A dimensão menor de uma secção transversal de um pilar deve ser pelo menos 20 cm;
- Em secções do tipo T,L ou I, a espessura do lado menor destes elementos não deve ser menor que 15 cm e o seu comprimento menor que 20 cm;
- No caso de secções ocas, é necessário garantir que a sua espessura mínima seja 10 cm;
- Não deve ter uma esbelteza,  $\lambda = l_0/i$ , superior a 140.

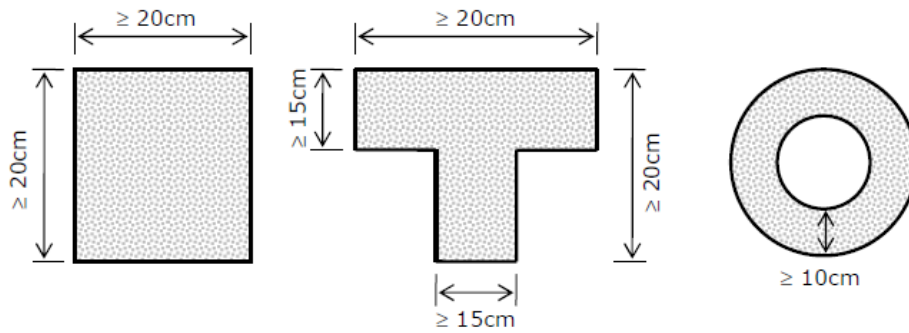


Figura 3.11 - Condições geométricas dos pilares. [8]

- Armaduras longitudinais

Relativamente às armaduras longitudinais a colocar nos pilares, estas devem ter no mínimo um diâmetro igual a 10 mm e respeitar o maior valor das seguintes condições:

$$\begin{cases} A_{s,min} = \frac{0,10 \times Ned}{f_{yd}} \\ A_{s,min} = 0,002 \times A_c \end{cases} \quad (61)$$

Em que:

$Ned$  – Valor de cálculo do esforço normal de compressão;

$f_{yd}$  – Valor de cálculo da tensão de cedência nas armaduras;

$A_c$  – Área da secção transversal do pilar.

Esta armadura deve igualmente respeitar a fórmula correspondente a  $A_{s,max}$  apresentada anteriormente.

A disposição dos varões nas secções é igualmente importante, devendo garantir-se um varão em cada ângulo. O espaçamento entre varões não deve exceder os 30 cm, excetuando os casos em que a largura da secção seja igual ou menor que 40 cm.

- Armaduras transversais

Para as armaduras transversais nos pilares é necessário que os seus diâmetros cumpram as seguintes condições:

$$\begin{cases} \phi_c \geq 6 \text{ mm} \\ \phi_c \geq 1/4\phi_{l,m\acute{a}x} \end{cases} \quad (62)$$

### 3.8.4 Sapatas

- Armadura mínima e mımima

Em sapatas, a armadura mínima longitudinal de tracao  disposta a partir do mesmo princípio adotado para as lajes, cumprindo os seguintes valores mínimo e mımimo:

$$A_{s,min} \geq \begin{cases} 0,26 \times \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \times b_t \times d \\ 0,0013 \times b_t \times d \end{cases} \quad (63)$$

$$A_{s,m\acute{a}x} = 0,04 \times b \times h \quad (64)$$

Relativamente ao comprimento de amarracao das armaduras longitudinais, deve ser respeitado o esquema ilustrado na Figura 3.12, consoante se trate de uma sapata rígida ou flexível.

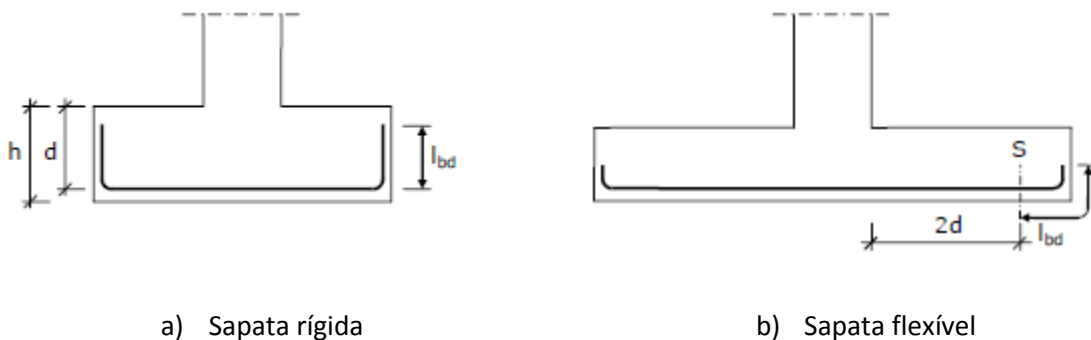


Figura 3.12 – Amarracao da armadura principal em sapatas. [8]



## **4 CONCEÇÃO ESTRUTURAL**

### **4.1 INTRODUÇÃO**

O projeto de estabilidade que seguidamente se apresenta foi iniciado na empresa Segropol, durante o estágio curricular e tem por objeto uma moradia localizada na Rua António Galvão, no distrito do Porto, cujo requerente é Prize Homes – Empreendimentos Imobiliários, Lda.

O projeto de arquitetura facultado em ficheiro de Autocad é constituído por peças desenhadas que englobam plantas, alçados e cortes que definem a geometria do edifício.

Este capítulo apresentará todo o estudo de estabilidade desenvolvido, bem como as soluções estruturais adotadas e as verificações associadas à validação das mesmas.

### **4.2 ARQUITETURA**

A moradia em estudo é constituída por 3 pisos: cave, piso térreo e um andar elevado. A cobertura é plana não acessível. A sua geometria é regular tanto em altura como em planta, não existindo variações bruscas de áreas nem de alturas entre pisos. A comunicação vertical entre pisos é assegurada por escadas constituídas por dois lanços.

A cave apresenta uma área aproximadamente igual a 221 m<sup>2</sup> e divide-se nos seguintes espaços: garagem, WC/SPA, sala polivalente, quarto com instalação sanitária, lavandaria e um pátio. Localiza-se à cota -3,50 m com um pé-direito de 2,29 m.

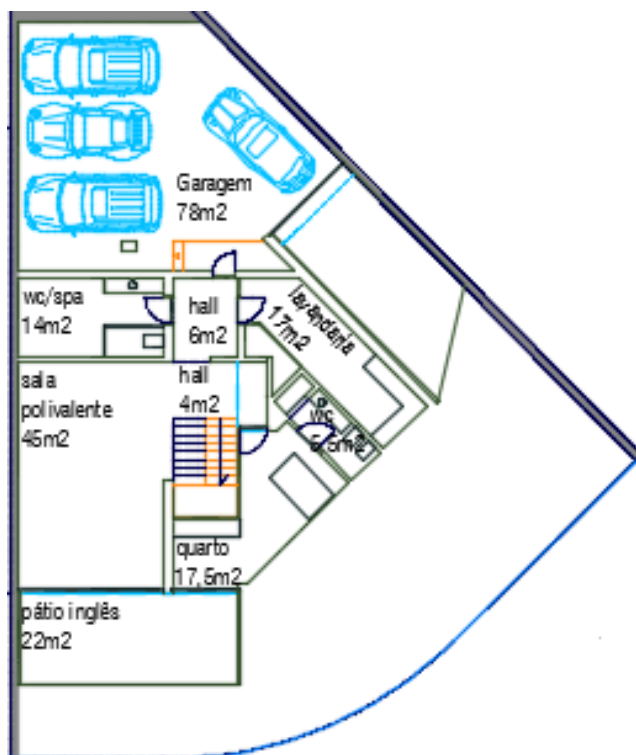


Figura 4.1 – Planta da cave (Arquitetura).

O piso térreo apresenta uma zona interior com uma área de 150m<sup>2</sup> e distribui-se nas seguintes divisões: hall de entrada, uma instalação sanitária de serviço, uma cozinha e uma sala comum que desempenha funções de sala de jantar e sala de estar, à cota de +0,00 m destinada ao uso habitacional, com um pé-direito de 2,70 m.

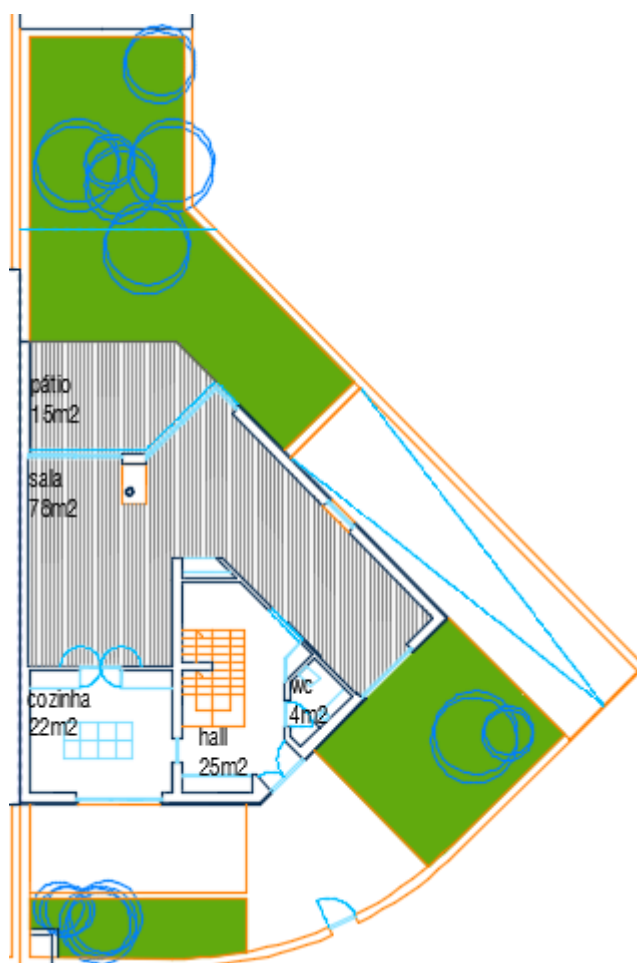


Figura 4.2 – Planta do Rés-do-Chão (Arquitetura).

O piso superior encontra-se resumidamente distribuído em duas suites com instalações sanitárias respetivas e uma terceira instalação sanitária que serve mais dois quartos, que perfazem uma área de  $143 \text{ m}^2$  à cota de +3,45 m, com um pé direito de 2,63 m.

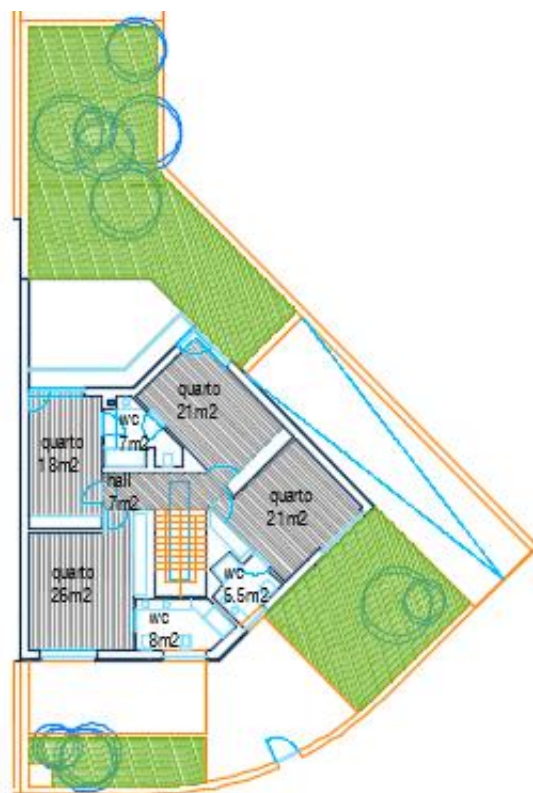


Figura 4.3 – Planta do Piso 1 (Arquitetura).

Por fim, a cobertura plana não acessível localiza-se à cota +6,83 m com a mesma geometria do piso elevado.

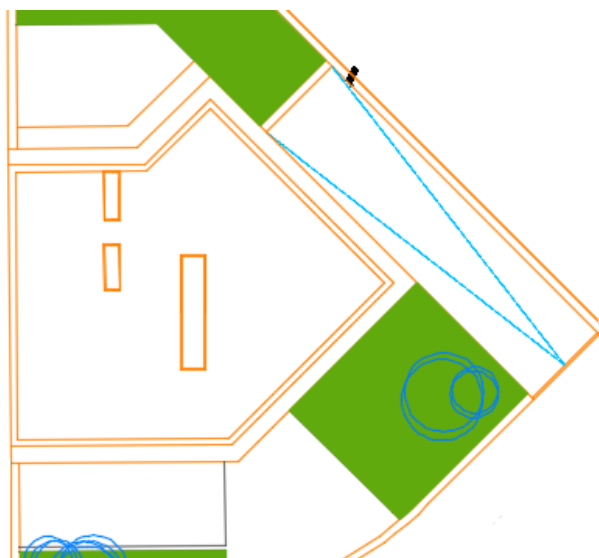


Figura 4.4 – Planta da Cobertura.

### 4.3 CONDICIONAMENTOS

Para a implantação dos elementos necessários à estrutura foi facultado o projeto de arquitetura, nomeadamente as peças desenhadas dos diferentes pisos, cortes e alçados anteriormente descritos.

Neste sentido, foi respeitada toda a arquitetura apresentada, tendo-se realizado um estudo de projeto por forma a analisar o melhor posicionamento e dimensões dos elementos estruturais, tentando garantir a estabilidade e segurança da estrutura, bem como o seu custo.

A partir da localização dos pilares e vigas apresentados no projeto de arquitetura realizou-se o pré-dimensionamento desses elementos. Relativamente aos pilares e às paredes estruturais, todos estes possuem as dimensões inicialmente definidas pelo arquiteto, mantendo os lugares de estacionamento e os espaços de acesso e circulação livres. Quanto às vigas, estas foram pré-dimensionadas tendo em conta a verificação ao estado limite de deformação.

Posteriormente, foram analisadas as cotas a que se encontram os pavimentos e os respetivos pés direitos, concluindo que não existem desníveis nos pisos.

Quanto ao tipo de lajes utilizado, sempre que possível foram adotadas lajes aligeiradas, dado o seu ótimo binómio custo/desempenho. Quando os vãos não permitiam o uso daquele tipo de lajes, optou-se por uma solução maciça. Estão incluídas neste caso as lajes de grande vão, nomeadamente no Teto da Cave e na Cobertura, as lajes de escadas e todas as lajes em consola.

A nível geotécnico, não existe qualquer tipo de estudo ou relatório de prospeção geotécnica do solo de fundação. Prevê-se, no entanto, um terreno com capacidade portante que permite a realização de fundações diretas superficiais, ou seja, sapatas. Sendo assim, o dimensionamento foi efetuado considerando para a tensão admissível do solo o valor de 200 KPa, devendo este ser confirmado pela entidade adjudicadora durante a abertura efetiva dos primeiros caboucos para a execução das respetivas fundações.

Tendo em conta a configuração do edifício e a linha de terreno natural, dimensionou-se um muro de suporte no perímetro, que sustêm com eficiência as terras que lhe são adjacentes, ao longo do seu desenvolvimento.

## 4.4 MATERIAIS

Os materiais foram definidos de acordo com a finalidade do edifício, o seu tempo de vida útil e a sua classe de exposição. Visto que se trata de um edifício corrente, de acordo com o Quadro 4.1 da NP EN 1992-1-1, a classe de exposição considerada para esta estrutura foi a classe XC2.

Relativamente à classe de betão e aço utilizado na estrutura, fizeram-se as seguintes considerações:

- Betão da classe C20/25 para fundações;
- Betão da classe C25/30 no geral;
- Aço da classe A400NR.

## 4.5 AÇÕES

Uma ação é caracterizada pelo conjunto de cargas que são aplicadas à estrutura. Os efeitos das ações nas estruturas são variados, pelo que a sua determinação é fundamental. Como tal, as ações dividem-se em ações de carácter permanente, variável, acidente e sísmica.

### 4.5.1 Ações permanentes

As ações permanentes são caracterizadas pelo seu tempo de permanência no tempo de vida útil da estrutura. Como tal, deverão ser considerados os pesos próprios dos elementos estruturais e não estruturais da construção, pesos de equipamentos fixos, impulsos de terras, entre outros.

Peso volúmico do betão	$\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$
Peso volúmico do terreno	$\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$
Revestimento dos pisos	$2,25 \text{ kN/m}^2$
Divisórias	$1,75 \text{ kN/m}^2$
Revestimento da cobertura	$2,55 \text{ kN/m}^2$

Revestimento das escadas	1,85 $kN/m^2$
Revestimento da varanda	1,75 $kN/m^2$
Paredes exteriores	11 $kN/m$
Paredes exteriores com janelas	7 $kN/m$

#### 4.5.2 Ações variáveis

Este tipo de ação é definida pelo seu carácter variável ao longo do tempo de vida útil do edifício. São classificadas como ações variáveis as sobrecargas, as ações do vento, dos sismos, da temperatura, da neve, entre outros.

Sobrecarga nos pisos (habitação)	2,0 $kN/m^2$
Sobrecarga na cobertura não acessível	1,0 $kN/m^2$
Sobrecarga nas escadas	3,0 $kN/m^2$
Sobrecarga na varanda	5,0 $kN/m^2$

##### 4.5.2.1 Vento

A ação do vento atua diretamente na forma de pressão sobre as fachadas dos edifícios, da qual resultam forças perpendiculares à superfície. De acordo com o RSAEEP, a quantificação do vento pode ser considerada como atuando na horizontal, admitindo-se que esta pode ter qualquer direção.

Para obtenção da ação do vento é necessário avaliar a zona em que o edifício vai ser construído. De acordo com o artigo 20.º do RSAEEP, o edifício enquadra-se na zona A, pois localiza-se a mais de 5 km da zona costeira e a uma altitude menor que 600 m.

Outro parâmetro a definir é a rugosidade aerodinâmica do solo. Este é caracterizado em função do edifício se situar em zonas rurais ou em zonas urbanas. Visto que se trata de uma zona urbana, em que predominam edifícios de médio e grande porte, considera-se rugosidade do tipo I.

Deste modo, a ação do vento é determinada através da pressão dinâmica do vento,  $w$ , e dos coeficientes de pressão,  $\delta_p$ .

$$p = \delta_p \times w \quad (63)$$

Segundo o ponto 3.2 do anexo I do RSAEEP, o coeficiente de pressão interior toma o valor de -0,3 para edifícios com quatro fachadas com permeabilidade semelhante. Relativamente ao coeficiente de pressão exterior, de acordo com as relações geométricas do edifício, as ações globais sobre as superfícies A, B, C, e D, tomam os seguintes valores, respetivamente, 0,7, -0,25, -0,6 e -0,6.

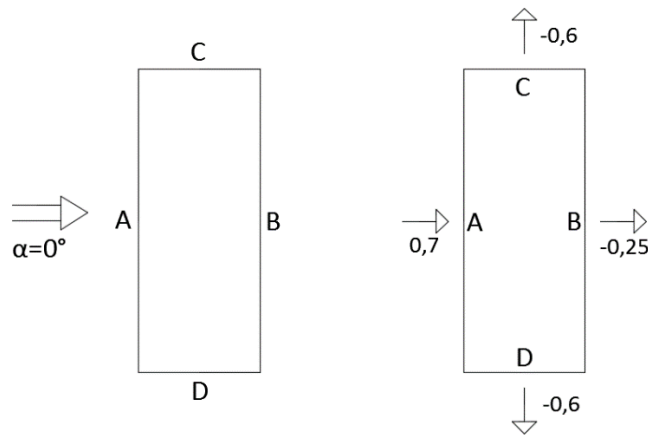


Figura 4.5 – Ações globais para direção do vento a  $0^{\circ}$ .

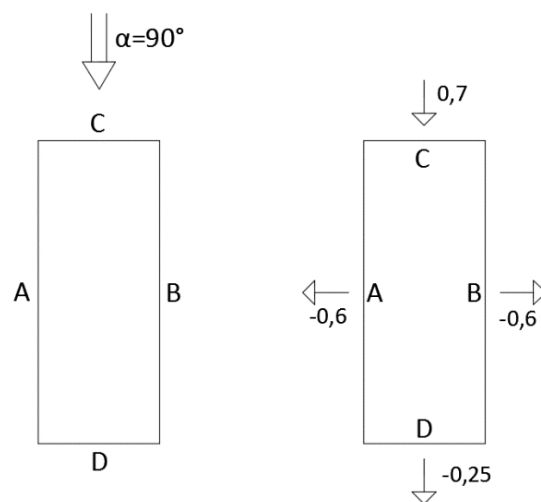


Figura 4.6 – Ações globais para direção do vento a  $90^{\circ}$ .

#### 4.5.2.2 Sismo

Neste caso de estudo, a ação sísmica foi considerada tendo como base as disposições regulamentares do Eurocódigo 8.

As estruturas devem ser todas projetadas e construídas de forma a garantir a sua funcionalidade estrutural em caso de ocorrência de um sismo, garantindo que os danos resultantes sejam pouco severos. Como tal, existem dois requisitos pelos quais a edificação deve ser dimensionada, nomeadamente o requisito de não ocorrência de colapso (estado limite último) e o requisito de limitação de danos (estado de limitação de danos).

Relativamente ao estado limite último, a estrutura deve apresentar uma resistência e uma capacidade de dissipação de energia adequadas. Estes dois parâmetros dependem do valor do coeficiente de comportamento  $q$  e das classes de ductilidade associadas a este. Para o estado de limitação de danos, deverá verificar-se que a estrutura é capaz de comportar danos “admissíveis”, mantendo a sua operacionalidade na ocorrência de um evento sísmico.

Para a determinação da ação sísmica é fundamental conhecer as características do terreno de fundação onde será implementada a estrutura, tornando-se necessário realizar estudos de caracterização geotécnica. A NP EN 1998-1 apresenta no Quadro 3.1 terrenos do tipo A, B, C, D ou E, que poderão ser utilizados para classificar o tipo de terreno em estudo. No presente trabalho considerou-se que o tipo de terreno se enquadrava no tipo C, sendo este composto por areia compacta ou medianamente compacta, de seixo ou argila rija.

Após esta classificação, analisou-se através dos anexos nacionais do Eurocódigo 8, os valores da aceleração máxima de referência,  $a_{gr}$ , para a zona sísmica considerada para os dois tipos de ação sísmica, sendo a ação sísmica do tipo 1 caracterizada pelos sismos afastados e a ação sísmica tipo 2 pelos sismos próximos.

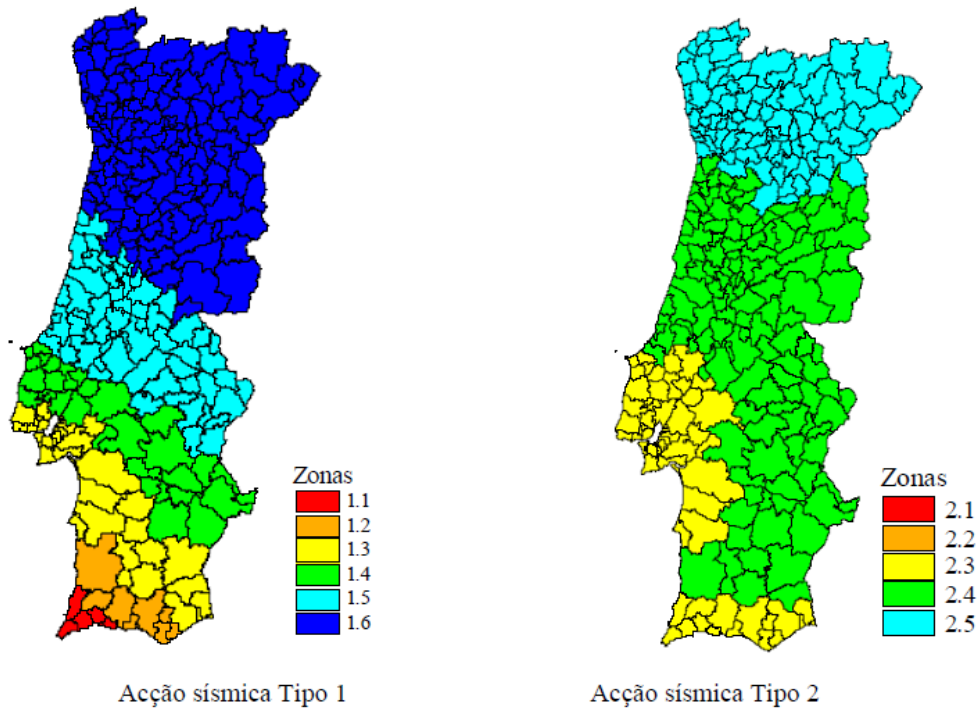


Figura 4.7 – Zonamento sísmico em Portugal Continental. [6]

Tratando-se de uma obra inserida no distrito do Porto, a definição do zonamento sísmico e o valor da aceleração máxima de referência tomam os valores apresentados no Quadro 4.1.

Quadro 4.1 – Definição do zonamento sísmico. [6]

Portugal Continental	Acção Sísmica			
	Tipo 1		Tipo 2	
	Zona sísmica	$a_{gr} (m/s^2)$	Zona sísmica	$a_{gr} (m/s^2)$
Porto	1,6	0,35	2,5	0,8

O Quadro 4.2 apresenta as 4 classes de importância pelas quais os edifícios podem ser classificados. Estas classes são definidas em função das consequências e danos em termos de vidas humanas, segurança e proteção civil após o sismo.

Quadro 4.2 – Classes de importância para os edifícios. [6]

Classe de Importância	Edifícios
I	Edifícios de importância menor para a segurança pública, como edifícios agrícolas, entre outros.
II	Edifícios correntes, não pertencentes às outras categorias.
III	Edifícios cuja resistência é importante tendo em conta as consequências, como escolas, salas de reunião, instituições culturais, entre outros.
IV	Edifícios cuja integridade é de importância vital, como hospitais, quartéis de bombeiros, centrais elétricas, entre outros.

Tratando-se o caso de estudo de um edifício corrente, este é classificado com uma classe de importância II.

- **Análise sísmica com base nos espectros de resposta**

A ação sísmica traduz-se por um conjunto de movimentos que o solo impõe às fundações das estruturas, provocando assim um movimento vibratório.

O movimento sísmico num dado ponto da superfície do terreno é caracterizado pela utilização de espectros de resposta, designado por espectro de resposta elástica. Como tal, a NP EN 1998-1 apresenta dois espectros de resposta elástica para cada tipo de ação sísmica.

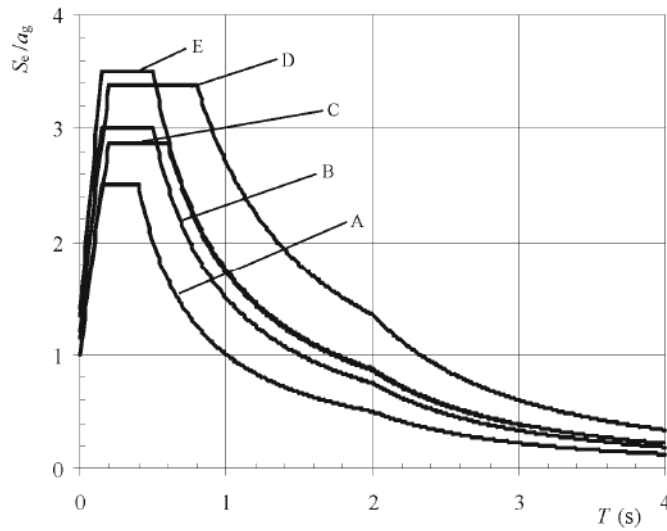


Figura 4.8 – Espectro de resposta elástica de tipo 1 recomendado para os terrenos dos tipos A a E, com coeficiente de amortecimento igual a 5%. [6]

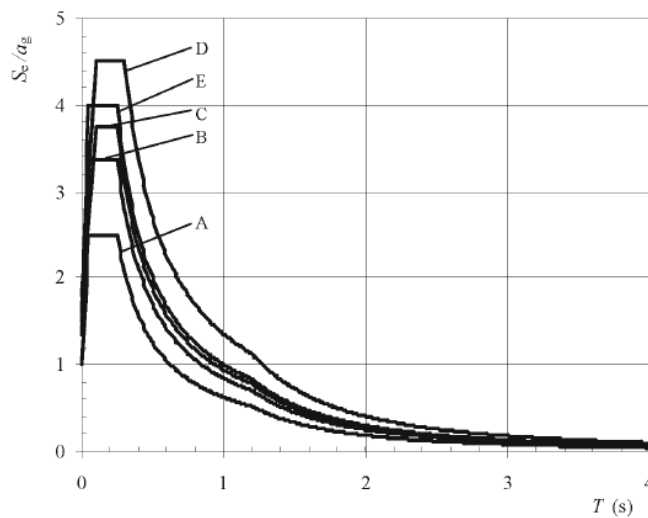


Figura 4.9 - Espectro de resposta elástica de tipo 2 recomendado para os terrenos dos tipos A a E, com coeficiente de amortecimento igual a 5%. [6]

– Espectro de resposta elástica horizontal

O espectro de resposta elástica  $S_e(T)$  é definido pelas seguintes expressões:

$$0 \leq T \leq T_B: S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[ 1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2,5 - 1) \right] \quad (64)$$

$$T_B \leq T \leq T_C: S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \quad (65)$$

$$T_C \leq T \leq T_D: S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \left[ \frac{T_C}{T} \right] \quad (66)$$

$$T_D \leq T \leq 4s: S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \left[ \frac{T_C T_D}{T^2} \right] \quad (67)$$

Em que:

$T$  – Período de vibração da estrutura;

$T_B$  – Período limite inferior do ramo de aceleração constante;

$T_C$  – Período limite superior do ramo de aceleração constante;

$T_D$  – Período limite superior do ramo de deslocamento constante;

$S$  – Fator do terreno;

$\eta$  – Coeficiente de correção do amortecimento;

$a_g$  – Valor de cálculo da aceleração à superfície do terreno.

O valor de aceleração de projeto em rocha é dado pela multiplicação da aceleração de pico em rocha pelo coeficiente de importância de cada estrutura:

$$a_g = a_{gR} \times \gamma_I \quad (68)$$

Em que:

$a_{gR}$  – Valor de referência da aceleração máxima à superfície do terreno;

$\gamma_I$  – Coeficiente de importância.

Como referido anteriormente, o coeficiente de importância a considerar é de classe II e assume os valores apresentados no Quadro 4.3.

Quadro 4.3 – Coeficiente de importância,  $\gamma_I$ . [6]

Classe de importância	Ação sísmica Tipo 1	Ação sísmica Tipo 2	
		Continente	Açores
II	1,0	1,0	1,0

O fator de terreno  $S$  depende da aceleração de projeto em rocha e é calculado por uma das seguintes expressões:

$$\text{Se } a_g \leq 1 \frac{m}{s^2} \quad \text{então } S = S_{max} \quad (69)$$

$$\text{Se } 1 \frac{m}{s^2} \leq a_g \leq 4 \frac{m}{s^2} \quad \text{então } S = S_{max} - \frac{S_{max} - 1}{3} (a_g - 1) \quad (70)$$

$$\text{Se } a_g \geq 4 \frac{m}{s^2} \quad \text{então } S = 1,0 \quad (71)$$

Os parâmetros  $S$ ,  $T_B$ ,  $T_C$  e  $T_D$  dependem do tipo de ação sísmica e do terreno em que a estrutura se encontra, sendo que os seus valores estão definidos no Anexo Nacional do Eurocódigo 8.

Quadro 4.4 – Valores dos parâmetros definidores do espectro de resposta elástica para a ação sísmica do Tipo 1. [6]

Valores dos parâmetros – Ação Sísmica Tipo 1				
Tipo de Terreno	$S_{máx}$	$T_B$	$T_C$	$T_D$
A	1,0	0,10	0,60	2,0
B	1,35	0,10	0,60	2,0
C	1,60	0,10	0,60	2,0
D	2,0	0,10	0,80	2,0
E	1,80	0,10	0,60	2,0

Quadro 4.5 – Valores dos parâmetros definidores do espectro de resposta elástica para a ação sísmica do Tipo 2. [6]

Valores dos parâmetros – Ação Sísmica Tipo 2				
Tipo de Terreno	$S_{m\acute{a}x}$	TB (s)	TC (s)	TD (s)
A	1,0	0,10	0,25	2,0
B	1,35	0,10	0,25	2,0
C	1,60	0,10	0,25	2,0
D	2,0	0,10	0,3	2,0
E	1,80	0,10	0,25	2,0

Para evitar uma análise estrutural não elástica explícita, devido ao comportamento dúctil dos elementos da estrutura ou mecanismos, efetua-se uma análise elástica com base num espectro de cálculo reduzido. Esta redução é efetuada recorrendo ao coeficiente de comportamento  $q$ .

O coeficiente de comportamento  $q$  fornece uma aproximação da razão entre as forças sísmicas a que a estrutura ficaria sujeita caso a sua resposta fosse completamente elástica.

Na realidade, quando um sismo atinge um certo nível de força numa estrutura, esta não mantém a sua integridade. Quando sujeita a uma determinada força, de acordo com as suas características, a estrutura plastifica. A estrutura apenas suporta um certo nível de força e acima desse valor plastifica e entra em patamar.

O Eurocódigo 8 possibilita o cálculo da capacidade dos sistemas em regime não linear para que a estrutura possa resistir às forças sísmicas inferiores às que corresponderiam a uma resposta elástica linear.

Para as componentes horizontais da ação sísmica, o espectro de cálculo  $S_d(T)$ , é traduzido pelas seguintes expressões:

$$0 \leq T \leq T_B: S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[ \frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left( \frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (72)$$

$$T_B \leq T \leq T_C: S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \quad (73)$$

$$T_C \leq T \leq T_D: S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[ \frac{T_C}{T} \right] \geq \beta \cdot a_g \quad (74)$$

$$T_D \leq T: S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[ \frac{T_C T_D}{T^2} \right] \geq \beta \cdot a_g \quad (75)$$

$$\beta = 0,2$$

O coeficiente de comportamento  $q$  tem em conta a capacidade de dissipação de energia e calcula-se segundo a seguinte fórmula:

$$q = q_0 \times k_w \quad (76)$$

O valor do parâmetro  $q_0$  é determinado em função do tipo de estrutura e da sua regularidade em altura e  $k_w$  é o coeficiente que reflete o modo de rotura predominante nos sistemas estruturais de paredes.

Relativamente à ductilidade, o Eurocódigo 8 estabelece 3 tipos: ductilidade baixa, ductilidade média e ductilidade elevada.

Para o caso em estudo, tratando-se de uma estrutura mista porticada, considera-se uma ductilidade média ( $3,0\alpha_u/\alpha_1$ ). A relação  $\alpha_u/\alpha_1$  toma valor igual a 1,3, ou seja, o coeficiente de comportamento é igual a  $q = 3,9$ .

- **Critérios de regularidade estrutural**

Para o cálculo da resistência ao sismo é necessário classificar as estruturas em regulares e não regulares. Para uma estrutura ser considerada regular, existem dois requisitos que devem ser analisados: os critérios de regularidade estrutural em planta e em altura. Esta classificação é importante no sentido de estudar qual o método e as implicações que deverão ser aplicadas, nomeadamente:

- O modelo estrutural poderá ser um modelo plano simplificado ou um modelo espacial;
  - O método de análise poderá ser realizado através do método das forças laterais ou por uma análise modal;
  - O valor do coeficiente de comportamento deverá ser reduzido para os casos em que os critérios de regularidade estrutural em altura não se verificarem.
- Critérios de regularidade em planta

O Quadro 4.6 apresenta os valores do centro de massa e de rigidez de cada piso retirados do programa de cálculo.

Quadro 4.6 – Resultados obtidos para a regularidade em planta.

Planta	Centro de massa (x;y) (m)	Centro de rigidez (x;y) (m)
Piso 1	(6,08;6,43)	(6,06;8,65)
Piso 0	(5,91;6,47)	(6,06;8,73)
Cave	(5,56;9,44)	(4,28;13,21)

Para que o edifício seja classificado como regular em planta é necessário que se verifiquem as seguintes condições:

- Em relação à rigidez lateral e à distribuição de massas, a estrutura do edifício deve ser simétrica em relação aos dois eixos.

De acordo com os valores apresentados anteriormente, os centros de massa e de rigidez apresentam uma diferença em ambos os eixos ortogonais, sendo essa diferença mais acentuada no estudo em relação ao eixo y. Estas diferenças devem-se ao facto de a estrutura não ser completamente simétrica em planta e a sua massa variar ligeiramente.

- A configuração da planta deve ser compacta, ou seja, em cada piso deve ser delimitada uma poligonal convexa.

$$5\% \times \text{Área}_{\text{piso}} \geq \text{Área}_{\text{contorno}} \quad (77)$$

Relativamente à planta do piso 0 e do piso 1, ambas são compactas, estando delimitadas por uma linha poligonal convexa. O mesmo não sucede ao nível da planta da cave, sendo necessário proceder ao cálculo desta regularidade de acordo com a equação anterior.

$$\text{Área da cave} = 221\text{m}^2$$

$$5\% \times \text{Área}_{\text{piso}} = 0,05 \times 221 = 11,05 \text{ m}^2$$

$$\text{Área}_{\text{contorno}} = 14,65 \text{ m}^2 > 5\% \times \text{Área}_{\text{piso}} = 11,05 \text{ m}^2 \text{ logo, não verifica.}$$

- A esbelteza do edifício em planta não deve ser superior a 4.

$$\lambda = \frac{L_{\text{máx}}}{L_{\text{mín}}} < 4 \quad (78)$$

Sendo:

$L_{\text{máx}}$  – Maior dimensão em planta do edifício;

$L_{\text{mín}}$  – Menor dimensão em planta do edifício.

$$\lambda = \frac{19,73}{8,24} = 2,39 < 4 \text{ logo, este critério é cumprido.}$$

- Critérios de regularidade em altura

Em relação à classificação dos critérios de regularidade em altura, estes devem satisfazer as seguintes condições:

- Os núcleos, paredes estruturais ou pórticos são contínuos desde a fundação até ao topo do edifício.

Como se pode verificar pelas plantas estruturais do edifício, este critério é cumprido visto que ao longo dos 3 pisos não existem alterações bruscas ao nível da continuidade dos pilares e das paredes estruturais.

- A rigidez lateral e a massa de cada piso permanecem constantes desde a base até ao topo do edifício.

Nesta estrutura pode-se considerar que este critério é verificado. Apesar de a rigidez lateral e a massa de cada piso não serem constantes, não existem variações bruscas.

É possível concluir, desta forma, que o edifício cumpre os critérios de regularidade em altura, pois existe uma simetria aceitável nas duas direções, que apesar de não ser total, não existe uma grande discrepância.

### 4.5.3 Combinação de ações

Os seguintes quadros apresentam as diferentes combinações de ações adotadas para o dimensionamento desta moradia.

Quadro 4.7 – Combinação de ações para betão (superestrutura).

Comb.	PP	RP	Qa	V(+X)	V(-X)	V(+Y)	V(-Y)	SisX 1	SisX 2	SisY 1	SisY 2
1	1.000	1.000									
2	1.350	1.350									
3	1.000	1.000	1.500								
4	1.350	1.350	1.500								
5	1.000	1.000		1.500							
6	1.350	1.350		1.500							
7	1.000	1.000	1.050	1.500							
8	1.350	1.350	1.050	1.500							
9	1.000	1.000	1.500	0.900							
10	1.350	1.350	1.500	0.900							
11	1.000	1.000			1.500						
12	1.350	1.350			1.500						
13	1.000	1.000	1.050		1.500						
14	1.350	1.350	1.050		1.500						
15	1.000	1.000	1.500		0.900						
16	1.350	1.350	1.500		0.900						
17	1.000	1.000				1.500					
18	1.350	1.350				1.500					
19	1.000	1.000	1.050			1.500					
20	1.350	1.350	1.050			1.500					

CAPÍTULO 4

Comb.	PP	RP	Qa	V(+X)	V(-X)	V(+Y)	V(-Y)	SisX 1	SisX 2	SisY 1	SisY 2
21	1.000	1.000	1.500			0.900					
22	1.350	1.350	1.500			0.900					
23	1.000	1.000					1.500				
24	1.350	1.350					1.500				
25	1.000	1.000	1.050				1.500				
26	1.350	1.350	1.050				1.500				
27	1.000	1.000	1.500				0.900				
28	1.350	1.350	1.500				0.900				
29	1.000	1.000						-0.300		-1.000	
30	1.000	1.000	0.300					-0.300		-1.000	
31	1.000	1.000							-0.300		-1.000
32	1.000	1.000	0.300						-0.300		-1.000
33	1.000	1.000						0.300		-1.000	
34	1.000	1.000	0.300					0.300		-1.000	
35	1.000	1.000							0.300		-1.000
36	1.000	1.000	0.300						0.300		-1.000
37	1.000	1.000						-1.000		-0.300	
38	1.000	1.000	0.300					-1.000		-0.300	
39	1.000	1.000							-1.000		-0.300
40	1.000	1.000	0.300						-1.000		-0.300
41	1.000	1.000						-1.000		0.300	
42	1.000	1.000	0.300					-1.000		0.300	
43	1.000	1.000							-1.000		0.300
44	1.000	1.000	0.300						-1.000		0.300
45	1.000	1.000						0.300		1.000	
46	1.000	1.000	0.300					0.300		1.000	
47	1.000	1.000							0.300		1.000
48	1.000	1.000	0.300						0.300		1.000
49	1.000	1.000						-0.300		1.000	
50	1.000	1.000	0.300					-0.300		1.000	
51	1.000	1.000							-0.300		1.000
52	1.000	1.000	0.300						-0.300		1.000

Comb.	PP	RP	Qa	V(+X)	V(-X)	V(+Y)	V(-Y)	SisX 1	SisX 2	SisY 1	SisY 2
53	1.000	1.000						1.000		0.300	
54	1.000	1.000	0.300					1.000		0.300	
55	1.000	1.000							1.000		0.300
56	1.000	1.000	0.300						1.000		0.300
57	1.000	1.000						1.000		-0.300	
58	1.000	1.000	0.300					1.000		-0.300	
59	1.000	1.000							1.000		-0.300
60	1.000	1.000	0.300						1.000		-0.300

Quadro 4.8 – Combinação de ações para as tensões sobre o terreno.

Comb.	PP	RP	Qa	V(+X)	V(-X)	V(+Y)	V(-Y)	SisX 1	SisX 2	SisY 1	SisY 2
1	1.000	1.000									
2	1.000	1.000	1.300								
3	1.000	1.000		1.300							
4	1.000	1.000	0.910	1.300							
5	1.000	1.000	1.300	0.780							
6	1.000	1.000			1.300						
7	1.000	1.000	0.910		1.300						
8	1.000	1.000	1.300		0.780						
9	1.000	1.000				1.300					
10	1.000	1.000	0.910			1.300					
11	1.000	1.000	1.300			0.780					
12	1.000	1.000					1.300				
13	1.000	1.000	0.910				1.300				
14	1.000	1.000	1.300				0.780				
15	1.000	1.000						-0.300		-1.000	
16	1.000	1.000	0.300					-0.300		-1.000	
17	1.000	1.000							-0.300		-1.000
18	1.000	1.000	0.300						-0.300		-1.000
19	1.000	1.000						0.300		-1.000	
20	1.000	1.000	0.300					0.300		-1.000	
21	1.000	1.000							0.300		-1.000

Comb.	PP	RP	Qa	V(+X)	V(-X)	V(+Y)	V(-Y)	SisX 1	SisX 2	SisY 1	SisY 2
22	1.000	1.000	0.300						0.300		-1.000
23	1.000	1.000						-1.000		-0.300	
24	1.000	1.000	0.300					-1.000		-0.300	
25	1.000	1.000							-1.000		-0.300
26	1.000	1.000	0.300						-1.000		-0.300
27	1.000	1.000						-1.000		0.300	
28	1.000	1.000	0.300					-1.000		0.300	
29	1.000	1.000							-1.000		0.300
30	1.000	1.000	0.300						-1.000		0.300
31	1.000	1.000						0.300		1.000	
32	1.000	1.000	0.300					0.300		1.000	
33	1.000	1.000							0.300		1.000
34	1.000	1.000	0.300						0.300		1.000
35	1.000	1.000						-0.300		1.000	
36	1.000	1.000	0.300					-0.300		1.000	
37	1.000	1.000							-0.300		1.000
38	1.000	1.000	0.300						-0.300		1.000
39	1.000	1.000						1.000		0.300	
40	1.000	1.000	0.300					1.000		0.300	
41	1.000	1.000							1.000		0.300
42	1.000	1.000	0.300						1.000		0.300
43	1.000	1.000						1.000		-0.300	
44	1.000	1.000	0.300					1.000		-0.300	
45	1.000	1.000							1.000		-0.300
46	1.000	1.000	0.300						1.000		-0.300

## 4.6 PRÉ-DIMENSIONAMENTO

A moradia será constituída na sua totalidade por uma estrutura de betão armado, tendo-se optado por estruturas porticadas compostas por elementos moldados em obra. As estruturas porticadas serão constituídas por vigas, pilares e paredes com fundação direta. As lajes aligeiradas serão materializadas por lajes de vigotas do tipo FAPREL. Foram ainda dimensionadas algumas lajes maciças, como referido anteriormente, de acordo com as peças desenhadas em anexo.

O desenvolvimento do estudo foi efetuado tendo em contas as seguintes etapas fundamentais:

- Definição de materiais;
- Quantificação e combinação de ações;
- Quantificação dos esforços introduzidos nos elementos estruturais;
- Comparação daqueles esforços com os valores resistentes das secções previstas.

### 4.6.1 Lajes

Para o dimensionamento das lajes aligeiradas foi utilizado o programa de cálculo comercial desenvolvido pela FAPREL. As seguintes imagens ilustram a introdução dos esforços atuantes, as condições de apoio consideradas e o respetivo vão.

Neste dimensionamento teve-se em atenção a verificação do estado limite de deformação, limitando-se a flecha a longo prazo a  $L/400$  ou 1,5 cm.

**Cálculo de Lajes - Faprel**

Arquivo Ver Tabelas Ajuda

**Designação** L2

**Vão (m)** 5.3

**Altura Total**

Mais Económica

Verificar Altura Mínima

Fixa (cm) 28

**Materiais**

Aços Tarugos A400

Aços Distribuição A400

Betão Compressão C25/30

**Ações Uniformemente Distribuídas KN/m<sup>2</sup>**

**Permanentes**

Revestimento 2.25

Divisórias 1.76

Outras 0.00

**Variáveis**

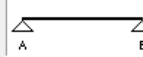
Sobrecarga Regulamentar - R.S.A.

Habitaciones 2.00 0.30

Outras Valor 0.00 % 0.30

**Condições de Apoio**

Simplemente Apoiada

 Msd =  $pl^2/8$

Acções Concentradas Cálculo Sair

Figura 4.10 – Pré-dimensionamento da laje de pavimento L1 – Considerações.

**Resultados - Faprel**

**Ações KN/m<sup>2</sup>**

p.p = 3.24

Revestimento = 2.25

Divisórias = 1.76

Outras = 0.00

Sobrecarga = 2.00

Outras = 0.00

**Ações de Cálculo KN/m<sup>2</sup>**

Sdu = 13.88

Sdf = 7.85

**Forças Concentradas KN/m**

F1 = 0.00

F2 = 0.00

F3 = 0.00

**E. L. Último**

Msd = 48.72 Mrd = 50.30

Vsd = 36.77 Vrd = 44.70

Emaciçar Apoios = 0.00 m

**E.L. Fendilhação**

Mfctk = 27.56 Mfctk = 28.90

**Resultados**

Laje - 2V4-BN40X20-23 Ver

Altura 20 + 3 = 23 cm

Vão - 5.30

**Estado Limite de Deformação**

Com Div. fmax = 1.50 cm EI = 16501 finst = 0.49 cm

Vão / 400 = 1.33 cm <KN m<sup>2</sup> / m> fip = 1.39 cm

**Aço Apoios**

Msd = 0.00 KNm/m

A400 - 1.60 cm<sup>2</sup>/m

ϕ 8 af 0.25 até 0.53 m

**Aço Tarugos**

A400 - 1.38 cm<sup>2</sup> / tar

2 tarugos af 1.8 m

2 ϕ 10 / tar

**Aço Distribuição**

A400 - 1.60 cm<sup>2</sup>/m

Varões - ϕ 6 # 0.17

**Estimativa de Preço**

Preço s/ Betão = 9.51 € / m<sup>2</sup> S / IVA

Preço c/ Betão = 11.88 € / m<sup>2</sup> S / IVA

**Betão**

C25/30

Litros / m<sup>2</sup> = 79.3

Cancelar OK

Figura 4.11 – Pré-dimensionamento da laje de pavimento L1 – Resultados.

**Cálculo de Lajes - Faprel**

Arquivo Ver Tabelas Ajuda

**Designação** L5

**Vão (m)** 3.7


Altura Total  
 Mais Económica  
 Verificar Altura Mínima  
 Fixa (cm) 28

Materiais  
 Aços Tarugos A400  
 Aços Distribuição A400  
 Betão Compressão C25/30

Acções Uniformemente Distribuidas KN/m<sup>2</sup>

Permanentes  
 Revestimento 2.25  
 Divisórias 1.76  
 Outras 0.00

Variáveis  
 Sobrecarga Regulamentar - R.S.A.  
 Habitações 2.00 0.30  
 Outras  
 Valor 0.00 0.30

Condições de Apoio  
 Simplesmente Apoiada  Msd =  $pl^2/8$

Acções Concentradas Cálculo Sair

Figura 4.12 – Pré-dimensionamento da laje de pavimento L2 – Considerações.

**Resultados - Faprel**

Acções KN/m<sup>2</sup>  
 p.p = 2.72  
 Revestimento = 2.25  
 Divisórias = 1.76  
 Outras = 0.00  
 Sobrecarga = 2.00  
 Outras = 0.00

Acções de Cálculo KN/m<sup>2</sup>  
 Sdu = 13.10  
 Sdf = 7.33

Forças Concentradas KN/m  
 F1 = 0.00  
 F2 = 0.00  
 F3 = 0.00

E. L. Último  
 Msd = 22.41 Mrd = 25.20  
 Vsd = 24.23 Vrd = 23.30  
 Emaciçar Apoios = 0.07 m

E.L.Fendilhação  
 Mfctk = 12.54 Mfctk = 16.10

**Resultados**  
 Laje - V3-BN40X20-23 Ver  
 Altura 20 + 3 = 23 cm  
 Vão - 3.70

Estado Limite de Deformação  
 Com Div. fmax = 1.50 cm EI = 11828 finst = 0.15 cm  
 Vão / 400 = 0.93 cm <KN m<sup>2</sup> / m> flp = 0.43 cm

Aço Apoios  
 Msd = 0.00 KNm/m  
 A400 - 0.78 cm<sup>2</sup>/m  
 ϕ 8 af 0.25 até 0.37 m

Aço Tarugos  
 A400 - 0.63 cm<sup>2</sup> / tar  
 1 tarugos af 1.9 m  
 2 ϕ 8 / tar

Aço Distribuição  
 A400 - 0.78 cm<sup>2</sup>/m  
 Varões - ϕ 6 # 0.25

Estimativa de Preço  
 Preço s/ Betão = 7.62 € / m<sup>2</sup> S / MA  
 Preço c/ Betão = 9.48 € / m<sup>2</sup> S / MA

Betão  
 C25/30  
 Litros / m<sup>3</sup> = 61.7

Cancelar OK

Figura 4.13 – Pré-dimensionamento da laje de pavimento L2 – Resultados.

As restantes lajes que constituem o pavimento e toda a laje de cobertura serão em laje maciça, conforme representado nas peças desenhadas.

### 4.6.2 Vigas

Como referido anteriormente, e de acordo com o Eurocódigo 2, todas as vigas foram pré-dimensionadas de acordo com a verificação ao estado limite de deformação, da seguinte forma:

$$\frac{l}{d} \leq \lambda = \lambda_0 \times K_T \times K_\sigma \times K_L \quad (79)$$

Viga simplesmente apoiada –  $K=1,0$

$$K = 1 \text{ e Betão C25/30} \Rightarrow \lambda_0 = 14$$

Vão= 6,4 m

$$K_T = 1 \quad K_\sigma = 1,25 \text{ (S400)} \quad K_L = 1 \text{ (} l_{eff} \leq 7m \text{)}$$

$$\lambda = 14 \times 1,25 = 17,5$$

$$d = \frac{6,4}{17,5} = 0,37 \text{ m}$$

$$h_{viga} = d + 0,05 = 0,42 \text{ m} \cong 0,45 \text{ m}$$

Admitiu-se que  $h = 2b$ , sendo assim  $b = 0,25 \text{ m}$

$$\text{Secção final} = 0,25 \times 0,45 \text{ m}^2$$

### 4.6.3 Pilares e paredes estruturais

Todos os pilares e paredes estruturais presentes no edifício apresentam as dimensões indicadas no projeto de arquitetura, sendo que se poderá efetuar alguma alteração caso se verifique necessário.

Como é possível verificar nas plantas em anexo, o pilar P18 termina na laje do piso 1. Isto deve-se ao facto de a sua localização interferir com a existência da varanda. Posto isto, nessa mesma laje nasce o pilar P19 que vai desde o piso 1 até à cobertura.

#### 4.6.4 Plantas estruturais após pré-dimensionamento

As seguintes imagens ilustram as plantas estruturais inicialmente definidas e que foram introduzidas no programa de cálculo automático CYPE.

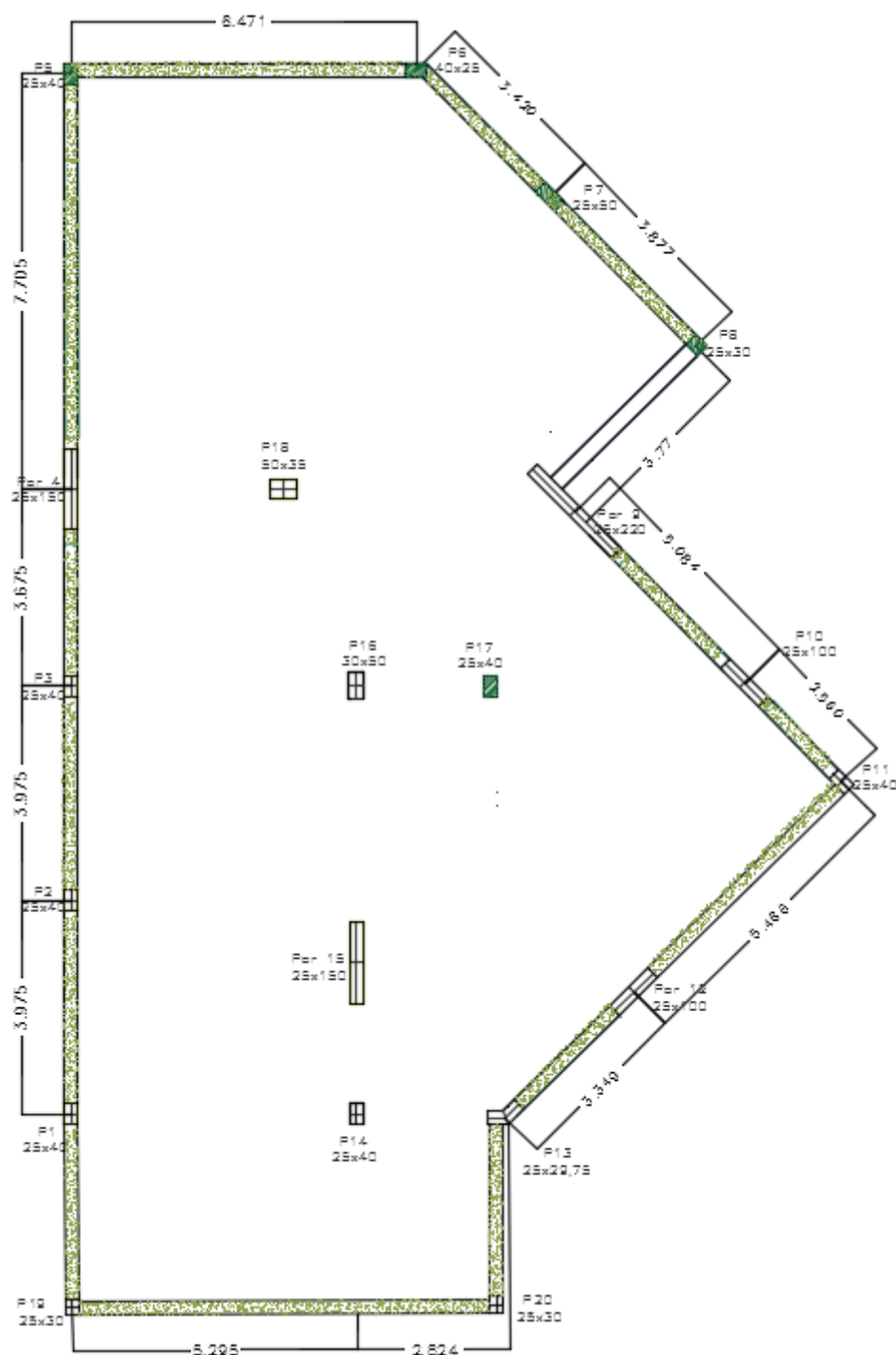


Figura 4.14 – Planta estrutural da fundação.

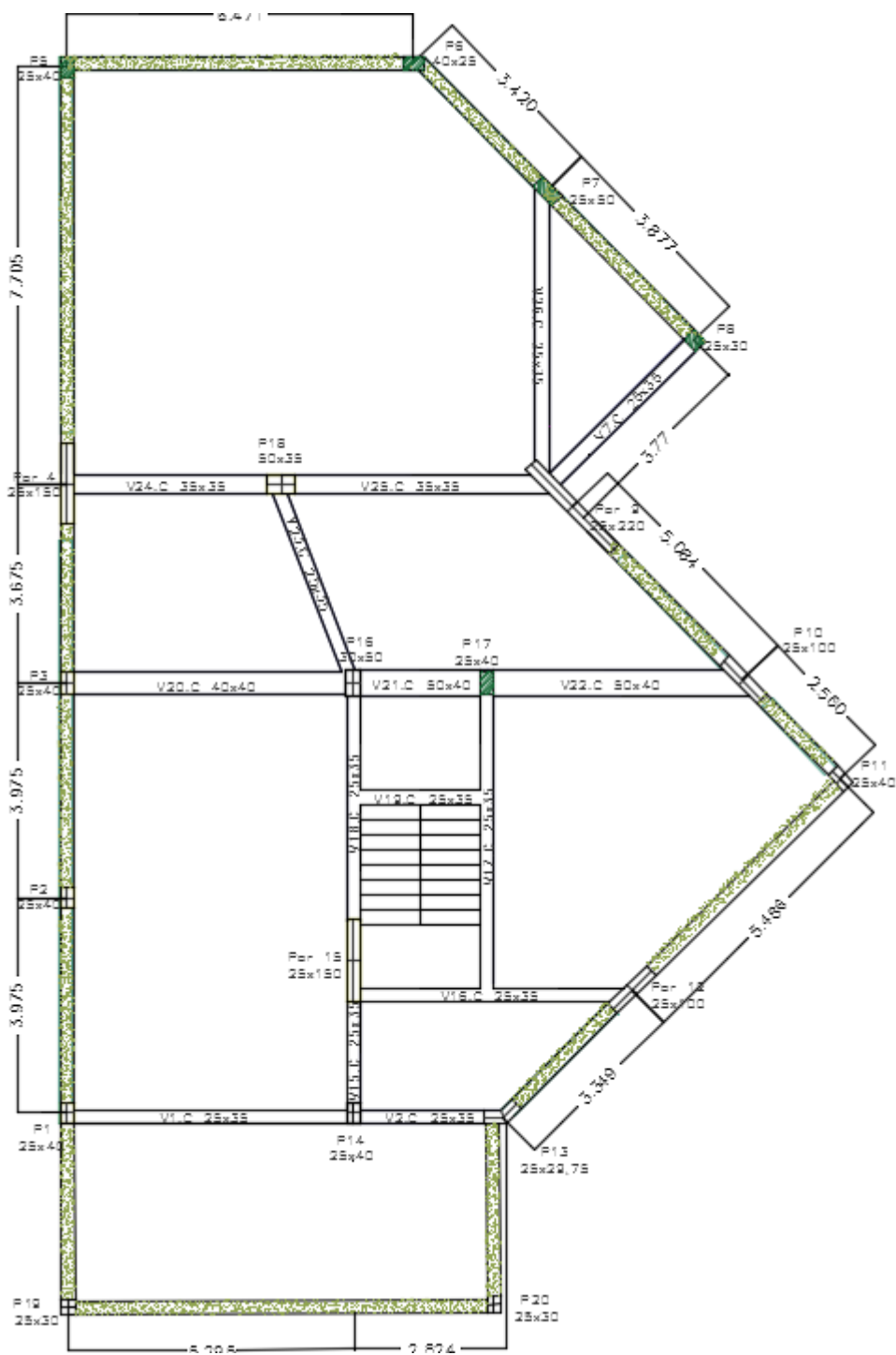


Figura 4.15 – Planta estrutural da cave.



## **4.7 MODELO DE CÁLCULO**

Para a realização deste projeto foi fundamental recorrer ao programa de desenho AutoCAD para elaborar as plantas e desenhos de pormenor, bem como ao *software* de cálculo automático CYPE para o dimensionamento de toda a estrutura.

### **4.7.1 AutoCAD**

O AutoCAD apresenta-se como uma das ferramentas de desenho mais utilizadas a nível mundial para a elaboração de peças desenhadas a duas dimensões e também para a conceção de modelos tridimensionais. Este programa destaca-se pela sua precisão, rigor e rapidez de execução, mostrando-se bastante útil para diversas áreas como arquitetura, as diferentes engenharias, design, entre outras.

Como tal, neste trabalho serão apresentados todos os desenhos desenvolvidos através da utilização deste programa, que incluem desenhos de arquitetura, alçados, cortes e pormenores das soluções estruturais finais.

### **4.7.2 CYPE**

O CYPECAD é um programa de cálculo automático que permite satisfazer as necessidades do mercado da engenharia e da construção no que respeita à elaboração de projetos de estruturas de betão armado, estruturas metálicas, infraestruturas urbanas e prediais de abastecimento de águas, redes elétricas, entre outras.

As suas opções de cálculo com textos explicativos permitem personalizar o cálculo e a armadura da estrutura, sendo que esse trabalho é facilitado devido às suas características de visualização em planta, alçado e três dimensões.

Esta ferramenta foi essencial no decurso deste trabalho, demonstrando-se precisa e eficaz para resolver os aspetos relativos ao cálculo da estrutura.

### **4.7.3 Modelação**

A moradia unifamiliar foi modelada no programa de cálculo CYPE de acordo com os seguintes passos:

- Elaboração das peças desenhadas referentes à solução estrutural e definição das diferentes secções transversais dos elementos estruturais;
- Definição e determinação das ações a que a estrutura vai estar sujeita;
- Consideração das condições de apoio, encontrando-se os nós com as restrições necessárias;
- Introdução de todos os elementos estruturais de acordo com o estudo realizado no pré-dimensionamento.
- Aplicação de todas as ações na estrutura;
- Cálculo da obra e interpretação dos resultados obtidos.





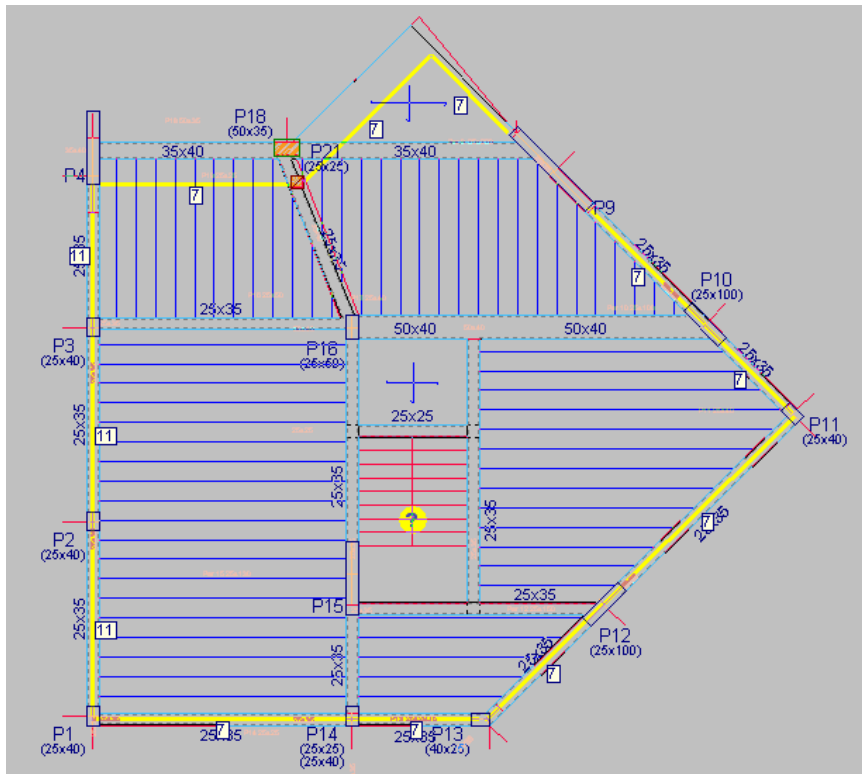


Figura 4.20 – Modelação do Piso 1, CYPECAD.

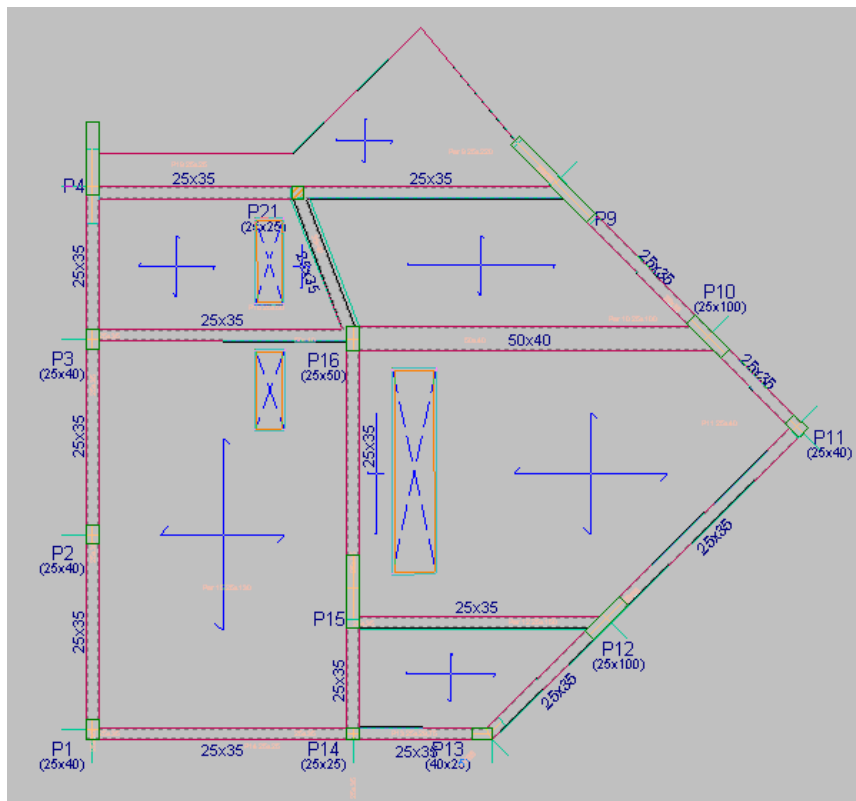


Figura 4.21 – Modelação da Cobertura, CYPECAD.

A modelação das escadas foi realizada recorrendo ao programa de cálculo automático *Robot Structural Analysis*.

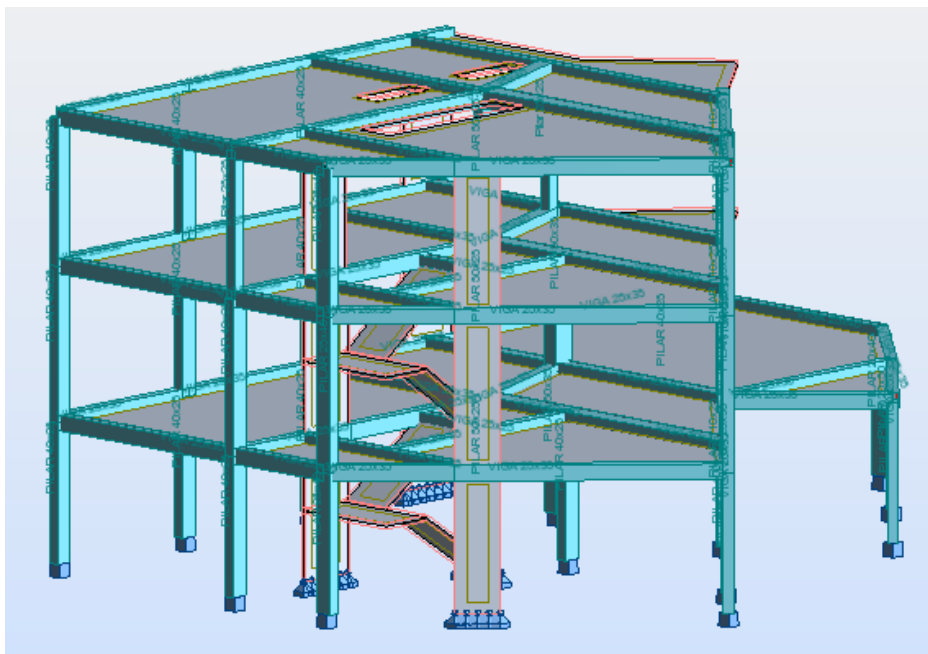


Figura 4.22 – Modelação da estrutura, Robot.

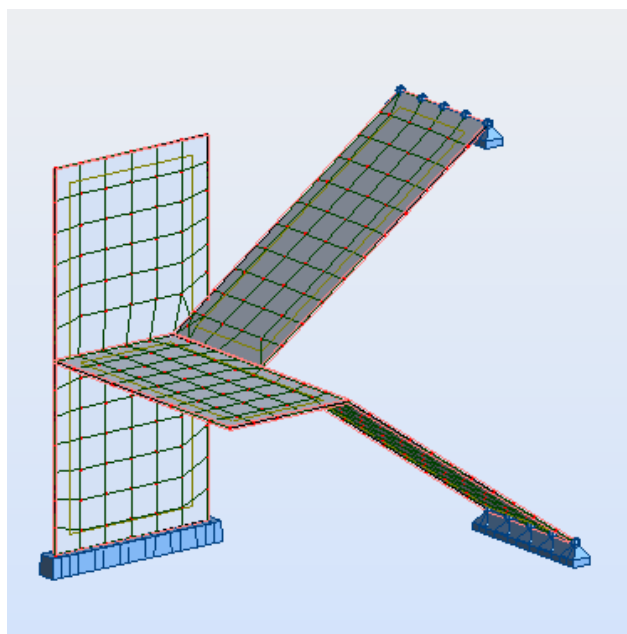


Figura 4.23 – Modelação das escadas, Robot.

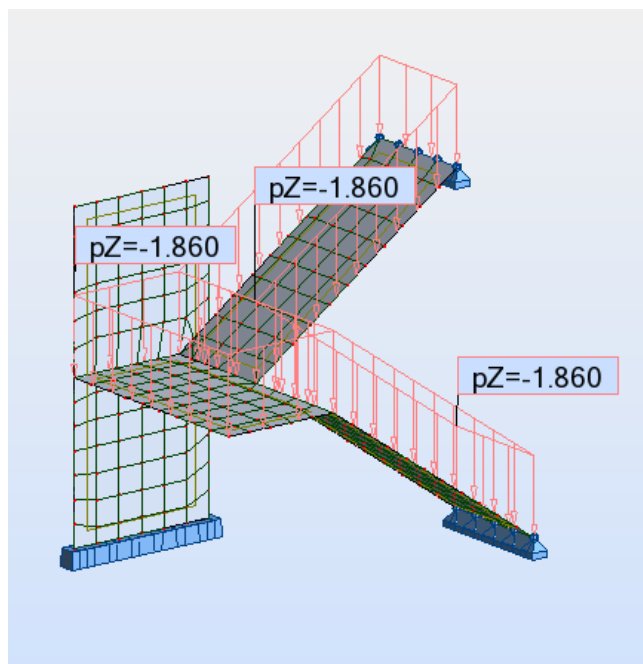


Figura 4.24 – Modelação das escadas, introdução do peso próprio.

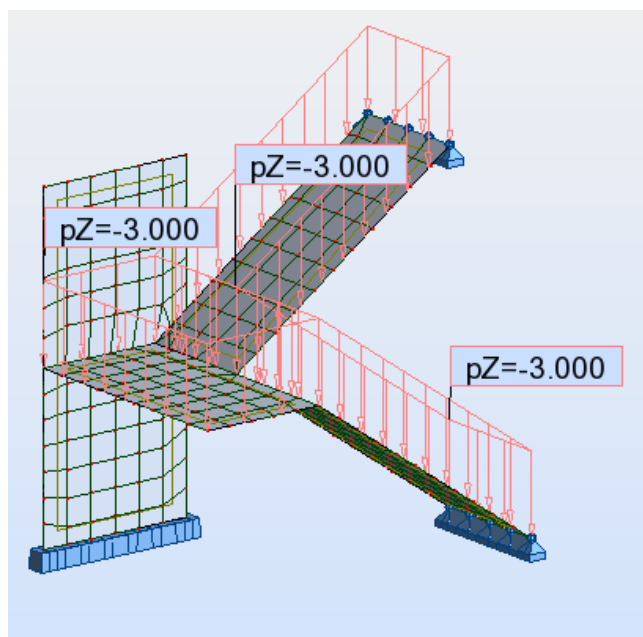


Figura 4.25 – Modelação das escadas, introdução da sobrecarga.

#### 4.7.4 Dimensionamento e Verificações

Após o pré-dimensionamento avaliaram-se as soluções adotadas com a ajuda do programa de cálculo. Foi possível verificar que nem todas as secções estruturais foram validadas, nomeadamente ao nível

de flechas ativas, condições de ductilidade global e local, entre outros. Sendo assim, foi necessário proceder a algumas alterações consoante o tipo de erro detetado.

As soluções estruturais finais são as que se apresentam nas seguintes figuras.

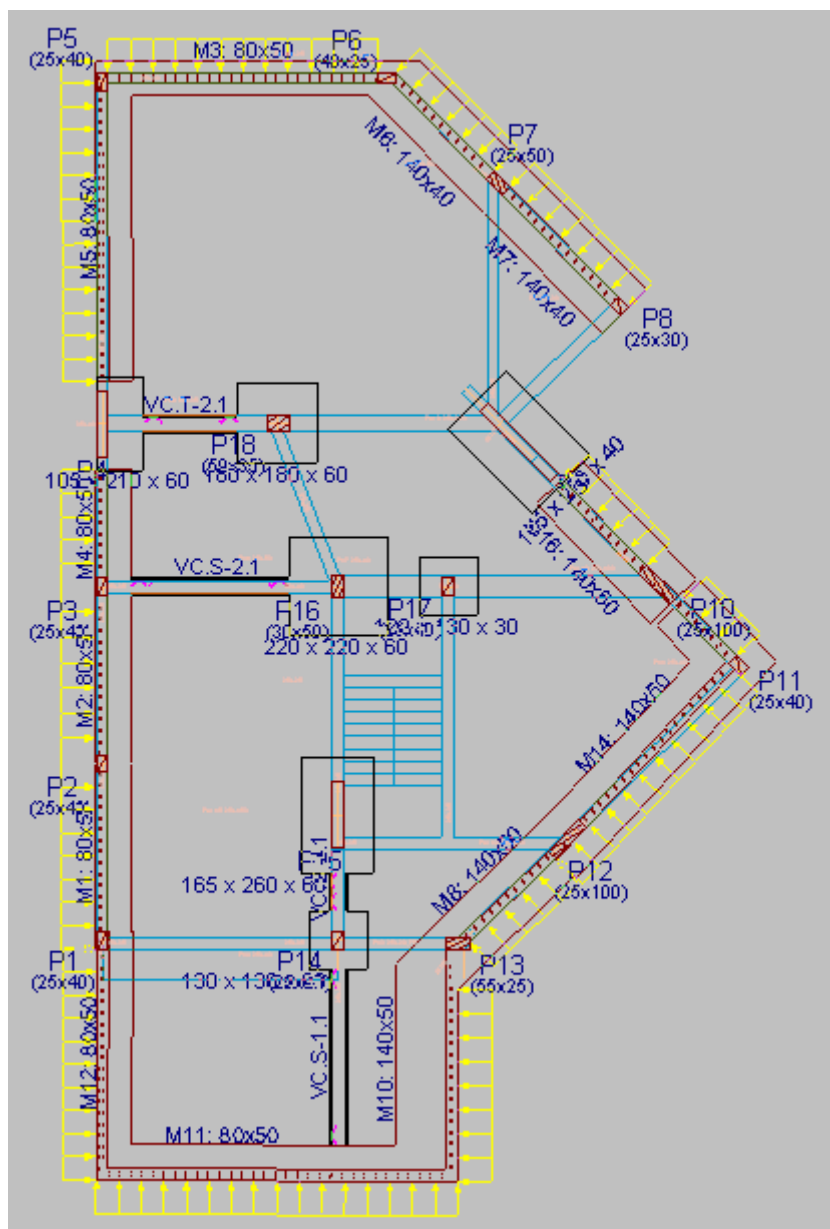


Figura 4.26 – Soluções estruturais finais da fundação.

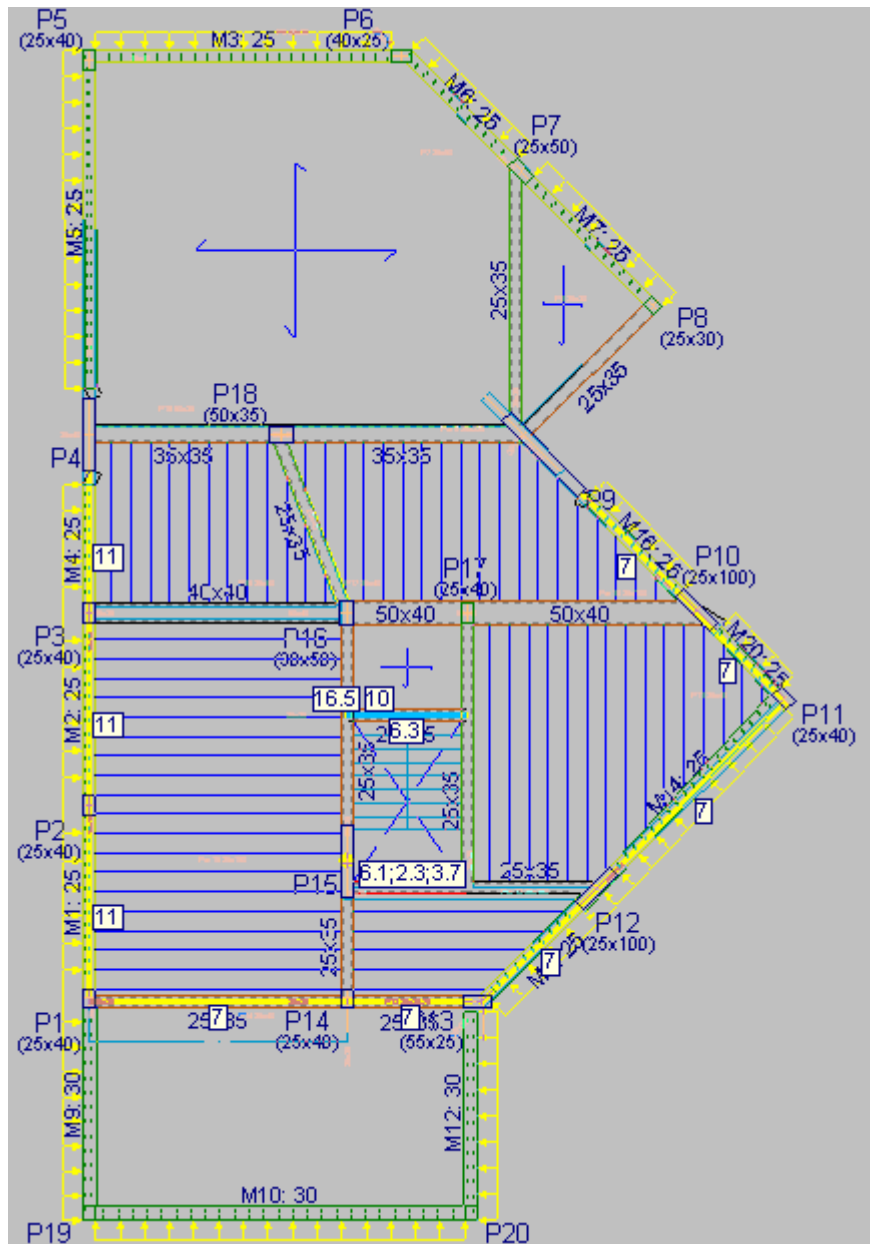


Figura 4.27 – Soluções estruturais finais da Cave.

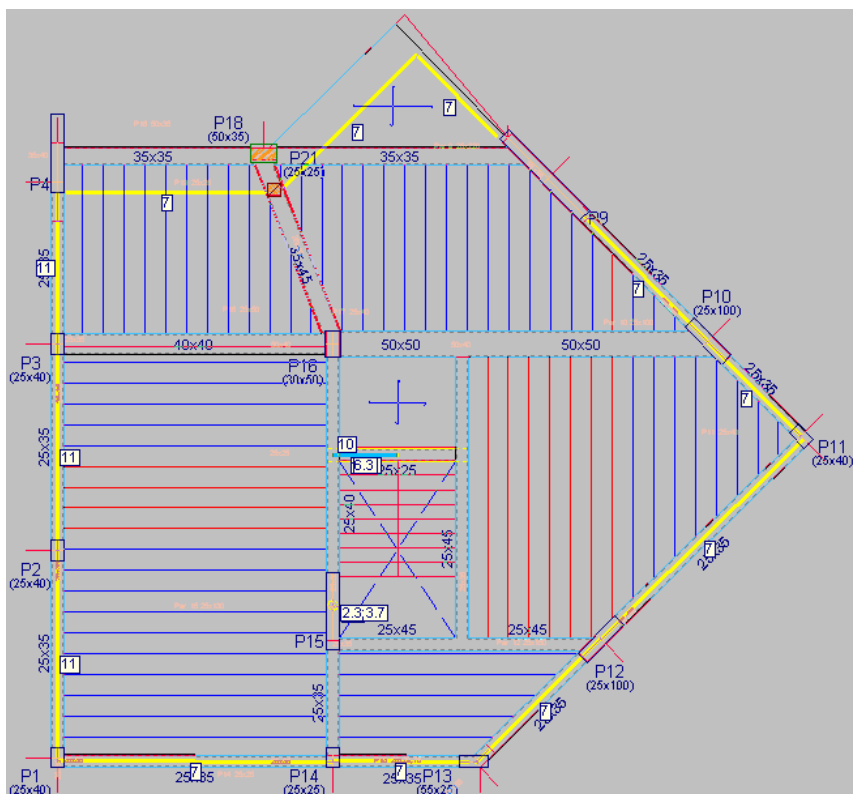


Figura 4.28 – Soluções estruturais finais do Piso 1.

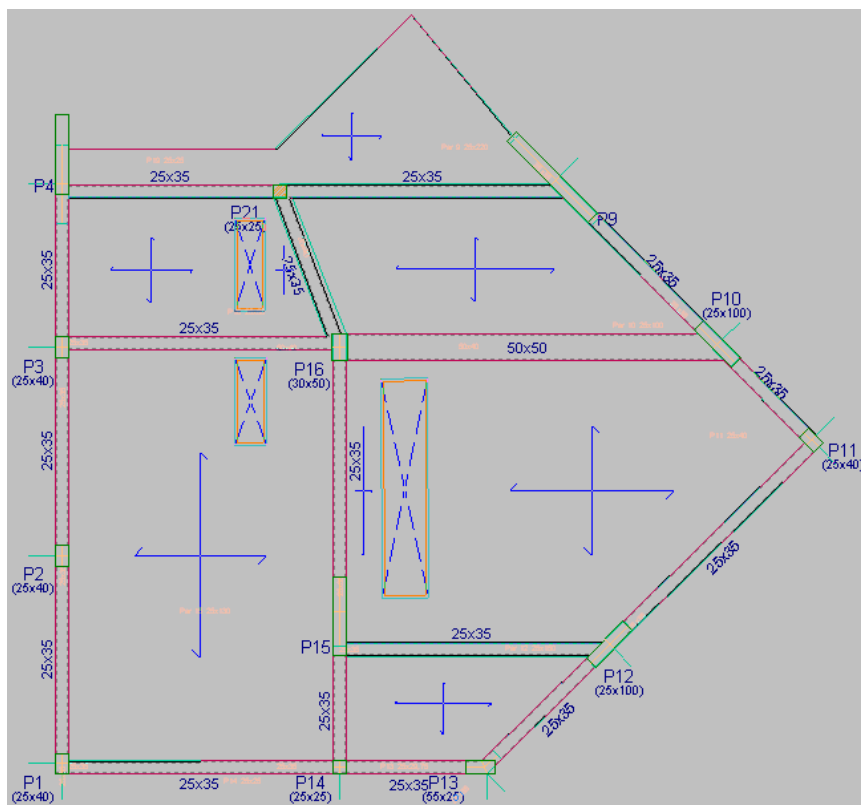


Figura 4.29 – Soluções estruturais finais da Cobertura.

### 4.7.4.1 Vigas

De acordo com as soluções estruturais obtidas, é necessário avaliar se os resultados fornecidos pelo programa estão corretos. Posto isto, será apresentado o estudo generalizado de uma viga ao nível da cave, abordando algumas das verificações impostas pela regulamentação descrita anteriormente. A seguinte Figura 4.30 apresenta o diagrama de momentos dessa viga, bem como os valores máximos e mínimos instalados.

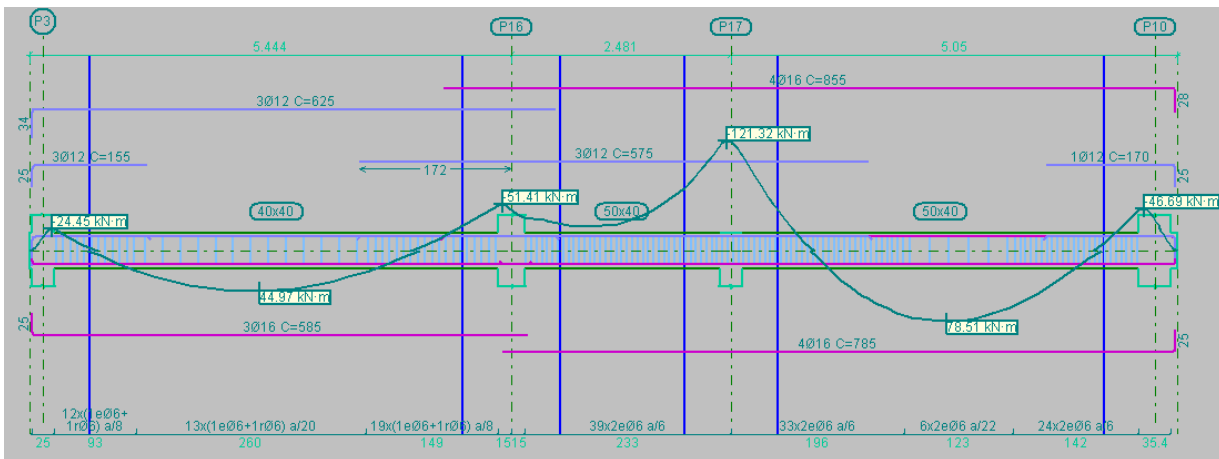


Figura 4.30 – Diagrama de esforços  $M_y$  e quantificação da armadura longitudinal.

- **Armadura Longitudinal**

$$d = h - 0,05 = 0,35 \text{ m}$$

$$M_y^- = 121,32 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{Mrd}{b \times d^2 \times f_{cd}} = \frac{121,32}{0,5 \times 0,35^2 \times 16,67 \times 10^3} = 0,1188$$

Recorrendo às Tabelas de Betão armado obtêm-se:  $\omega = 0,1268$

$$\omega = \frac{As \times f_{yd}}{b \times d \times f_{cd}} \leftrightarrow 0,1268 = \frac{As \times 348 \times 10^3}{0,5 \times 0,35 \times 16,67 \times 10^3}$$

$$As = 10,63 \text{ cm}^2$$

→ Solução do programa CYPECAD:  $4\phi 16 + 3\phi 12 = 11,43 \text{ cm}^2$

– Armadura mínima e máxima

$$As \geq As_{,mín}$$

$$As_{,mín} \geq \begin{cases} 0,26 \times \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \times b_w \times d \\ 0,0013 \times b_w \times d \end{cases}$$

$$As_{,mín} \geq \begin{cases} 0,26 \times \frac{2,6}{400} \times 0,4 \times 0,35 = 2,37 \text{ cm}^2 \\ 0,0013 \times 0,40 \times 0,35 = 1,82 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$\therefore 3\phi 12 + 3\phi 12 = 6,78 \text{ cm}^2 > 2,37 \text{ cm}^2$$

$$As \leq As_{,máx}$$

$$As_{,máx} = 0,04 \times A_c$$

$$As_{,máx} = 0,04 \times 0,4 \times 0,4 = 64,0 \text{ cm}^2$$

A distância livre  $s_b$  (horizontal e vertical) entre varões paralelos ou entre camadas horizontais de varões paralelos não deverá ser inferior a  $s_{mín}$ .

$$s_b \geq s_{mín}$$

$$s_{mín} = \text{máx}\{s_1, s_2, s_3\}$$

$$s_1 = \phi_{máx} = 12 \text{ mm}$$

$$s_2 = 5 + d_g = 20 \text{ mm}$$

$$s_3 = 20 \text{ mm}$$

$$s_b = 41 \text{ mm} > 20 \text{ mm}$$

- **Armadura Transversal**

A seguinte Figura 4.31 apresenta o diagrama de esforços transversos atuantes da viga anterior, bem como os valores máximos e mínimos instalados.

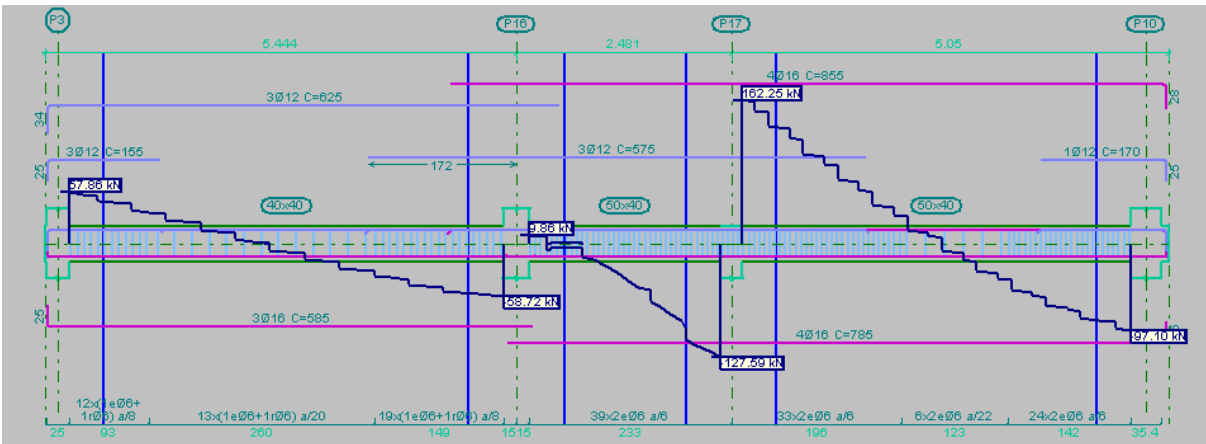


Figura 4.31 – Diagrama de esforços transversos e quantificação da armadura transversal.

De acordo com a NP EN 1998-1, nas vigas sísmicas primárias, os valores de cálculo dos esforços transversos devem ser calculados tendo em conta a regra de cálculo pela capacidade real, com base no equilíbrio da viga sob a ação de:

- A carga transversal que nela atua na situação de projeto sísmica;
- Os momentos nas extremidades  $M_{i,d}$  ( $i = 1,2$  designando as secções de extremidade da viga), associados à formação de rótulas plásticas.

Relativamente à formação de rótulas plásticas, considera-se que estas se formam ou nas extremidades das vigas ou nos elementos verticais (dependendo se aqui se formam primeiro).

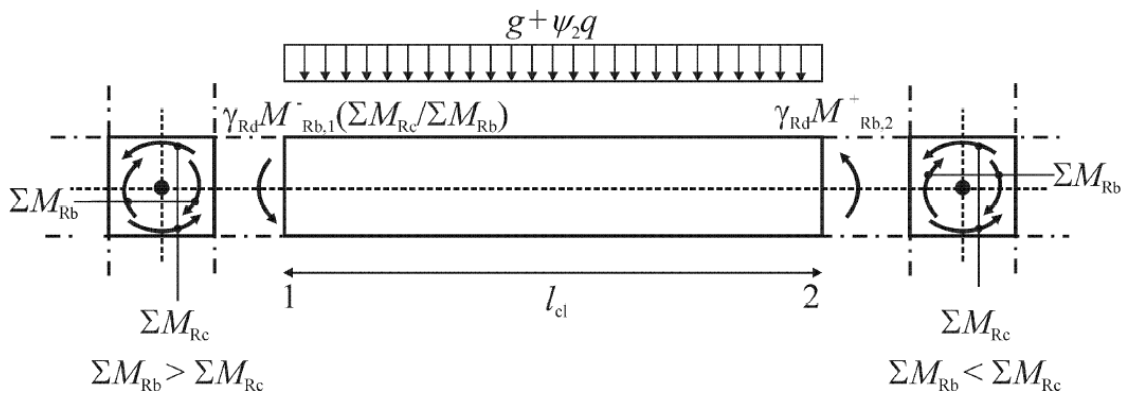


Figura 4.32 – Valores de cálculo pela capacidade real dos esforços transversos em vigas. [6]

Deste modo, deverão ser aplicados os seguintes pontos:

- Na secção de extremidade  $i$ , deverão ser calculados dois valores de esforço transversal atuante, ou seja, o máximo  $Ved_{,máx,i}$  e o mínimo  $Ved_{,mín,i}$ , que correspondem aos momentos máximo positivo e máximo negativo que se podem originar nas extremidades 1 e 2 da viga;
- Os momentos nas extremidades  $M_{i,d}$  poderão ser calculados da seguinte forma:

$$M_{i,d} = \gamma_{Rd} \times M_{Rb,i} \times \min\left(1, \frac{\sum M_{RC}}{\sum M_{Rb}}\right)$$

Em que:

$\gamma_{Rd}$  – Coeficiente que tem em conta a possível sobrerresistência por endurecimento do aço que, no caso de vigas de ductilidade média, assume valor igual 1,0;

$M_{Rb,i}$  – Momento resistente da viga na extremidade  $i$  no sentido do momento fletor sísmico para o sentido considerado da ação sísmica;

$\sum M_{Rb}$  e  $\sum M_{RC}$  – Soma dos valores de cálculo dos momentos resistentes das vigas e soma dos valores de cálculo dos momentos resistentes dos pilares que concorrem no nó. O valor de  $\sum M_{RC}$  deve corresponder aos esforços normais do pilar na situação de projeto sísmica.

A Figura 4.33 ilustra os esforços transversos nas vigas e as zonas onde é analisado o princípio descrito anteriormente.

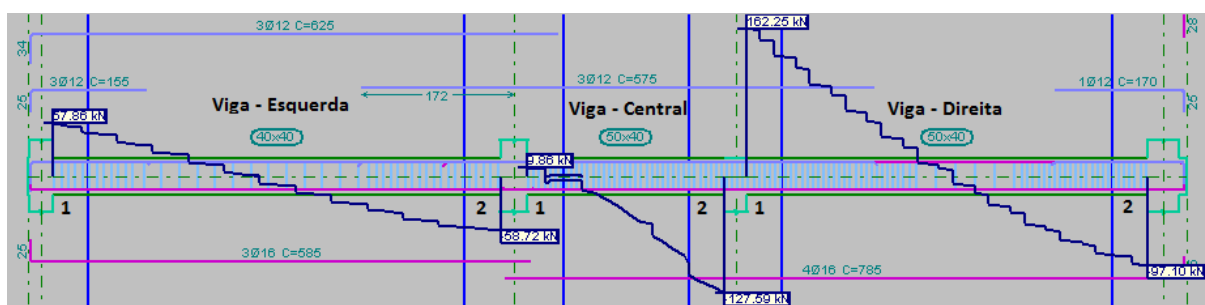


Figura 4.33 – Capacidade real dos esforços transversos nas vigas.

O Quadro 4.9 apresenta os valores de cálculo dos momentos nas extremidades da viga e os valores do esforço transversal máximo e mínimo que atuam nas vigas apresentadas anteriormente, estando estes valores apresentados pela seguinte ordem: viga da extremidade esquerda, viga central e viga da extremidade direita, como ilustra a Figura 4.33.

Quadro 4.9 – Valores dos momentos nas extremidades da viga e valores do esforço transversal.

Tramo	$M_{1,d}^+$ (kN.m)	$M_{1,d}^-$ (kN.m)	$M_{2,d}^+$ (kN.m)	$M_{2,d}^-$ (kN.m)	$Ved_{,máx}$ (kN)	$Ved_{,mín}$ (kN)
Viga Esquerda	67,15	79,34	46,33	79,42	63,06	67,22
Viga Central	46,72	131,57	93,55	131,43	146,12	124,82
Viga Direita	93,55	131,43	93,62	106,30	134,38	128,76

Considerando os valores obtidos para a viga de extremidade esquerda, apresentado esta uma secção de 0,4x0,4 m, têm-se:

$$Ved = 67,22 \text{ kN}$$

$$Ved = \frac{Asw}{s} \times 0,9 \times d \times f_{yd} \times \cotg\theta \rightarrow \frac{Asw}{s} = 6,13 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\rightarrow \text{Solução do programa: } (1e\phi6 + 1r\phi6) // 0,08 = 10,60 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Foi avaliada a hipótese de colocar uma armadura com um valor inferior, visto que a solução obtida está sobredimensionada, uma vez que apresenta um rácio de 1,73.

Como solução alternativa, escolheu-se  $(1e\phi6 + 1r\phi6) // 0,10 = 8,48 \text{ cm}^2/\text{m}$ .

No entanto, é necessário cumprir as disposições construtivas para a ductilidade local apresentadas na NP EN 1998-1, como de seguida se demonstra.

Nas zonas críticas de vigas sísmicas primárias devem ser colocadas armaduras de confinamento que satisfaçam as seguintes condições:

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

$$s = \min \left\{ \frac{h_w}{4}; 24d_{bw}; 225; 8d_{bl} \right\}$$

Em que:

$h_w$  – Altura da viga;

$d_{bl} - \phi_{\min}$  dos varões da armadura longitudinal.

$$d_{bl} = 12 \text{ mm}$$

$$h_w = 400 \text{ mm}$$

$$d_{bw} = 6 \text{ mm}$$

$$s = 100 \text{ mm} \leq \min \{100; 144; 225; 96\} \text{ logo, não cumpre.}$$

Desta forma, a solução de estribos a utilizar terá de ser a inicial:  $(1e\phi6 + 1r\phi6)/0,8 = 10,60 \text{ cm}^2/\text{m}$ .

– Armadura mínima

$$\left( \frac{Asw}{s} \right)_{\min} = \rho w_{\min} \times b_w \times \sin \alpha$$

$$\rho w_{\min} = \frac{0,08 \times \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}}$$

$$\left( \frac{Asw}{s} \right)_{\min} = \frac{0,08 \times \sqrt{25}}{400} \times 0,40 \times 1 = 4,0 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$10,60 \text{ cm}^2/\text{m} > 4,0 \text{ cm}^2/\text{m}, \text{ Verifica}$$

A distância livre  $s_b$  não deverá ser inferior a  $s_{\min}$ .

$$s_b \geq s_{\min}$$

$$s_{\min} = \max\{s_1, s_2, s_3\}$$

$$s_1 = \phi_{\max} = 6 \text{ mm}$$

$$s_2 = 5 + d_g = 20 \text{ mm}$$

$$s_3 = 20 \text{ mm}$$

$$s_b = 74 \text{ mm} > 20 \text{ mm}$$

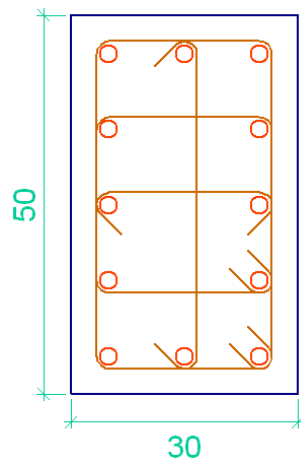
#### 4.7.4.2 Pilares

Relativamente aos pilares, as verificações das disposições regulamentares incidiram no pilar P16, nomeadamente ao nível da cave, visto que se encontra mais esforçado. O seguinte Quadro 4.10 apresenta um resumo dos esforços instalados.

Quadro 4.10 – Resumos dos esforços do pilar P16.

Pilar	Posição	Efeitos Desfavoráveis				
		N (kN)	Mxx (kN.m)	Myy (kN.m)	Qx (kN)	Qy (kN)
P16	Ext. Inferior	1180,9	24,1	46,9	18,9	-28,5
	Ext. Superior	1167,2	-54,2	-60,0	18,9	-28,5
	Ext. Inferior	760,2	13,8	33,6	12,6	-18,1
	Ext. Superior	750,1	-36,0	-39,7	12,6	-18,1

A seguinte Figura 4.34 ilustra a solução obtida para o pilar referido anteriormente.



Armadura de canto:  $4\phi 25$

Armadura na Face x:  $2\phi 25$

Armadura na Face y:  $6\phi 25$

Figura 4.34 – Solução de armadura a colocar no pilar P16.

Um pilar é um elemento no qual a sua secção deve conter uma altura que não exceda 4 vezes a sua largura.

$$h \leq 4 \times b$$

$$h = 500 \text{ mm}$$

$$b = 300 \text{ mm}$$

$$500 \text{ mm} < 300 \times 4 = 1200 \text{ mm} \text{ logo, verifica.}$$

- **Armadura Longitudinal**

$$v = \frac{N_{rd}}{b \times h \times f_{cd}}$$

$$v = \frac{1167,2}{0,3 \times 0,5 \times 16,7 \times 10^3} = 0,466$$

$$\mu_x = \frac{M_{xx}}{b \times h^2 \times f_{cd}} = \frac{54,2}{0,30 \times 0,50^2 \times 16,7 \times 10^3} = 0,0433$$

$$\mu_y = \frac{M_{yy}}{b \times h^2 \times f_{cd}} = \frac{60,0}{0,50 \times 0,30^2 \times 16,7 \times 10^3} = 0,0798$$

Recorrendo às Tabelas de Betão armado obtêm-se:

$$\omega = 0,0 \text{ , logo apenas é necessário garantir a armadura mínima}$$

– Critério de dimensionamento por sismo:

As condições de ductilidade global e local são preponderantes nesta análise. Segundo a NP EN 1998-1, é de evitar que se permita a formação de um mecanismo plástico de piso flexível, que por sua vez poderá provocar nos pilares desse piso flexível uma ductilidade local excessiva. Como tal, para que seja satisfeita esta condição, em edifícios de dois ou mais pisos, a seguinte expressão tem que ser verificada em todos os nós das vigas sísmicas primárias ou secundárias com os pilares sísmicos primários:

$$\sum M_{Rc} \geq 1,3 \sum M_{Rb}$$

Em que:

$\sum M_{Rc}$  – Soma dos valores de cálculo dos momentos resistentes dos pilares ligados ao nó. Na aplicação da equação anterior, o valor mínimo a utilizar deve corresponder ao valor mínimo dos momentos resistentes dos pilares na gama de esforços normais dos pilares devidos à situação de projeto sísmica;

$\sum M_{Rb}$  – Soma dos valores de cálculo dos momentos resistentes das vigas ligadas ao nó.

O seguinte Quadro 4.11 resume o somatório dos momentos resistentes dos pilares e das vigas na respetiva direção considerada.

Quadro 4.11 – Valores de cálculo dos momentos resistentes dos pilares e das vigas na situação de projeto sísmica.

	$\sum M_{Rc}$ (kN.m)	$\sum M_{Rb}$ (kN.m)
$X^+$	503,44	160,79
$X^-$	503,44	188,84
$Y^+$	794,60	120,86
$Y^-$	794,60	118,44

$$503,44 \text{ kN.m} \geq 1,3 \times 188,84 \text{ kN.m} = 245,49 \text{ kN.m}$$

Tal como nas vigas, a distância livre  $s_b$  (horizontal e vertical) entre varões paralelos ou entre camadas horizontais de varões paralelos deve cumprir a seguinte condição:

$$s_b \geq s_{\min}$$

$$s_{\min} = \max\{s_1, s_2, s_3\}$$

$$s_1 = \phi_{\max} = 25 \text{ mm}$$

$$s_2 = 5 + d_g = 20 \text{ mm}$$

$$s_3 = 20 \text{ mm}$$

$$s_b = 75 \text{ mm} > 25 \text{ mm}$$

- Os varões longitudinais devem apresentar um diâmetro igual ou superior a 10 mm.

$$\phi_{\min} \geq 10 \text{ mm}$$

$$\phi_{\min} = 25 \text{ mm} > 10 \text{ mm} \text{ logo, verifica.}$$

- Armadura mínima e máxima

$$As \geq As_{\min}$$

$$As_{\min} = 0,002 \times Ac = 0,002 \times 50 \times 30 = 3,0 \text{ cm}^2$$

$$As = 4\phi 25 + 2\phi 25 + 6\phi 25 = 58,92 \text{ cm}^2$$

$$58,92 \text{ cm}^2 > 3,0 \text{ cm}^2$$

$$As \leq As_{\max}$$

$$As_{\max} = 0,04 \times Ac = 60,0 \text{ cm}^2$$

$$58,92 \text{ cm}^2 < 60,0 \text{ cm}^2$$

- A área total de armadura longitudinal  $As'$  não deverá ser inferior a  $As_{\min}$ .

$$As' \geq As_{\min}$$

$$As' = 58,92 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,min} = 0,10 \times \frac{Ned}{f_{yd}} = 0,10 \times \frac{1181,88}{348} = 3,40 \text{ cm}^2$$

$$58,92 \text{ cm}^2 > 3,40 \text{ cm}^2 \quad \text{Verifica.}$$

– Critério de dimensionamento por sismo

A quantidade total de armadura longitudinal  $\rho_1$  deve verificar a seguinte condição:

$$\rho_1 \geq 0,01$$

$$\rho_1 = \frac{A_s}{A_c} = \frac{58,91}{1500} = 0,0393$$

$$0,0393 > 0,01 \quad \text{Verifica.}$$

No entanto,  $\rho_1$  deverá ainda ser inferior a 0,04.

$$\rho_1 = 0,0393 < 0,04 \quad \text{Verifica.}$$

• **Armadura Transversal**

A distância livre  $s_b$  (horizontal e vertical) entre varões paralelos ou entre camadas horizontais de varões paralelos deve cumprir a seguinte condição:

$$s_b \geq s_{mín}$$

$$s_{mín} = \text{máx}\{s_1, s_2, s_3\}$$

$$s_1 = \phi_{máx} = 8 \text{ mm}$$

$$s_2 = 5 + d_g = 20 \text{ mm}$$

$$s_3 = 20 \text{ mm}$$

$$s_b = 72 \text{ mm} > 20 \text{ mm}$$

– Ao longo do pilar, o espaçamento das armaduras transversais não deve ser superior a  $s_{cl,tmáx}$ .

$$s_t \leq s_{cl,tmáx}$$

$$s_{cl,tm\acute{a}x} = \min\{s_1, s_2, s_3\}$$

$$s_1 = 15 \times \phi_{\min, longitudinal} = 15 \times 25 = 375 \text{ mm}$$

$$s_2 = B_{\min} = 300 \text{ mm}$$

$$s_3 = 300 \text{ mm}$$

$$\text{Logo, } s_{cl,tm\acute{a}x} = 300 \text{ mm}$$

$$s_t = 80 \text{ mm} < 300 \text{ mm, Verifica.}$$

- O diâmetro das armaduras transversais não deverá ser inferior a ¼ do diâmetro máximo dos varões longitudinais.

$$\phi_t \geq 1/4\phi_{m\acute{a}x}$$

$$\phi_{m\acute{a}x} = 25 \text{ mm}$$

$$1/4\phi_{m\acute{a}x} = 6,25 \text{ mm}$$

$$\phi_t = 8 \text{ mm} > 6,25 \text{ mm, Verifica.}$$

- Crítério de dimensionamento por sismo

O diâmetro da armadura transversal deve respeitar a seguinte condição:

$$d_{bw} \geq 6,0 \text{ mm}$$

$$d_{bw} = 8,0 \text{ mm} > 6,0 \text{ mm, Verifica.}$$

Nas zonas críticas dos pilares sísmicos primários, a separação  $s_t$  das cintas não deve exceder  $s_{cl,tm\acute{a}x}$ .

$$s_t \leq s_{cl,tm\acute{a}x}$$

$$s_{cl,tm\acute{a}x} = \min\{s_1, s_2, s_3\}$$

$$s_1 = \frac{b_o}{2} = 116 \text{ mm}$$

$$s_2 = 175 \text{ mm}$$

$$s_3 = 8 \times d_{bl} = 8 \times 25 = 200 \text{ mm}$$

$$\text{Logo, } s_{cl,tm\acute{a}x} = 116 \text{ mm}$$

$$s_t = 80 \text{ mm} < 116 \text{ mm, Verifica.}$$

### 4.7.4.3 Lajes

Por forma a garantir o bom funcionamento da estrutura é importante avaliar o estado limite de deformação. A NP EN 1992-1-1 fornece orientações para controlar a deformação, sendo que para vigas e lajes é usual limitar os valores a L/400 ( $\leq 1,5\text{cm}$  de forma a prevenir a danos nos elementos não estruturais adjacentes).

As figuras seguintes, retiradas do menu isovalores disponibilizado pelo programa CYPE, ilustram a deformação instantânea (flecha) das lajes maciças para combinações quase-permanentes.

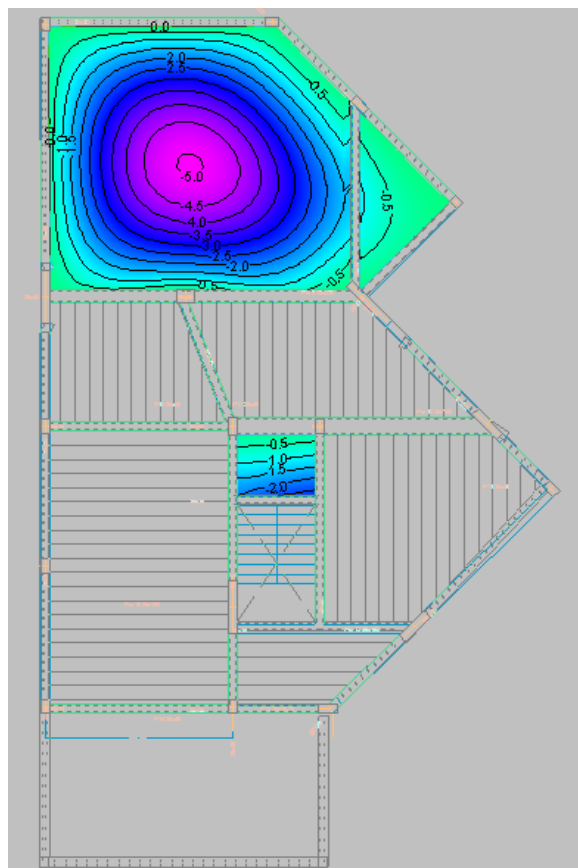


Figura 4.35 – Deformada da laje do teto da cave (mm).

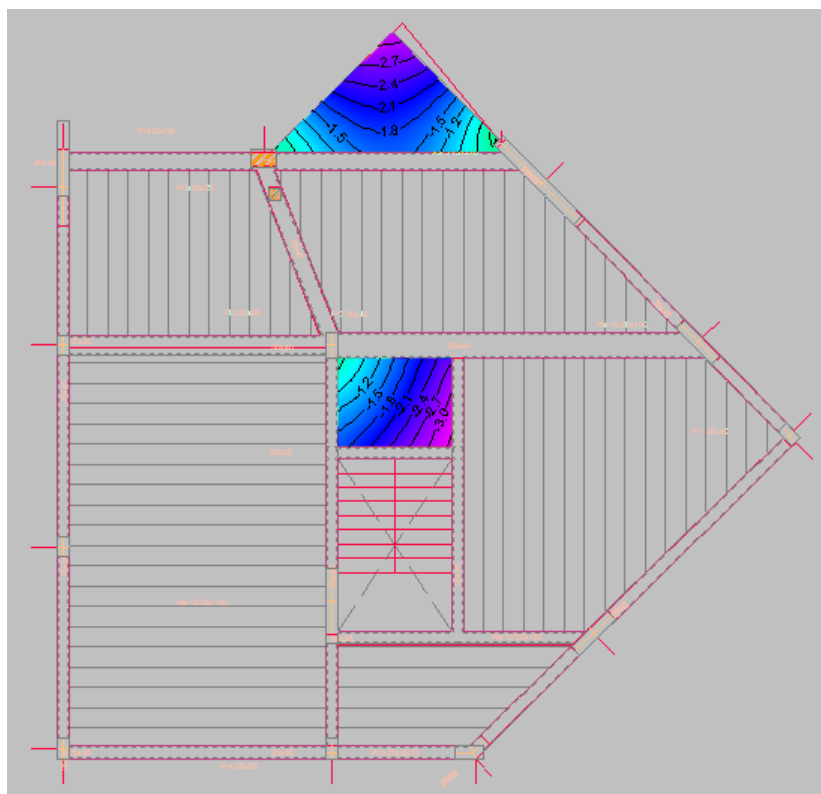


Figura 4.36 – Deformada da laje do teto do Piso 0, (mm).

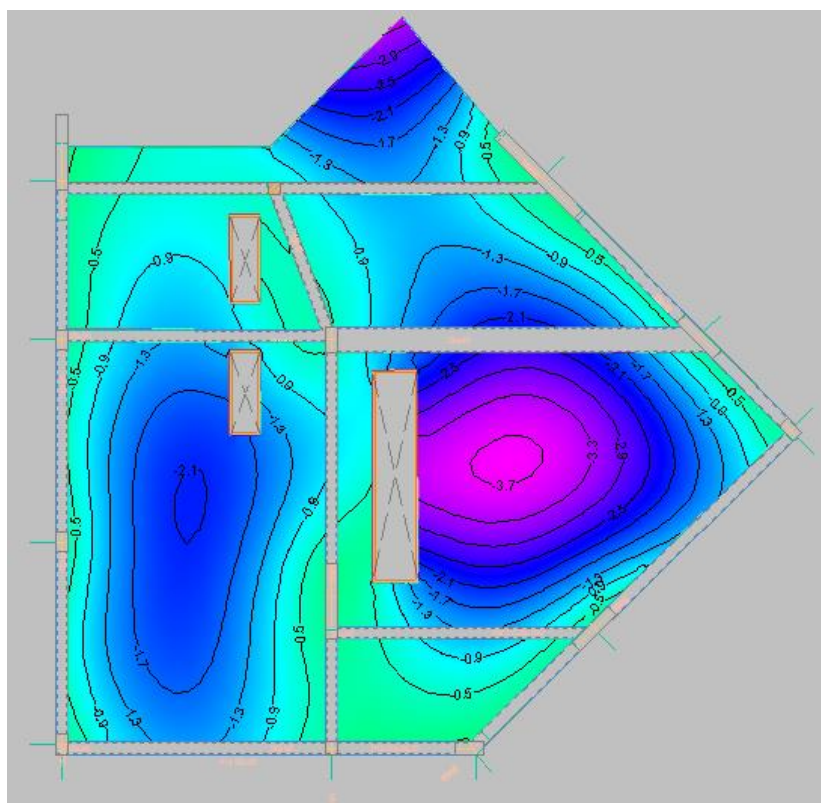


Figura 4.37 – Deformada da laje da Cobertura, (mm).

Como é possível observar pelas ilustrações acima, as deformações nos diferentes pisos são aceitáveis, pois não ultrapassam os limites regulamentares.

– Armadura mínima e máxima

$$A_s \geq A_{s,min}$$

$$A_{s,min} \geq \begin{cases} 0,26 \times \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \times b_t \times d \\ 0,0013 \times b_t \times d \end{cases}$$

$$A_{s,min} \geq \begin{cases} 0,26 \times \frac{2,6}{400} \times 1,0 \times 0,16 = 2,704 \text{ cm}^2/m \\ 0,0013 \times 1,0 \times 0,16 = 2,08 \text{ cm}^2/m \end{cases}$$

$$\therefore \phi 8 // 0,15 = 3,35 \text{ cm}^2/m > 2,704 \text{ cm}^2/m$$

$$A_s \leq A_{s,máx}$$

$$A_{s,máx} = 0,04 \times A_c$$

$$A_{s,máx} = 0,04 \times 1,0 \times 0,20 = 80,0 \text{ cm}^2$$

**4.7.4.4 Escadas**

Através do programa de cálculo automático *Robot Structural Analysis* foi possível retirar os momentos atuantes e condicionantes para a definição da armadura necessária a colocar nas lajes de escadas.

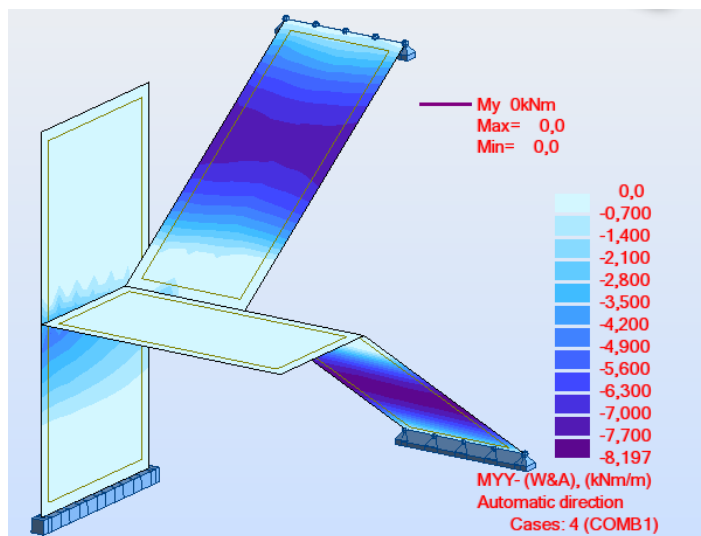


Figura 4.38 – Momentos atuantes Myy, reforço inferior.

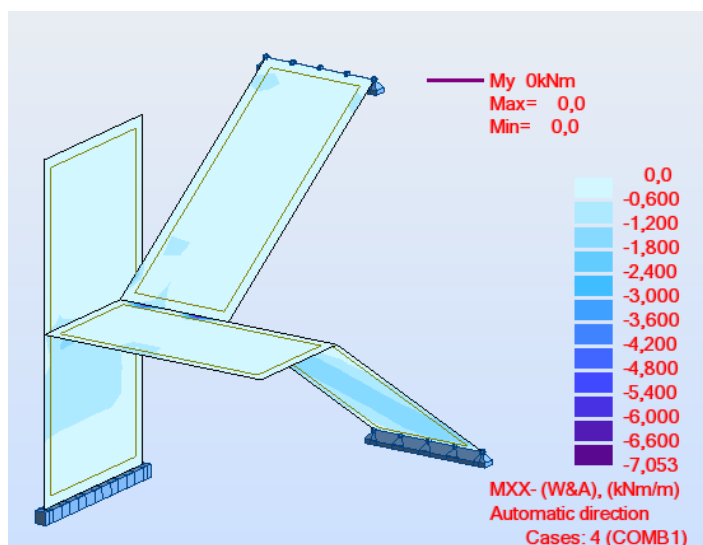


Figura 4.39 – Momentos atuantes Mxx, reforço inferior.

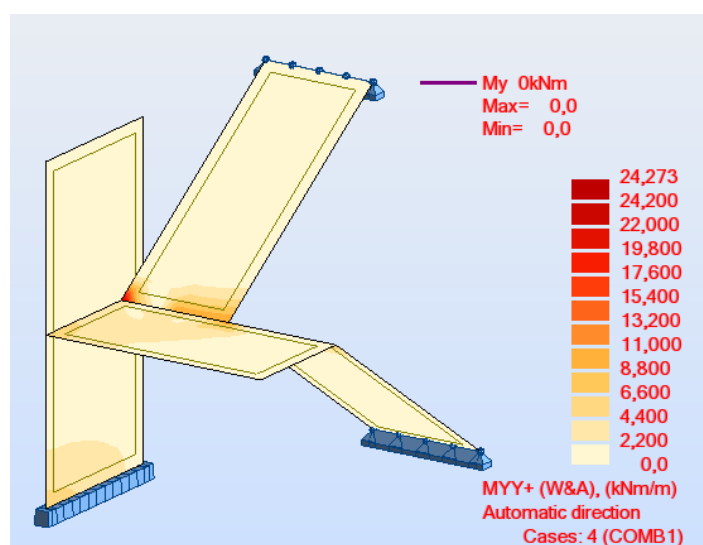


Figura 4.40 – Momentos atuantes Myy, reforço superior.

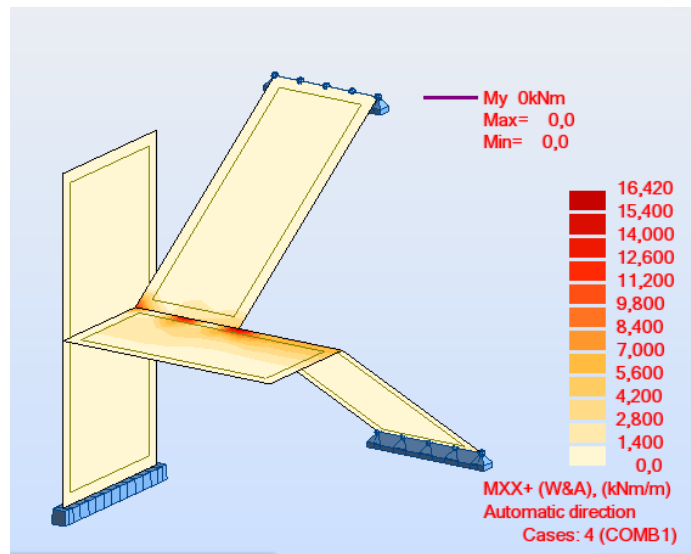


Figura 4.41 – Momentos atuantes Mxx, reforço superior.

- **Armadura Longitudinal**

$$\mu = \frac{24,273}{1 \times 0,16^2 \times 16,7 \times 10^3} = 0,0568 \rightarrow \omega = 0,0588$$

$$0,0588 = \frac{As \times 348 \times 10^3}{1 \times 0,16 \times 16,7 \times 10^3}, \quad As = 4,51 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\therefore \phi 10//0,15 = 5,24 \text{ cm}^2/\text{m} > 4,51 \text{ cm}^2/\text{m}$$

- Armadura mínima e máxima

$$As \geq As_{\text{mín}}$$

$$As_{\text{mín}} \geq \begin{cases} 0,26 \times \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \times b_t \times d \\ 0,0013 \times b_t \times d \end{cases}$$

$$As_{\text{mín}} \geq \begin{cases} 0,26 \times \frac{2,6}{400} \times 1,0 \times 0,16 = 2,704 \text{ cm}^2/\text{m} \\ 0,0013 \times 1,0 \times 0,16 = 2,08 \text{ cm}^2/\text{m} \end{cases}$$

$$\therefore \phi 8//0,15 = 3,35 \text{ cm}^2/\text{m} > 2,704 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$As \leq As_{\text{máx}}$$

$$As_{\text{máx}} = 0,04 \times A_c$$

$$A_{s,máx} = 0,04 \times 1,0 \times 0,20 = 80,0 \text{ cm}^2$$

#### 4.7.4.5 Sapatas

As verificações associadas às sapatas de fundação que de seguida se apresentam incidiram na sapata S2, como é possível verificar nas plantas estruturais em anexo.

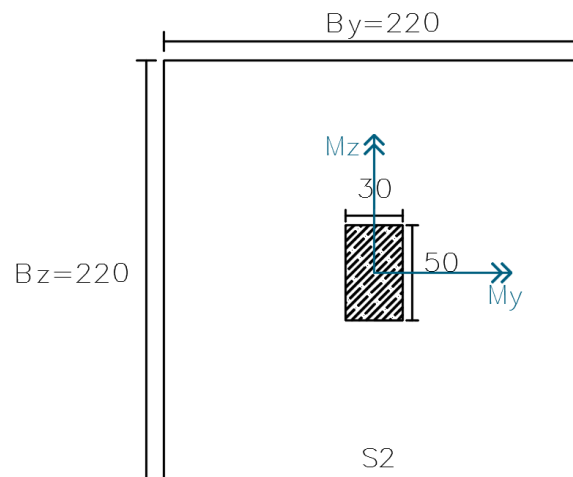


Figura 4.42 – Geometria da sapata S2, (cm).

#### Verificação de segurança a nível geotécnico

Para que seja verificada a segurança a nível geotécnico de uma sapata é necessário que se cumpra a seguinte expressão:

$$\sigma_{gd3/4} \leq \sigma'_{adm}$$

Uma sapata que se encontre sujeita a um esforço vertical e dois momentos fletores nas direções ortogonais (flexão desviada), não provoca descompressão do solo ao nível da base da sapata desde que a resultante se encontre no interior do núcleo central, respeitando a seguinte expressão:

$$\frac{e_y}{B_y} + \frac{e_z}{B_z} \leq 1/6$$

$$e_y = \frac{M_z}{V + P}$$

$$e_z = \frac{M_y}{V + P}$$

As expressões anteriores foram verificadas tendo em conta os esforços retirados do programa CYPE que seguidamente se listam:

$$V_K + P = 858,8 \text{ kN}$$

$$M_{Kz} = 17,65 \text{ kNm}$$

$$M_{Ky} = 14,08 \text{ kNm}$$

$$e_z = 0,0164$$

$$e_y = 0,0206$$

$$\frac{0,0164}{2,2} + \frac{0,0206}{2,2} = 0,0168 \leq 1/6 \text{ ,}$$

*logo a resultante encontra – se no interior do núcleo central*

De seguida, é possível determinar as tensões que atuam na base da sapata, como é possível observar na Figura 4.43.

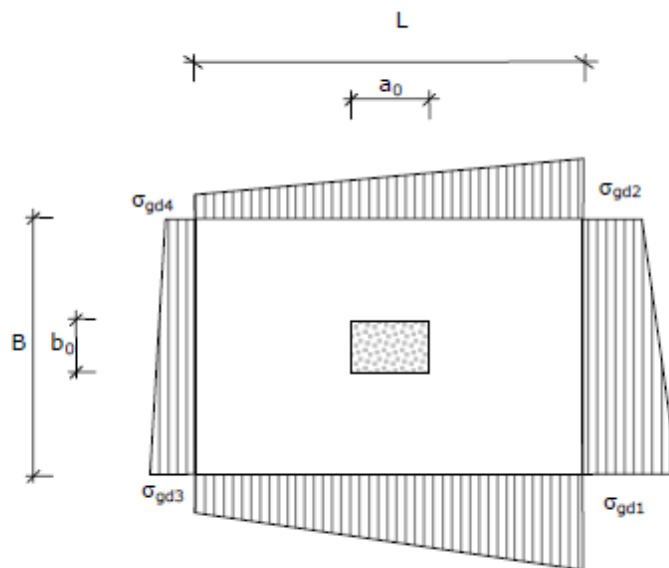


Figura 4.43 – Diagrama de tensões atuantes na base da sapata para o caso de flexão desviada. [12]

As tensões que atuam nos cantos das sapatas,  $\sigma_{g1}$  a  $\sigma_{g4}$ , são determinadas aplicando a seguinte equação:

$$\sigma_{gi} = \frac{V + P}{B_y B_z} \left( 1 \pm \frac{6e_y}{B_y} \pm \frac{6e_z}{B_z} \right), \quad \text{com } i = 1 \text{ a } 4$$

Sendo assim, as tensões atuantes apresentam os seguintes valores:

$$\sigma_{g1} = 195,343 \text{ KPa}$$

$$\sigma_{g2} = 179,470 \text{ KPa}$$

$$\sigma_{g3} = 175,406 \text{ KPa}$$

$$\sigma_{g4} = 159,533 \text{ KPa}$$

Após a determinação destes parâmetros já é possível determinar a tensão de referência,  $\sigma_{g3/4}$ :

$$\sigma_{g3/4} = \frac{3\sigma_{g1} + \sigma_{g4}}{4} = 186,391 \text{ KPa}$$

Sendo  $\sigma'_{adm} = 200 \text{ KPa}$ , encontra-se verificado o dimensionamento geotécnico.

#### Estado limite último de rotura por flexão

De acordo com o ilustrado na Figura 4.44 é possível determinar a armadura necessária para resistir ao esforço de flexão, aplicando o funcionamento em consola para cada uma das abas da sapata.

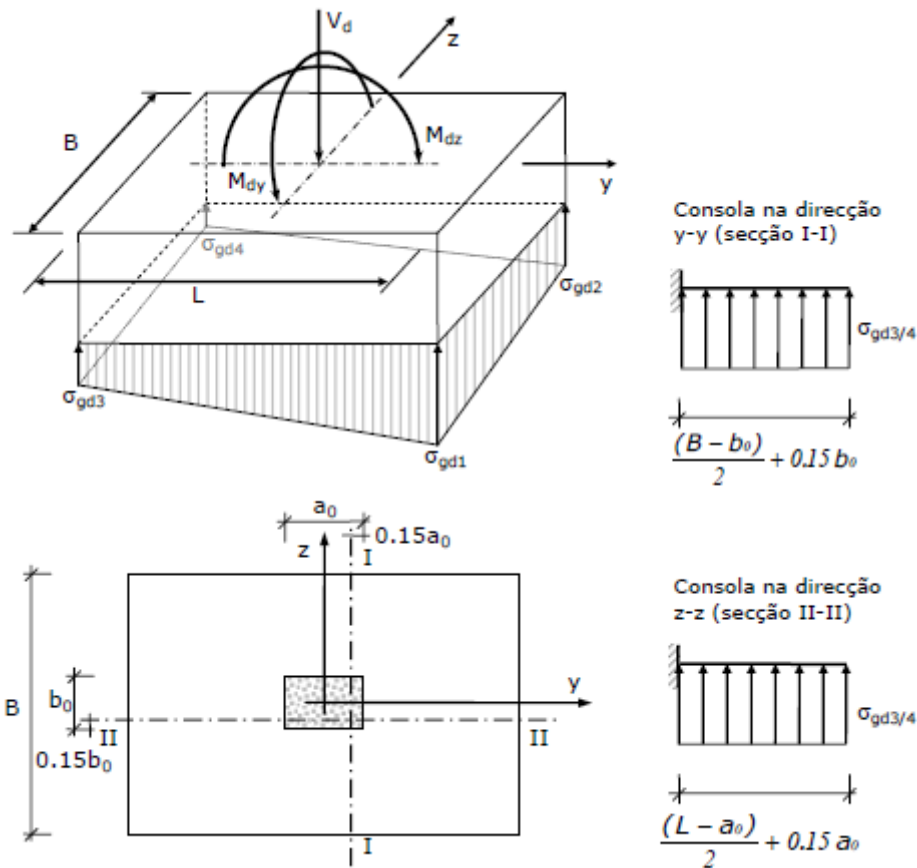


Figura 4.44 – Secções de encastramento das abas de uma sapata. [12]

– Consola na direcção y-y:

$$\sigma_{gd3/4} = 279,59 \text{ KPa}$$

$$\frac{(B - b_0)}{2} + 0,15b_0 = \frac{(2,2 - 0,5)}{2} + 0,15 \times 0,5 = 0,925 \text{ m}$$

$$M_{ed} = \frac{279,59 \times 0,925^2}{2} = 119,61 \text{ kNm}$$

$$\mu = \frac{119,61}{1 \times 0,54^2 \times 13,3 \times 10^3} = 0,0246 \rightarrow \omega = 0,02552$$

$$0,02552 = \frac{A_s \times 348 \times 10^3}{1 \times 0,54 \times 13,3 \times 10^3} = 6,613 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s,\text{mín}} \geq \begin{cases} 0,26 \times \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \times b_t \times d \\ 0,0013 \times b_t \times d \end{cases}$$

$$A_{s,min} \geq \begin{cases} 0,26 \times \frac{2,2}{400} \times 1,0 \times 0,54 = 7,72 \text{ cm}^2/m \\ 0,0013 \times 1,0 \times 0,54 = 7,02 \text{ cm}^2/m \end{cases}$$

$$\therefore \phi 16//0,20 = 10,05 \text{ cm}^2/m > 7,72 \text{ cm}^2/m$$

– Consola na direção z-z:

$$\sigma_{gd3/4} = 279,59 \text{ KPa}$$

$$\frac{(L - a_0)}{2} + 0,15a_0 = \frac{(2,2 - 0,3)}{2} + 0,15 \times 0,3 = 0,995 \text{ m}$$

$$M_{ed} = \frac{279,59 \times 0,995^2}{2} = 138,40 \text{ kNm}$$

$$\mu = \frac{138,40}{1 \times 0,54^2 \times 13,3 \times 10^3} = 0,0284 \rightarrow \omega = 0,0294$$

$$0,0294 = \frac{A_s \times 348 \times 10^3}{1 \times 0,54 \times 13,3 \times 10^3} = 7,62 \text{ cm}^2/m$$

$$A_{s,min} = 7,72 \text{ cm}^2/m$$

$$\therefore \phi 16//0,20 = 10,05 \text{ cm}^2/m > 7,72 \text{ cm}^2/m$$

#### Estado limite de rotura por esforço transversal

Para garantir a verificação de segurança ao esforço transversal a NP EN 1992-1-1 estabelece que a seguinte condição seja verificada:

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

Em que:

$V_{Ed}$  – Valor de cálculo do esforço transversal atuante;

$V_{Rd,c}$  – Valor de cálculo do esforço transversal resistente, não contabilizando a armadura de esforço transversal.

Na determinação do valor de cálculo do esforço transversal resistente em sapatas deverá recorrer-se à seguinte expressão:

$$V_{Rd,c} \geq \begin{cases} 0,12 \times K(100\rho l f_{ck})^{1/3} b_w d \\ 0,035 \times K^{3/2} \times f_{ck}^{1/2} b_w d \end{cases}$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0$$

$$\rho l = \frac{A_{sl}}{b_w d} \leq 0,02$$

Para o cálculo do valor do esforço transversal atuante aplica-se a metodologia apresentada na seguinte Figura 4.45.

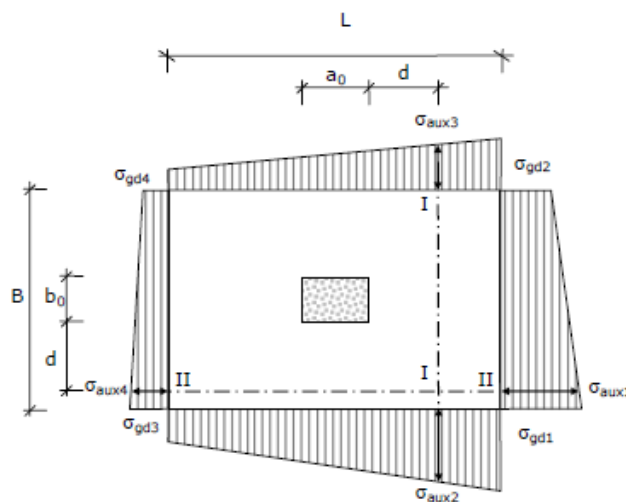


Figura 4.45 - Avaliação de segurança da sapata ao esforço transversal. [12]

**Na secção I-I:**

$$V_{Ed} = \frac{\sigma_{aux2} + \sigma_{gd1} + \sigma_{gd2} + \sigma_{aux3}}{4} \times \left( \frac{L - a_0}{2} - d \right) \times B$$

$$\sigma_{aux2} = 191,63 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{aux3} = 175,76 \text{ kPa}$$

$$V_{Ed_{I-I}} = \frac{191,63 + 195,343 + 179,470 + 175,76}{4} \times \left( \frac{2,2 - 0,3}{2} - 0,54 \right) \times 2,2 = 167,37 \text{ kPa}$$

Na secção II-II:

$$V_{Ed} = \frac{\sigma_{aux1} + \sigma_{gd1} + \sigma_{gd3} + \sigma_{aux4}}{4} \times \left( \frac{B - b_0}{2} - d \right) \times L$$

$$\sigma_{aux1} = 193,11 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{aux4} = 173,173 \text{ kPa}$$

$$V_{ed_{II-II}} = \frac{193,11 + 195,343 + 175,406 + 173,173}{4} \times \left( \frac{2,2 - 0,5}{2} - 0,54 \right) \times 2,2 = 125,664 \text{ kPa}$$

$$V_{Rd,c} \geq \begin{cases} 0,12 \times 1,61 \times (100 \times 0,00186 \times 20)^{1/3} \times 1 \times 0,54 = 174,135 \text{ kN} \\ 0,035 \times 1,61^{3/2} \times 20^{1/2} \times 1 \times 0,54 = 193,05 \text{ kN} \end{cases}$$

$V_{ed_{I-I}}$  e  $V_{ed_{II-II}} < V_{Rd,c}$  , logo verifica.

#### Estado limite último de rotura por punçoamento

A metodologia de cálculo que permite a verificação de segurança de sapatas ao punçoamento é apresentada pela NP EN 1992-1-1. Desta forma, para proceder a este cálculo é necessário comparar os valores de cálculo de tensões atuantes com os resistentes que atuam nas secções de controlo a uma distância da face do pilar inferior a  $2d$ .

Sendo assim, a segurança de sapatas de pilares deve ser verificado com base no modelo apresentado na Figura 4.46.

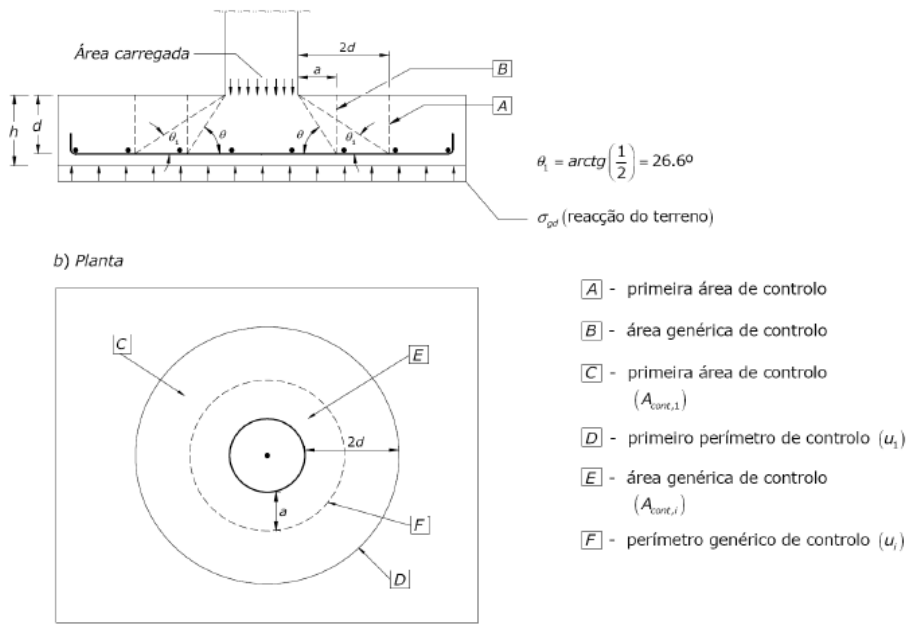


Figura 4.46 – Modelo de verificação ao punçoamento em sapatas de pilares. [12]

De seguida será apresentado o estudo desta verificação, sendo que as seguintes expressões são as que devem ser averiguadas:

$$ved_{pilar} \leq vrd_{m\acute{a}x}$$

$$ved \leq vrd_c$$

Em que:

$$ved_{pilar} = \frac{(Ved - \sigma_{gd} \times A_{pilar}) \times \beta}{u_0 \times d}$$

$$\beta = 1 + 1,8 \times \sqrt{\left(\frac{e_y}{b_z}\right)^2 + \left(\frac{e_z}{b_y}\right)^2}$$

$$\sigma_{gd} = \frac{Ved}{B \times L}$$

$u_0$  – valor do perímetro do pilar.

$b_z$  – dimensão do perímetro de controlo na direção z.

$b_y$  – dimensão do perímetro de controlo na direção y.

$$Ved = 1288,20 \text{ kN}$$

$$vrd_{,m\acute{a}x} = 0,5 \times 0,6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \times f_{cd}$$

$$vrd_{,c} \geq \begin{cases} 0,12 \times k \times (100\rho l f_{ck})^{1/3} \times \frac{2d}{a} \\ 0,035 \times k^{3/2} \times f_{ck}^{1/2} \times b_w \times \frac{2d}{a} \end{cases}$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0$$

$$\rho l = \sqrt{\rho l_y \times \rho l_z} \leq 0,02$$

$$ved = \frac{(Ved - \sigma_{gd} \times A_{cont}) \times \beta}{u_i \times d}$$

$u_i$  – perímetro do contorno de controlo  $i$ .

$A_{cont}$  – Área de contorno de controlo considerada.

O seguinte Quadro 4.12 apresenta a aplicação desta metodologia, definindo as diferentes secções de controlo a analisar e os respetivos resultados obtidos.

Quadro 4.12 – Resultados obtidos para a verificação ao punçamento.

$a$	$u_i$	$A_{cont}$	$\beta$	$ved$	$vrd_{,c}$	$vrd_{,c_{m\acute{i}n}}$	$vrd_{,c}/ved$
$1,5d$	6,69	3,51	1,023	100,24	429,96	476,67	4,76
$d$	4,99	1,93	1,032	296,63	644,94	715,001	2,41
$d/2$	3,29	0,81	1,05	633,93	1289,89	1430,003	2,26
$d/4$	2,45	0,42	1,071	952,33	2579,77	2860,01	3,003

Após estes resultados obtidos pode-se concluir que  $ved \leq vrd_{,c}$ .

A verificação ao esmagamento do betão é efetuada considerando o perímetro do pilar:

$$ved_{pilar} = \frac{(1288,20 - 266,16 \times 0,15) \times 1,123}{1,6 \times 0,54} = 1622,47 \text{ kPa}$$

$$vrd_{m\acute{a}x} = 0,5 \times 0,52 \times 13,3 \times 10^3 = 3458 \text{ kPa}$$

Logo, é cumprida a verificação de segurança ao esmagamento do pilar de betão.

## **5 FISCALIZAÇÃO**

### **5.1 INTRODUÇÃO**

Durante o decorrer do estágio em ambiente empresarial na Segropol foi possível acompanhar e participar no trabalho de fiscalização da obra que abaixo se descreve. Os trabalhos de fiscalização foram desenvolvidos durante todo o processo de construção, sendo que o que será apresentado incide nas vistorias finais, após a obra ter sido dada como terminada.

Neste capítulo apresentar-se-á uma breve descrição da obra, os seus elementos construtivos, bem como as vistorias efetuadas e o registo das anomalias detetadas.

### **5.2 ASPETOS ARQUITETÓNICOS E CONSTRUTIVOS**

A obra em que se efetuou o trabalho de fiscalização tem a sua localização no Lugar das Cruzes do Monte (Urbanização do Chantre), em Leça do Balio, Matosinhos. Esta construção é constituída por quatro lotes, numerados de 9 a 12.

Os lotes são moradias unifamiliares com dois pisos destinados a habitação de tipologia T4. A estrutura era fundamentalmente de betão armado, havendo no entanto elementos metálicos, como por exemplo, algumas escadas.

De uma forma generalizada, serão apresentados nos seguintes pontos os parâmetros urbanísticos adotados para cada lote, seguidos de fotografias que ilustram os edifícios em análise.

#### **Lote 9**

- Área de Implantação: 255,10 m<sup>2</sup>;
- Área bruta de construção: 503,10 m<sup>2</sup>;

## CAPÍTULO 5

- Cércea: 3,70 m;
- Número de pisos acima da cota de soleira: 1 (r/chão);
- Número de pisos abaixo da cota de soleira: 1 (cave);
- Volumetria total: 1709,17 m<sup>3</sup>.

### **Lote 10 e 11**

- Área de Implantação: 256,10 m<sup>2</sup>;
- Área bruta de construção: 490,05 m<sup>2</sup>;
- Cércea: 3,70 m;
- Número de pisos acima da cota de soleira: 1 (r/chão);
- Número de pisos abaixo da cota de soleira: 1 (cave);
- Volumetria total: 1715,87 m<sup>3</sup>.

### **Lote 12**

- Área de Implantação: 248,70 m<sup>2</sup>;
- Área bruta de construção: 491,60 m<sup>2</sup>;
- Cércea: 3,70 m;
- Número de pisos acima da cota de soleira: 1 (r/chão);
- Número de pisos abaixo da cota de soleira: 1 (cave);
- Volumetria total: 1700,2 m<sup>3</sup>.



Figura 5.1 – Loteamento.



Figura 5.2 – Lote 12.



Figura 5.3 – Entrada principal do Lote 12.



Figura 5.4 – Vista lateral do Lote 12.

As seguintes imagens ilustram as plantas de arquitetura do Lote 9, sendo que para os restantes lotes, estas são semelhantes.

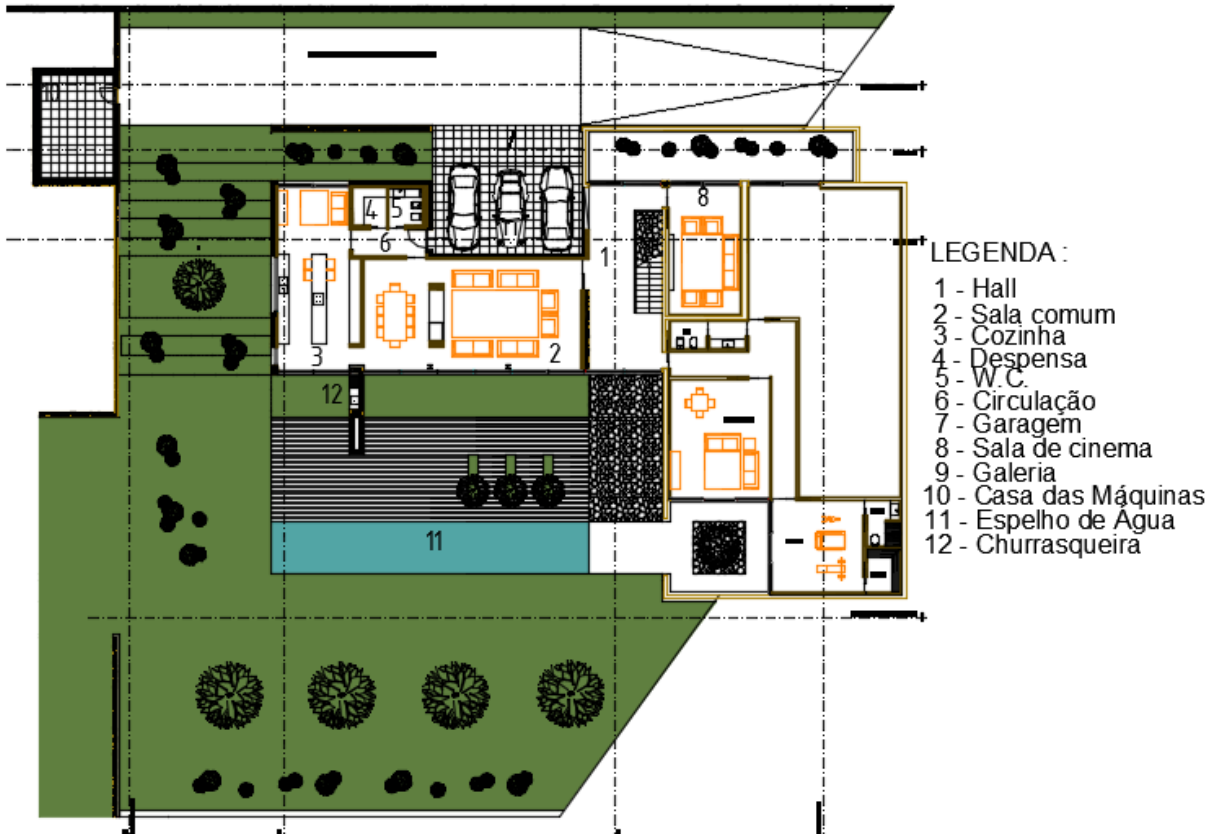


Figura 5.5 – Planta de arquitetura da cave.

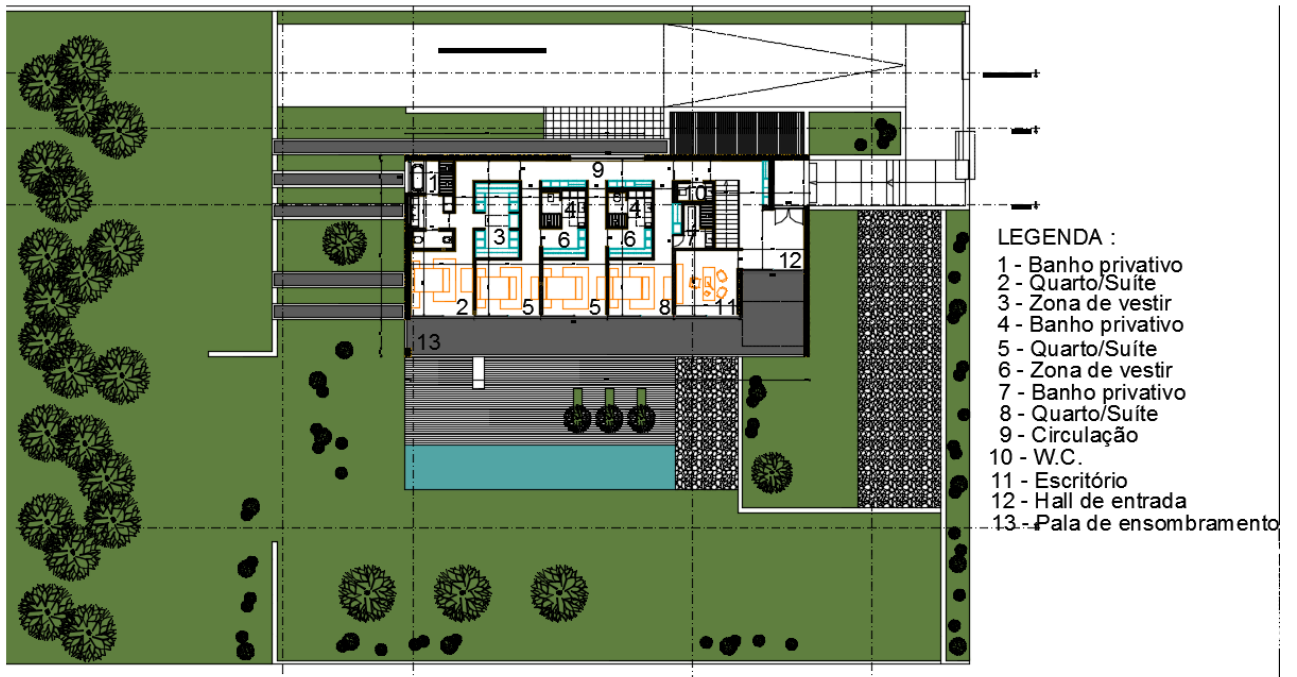


Figura 5.6 – Planta de arquitetura do rés/chão.

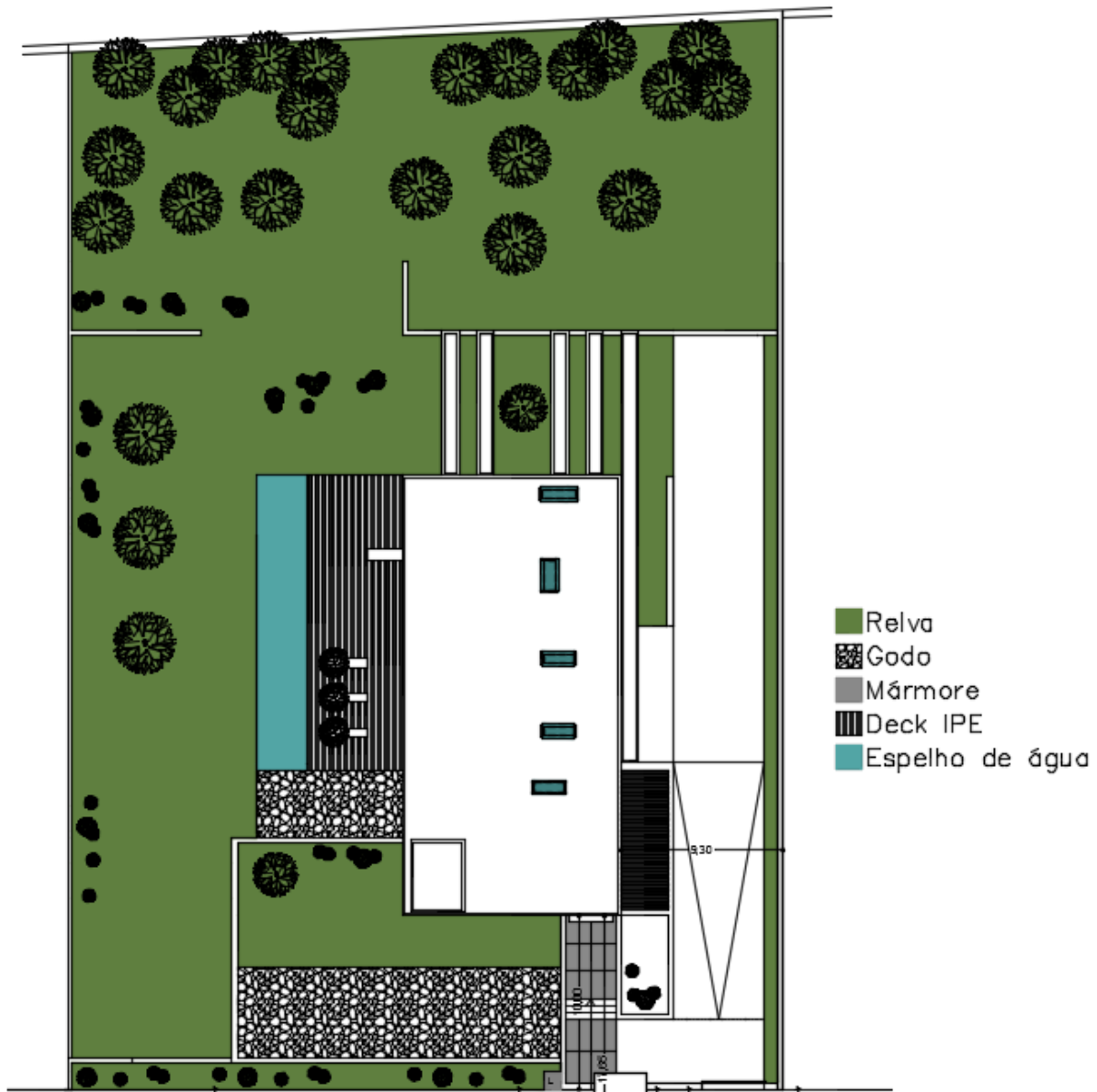


Figura 5.7 – Planta de arquitetura da cobertura.

De seguida será apresentada uma descrição geral desta obra, enumerando e caracterizando os diferentes elementos construtivos.

- **Betão armado:** os elementos constituídos por este material são os seguintes: sapatas, vigas de fundação, pilares, vigas, lajes, lintéis, escadas exteriores, varandas, platibandas e as paredes assinaladas como estruturais no projeto de estabilidade.
- **Fundações:** sapatas em betão armado.

- **Alvenarias:** paredes exteriores duplas com caixa-de-ar. O pano exterior é em betão branco armado. Ao nível do r/chão, as paredes que não ficam em contacto com o solo são em alvenaria de termoargila. As paredes interiores são em gesso cartonado tipo “pladur” hidrofugado (placa dupla).
- **Pavimentos:** os pavimentos em contacto com o solo foram executados em betonilha, assentes sobre terreno compactado e hidrofugado. O pavimento do r/chão é constituído por lajes maciças e aligeiradas, conforme o projeto de estabilidade.
- **Cobertura:** trata-se de uma cobertura plana em lajes maciças e aligeiradas, revestida com uma camada de godo lavado.
- **Acabamentos:** exteriormente, todas as paredes e sob palas do r/chão possuem acabamento em betão branco. Interiormente, as paredes são constituídas por placas de gesso cartonado “pladur” e o teto é constituído por gesso cartonado e hidrofugado, fixos em perfis metálicos galvanizados.
- **Vãos:** a caixilharia exterior foi executada em alumínio anodizado tipo inox mate e a esquadria interior em placa de fibra de madeira de média densidade (MDF) hidrofugada lacada à cor das paredes.
- **Muro de vedação:** foi executado em betão armado.

### 5.3 VISTORIA DOS LOTES

Como descrito no ponto anterior, a obra encontra-se dividida em 4 lotes, nomeadamente no Lote 9, Lote 10, Lote 11 e Lote 12.

As vistorias incidiram apenas nos lotes 9, 11 e 12, sendo que o lote 10 foi agrupado com o mesmo tipo de irregularidades devido à semelhança de anomalias encontradas nos restantes.

De seguida serão apresentados os relatórios de anomalias dos lotes, efetuados com a colaboração de todos os intervenientes que participaram na realização da fiscalização, seguidos de algumas fotografias.

**Lote 09**

A vistoria deste lote foi realizada no dia 21 de maio de 2015. O registo das irregularidades encontra-se dividido de acordo com o que foi inspecionado no exterior e nas diferentes divisões do interior do lote.

- Exterior

1.09 – Módulo de contador por terminar;

2.09 – Portão por acabar (Acabamentos, forras laterais, videoporteiro, remates inferiores, batente, tratamento dos perfis, outros);



Figura 5.8 – Portão da entrada principal por terminar.

3.09 – Portadas com acabamento mal executado (parafusos por pintar, perfis mal pintados, madeiras sujas e danificas);

4.09 – Falta ripado da cobertura do pátio inglês e dos vãos das janelas;



Figura 5.9 – Falta ripado do pátio inglês.

5.09 – Arranques de pilares por disfarçar;

6.09 - Falta arranjar pavimento desde o muro exterior até à guia do passeio;

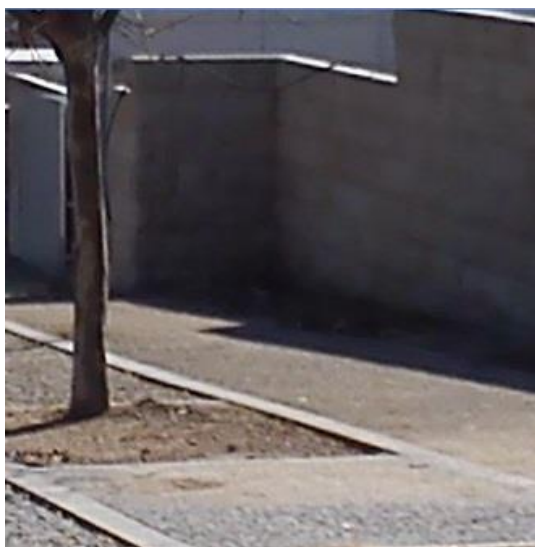


Figura 5.10 – Inexistência de acabamento no pavimento exterior.

7.09 - Muro exterior incompleto;

8.09 - Falta acabar muros de meiação (arear e pintar);



Figura 5.11 – Muro de meiação por concluir.

9.09 - Tintas e acabamentos diferentes nas paredes e pérgolas;

- 10.09 - Falta puxador na porta principal;
- 11.09 - Muros de meiação com acabamento muito longe do expectável;
- 12.09 - Portadas com linguetes mal afinados (alguns panos infletem);
- 13.09 – Guardas de vidro danificadas;
- 14.09 – Remate superior do vão da cozinha por executar;
- 15.09 – Caixilhos com fitas autocolantes;
- 16.09 – Remates em volta dos caixilhos da cozinha mal executados;
- 17.09 – Ferrugem nos granitos;
- 18.09 – Pala exterior em frente à sala encontra-se danificada (mossa);
- 19.09 – Vidros da guarda de vidro exterior desalinhados;
- 20.09 – Rufo de chegada à floreira mal executado;



Figura 5.12 – Rufo mal executado.

- 21.09 – Pavimentos em granito sujos;
- 22.09 – Vãos areados com remates mal executados (diferentes remates, uns arredondados, outros dobrados a 90°, uns areados, outros lisos);
- 23.09 – Tintas em cima dos silicones estaladas.



9.09 – Mau acabamento do rodapé das escadas;

10.09 – Defeitos de pintura nas zonas metálicas das escadas;

11.09 – Ombreira da porta exterior com mau acabamento;

12.09 – Nas escadas, contacto entre degraus e rodapé mal executado;

13.09 – Espelho do degrau de chegada mal pintado.

- Hall do piso inferior

1.09 – Chão inclinado;

2.09 – Remate do topo da escada encontra-se por terminar;

3.09 – Falta acabar o interior dos armários;

4.09 – Falta acabamento do pavimento por baixo do último degrau;



Figura 5.15 – Falta acabamento no pavimento.

5.09 – Portas do armário técnico não abrem corretamente.

- Sala de cinema

1.09 – Chão inclinado junto da entrada.

- Sala / Sala de jantar

1.09 – Pinturas de cor branca diferentes no móvel central;

2.09 - Pavimento em betão branco com buraco junto ao rodapé.



Figura 5.16 – Buraco junto ao rodapé da sala.

- Corredor

1.09 – Tinta lascada na porta de acesso ao exterior;

2.09 – Chão sobe para WC;

3.09 – Remate entre o pavimento em betão branco e o mármore encontra-se mal executado.

- Garagem

1.09 – Pavimento por acabar;

2.09 – Parede por acabar.



Figura 5.17 – Pavimento e paredes da garagem por terminar.

- Escritório

1.09 – Caixa elétrica de pavimento por aplicar;

2.09 – Porta com defeito de pintura ou emaçamento.

- WC quarto 1

1.09 - Remates dos lavatórios mal executados;

2.09 – Faltam frentes de gavetas;



Figura 5.18 – Gavetas em falta.

3.09 – Falta puxador na porta de acesso à zona de duche e sanita;

4.09 – Mármore de pavimento riscados;

5.09 – Juntas de pedras por executar;

6.09 – O chão sobe para a zona de mármore.

- Quarto 1

1.09 – Chão a meio do armário não tem remate;

2.09 – Cortes das prateleiras dos armários encontram-se mal executados;

3.09 – Remates de furos nas ilhargas mal executados;

4.09 – Problemas de remates dos laminados;

5.09 – Aro da caixilharia danificado.

- WC quarto 2

- 1.09 - Remates dos lavatórios mal executados;
- 2.09 – Mármore de pavimento riscados;
- 3.09 – O chão sobe para a zona de mármore;
- 4.09 – Faltam remates na parede por baixo do lavatório;
- 5.09 – Espelhos com folgas diferentes ao tampo e à parede;
- 6.09 – Tampo do lavatório riscado;
- 7.09 – Saia do lavatório desalinhada com a parede;
- 8.09 – Ombreira de passagem para a zona do duche arrebitada.

- WC Quarto 3

- 1.09 – Mármore de pavimento riscados;
- 2.09 – Tampo do lavatório riscado;
- 3.09 – Ombreira de passagem para a zona do duche fora de esquadria;
- 4.09 – A parede contígua ao lavatório não está no mesmo plano dos armários.

- Suite

- 1.09 – Chão desce do corredor para o quarto de vestir.

- WC Suite

- 1.09 – Mármore de pavimento riscado;
- 2.09 – Tampo do lavatório sem remate;
- 3.09 – Ombreira da passagem para a zona da sanita mal executada;
- 4.09 – Chão sobe para a zona da banheira;
- 5.09 – Chão da zona do duche riscado;

6.09 – Espaço entre a banheira e o mármore que a remata por acabar;

7.09 – Remate do vidro de resguardo da zona do duche mal efetuado;

8.09 – Espelho encontra-se com folgas diferentes;

9.09 – Faltam espelhos de ampliação.

- Quarto de vestir

1.09 – Pavimento em betão branco com aberturas junto aos armários.



Figura 5.19 – Pavimento com aberturas.

- Corredor dos quartos

1.09 – Porta de armário entre o quarto 2 e 3 encontra-se com defeito;

2.09 - Ombreira e padieira mal rematadas;

3.09 – Tinta das paredes do corredor para o hall da entrada com tonalidades diferentes.

- Geral

1.09 – Faltam algumas aparelhagens elétricas;

2.09 – Sancas junto aos estores por terminar/arranjar;



Figura 5.20 – Sanca a abrir.

3.09 – A transição das calhas das portas interiores para os tetos encontram-se a abrir/fissurar;

4.09 – Sujidades nas calhas dos alumínios (contudo não foi efetuada ainda uma vistoria mais detalhada aos caixilhos);

5.09 - Portas interiores com defeitos de pintura, remates de linguetes (contudo não foi efetuada ainda uma vistoria mais detalhada às portas interiores);

6.09 - Pelúcias pintadas, em alguns casos já ressequidas;

7.09 - Zona das pelúcias das portas não se encontram devidamente pintadas;

8.09 – Limpezas gerais;

9.09 - Rodapés mal executados e em falta;

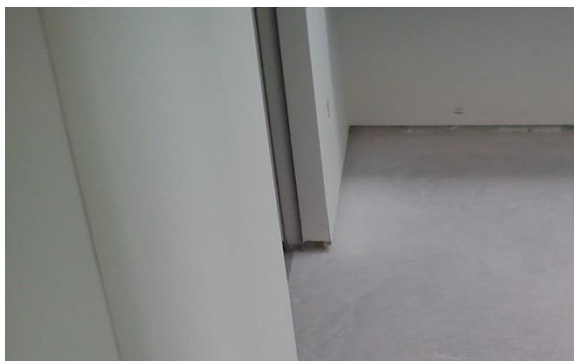


Figura 5.21 – Falta de rodapés.

10.09 – Ombreiras dos vãos exteriores estão por terminar;

11.09 – Armários com diferenças acentuadas de pintura das portas para o interior;

12.09 - Sistema de fechos de armários não funciona corretamente;

13.09 - Ombreiras fora de esquadria;

14.09 – Portas dos armários no WC embatem nas torneiras, não existindo qualquer elemento que proteja um e outro elemento;

15.09 – Remates entre o pavimento e as caixilharias encontram-se a fissurar;

16.09 – Remates dos pavimentos com os rodapés mal executados;

17.09 – Pavimentos em betão branco por terminar;

18.09 - Tomação entre soleira e caixilhos;

19.09 - Faltam goteiras nas caixilharias (contudo não foi efetuada ainda uma vistoria mais detalhada aos caixilhos);

20.09 – Tetos e paredes por pintar;

21.09 – Pavimentos em betão branco sujos e manchados com resíduos de tinta e massas (Subempreiteiro alertou que uma vez entranhado no betão jamais a mancha desaparecerá);



Figura 5.22 – Pavimento manchado.

22.09 – Remates das claraboias mal executados;

23.09 – Paredes em xisto com sujidade de tintas.

### **Lote 11**

A vistoria deste lote foi realizada no dia 5 de junho de 2015. O registo das irregularidades encontra-se dividido de acordo com o que foi inspecionado no exterior e nas diferentes divisões do interior do lote.

- **Exterior**

1.11 – Módulo de contador por terminar;

2.11 – Portão por acabar (acabamentos, forras laterais, videoporteiro, remates inferiores, batente, tratamento dos perfis);

3.11 – Portadas com acabamento mal executado (parafusos por pintar, perfis mal pintados, madeiras sujas e danificas);

4.11 – Ripado da cobertura do pátio inglês mal executado (parafusos por pintar, perfis mal pintados, madeiras sujas e danificas, estrutura metálica por ocultar);

5.11 – Falta arranjar pavimento desde o muro exterior à guia do passeio;

6.11 – Muro exterior incompleto;

7.11 – Falta acabar muros de meiação (arear e pintar);

8.11 – Tintas e acabamentos diferentes nas paredes e pérgolas;

9.11 – Falta puxador na porta principal;

10.11 – Muros de meiação com acabamento muito longe do expectável;

11.11 – Portadas com linguetes mal afinados (alguns panos infletem);

12.11 – Remate superior do vão da cozinha por executar;

13.11 – Remates em volta dos caixilhos da cozinha mal executados;

14.11 – Ferrugem nos granitos;

15.11 – Vidros da guarda de vidro exterior desalinhados;

16.11 – Pavimentos em granito sujos;

17.11 – Vãos areados com remates mal executados (diferentes remates, uns arredondados, outros 90°, uns areados, outros lisos);

18.11 – Tintas em cima dos silicones estaladas.

- Entrada Principal / Hall

1.11 – Testa da fechadura da porta exterior encontra-se com mau acabamento;

2.11 – Testa fixa da fechadura da porta exterior com acabamento fora do expectável;

3.11 – Remate superior da porta exterior encontra-se mal executado;

4.11 – A transição da soleira da porta exterior com o piso em betão branco encontra-se com mau acabamento;

5.11 – União das guardas da escada com silicone (o que estava acordado em projeto era não ter qualquer elemento de ligação);

6.11 – Vidro da guarda da escada com arestas vivas;

7.11 – Parede de xisto suja com massas;

8.11 – Madeira das escadas por acabar;

9.11 – Mau acabamento do rodapé das escadas;

10.11 – Defeitos de pintura nas zonas metálicas das escadas;

11.11 – Nas escadas, contacto entre degraus e rodapé mal executado;

12.11 – Porta principal suja com tinta de parede;

13.11 – Tinta estalada no contacto parede/vão da porta principal;

14.11 – Entrada de ar pela lateral da caixilharia na união vão/parede de xisto;

15.11 – Prumo de alumínio amolgado junto ao xisto;

16.11 – Alheta por pintar e uniões entre alhetas por rematar.

- Escritório

1.11 – Mancha no canto inferior direito do caixilho indica uma possível infiltração;

2.11 – Remate do xisto junto da parede e pérgola com mau acabamento.

- Sala / Sala de jantar

1.11 - Pavimento em betão branco com abertura significativa junto ao pilar;

2.11 – Puxadores da porta de 2 folhas desalinados;

3.11 – Pilar junto à cozinha com placa de fibra de madeira destacada da parede (aparenta infiltrações na zona do tubo de queda da varanda);

4.11 – Forra dos pilares mais próximos do hall de escadas encontram-se torcidas;

5.11 – Remates do pavimento nos recantos da sala com mau acabamento.

- WC de serviço

1.11 – Alheta por cima da porta sem esquadria;

2.11 – Mármore do pavimento está sujo/riscado na entrada;

3.11 – Transição do betão para o mármore sem acabamento;

4.11 – Teto com início de furação não terminada;

5.11 – Alhetas mal pintadas.

- Corredor

1.11 – Retoques de massa nas arestas de paredes por terminar.

- Cozinha

1.11 – Teclado do sistema de intrusão encontra-se com sujidade no seu interior;

2.11 – Bites da caixilharia com folga.

- Sala no cimo das escadas

1.11 – Ligação entre armários muito visível;

2.11 – Chão em madeira à esquerda do vão fixo empolado;

3.11 – Falta de esquadria na ombreira direita do vão fixo.

- WC quarto 1

1.11 – Alheta mal executada junto à porta;

2.11 – Aresta da porta mal executada;

3.11 – Ombreira da porta arrebitada;

4.11 – Não há concordância entre a testa do armário e a ombreira esquerda da porta;

5.11 – Ligação entre as peças do armário mal executadas;

6.11 – Ombreira esquerda da porta mal pintada;

7.11 – Ombreira direita da porta com defeito;

8.11 - Mármore de pavimento riscados;

9.11 – Tomações dos mármore nas ligações parede/pavimento precisam de ser melhoradas;

10.11 – Alheta por cima do espelho por pintar;

11.11 – Excedentes do silicone no lavatório;

12.11 – Remates do mármore com gesso cartonado mal executados;

13.11 – Soleira interior do vão do duche encontra-se trapezoidal.

- Quarto 1

1.11 – Remate da madeira versus caixilho mal executado;

2.11– Remate dos armários às paredes mal executados;

3.11 – Prateleira empolada;

4.11 – Ligações entre peças mal executadas;

5.11 – Remates do armário ao teto mal executados.

- Quarto 2

1.11 – Contacto entre tábuas demonstra alguma irregularidade;

2.11 – Parede da esquerda do quarto de vestir e caixilho faz vaga.

- WC quarto 2

1.11 – Remate do pavimento da porta para o quarto de vestir mal executado;

2.11 – Remates dos armários à parede mal executados;

3.11 – Ligações entre peças de armários mal executados;

4.11 – Remate por cima do espelho mal executado;

5.11 – Remate do chuveiro ao teto mal executado;

6.11 – Marca da porta do chuche no teto.

- Suite

1.11 – Alhetas tortas;

2.11 – Pavimento de madeira do quarto encontra-se levantado.

- WC Suite

1.11 – Mármore de pavimento riscado;

2.11 – Tampo do lavatório riscado;

3.11 – Espaço entre a banheira e o mármore que a remata por acabar;

4.11 – Remate do vidro de resguardo da zona do duche mal executado;

5.11 – Remate por cima do espelho mal executado;

6.11 – Remates de alhetas mal executados;

7.11 – Pinturas da ombreira da porta mal executadas;

8.11 – Vidro sujo com tintas;

9.11 – Transição da madeira/mármore não está no mesmo plano (situação que já provocou danos na aresta da pedra);

10.11 – Ombreira esquerda do vão da banheira sem acabamento;

11.11 – Ombreira direita da porta para a zona da sanita com mau acabamento.

- Quarto de vestir

1.11 – Ligações de peças do armário mal executadas;

2.11 – Parede de passagem do quarto para o quarto de vestir faz vaga.

- Corredor dos quartos

1.11 – Ilharga do interior do armário sem acabamento;

2.11 – O remate do quadro elétrico precisa de ser melhorado;

3.11 – Cortes de prateleiras e uniões entre peças com mau acabamento;

4.11 – Remate da alheta do vão fixo fora do plano;

5.11 – Ligação peitoril/lacados mal executados;

6.11 – Ligação entre peças de placa de fibra de madeira no peitoril e padieira visível;

7.11 – Remate de gesso cartonado com a placa de fibra de madeira mal executada.

- Geral

1.11 – Faltam algumas aparelhagens elétricas;

2.11 – Sancas junto aos estores por terminar;

3.11 – A transição das calhas das portas interiores para os tetos encontram-se a abrir/fissurar;

4.11 – Sujidade nas calhas dos alumínio (contudo, não foi efetuada ainda uma vistoria mais detalhada aos caixilhos);

5.11 - Portas interiores com defeitos de pintura, remates de linguetes (contudo, não foi efetuada ainda uma vistoria mais detalhada às portas interiores);

6.11 – Pelúcias pintadas, em alguns casos já ressequidas;

7.11 – Zona das pelúcias das portas não se encontram devidamente pintadas;

8.11 – Limpezas gerais;

9.11 – Rodapés mal executados e alguns em falta;

10.11 – Ombreiras dos vãos exteriores encontram-se por terminar;

11.11 – Armários com diferenças acentuadas de pintura das portas para o interior;

- 12.11 – Sistema de fechos de armários não funciona corretamente;
- 13.11 – Ombreiras fora de esquadria;
- 14.11 – Portas dos armários no WC embatem nas torneiras, não existindo qualquer elemento que proteja um e outro elemento;
- 15.11 – Remates entre o pavimento e as caixilharias encontram-se a fissurar;
- 16.11– Remates dos pavimentos com os rodapés em falta;
- 17.11 – Pavimentos em betão branco por terminar;
- 18.11 – Tomação entre soleira e caixilhos;
- 19.11 – Faltam goteiras nas caixilharias (contudo, não foi efetuada ainda uma vistoria mais detalhada aos caixilhos);
- 20.11 – Tetos e paredes por pintar;
- 21.11 – Pavimentos em betão branco sujos com resíduos de tinta e massas (Subempreiteiro alertou que uma vez entranhado no betão jamais a mancha desaparecerá);
- 22.11 – Remates das claraboias mal executados;
- 23.11 – Paredes em xisto com sujidade de tintas.

### **Lote 12**

A vistoria deste lote foi realizada no dia 14 de maio de 2015. O registo das irregularidades encontra-se dividido de acordo com o que foi inspecionado no exterior e nas diferentes divisões do interior do lote.

- Exterior

- 1.12 – Falta arranjar pavimento desde o muro exterior à guia do passeio;
- 2.12 – Portão por acabar (acabamentos, forras laterais, videoporteiro, remates inferiores, batente, tratamento dos perfis);
- 3.12 – Pala da entrada em betão branco danificada;

- 4.12 – Muro exterior incompleto;
  - 5.12 – Encaminhar os tubos de ramal de eletricidade e ITED para nicho dos contadores;
  - 6.12 – Falta acabar muros de meiação (arear e pintar);
  - 7.12 – Falta selar calha enferrujada da fita de LED's;
  - 8.12 – Falta ripado da cobertura do pátio inglês e dos vão das janelas;
  - 9.12 – Tintas e acabamentos diferentes nas paredes e pérgolas;
  - 10.12 – Teto da pérgola encontra-se sujo;
  - 11.12 – Falta puxador na porta principal;
  - 12.12 – Remate do pivot da porta principal está mal executado;
  - 13.12 – Muros de meiação com acabamento muito longe do expectável;
  - 14.12 – Xisto junto à calha de vidro encontra-se executado com acabamento fora do expectável;
  - 15.12 – Portadas com linguetes mal afinados (alguns panos infletem);
  - 16.12 – Portadas com acabamento mal executado (parafusos por pintar, perfis mal pintados, madeiras sujas e danificas);
  - 17.12 – Ombreira da esquerda do conjunto de portadas tem uma rebarba de massa (aresta mal executada);
  - 18.12 – Topo da piscina aparenta impulsões estruturais (encontra-se fissurado).
- Entrada Principal / Hall
    - 1.12 – Entalhes para os linguetes da fechadura encontram-se mal executados e sem acabamento;
    - 2.12 – Parafusos da porta têm parafusos moídos e tortos;
    - 3.12 – Substituir teclado do alarme por se encontrar com lixo no interior do visor;
    - 4.12 – Interior do armário técnico por acabar.

- Quarto da empregada

1.12 – Ombreira fora de esquadria no WC;

2.12 – Gesso cartonado a estalar na calha da porta do WC;

3.12 – Paredes sujas com tinta;

4.12 – Alhetas de teto do quarto encontram-se tortas;

5.12 – Remate de transição de ombreira e pedra sem acabamento expectável.

- Sala / Sala de jantar

1.12 – Parede entre sala e corredor de serviço fora de esquadria;

2.12 – Infiltração junto ao rolo de estore;

3.12 – Móvel de TV encontra-se estalado na parte inferior e superior do fogão de sala;

4.12 – Mármore diferente junto ao pilar da cozinha.

- Lavandaria

1.12 – Aro fixo da porta junto à dobradiça encontra-se danificado;

2.12 – Problema de remate junto ao rodapé atrás da porta;

3.12 – Caixa de eletricidade não tem remate com a parede.

- Cozinha

1.12 – Falta pintar testa do gesso cartonado junto ao vão (visível do exterior);

2.12 – Caixilho norte necessita de remate com a padieira.

- Garagem

1.12 - Encontra-se por finalizar (tetos, paredes e pavimento);

2.12 – Porta corta-fogo sem remates;

3.12 – Falta soleira na porta corta-fogo.

- WC serviço

1.12 – Ombreiras fora de esquadria;

2.12 – Mármore do lavatório inclinado;

3.12 – Alhetas de teto não alinham com as alhetas exteriores da porta.

- Varanda

1.12 – Ilharga do vidro fora de esquadria;

2.12 – Ripado de madeira sem batente (bate no vidro);

3.12 – Remates do vidro com os rufos mal executados.

- Escada

1.12 – Remate do gesso cartonado com a guarda encontra-se estalado;

2.12 – Móvel de guarda encontra-se mal acabado (são visíveis as emendas no exterior e no interior, acabamento das portas no interior encontra-se, em alguns casos, macio e noutros áspero, má afinação das portas);

3.12 – Encontro de vidros afiado;

4.12 – Pavimento na zona dos dois últimos degraus bastante danificado;

5.12 – Transição entre degrau e pavimento encontra-se sem remate.

- WC quarto 1

1.12 – Remate lateral do tampo do lavatório encontra-se mal executado.

- Quarto 1

1.12 – Sanca de luz com arestas mal executadas e defeitos de pintura.

- Quarto 2

1.12 – Armário com defeito de pintura por detrás da porta (ombreiras);

2.12 – Pintura da prateleira com a ilharga encontra-se partida;

3.12 – Rebarba de massas na testa da direita da entrada do WC;

4.12 – Problemas nas alhetas de ligação do quarto com o corredor interior do quarto.

- WC partilhado Quarto 2/3

1.12 – Ombreiras fora de esquadria;

2.12 – Pedras do chão do duche denotam falta de esquadrias (parede ou chão).

- Suite

1.12 – Soalho levantado;

2.12 – Remate do rolo do blackout por terminar.

- WC Suite

1.12 – Ombreiras fora de esquadria;

2.12 – Remates de pintura da porta mal executados.

- Escritório da Suite

1.12 – Remate à volta da janela mal executado.

- Corredor dos quartos

1.12 – Ombreira e padieira mal rematadas.

- Geral

1.12 – Limpeza de caixilharias;

2.12 - Remate de transição de ombreira e pedra sem acabamento expectável nos WC'S;

3.12 – Limpezas gerais;

4.12 – Rodapés mal executados;

5.12 – Tomação entre soleira e caixilhos;

6.12 – Faltam goteiras nas caixilharias (contudo, não foi efetuada ainda uma vistoria mais detalhada aos caixilhos);

7.12 – Portas interiores com defeitos de pintura, remates de linguetes (contudo, não foi efetuada ainda uma vistoria mais detalhada às portas interiores);

8.12 – Zona das pelúcias das portas não se encontram devidamente pintadas;

9.12 – Pelúcias pintadas, em alguns casos já ressequidas;

10.12 - Remates das pedras com as caixilharias estão tomadas com gesso que, em alguns casos, já fissurou;

11.12 – Algumas régua do pavimento de madeira encontram-se danificadas;

12.12 – Blackout's não encostam aos pisos, deixando entrar luz solar;

13.12 – Batentes das portas de correr com os aros mal pintados.



## 6 CONCLUSÕES

Durante o decorrer do estágio em ambiente empresarial, desenvolvido na empresa Segropol, Lda., foi possível adquirir uma diversidade de competências. Este demonstrou-se interessante para uma primeira experiência no mercado de trabalho, tendo sido possível fazer a ponte dos conhecimentos e métodos adquiridos academicamente para um contexto mais prático: um projeto de estruturas.

Os objetivos traçados para a realização deste estágio foram atingidos, visto que o principal objetivo era dimensionar os diferentes elementos estruturais de um edifício. Foi ainda possível acompanhar a fiscalização de um loteamento, o qual se demonstrou bastante interessante e ajudou a ter perceção de como é importante que a obra seja acompanhada para que sejam cumpridos todos os requisitos de um projeto.

No desenvolvimento deste estudo foram várias as opções que tomei e que, por sua vez, permitiram a sua aplicação neste trabalho. É de realçar que alguns critérios foram recomendados por parte da empresa, nomeadamente o dimensionamento da ação do vento pela regulamentação em vigor em Portugal (RSAEEP). No entanto, a opção de dimensionamento da ação sísmica pela NP EN 1998-1 foi pessoal, pois propus-me compreender melhor algumas considerações e disposições desta norma, as quais ainda não tinha explorado. É possível concluir que as soluções finais obtidas não são usuais, pois este Eurocódigo é bastante exigente e possui critérios muito apertados. As dimensões e as quantidades de armadura nos elementos estruturais, mais ao nível das vigas e dos pilares, justificam-se pelas condições de ductilidade global e local que são necessárias cumprir. Foram realizadas várias tentativas e alterações para obter soluções estruturais diferentes e mais correntes. No entanto, estas não se demonstraram aplicáveis devido à pouca margem de manobra desta norma em algumas disposições construtivas, tendo assim as soluções estruturais sido limitadas maioritariamente por esta regulamentação.

Sendo o âmbito deste trabalho o dimensionamento estrutural de uma moradia, foi fundamental recorrer a um programa de cálculo automático. Como já foi referido, a ferramenta utilizada foi o *CYPECAD*, sendo que os conhecimentos deste *software* eram nulos aquando o início do estágio. Uma

parte significativa deste percurso foi a aprendizagem deste programa de cálculo tão completo e elaborado, tendo complementado as minhas capacidades através do estudo de manuais do *CYPE* e realizado outros projetos com esta ferramenta de forma a estar à vontade com as exigências requeridas no projeto da moradia. Após as soluções estruturais definidas pelo programa de cálculo, foram várias as alterações que tiveram de ser efetuadas. O rearranjo das armaduras de todos os elementos estruturais foi efetuado, pois este *software* define soluções que devem ser posteriormente otimizadas e verificadas. Aquando da finalização deste trabalho, um dos maiores desafios que tive foi o desenho das plantas estruturais. Todos estes trabalhos foram elaborados de raiz, não tendo tido qualquer participação nem apoio por parte da empresa.

Melhorei bastante as minhas competências na leitura das peças desenhadas e, acima de tudo, no seu manuseamento e elaboração. O projeto desenvolvido durante o estágio curricular foi efetuado com recurso ao programa de desenho *AUTOCAD*, tendo aperfeiçoado as minhas valências no desenho e nos pormenores de peças desenhadas, o qual é muito importante para que seja feita uma boa interpretação por todos os participantes envolvidos no processo construtivo, tanto na fase de projeto como na de execução.

Este trabalho foi um desafio constante, pois as condições em que foi realizado foram muito condicionantes e relevantes. Estando o mercado de trabalho na área de engenharia civil em crise, a pressão e a competência são fatores que exigem um cuidado muito grande da parte do trabalhador, seja nas tarefas que tem que realizar, seja nos prazos e nas metas a cumprir. Neste sentido, não fugindo à crise, estive inserida num meio de trabalho muito pressionado pela falta deste, encontrando-se os trabalhadores fragilizados profissionalmente e emocionalmente. Este fator foi um dos mais significativos durante este percurso de estágio, pois o apoio dado por parte da empresa ficou aquém das expectativas e do que estava previsto. No entanto, as condições mínimas foram dadas e todas as dificuldades encontradas foram combatidas com sucesso, tendo sempre tentado encontrar a melhor solução para o que era pretendido, no qual me senti sempre apoiada pela orientadora e engenheira Isabel Alvim Teles.

O estágio curricular deu-me oportunidade de ter um primeiro contacto com o mundo real do trabalho e constatar as diferenças em relação ao meio académico, sobretudo no que respeita aos relacionamentos interpessoais que muitas vezes estão na base do sucesso ou insucesso profissional. As dificuldades que ultrapassei constituíram uma experiência profissional e pessoal que será para mim

uma mais-valia no futuro, contribuindo para a minha auto-confiança e motivação para a vida profissional que se avizinha.



## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] Segropol, Lda. [Online]. Available: [www.segropol.com](http://www.segropol.com);
- [2] NP EN 1990:2009. Eurocódigo 0 – Bases para o projeto de estruturas. Instituto Português da Qualidade. Lisboa;
- [3] NP EN 1991-1:2009. Eurocódigo 1 – Ações em Estruturas, Parte 1-1: Ações gerais. Instituto Português da Qualidade. Lisboa;
- [4] NP EN 1992-1-1:2010. Eurocódigo 2 – Projeto de estruturas de betão, Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios. Instituto Português da Qualidade. Lisboa;
- [5] NP EN 1997-1:2010. Eurocódigo 7 – Projeto geotécnico, Parte 1: Regras gerais. Instituto Português da Qualidade. Lisboa;
- [6] NP EN 1998-1:2010. Eurocódigo 8 – Projeto de estruturas para resistência aos sismos, Parte1: Regras gerais, ações sísmicas e regras gerais para os edifícios. Instituto Português da Qualidade. Lisboa;
- [7] DL nº 235/83, RSA:2010. Regulamentação de segurança e ações para estruturas de edifícios e pontes. Porto Editora. Porto;
- [8] Disposições construtivas relativas a armaduras. Apontamentos do Prof. Carlos Félix. ISEP, Outubro 2013;
- [9] Materiais e suas propriedades. Apontamentos do Prof. Carlos Félix. ISEP, Outubro 2010;
- [10] Disposições construtivas relativas a elementos estruturais. Apontamentos dos Professores Carlos Félix, Paulo Guedes, Trigo Neves. ISEP, Janeiro 2011;
- [11] Esforço Transverso. Apontamentos do Prof. Carlos Félix. ISEP, Outubro 2010;

[12] Dimensionamento de Fundações Superficiais. Apontamentos dos Professores Carlos Félix, José Filinto Trigo. ISEP Abril 2013;

[13] Fundações e Estruturas de Suporte. Dimensionamento de acordo com o Eurocódigo 7. Introdução. Bases do projeto geotécnico. Apontamentos do Prof. José Filinto Trigo. ISEP, Março 2012;

[14] Fundações Superficiais. Dimensionamento de acordo com o Eurocódigo 7. Apontamentos do Prof. José Filinto Trigo. ISEP, Novembro 2013;

[15] Machado, Pedro Oliveira, 2010. Projeto de estruturas de um edifício. Instituto Superior Técnico de Lisboa. (Dissertação para obtenção do grau de Mestre);

[16] Godinho, Cristiano Filipe, 2013. Projeto de Estruturas e Fundações de um edifício de serviços. Instituto Superior de Engenharia de Lisboa. (Dissertação para obtenção do grau de Mestre);

[17] Estado Limite de Deformação. Apontamentos de Estruturas de Betão I do Prof. Carlos Félix. ISEP, Outubro 2010;

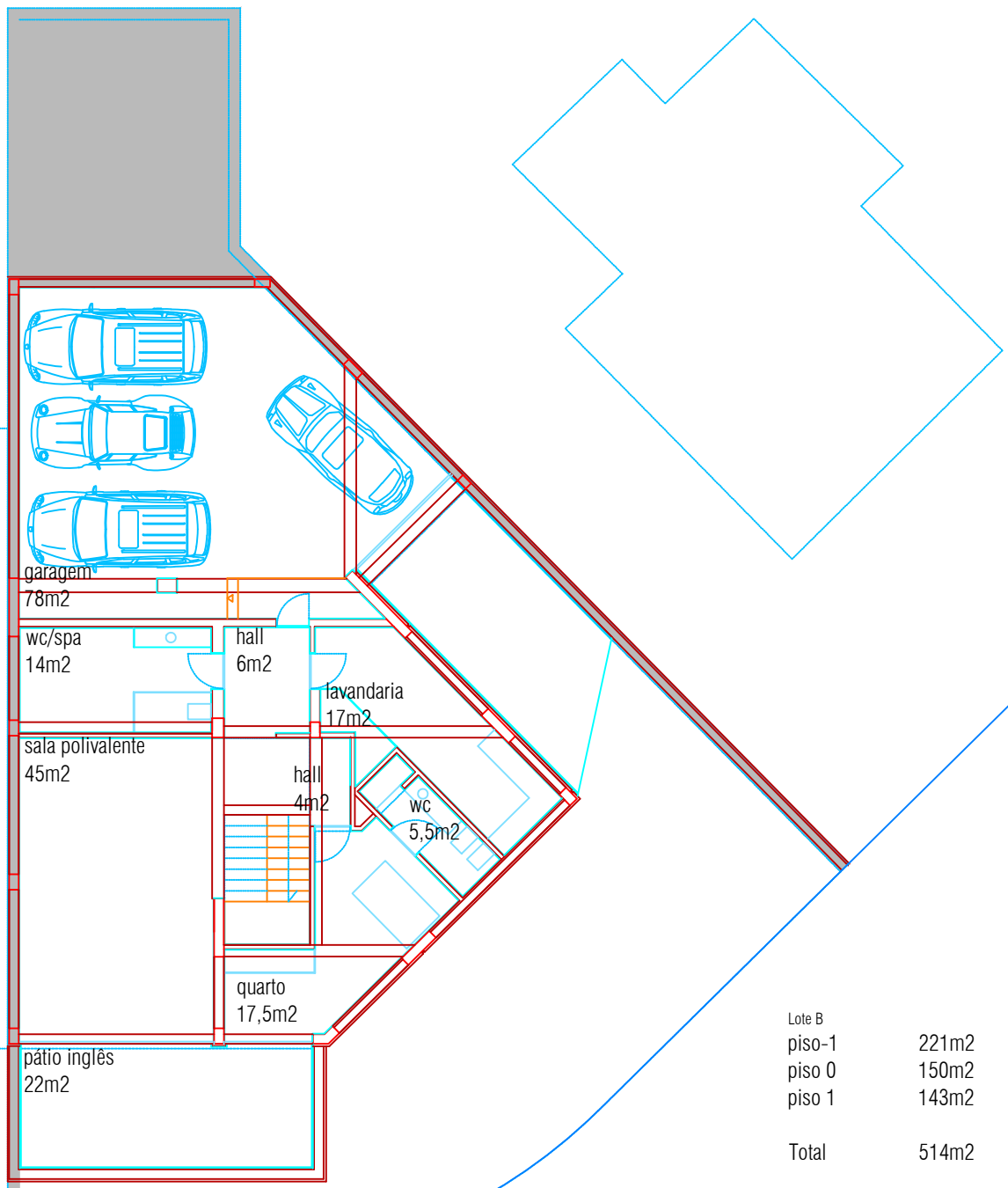
[18] Capítulo 4. Apontamentos de Estruturas de Betão I do Prof. Carlos Félix. ISEP, Outubro 2010;

[19] Fundações Superficiais. Apontamentos das lições do Prof. Matos Fernandes. FEUP, 1998.

# **ANEXOS**

## **ANEXO I – PROJETO DE ARQUITETURA**

- Planta de Arquitetura: Piso -1;
- Planta de Arquitetura: Piso 0;
- Planta de Arquitetura: Piso 1;
- Planta de Arquitetura: Cobertura;
- Planta de Arquitetura: Alçado Principal;
- Planta de Arquitetura: Alçado Traseiras;
- Planta de Arquitetura: Corte AA;
- Planta de Arquitetura: Corte BB.



garagem  
78m<sup>2</sup>

wc/spa  
14m<sup>2</sup>

hall  
6m<sup>2</sup>

lavandaria  
17m<sup>2</sup>

sala polivalente  
45m<sup>2</sup>

hall  
4m<sup>2</sup>

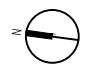
wc  
5,5m<sup>2</sup>

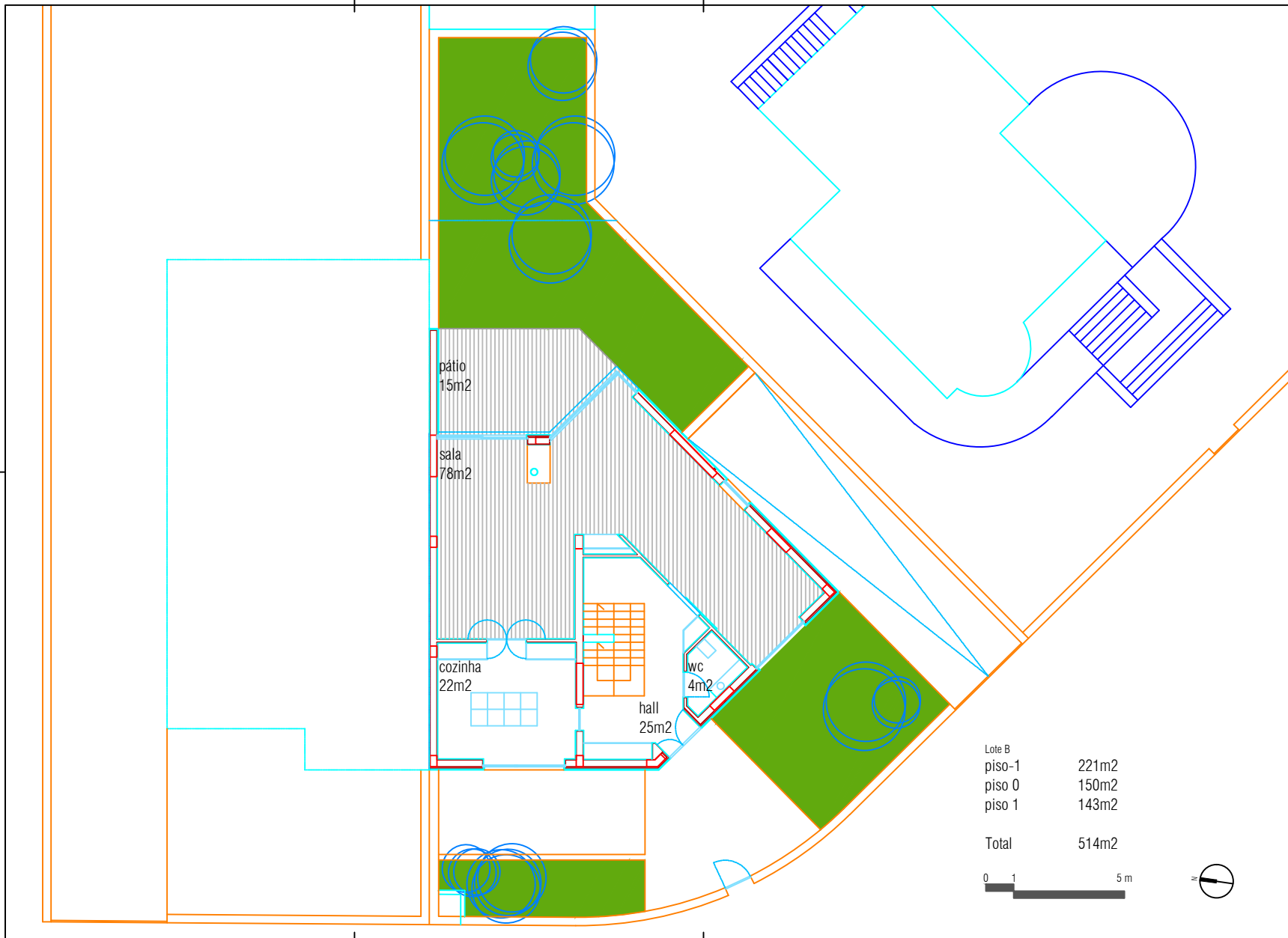
quarto  
17,5m<sup>2</sup>

pátio inglês  
22m<sup>2</sup>

Lote B	
piso-1	221m <sup>2</sup>
piso 0	150m <sup>2</sup>
piso 1	143m <sup>2</sup>

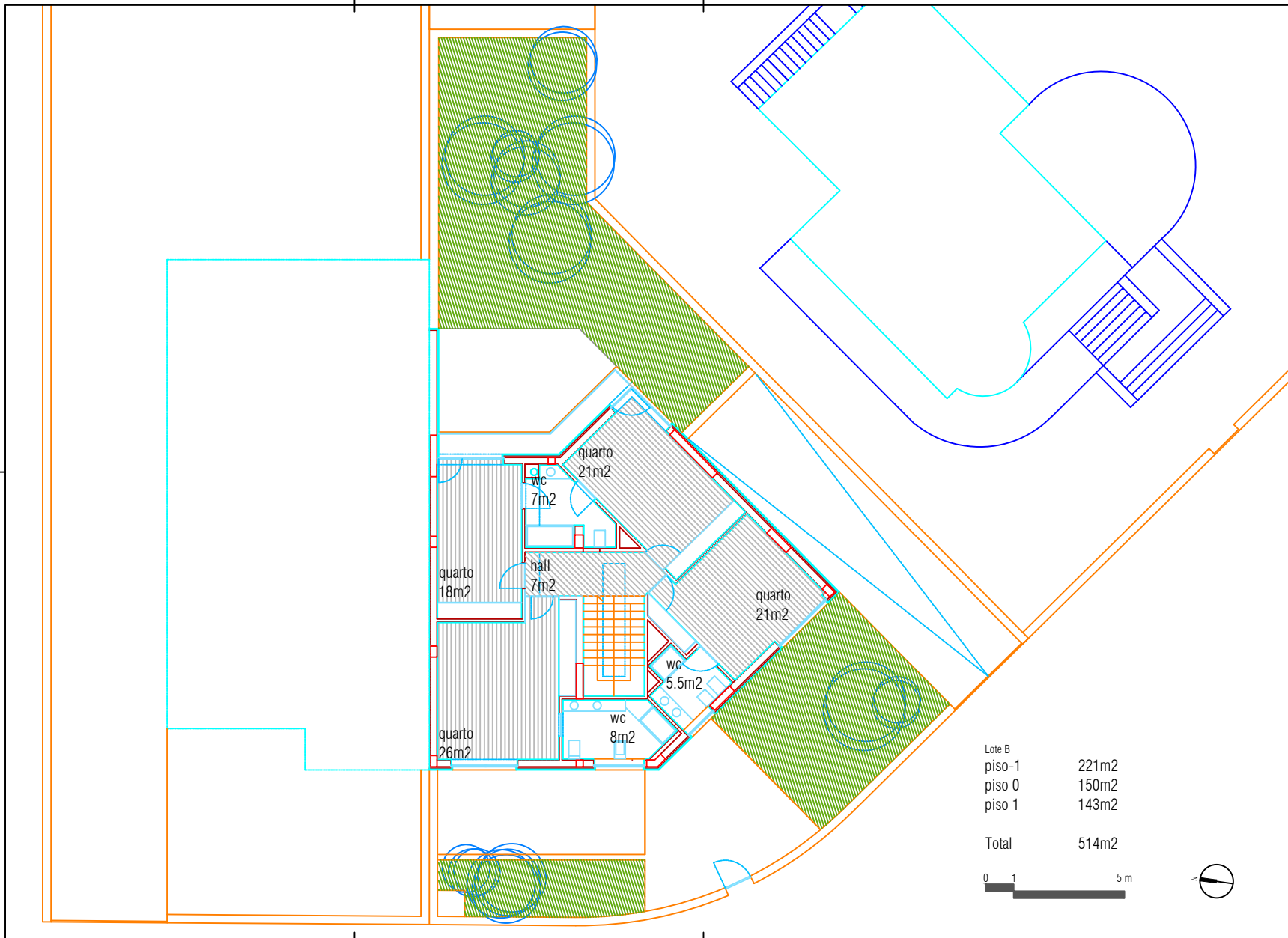
Total 514m<sup>2</sup>



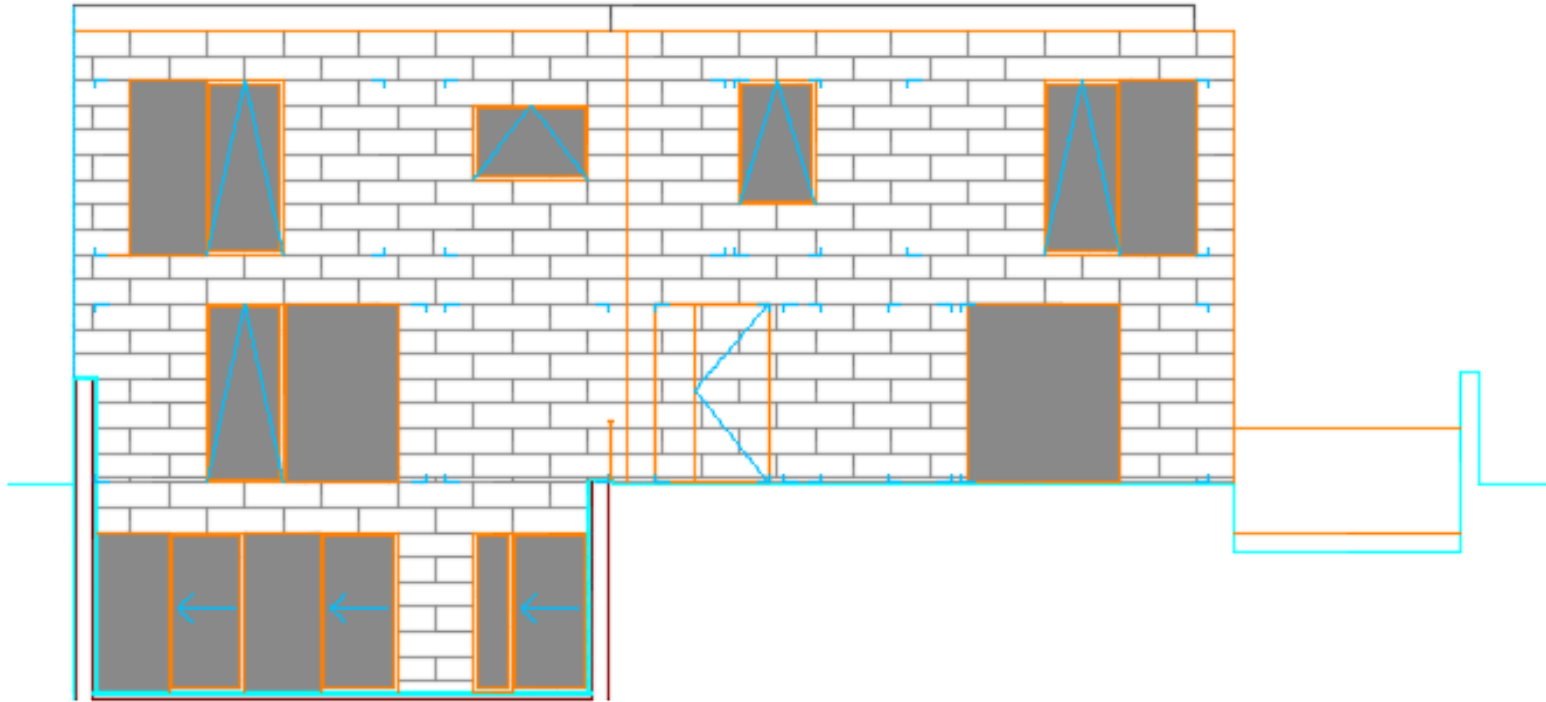


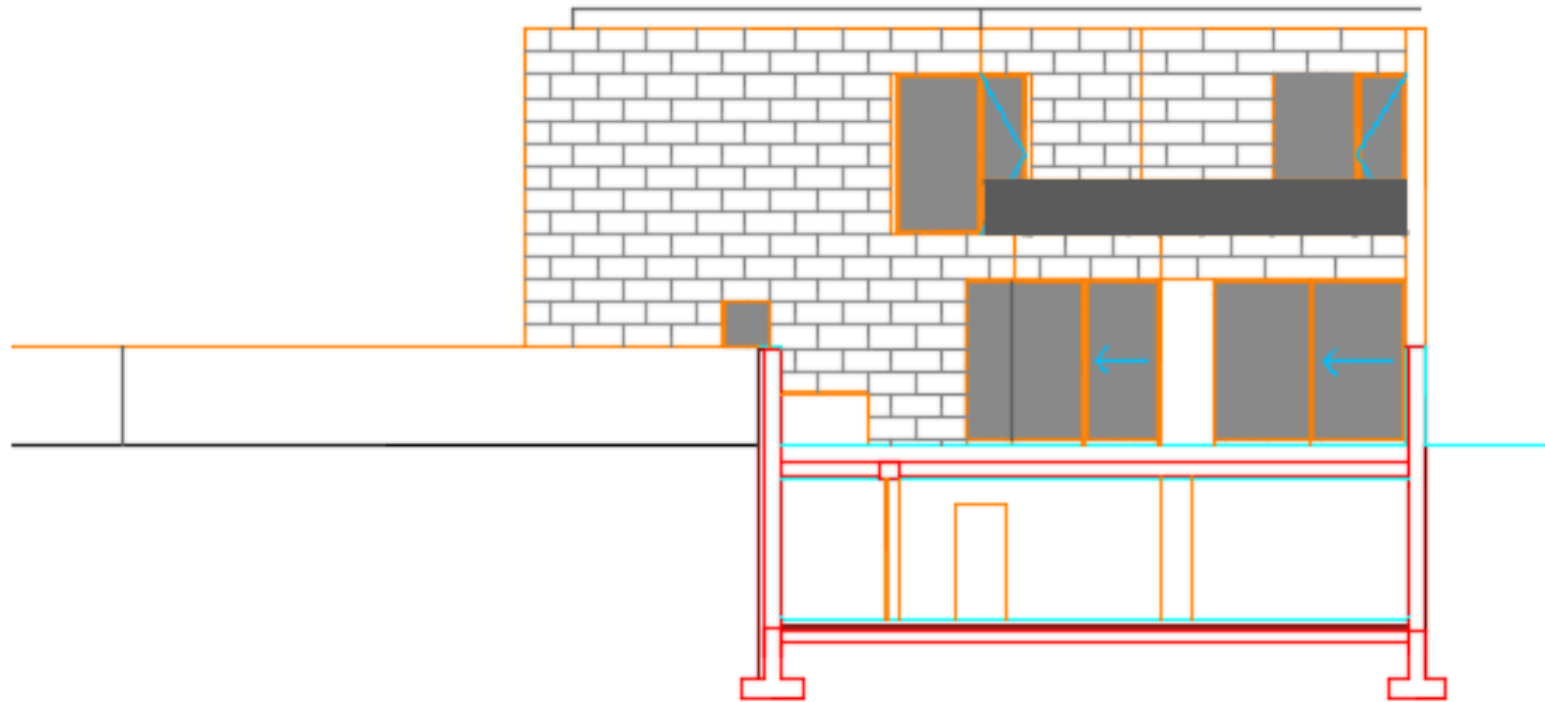
Lote B	
piso-1	221m <sup>2</sup>
piso 0	150m <sup>2</sup>
piso 1	143m <sup>2</sup>
<b>Total</b>	<b>514m<sup>2</sup></b>

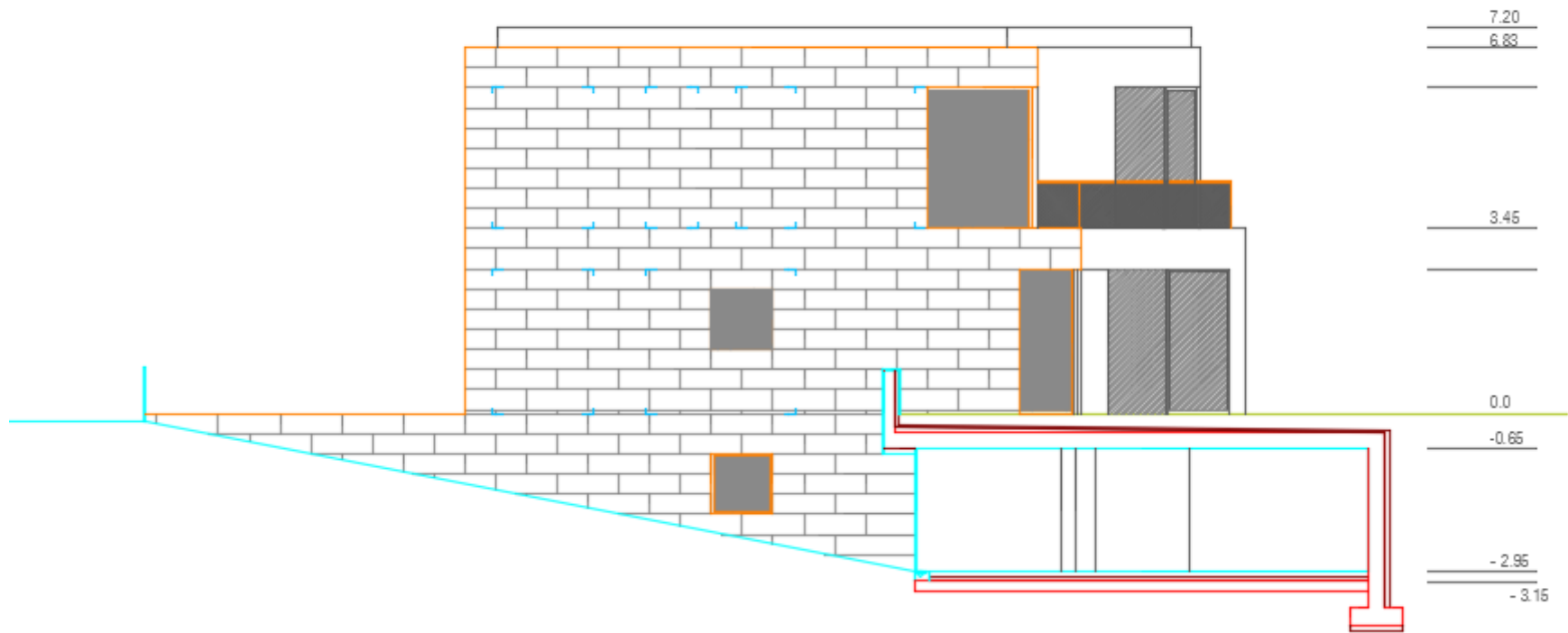


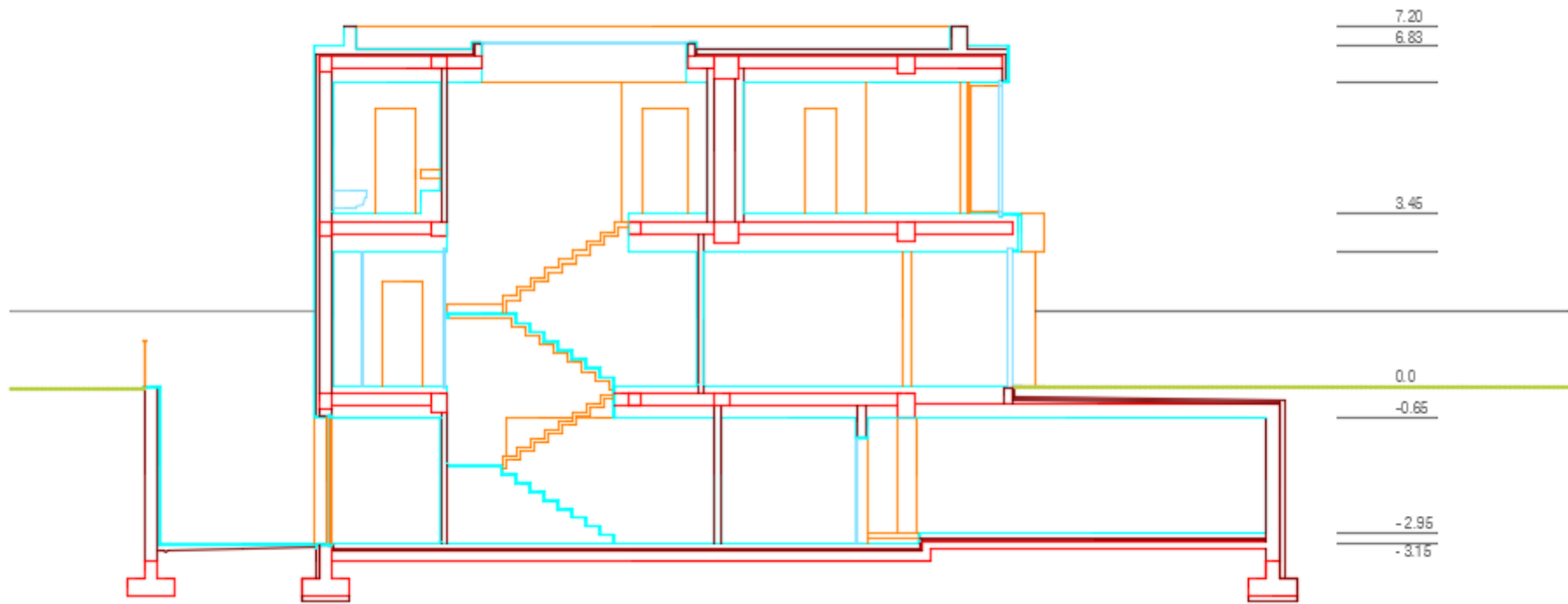












## **ANEXO II – PROJETO DE ESTABILIDADE**

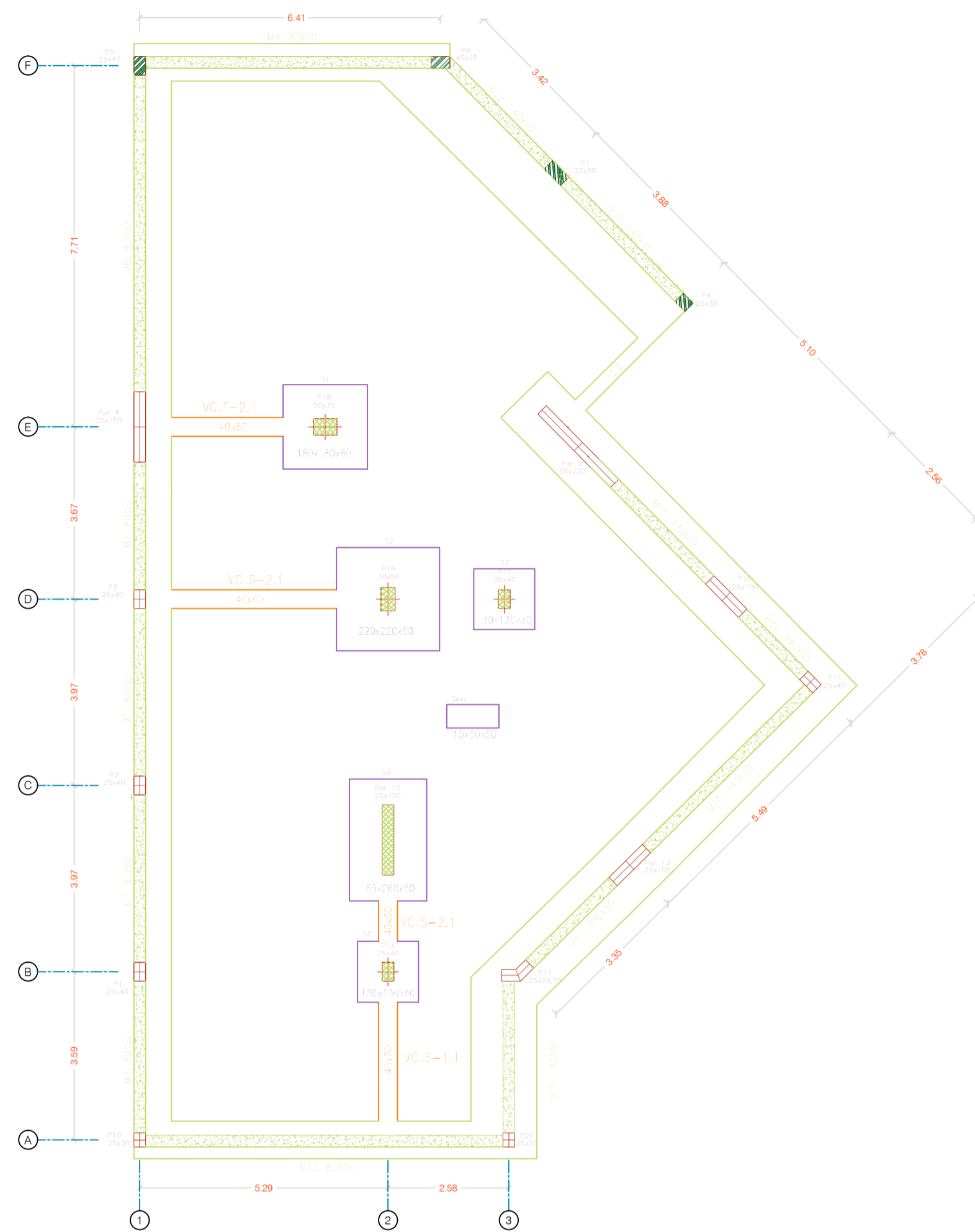
- Plantas Estruturais
- Sapatas e Vigas de Equilíbrio
- Paredes de Contenção – M7 a M16
- Quadro de Pilares
- Paredes Estruturais
- Vigas - Teto da Cave
- Vigas - Teto do Piso 0
- Vigas - Teto do Piso 1
- Lajes do Teto da Cave – Armaduras Inferiores e Superiores  
Quadro de Lajes Aligeiradas com Vigotas Pré-Esforçadas
- Lajes do Teto do Piso 0 – Armaduras Inferiores e Superiores  
Quadro de Lajes Aligeiradas com Vigotas Pré-Esforçadas
- Lajes do Teto do Piso 1 – Armaduras Inferiores e Superiores
- Lajes de Escadas – Geometria e Armaduras

PAVIMENTOS - CARACTERÍSTICAS DE UTILIZAÇÃO

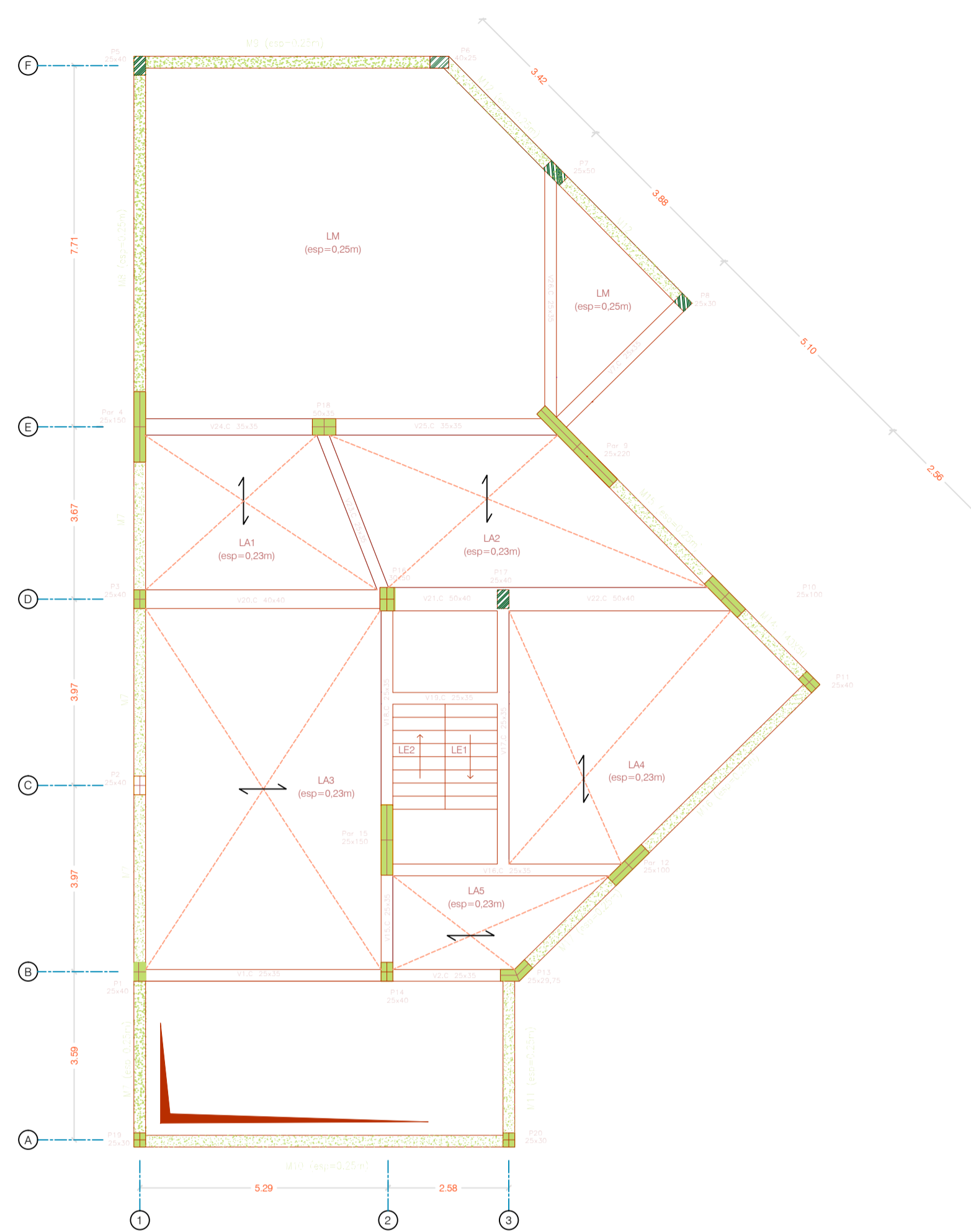
Enchimento + Revestimentos + Paredes divisórias	4 kNm <sup>2</sup>
Sobrecarga de utilização - Pisos	2 kNm <sup>2</sup>
Sobrecarga de utilização - Acessos e Escadas	3 kNm <sup>2</sup>
Sobrecarga de utilização - Cobertura	1 kNm <sup>2</sup>

NOTAS :

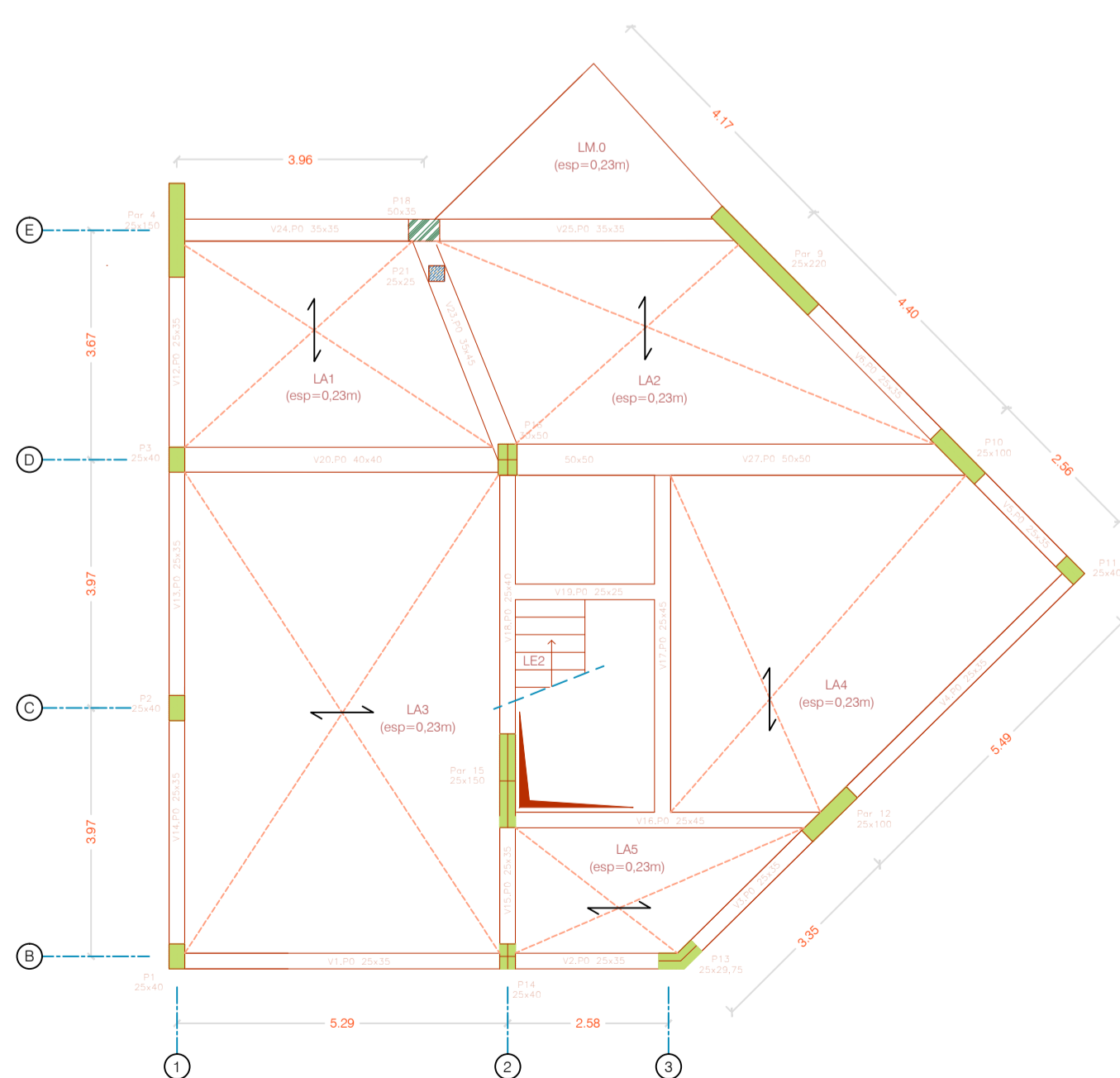
- 1 - Todos os elementos estruturais devem ser confirmados com o projecto de arquitectura.
- 2 - A apresentação das reservas nas plantas estruturais, não dispensa a análise dos diferentes projectos, sendo o empreiteiro responsável pela verificação da respectiva compatibilidade.



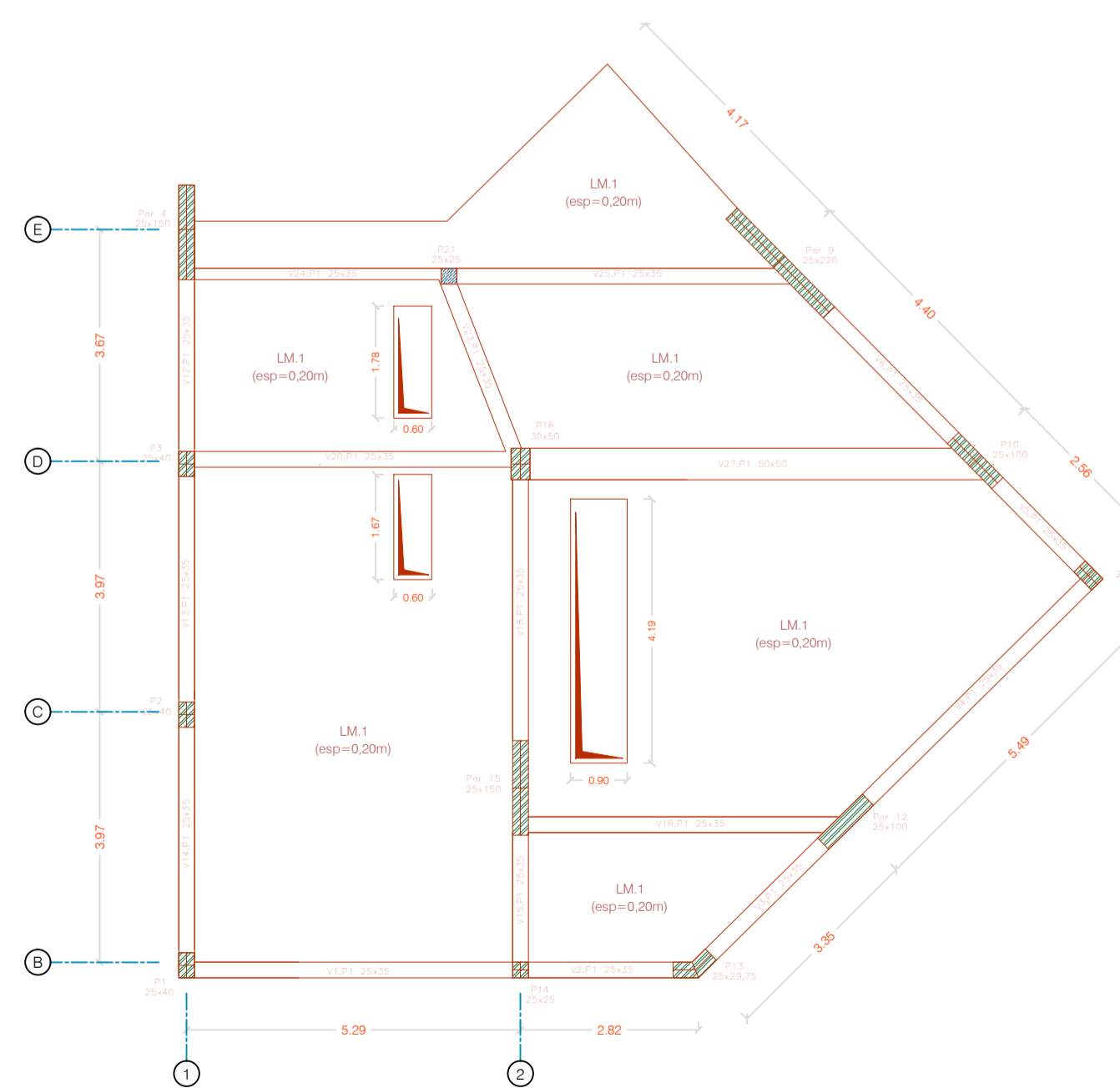
PLANTA DE FUNDAÇÕES (cota -3.15)  
Escala 1/100



PLANTA ESTRUTURAL DO TETO DA CAVE (cota 0.0)  
Escala 1/100



PLANTA ESTRUTURAL DO TETO DO PISO 0 (cota 3.50)  
Escala 1/100



PLANTA ESTRUTURAL DO TETO DO PISO 1 (cota 6.80)  
Escala 1/100

Legenda de Pilares:

- Inicia neste piso
- Termina neste piso

MATERIAIS ESTRUTURAIIS

BETÃO:  
 Betão de limpeza: - C12/15 - X0  
 Superestrutura: - C25/30 - XC2 - Cl 0.40  
 Elementos de fundação: - C20/25 - XC2 - Cl 0.40

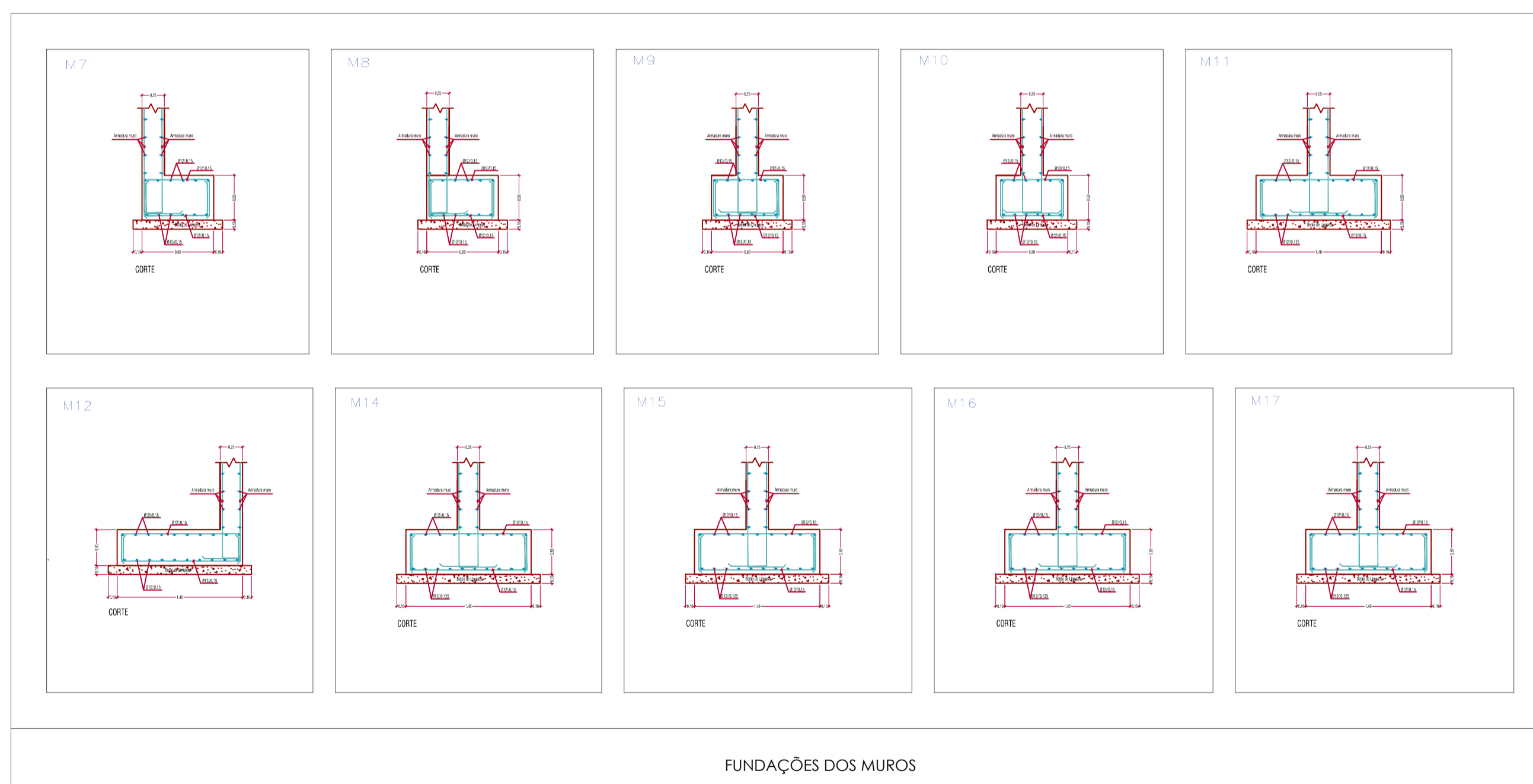
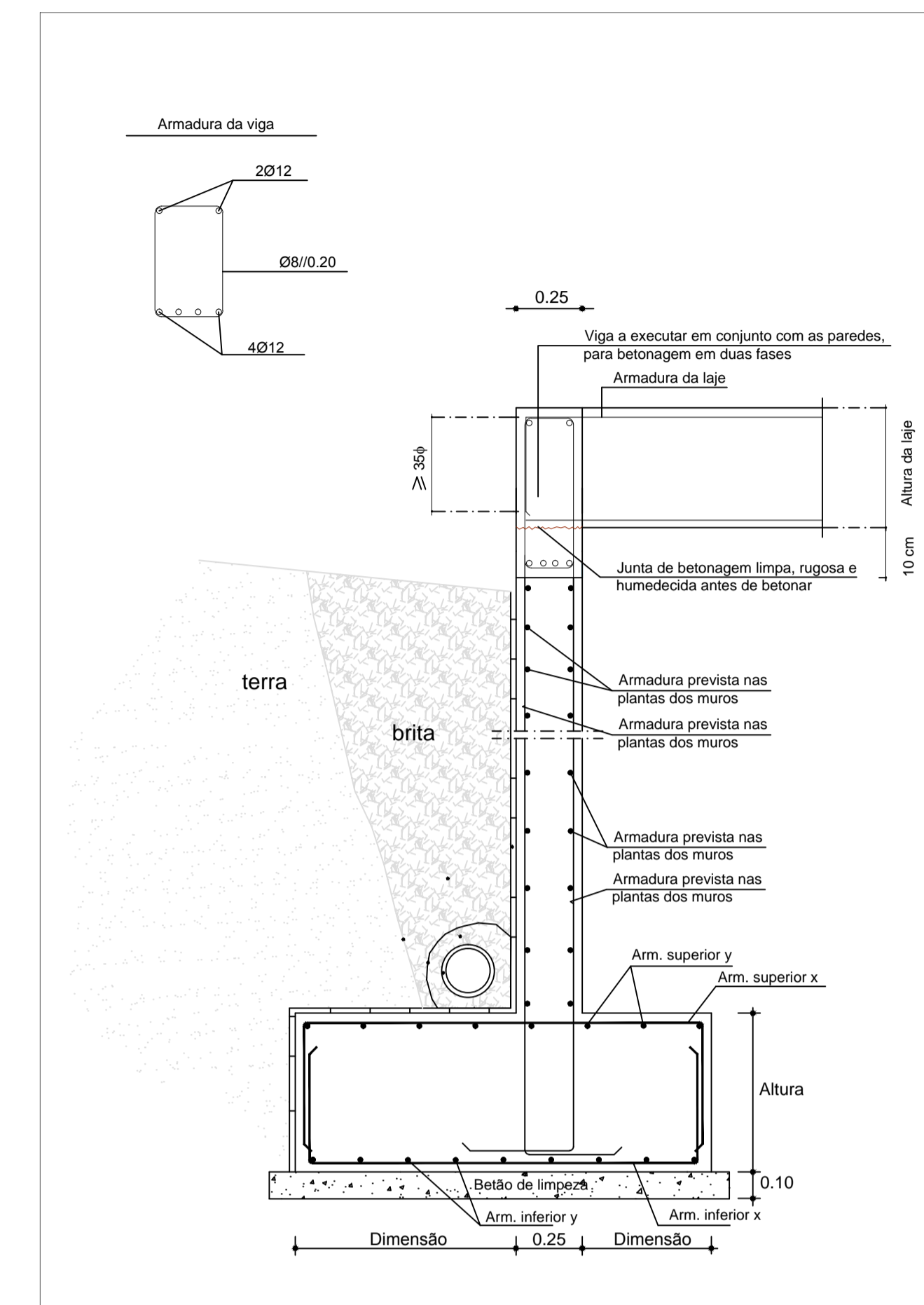
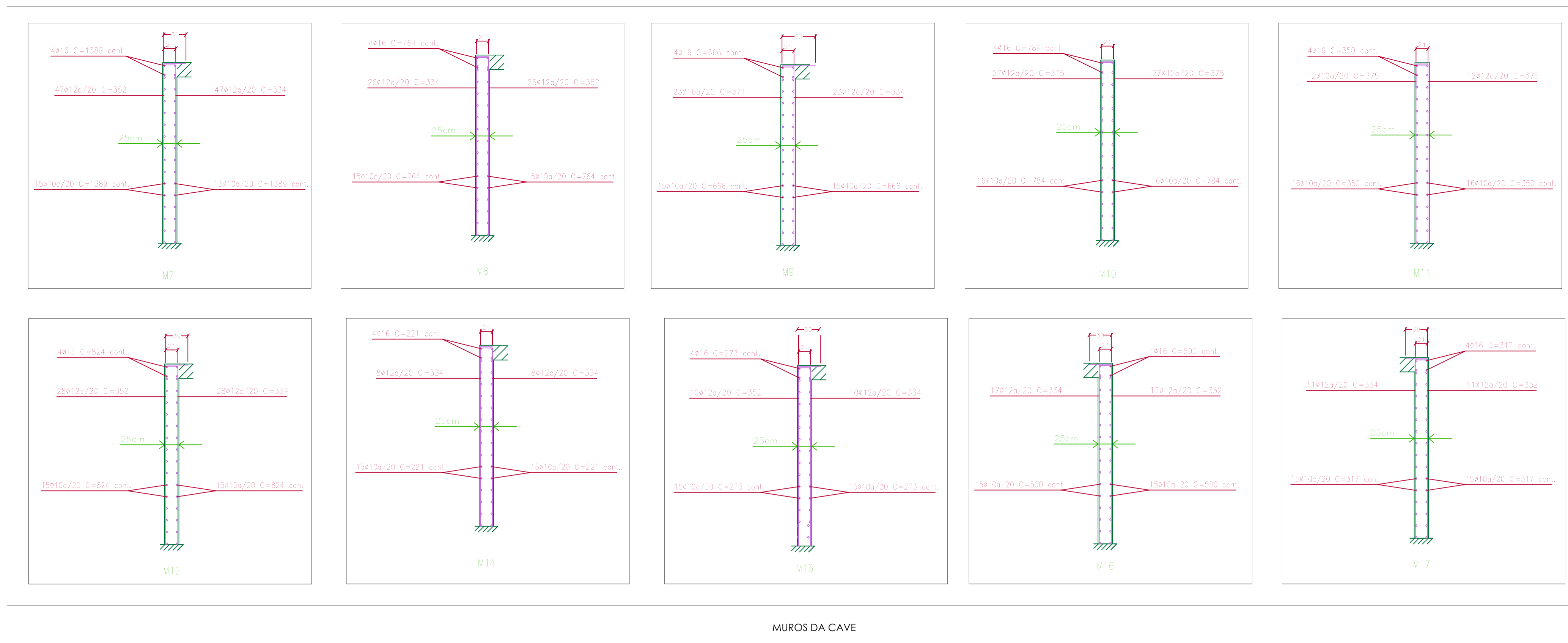
ARMADURAS ORDINÁRIAS:  
 Aço em Varão: - A400 NR

RECOBRIMENTO DE ARMADURAS

Elementos em contacto com as terras: - 50 mm  
 Restantes elementos estruturais: - 30 mm

Morada Unifamiliar Tipologia T4  
 Rua António Galvão - Porto  
 Requerente: Prize Homes - Empreendimentos Imobiliários, Lda.

Plantas Estruturais	Projeto de Estabilidade	
	Escala: 1/100	
Autor: Alexandra Almeida	DATA	DESENHO



**NOTA :**  
Sob todos os elementos em contacto com o solo (fundações), deverá ser colocado betão de limpeza com 10 cm de espessura.

**MATERIAIS ESTRUTURAIS**

**BETÃO:**  
 Betão de limpeza: - C12/15 - X0  
 Superestrutura: - C25/30 - XC2 - CI 0.40  
 Elementos de fundação: - C20/25 - XC2 - CI 0.40

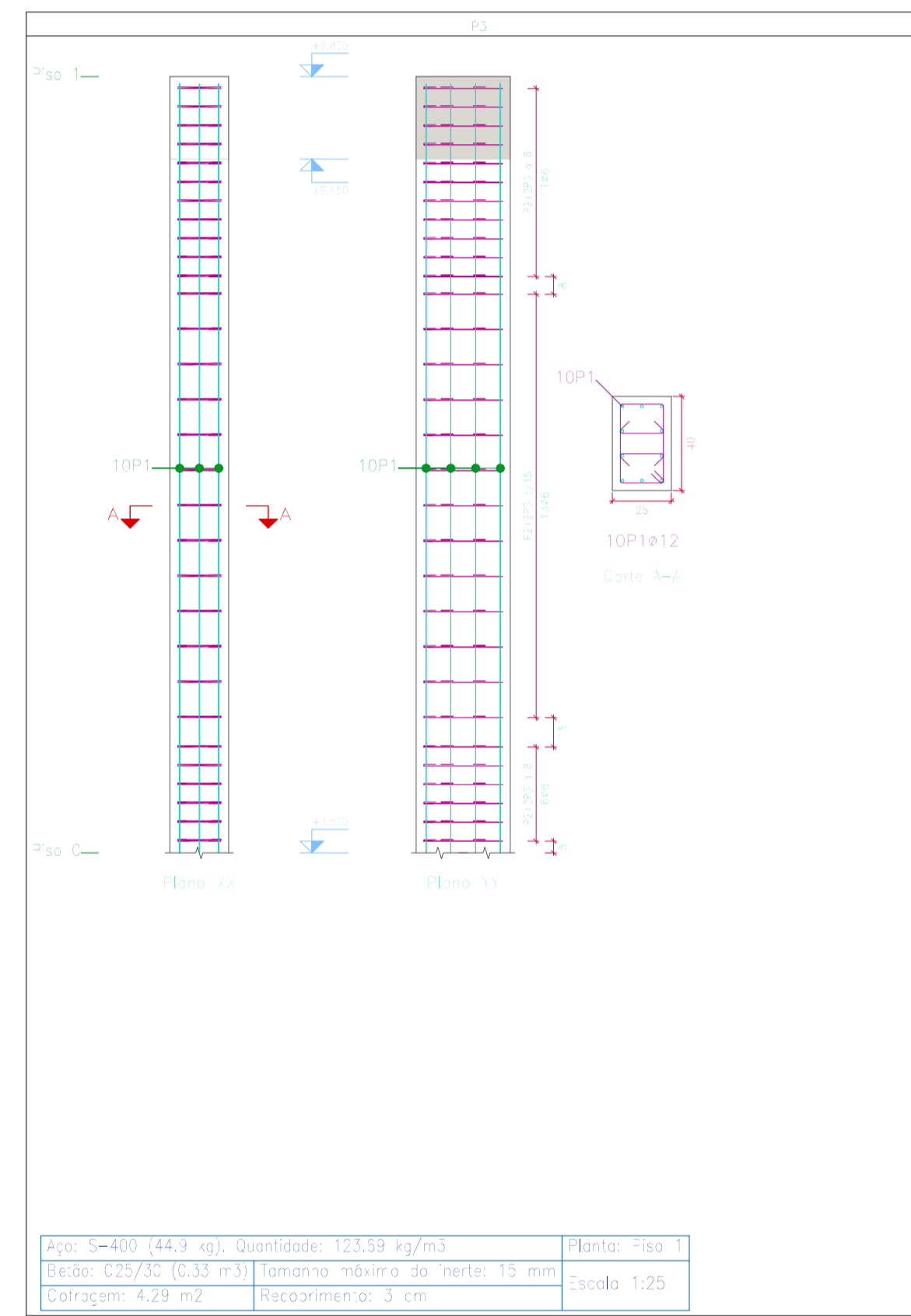
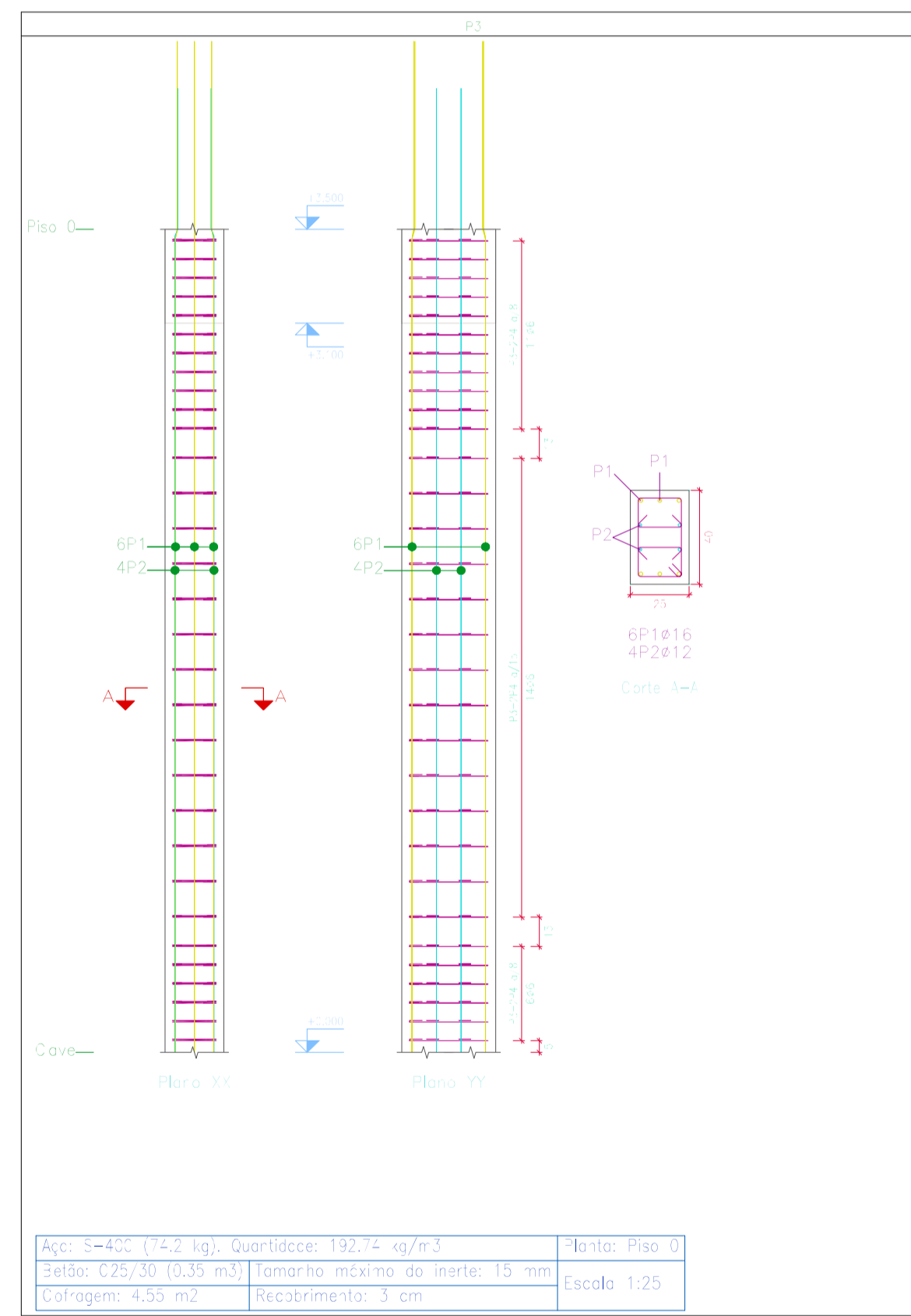
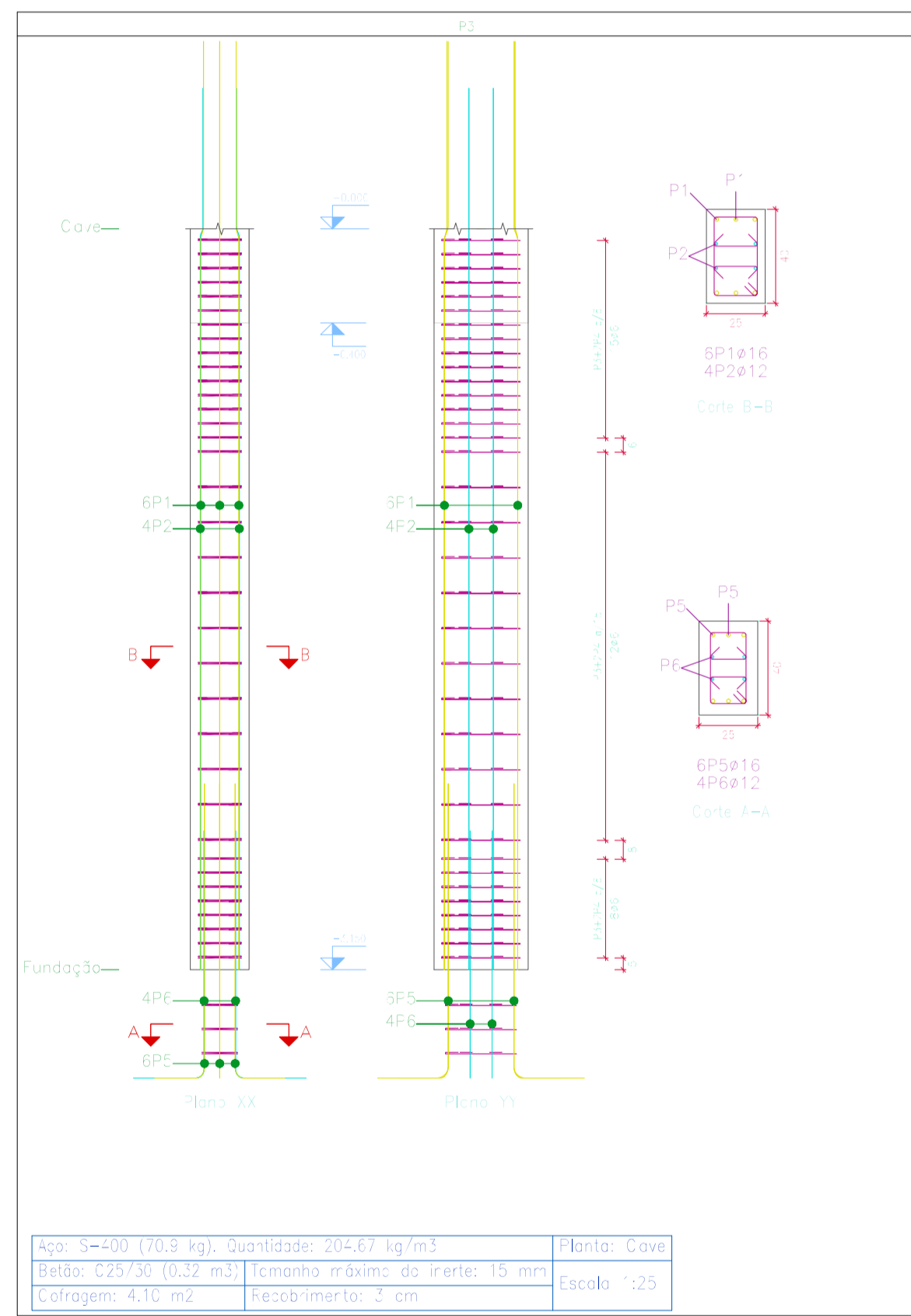
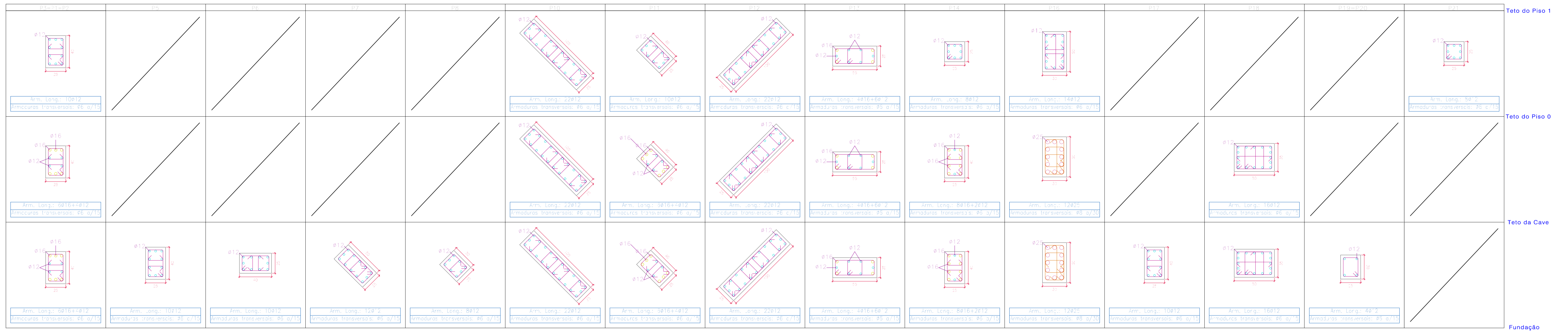
**ARMADURAS ORDINÁRIAS:**  
 Aço em Varão: - A400 NR

**RECOBRIMENTO DE ARMADURAS**  
 Elementos em contacto com as terras: - 50 mm  
 Restantes elementos estruturais: - 30 mm

**Morada Unifamiliar Tipologia T4**  
**Rua António Galvão - Porto**  
 Requerente: Prize Homes - Empreendimentos Imobiliários, Lda.

Paredes de Contenção - M7 a M16	Projeto de Estabilidade
	Escala: 1/50
Autor: Alexandra Almeida	DATA
	DESENHO

**03**



**MATERIAIS ESTRUTURAIS**

**BETÃO:**

- Betão de limpeza: - C12/15 - X0
- Superestrutura: - C25/30 - XC2 - CI 0,40
- Elementos de fundação: - C20/25 - XC2 - CI 0,40

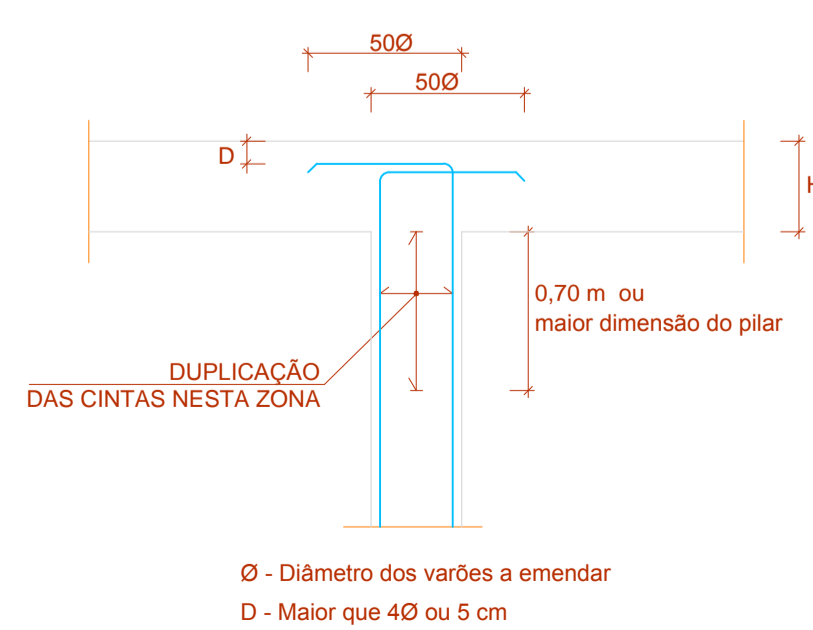
**ARMADURAS ORDINÁRIAS:**

- Aço em Varão: - A400 NR

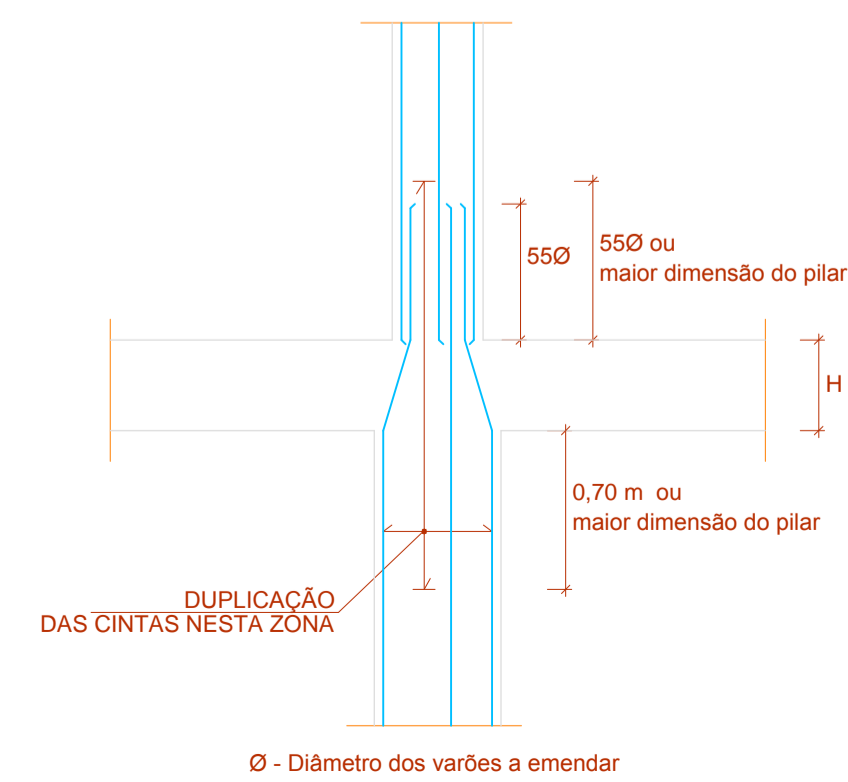
**RECOBRIMENTO DE ARMADURAS**

- Elementos em contacto com as terras: - 50 mm
- Restantes elementos estruturais: - 30 mm

**PORMENOR DE AMARRAÇÃO DA ARMADURA DOS PILARES NAS VIGAS OU LAJE DE TOPO**



**EMENDA DE VARÕES LONGITUDINAIS**



**Morada Unifamiliar Tipologia T4**

Rua Antônio Galvão - Porto

Requerente: Prize Homes - Empreendimentos Imobiliários, Lda.

Quadro de Pilares

Projeto de Estabilidade

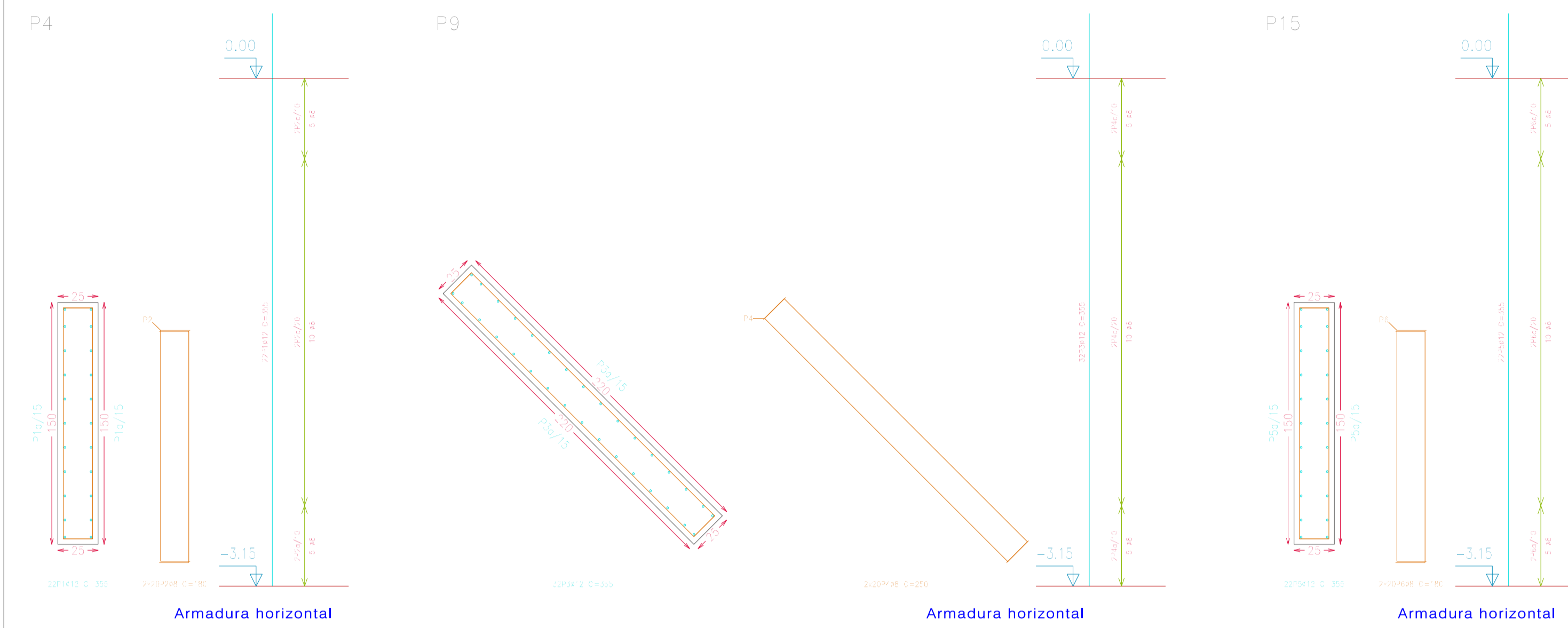
Escala: 1/25

Autor: Alexandra Almeida

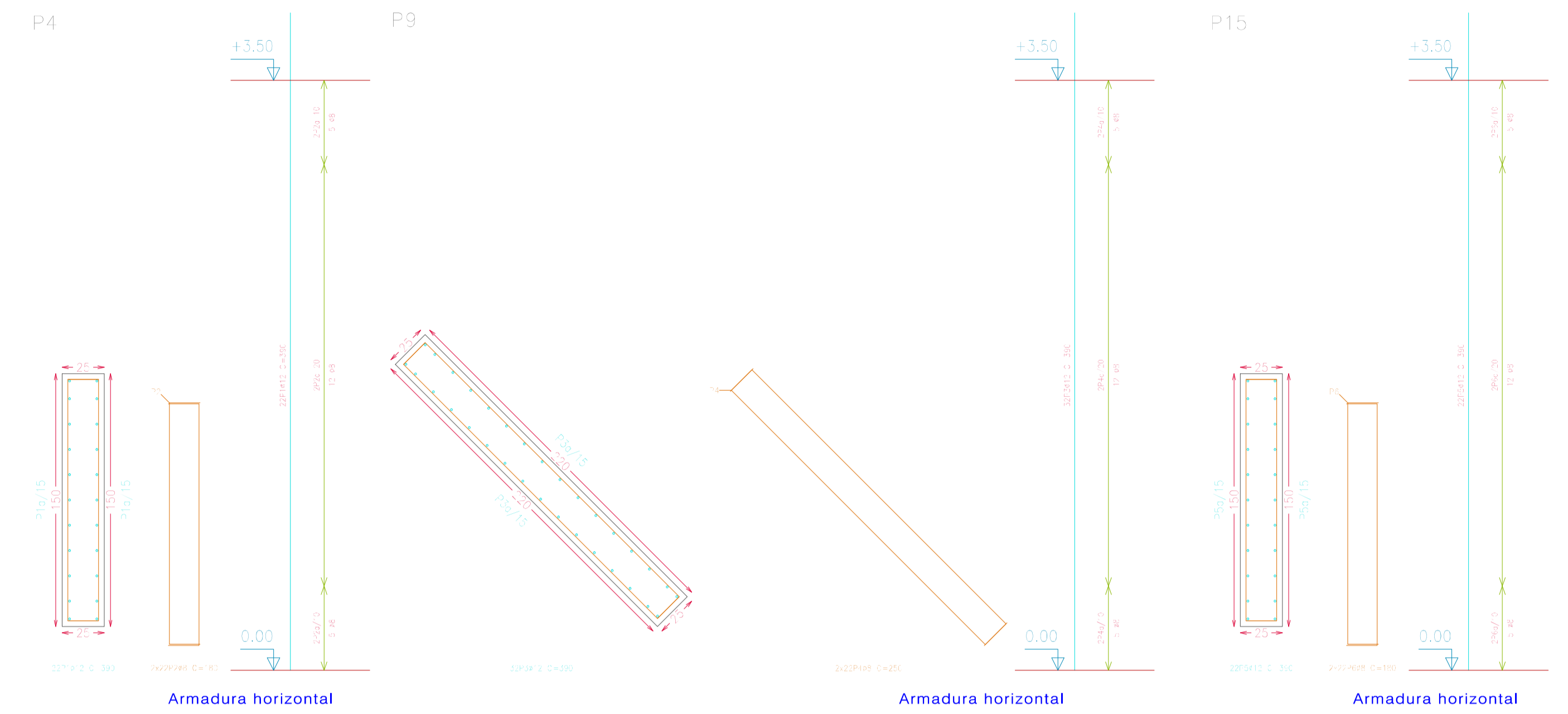
DATA

DESENHO

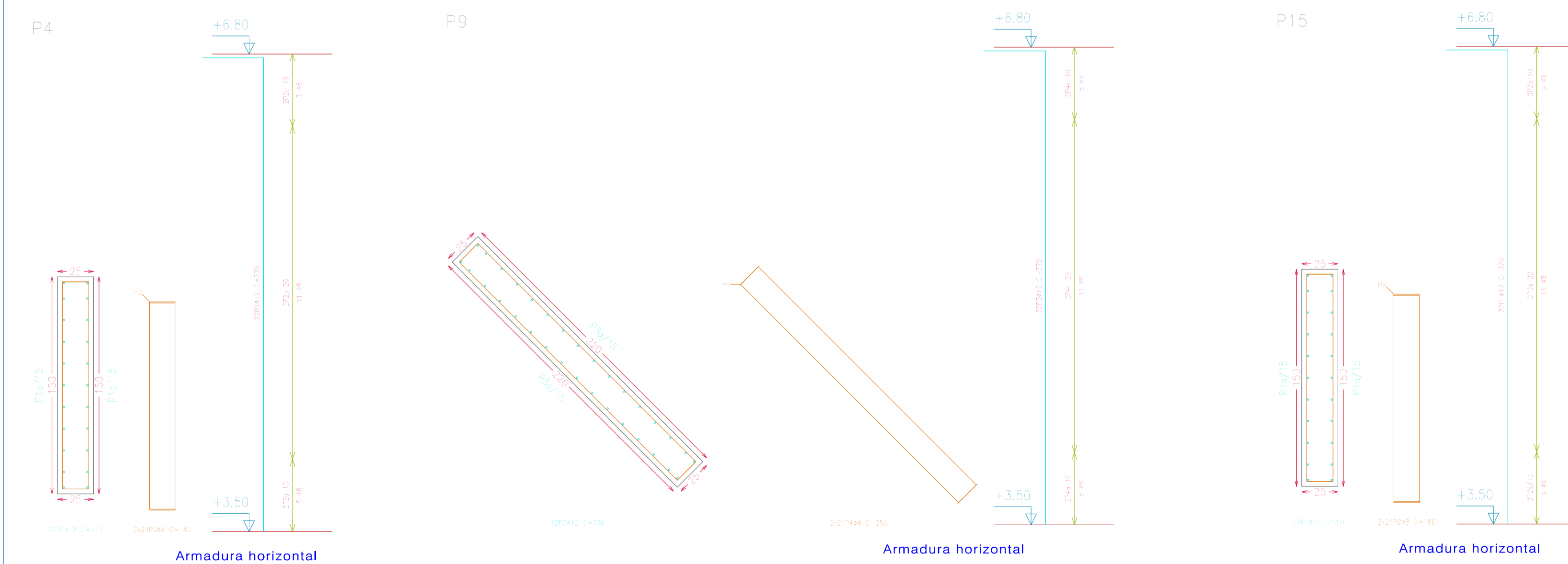
### Fundação - Teto da Cave



### Teto da Cave - Teto do Piso 0



### Teto do Piso 0 - Cobertura



#### MATERIAIS ESTRUTURAIS

<b>BETÃO:</b>	
Betão de limpeza:	- C12/15 - X0
Superestrutura:	- C25/30 - XC2 - CI 0.40
Elementos de fundação:	- C20/25 - XC2 - CI 0.40

<b>ARMADURAS ORDINÁRIAS:</b>	
Aço em Varão:	- A400 NR

#### RECOBRIMENTO DE ARMADURAS

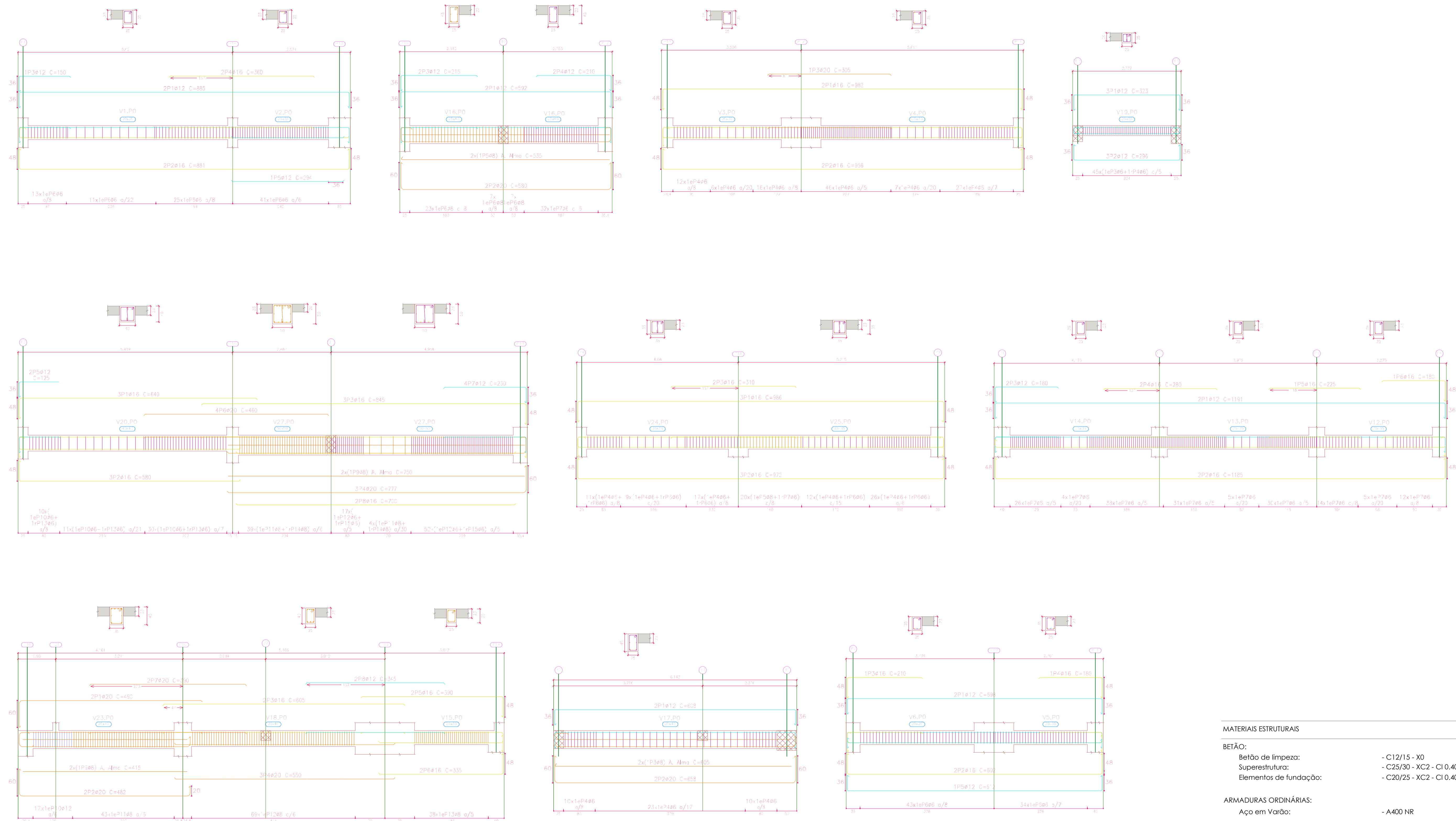
Elementos em contacto com as terras:	- 50 mm
Restantes elementos estruturais:	- 30 mm

Morada Unifamiliar Tipologia T4  
Rua António Galvão - Porto  
Requerente: Prize Homes - Empreendimentos Imobiliários, Lda.

Paredes Estruturais	Projeto de Estabilidade	
	Escala: 1/25	
Autor: Alexandra Almeida	DATA	DESENHO



MATERIAIS ESTRUTURAIS	
<b>BETÃO:</b>	
Betão de limpeza:	- C12/15 - X0
Superestrutura:	- C25/30 - XC2 - CI 0.40
Elementos de fundação:	- C20/25 - XC2 - CI 0.40
<b>ARMADURAS ORDINÁRIAS:</b>	
Aço em Varão:	- A400 NR
<b>RECOBRIMENTO DE ARMADURAS</b>	
Elementos em contacto com as terras:	- 50 mm
Restantes elementos estruturais:	- 30 mm



**MATERIAIS ESTRUTURAIS**

**BETÃO:**

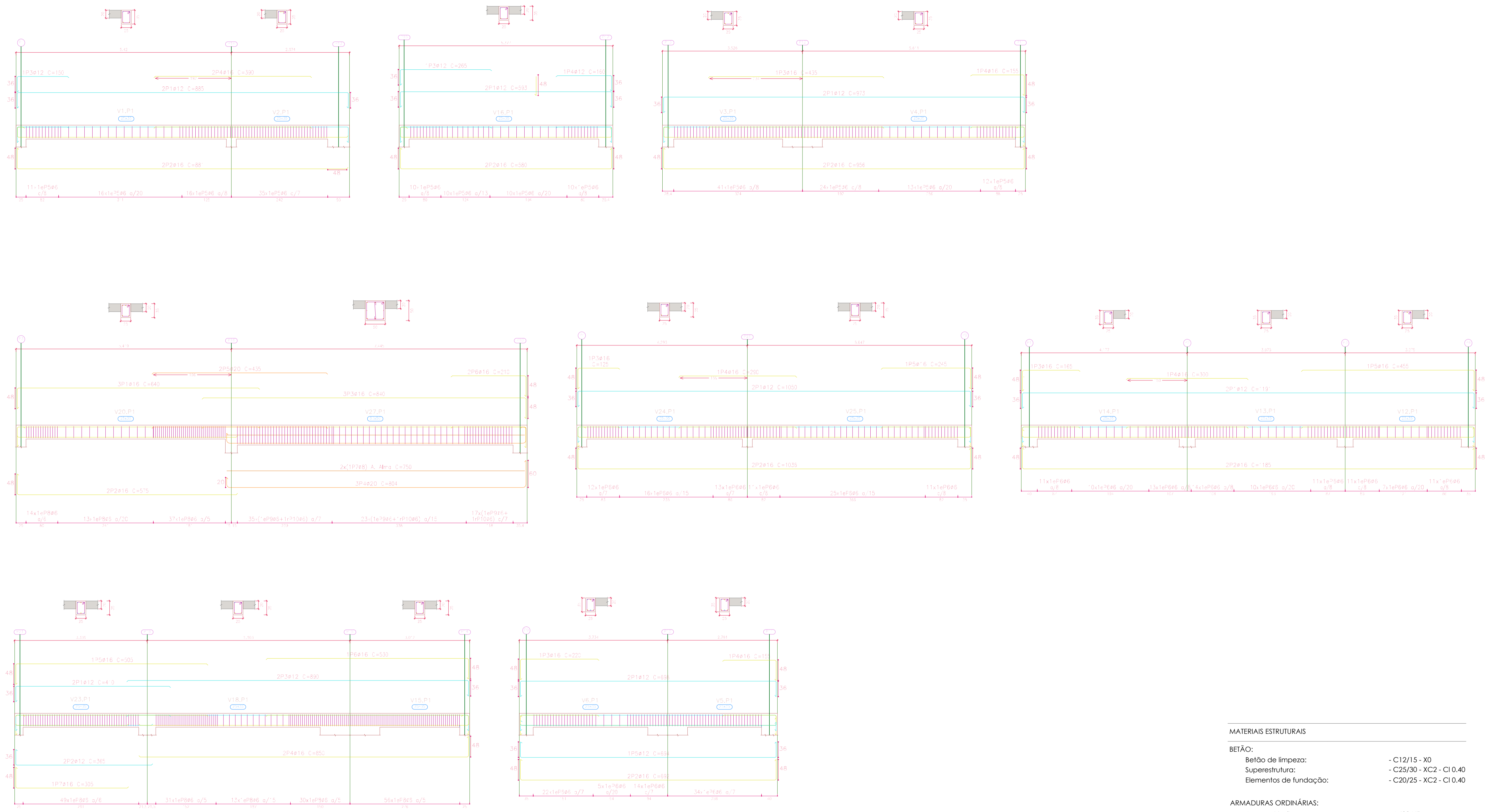
Betão de limpeza:	- C12/15 - X0
Superestrutura:	- C25/30 - XC2 - CI 0.40
Elementos de fundação:	- C20/25 - XC2 - CI 0.40

**ARMADURAS ORDINÁRIAS:**

Aço em Varão:	- A400 NR
---------------	-----------

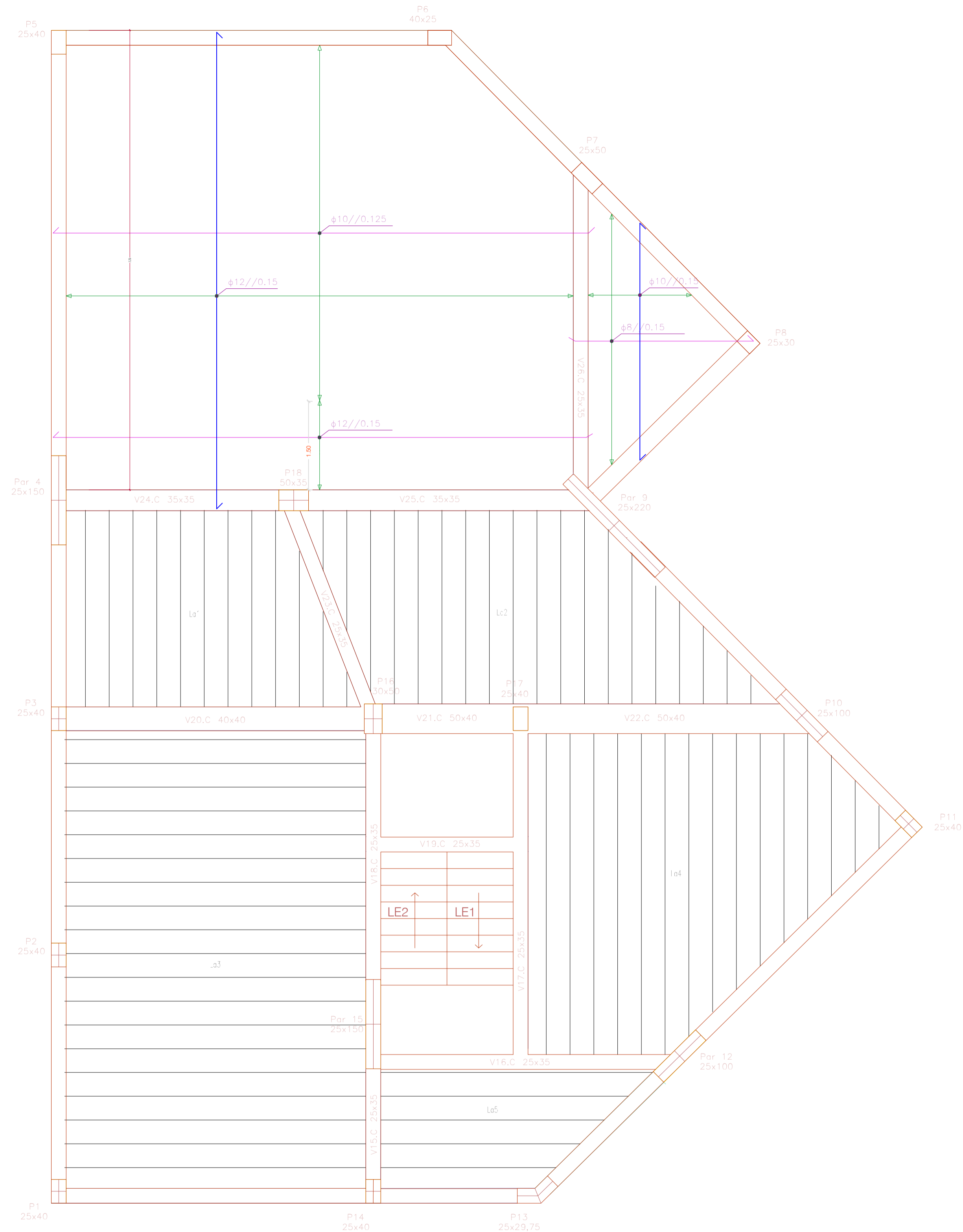
**RECOBRIMENTO DE ARMADURAS**

Elementos em contacto com as terras:	- 50 mm
Restantes elementos estruturais:	- 30 mm

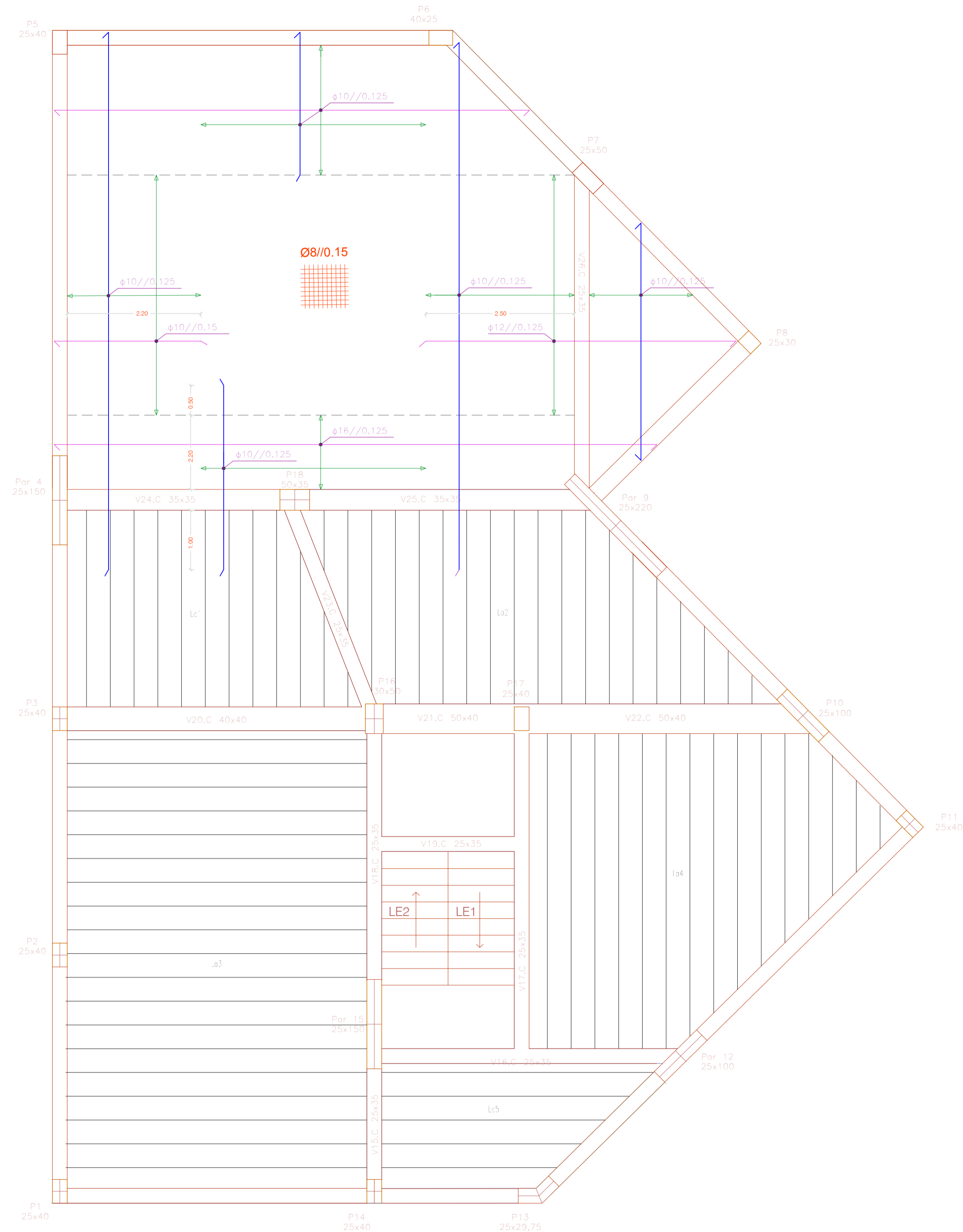


MATERIAIS ESTRUTURAIS	
<b>BETÃO:</b>	
Betão de limpeza:	- C12/15 - X0
Superestrutura:	- C25/30 - XC2 - CI 0.40
Elementos de fundação:	- C20/25 - XC2 - CI 0.40
<b>ARMADURAS ORDINÁRIAS:</b>	
Aço em Varão:	- A400 NR
<b>RECOBRIMENTO DE ARMADURAS</b>	
Elementos em contacto com as terras:	- 50 mm
Restantes elementos estruturais:	- 30 mm

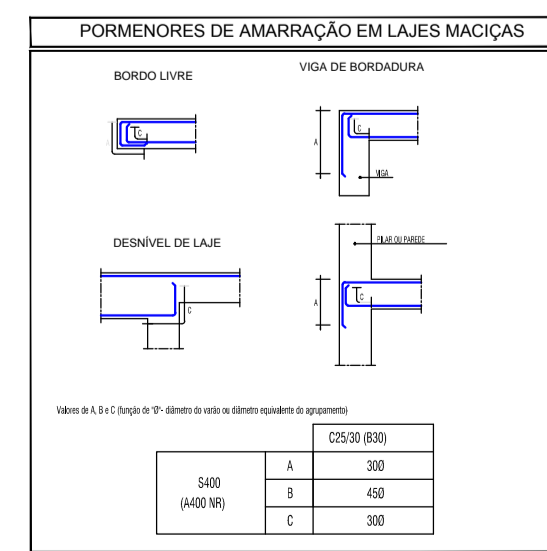
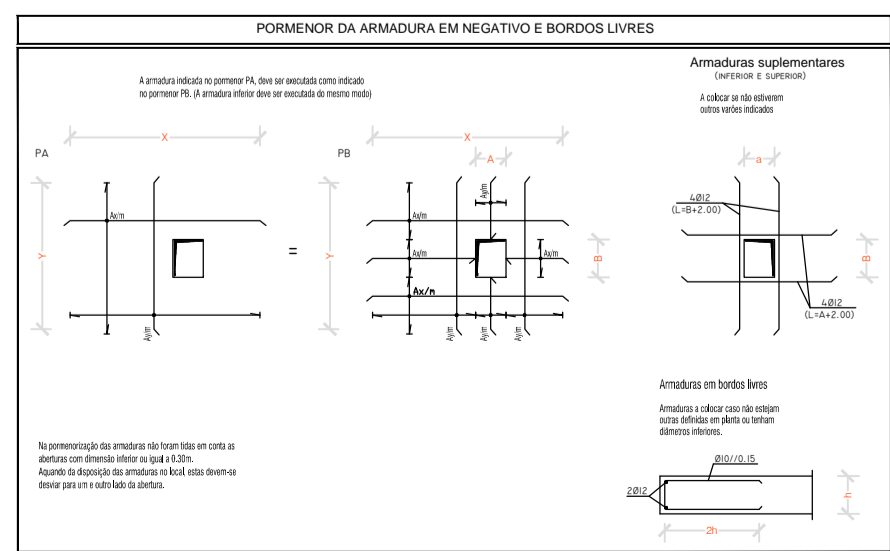
LAJE DO TETO DA CAVE - ARMADURAS INFERIORES  
Escala 1/50



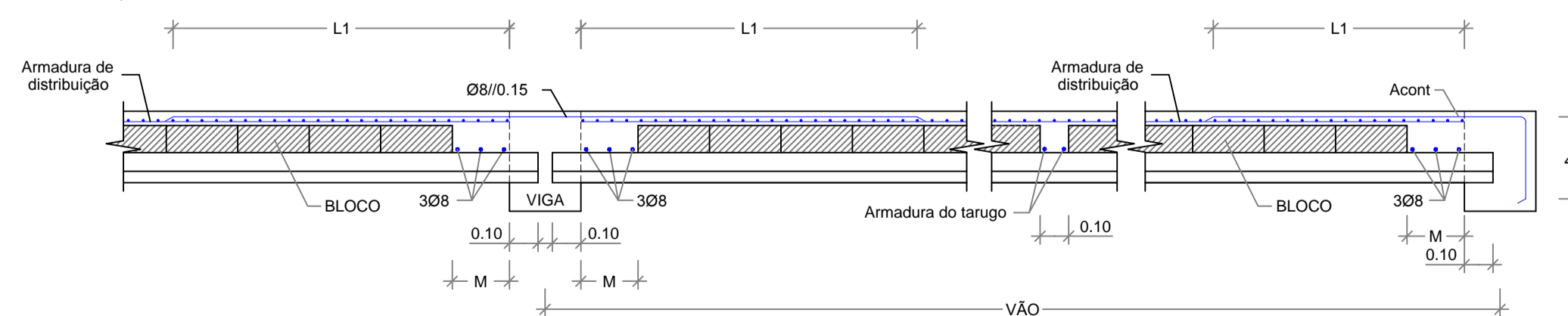
LAJE DO TETO DA CAVE - ARMADURAS SUPERIORES  
Escala 1/50



**NOTA :**  
Nas lajes maciças deverá sempre ser colocada uma armadura superior.  
Nas zonas onde não estiverem indicados varões, deverão ser colocados Ø8//0.15.



PORMENOR DE ARMADURAS EM LAJES ALIGEIRADAS  
SEsc.



LAJE	VÃO MAX (m)	CARACTERÍSTICAS		ACÇÕES			ESTADOS LIMITES			ARMADURA NOS APOIOS		DISPOSIÇÕES CONSTRUTIVAS			PAVIMENTO TIPO		
		Altura (m)	Peso Próprio (kN/m²)	Permanente (kN/m²)	Sobrecarga (kN/m²)	Total (kN/m²)	ÚLTIMOS		Utilização (kN/m²)	Acont. L1 (m)	M (m)	As,dist.	TARUGOS		FAPREL		
							Alt	Vid					As,dir.	As,dir. max.		Armadura	
La1 e La2	3,30	0,23	2,75	4,0	2,0	8,75	25,2	23,3	16,1	11928	Ø8//0.15	0,80	0,20	AR30	2	2010	V3-BN40x20-23
La3, La4 e La5	5,34	0,23	3,25	4,0	2,0	9,25	50,3	44,7	28,9	16501	Ø8//0.15	1,10	0,20	AR30	2	2010	2V4-BN40x20-23

MATERIAIS ESTRUTURAIS

**BETÃO:**  
Betão de limpeza: - C12/15 - X0  
Superestrutura: - C25/30 - XC2 - CI 0.40  
Elementos de fundação: - C20/25 - XC2 - CI 0.40

**ARMADURAS ORDINÁRIAS:**  
Aço em Varão: - A400 NR

RECOBRIMENTO DE ARMADURAS

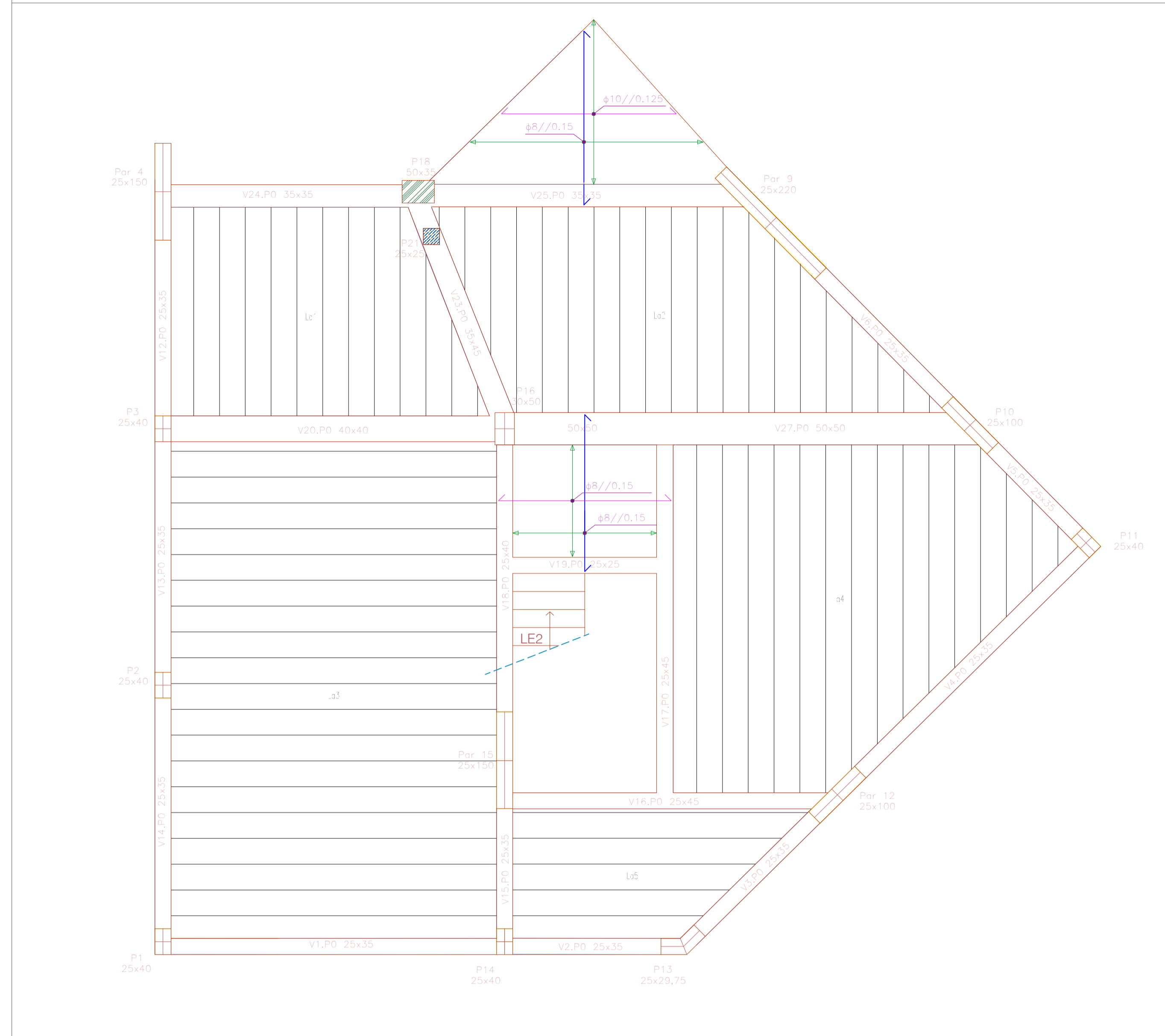
Elementos em contacto com as terras: - 50 mm  
Restantes elementos estruturais: - 30 mm

**Moradia Unifamiliar Tipologia T4**  
**Rua António Galvão - Porto**  
Requerente: Prize Homes - Empreendimentos Imobiliários, Lda.

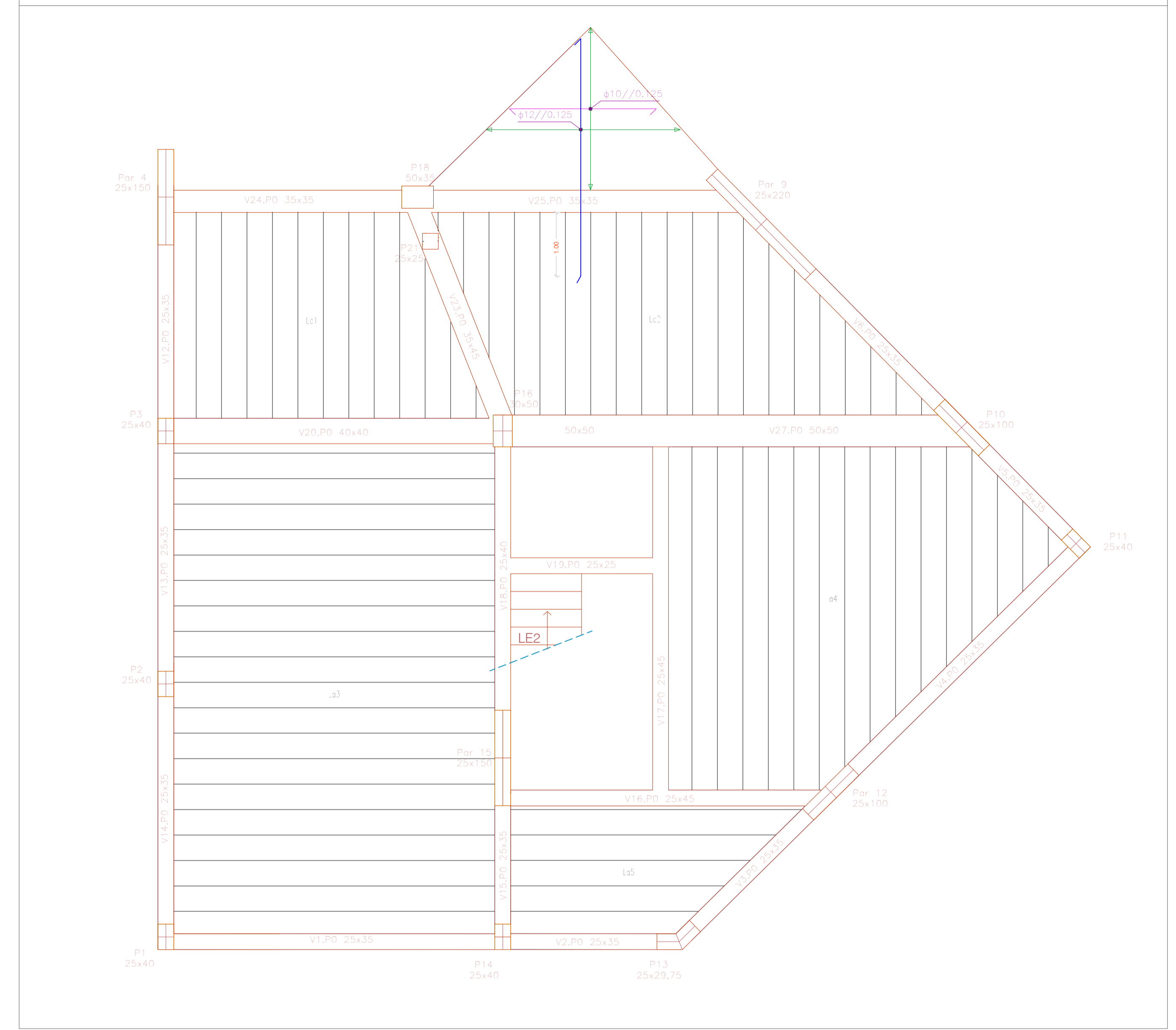
Lajes do Teto da Cave - Armaduras inferiores e superiores  
Quadro de Lajes Aligeiradas com Vigotas Pré-Esforçadas  
Projeto de Estabilidade  
Escala: 1/50

Autor: Alexandra Almeida

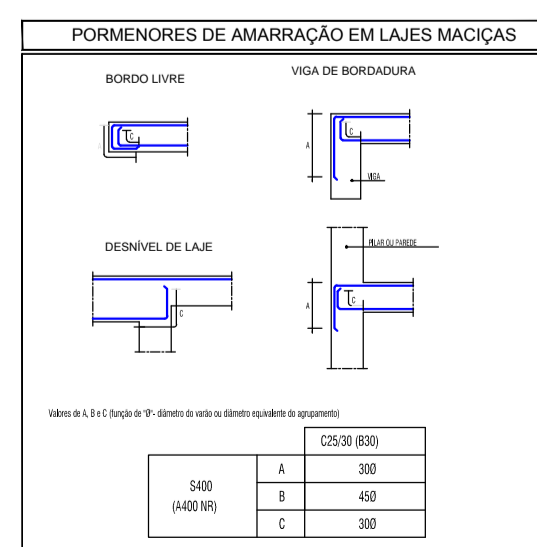
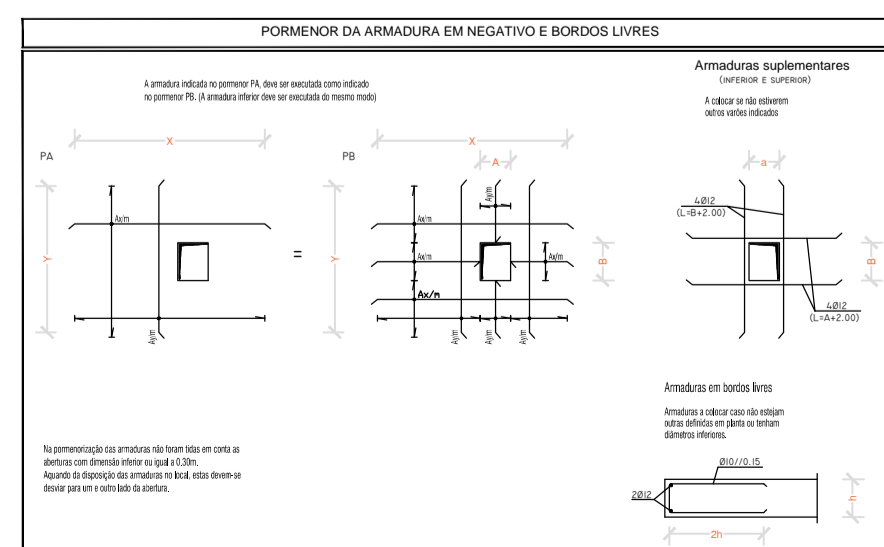
LAJE DO TETO DO PISO 0 - ARMADURAS INFERIORES  
Escala 1/50



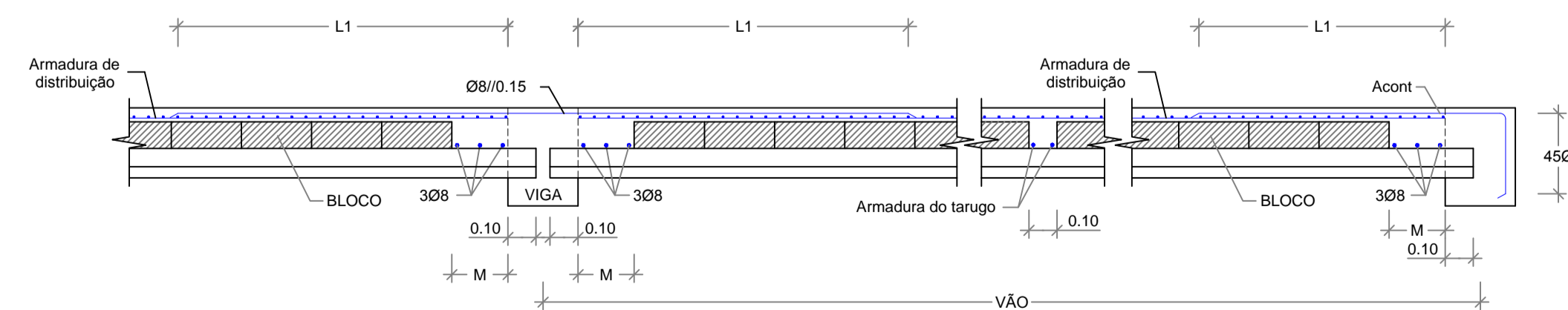
LAJE DO TETO DO PISO 0 - ARMADURAS SUPERIORES  
Escala 1/50



NOTA :  
Nas lajes maciças deverá sempre ser colocada uma armadura superior.  
Nas zonas onde não estiverem indicados varões, deverão ser colocados Ø8/0,15.



PORMENOR DE ARMADURAS EM LAJES ALIGEIRADAS  
SEc.



LAJE	VÃO MÁX. (m)	CARACTERÍSTICAS		ACÇÕES		ESTADOS LIMITES		ARMADURA NOS APOIOS		DISPOSIÇÕES CONSTRUTIVAS		PAVIMENTO TIPO					
		Altura (m)	Peso Próprio (kN/m²)	Permanentes (kN/m²)	Totais (kN/m²)	ÚLTIMOS (kN/m)	UTILIZAÇÃO (kN/m)	Acont.	L1 (m)	M (m)	As.dret.	TARUÇOS	FAPREL				
La1 e La2	3,30	0,23	2,75	4,0	2,0	8,75	25,2	23,3	16,1	11828	Ø8/0,15	0,80	0,20	AR30	2	2010	V3-BN40x20-23
La3, La4 e La5	5,34	0,23	3,25	4,0	2,0	9,25	50,3	44,7	28,9	16501	Ø8/0,15	1,10	0,20	AR30	2	2010	V4-BN40x20-23

MATERIAIS ESTRUTURAIS

BETÃO:  
Betão de limpeza: - C12/15 - X0  
Superestrutura: - C25/30 - XC2 - CI 0,40  
Elementos de fundação: - C20/25 - XC2 - CI 0,40

ARMADURAS ORDINÁRIAS:  
Aço em Varão: - A400 NR

RECOBRIMENTO DE ARMADURAS

Elementos em contacto com as terras: - 50 mm  
Restantes elementos estruturais: - 30 mm

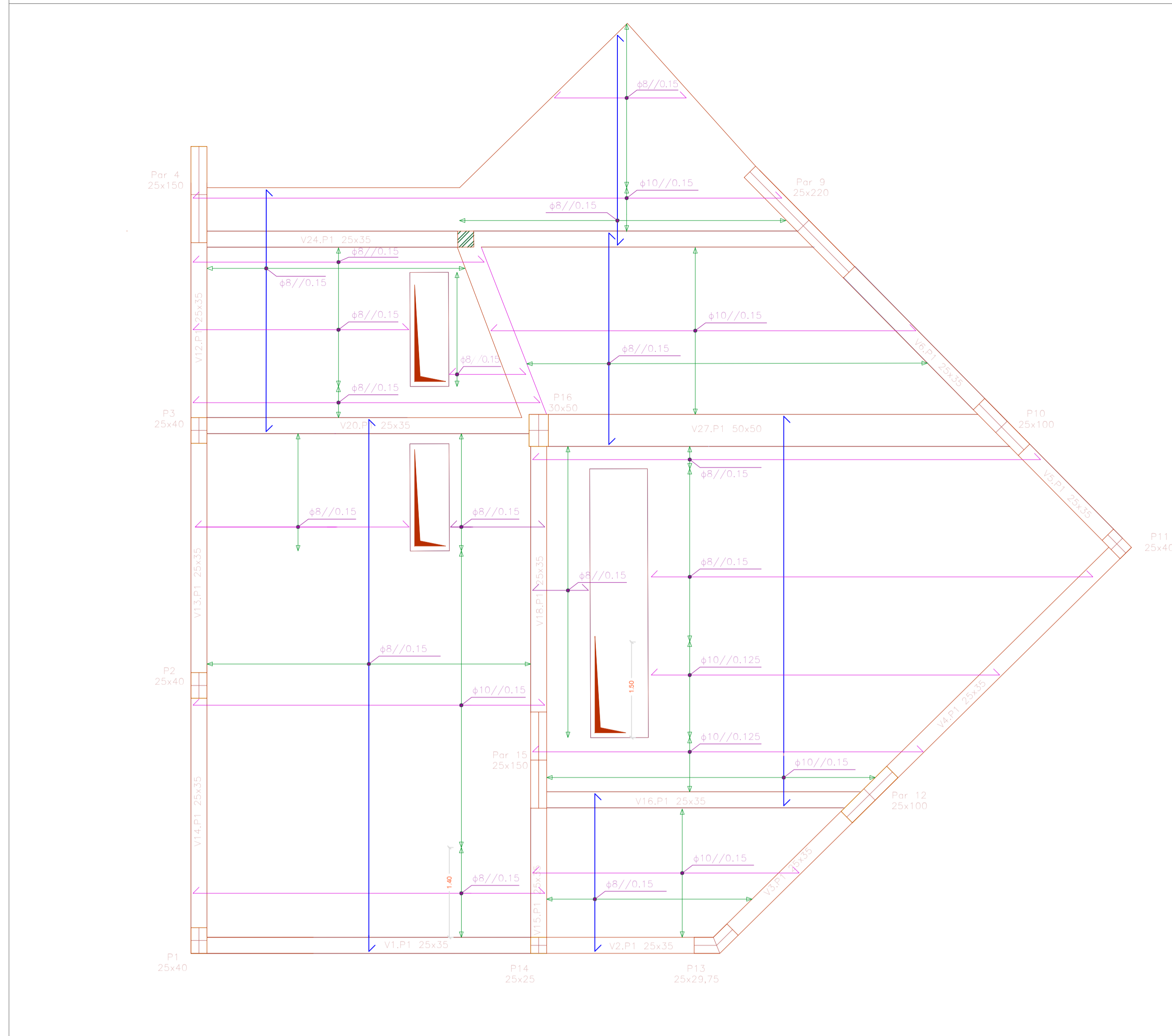
Morada Unifamiliar Tipologia T4  
Rua António Galvão - Porto  
Requerente: Prize Homes - Empreendimentos Imobiliários, Lda.

Lajes do Teto do Piso 0 - Armaduras inferiores e superiores  
Quadro de Lajes Aligeiradas com Vigotas Pré-Esforçadas

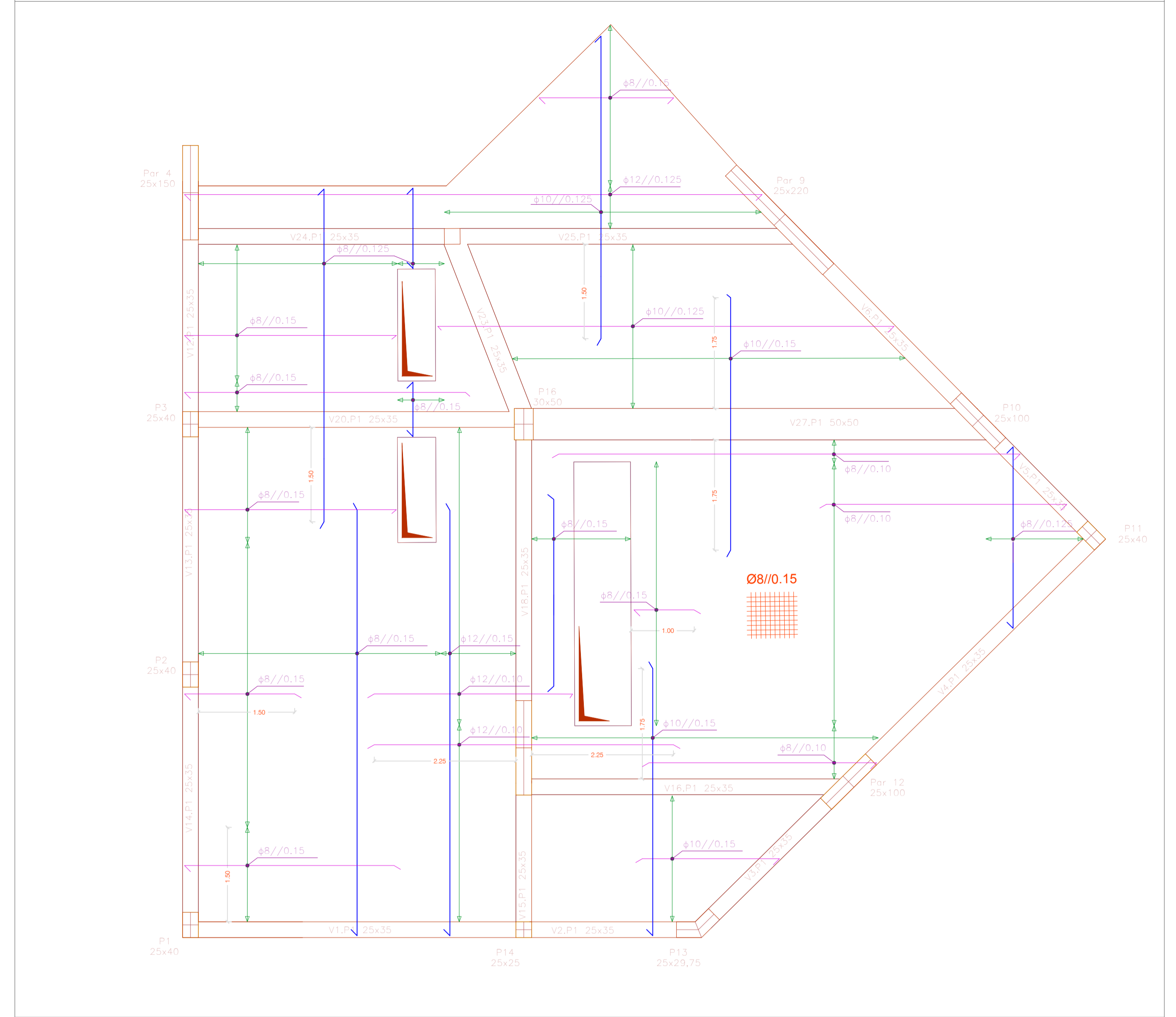
Projeto de Estabilidade  
Escala: 1/50

Autor: Alexandra Almeida

LAJE DO TETO DO PISO 1 - ARMADURAS INFERIORES  
Escala 1/50

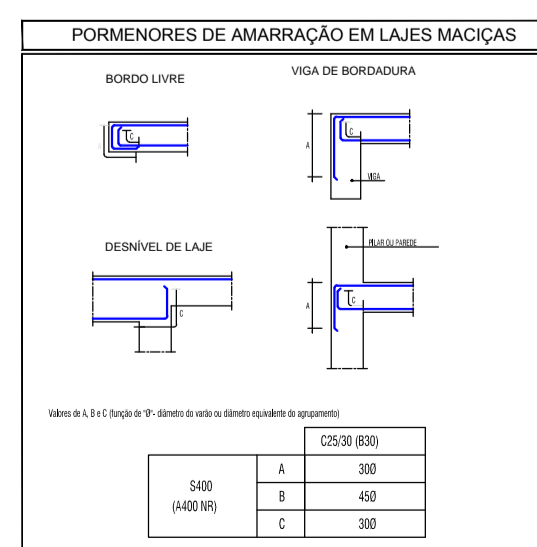
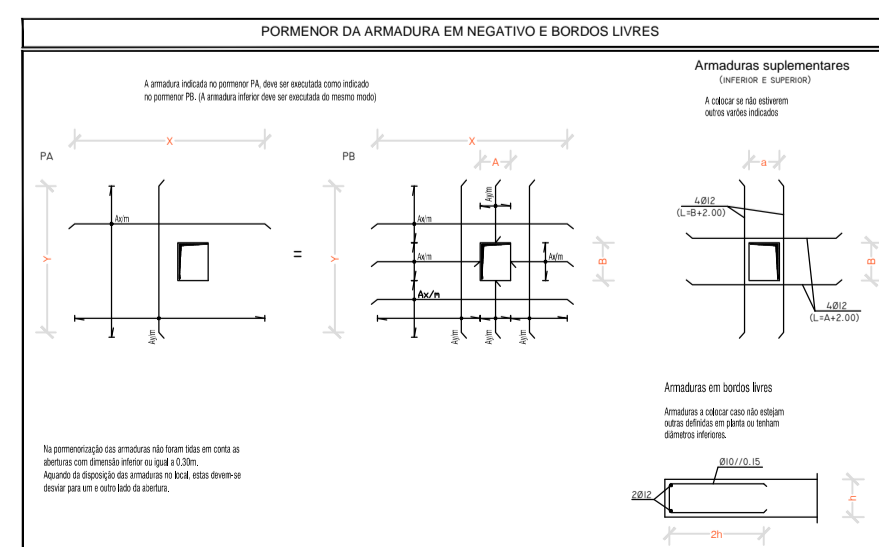


LAJE DO TETO DO PISO 1 - ARMADURAS SUPERIORES  
Escala 1/50



NOTA:

Nas lajes mactiças deverá sempre ser colocada uma armadura superior.  
Nas zonas onde não estiverem indicados varões, deverão ser colocados Ø8/0,15.



MATERIAIS ESTRUTURAIS

**BETÃO:**  
 Betão de limpeza: - C12/15 - X0  
 Superestrutura: - C25/30 - XC2 - CI 0.40  
 Elementos de fundação: - C20/25 - XC2 - CI 0.40

**ARMADURAS ORDINÁRIAS:**  
 Aço em Varão: - A400 NR

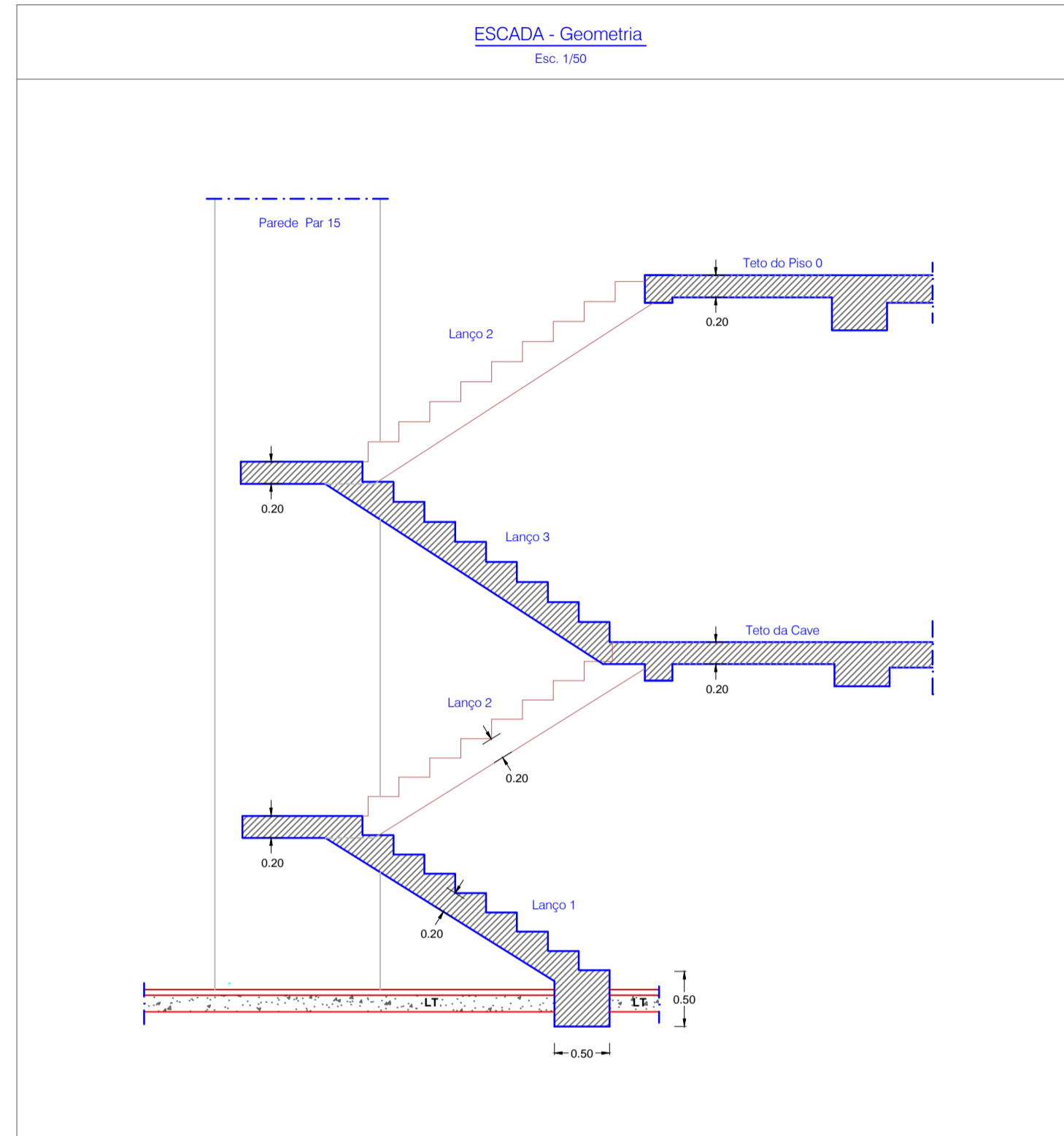
RECOBRIMENTO DE ARMADURAS

Elementos em contacto com as terras: - 50 mm  
 Restantes elementos estruturais: - 30 mm

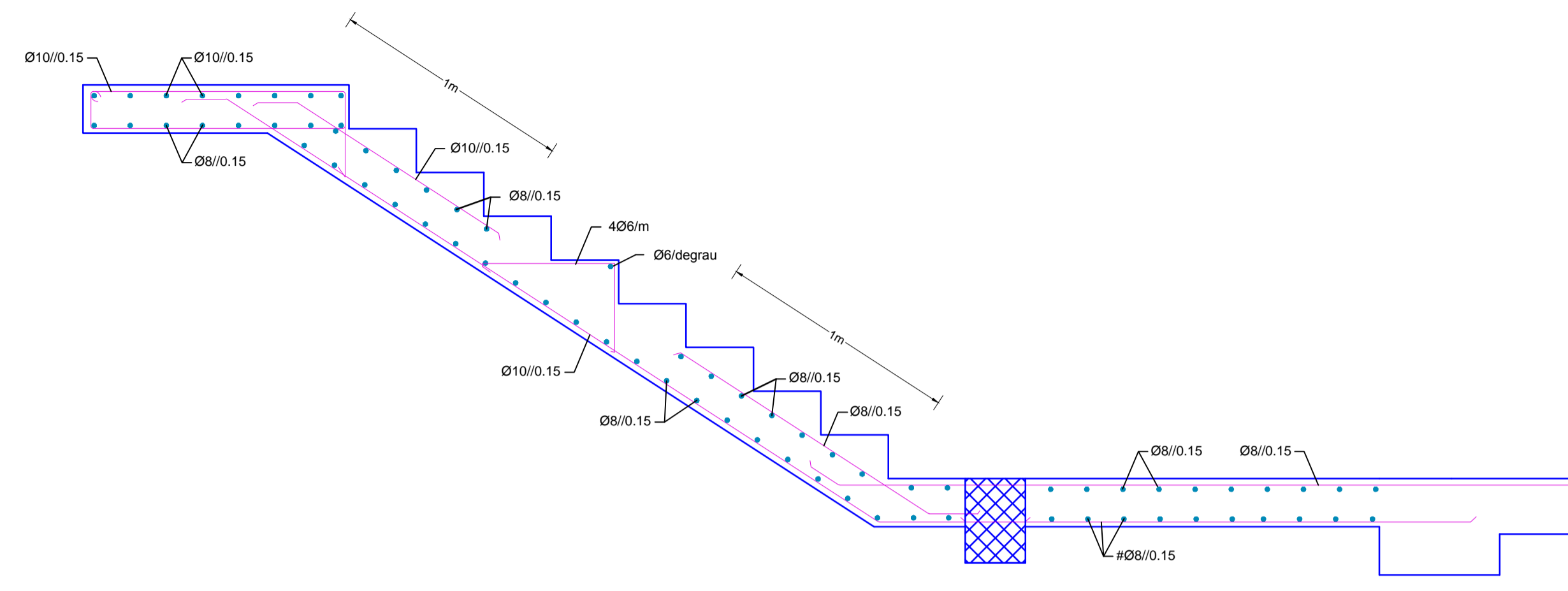
**Morada Unifamiliar Tipologia T4**  
**Rua António Galvão - Porto**  
 Requerente: Príze Homes - Empreendimentos Imobiliários, Lda.

Lojas do Teto do Piso 1 - Armaduras inferiores e superiores  
 Projeto de Estabilidade  
 Escala: 1/50

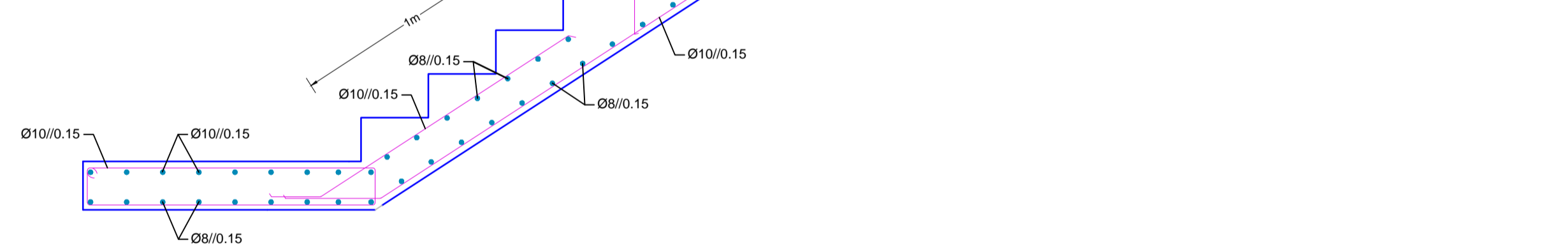
Autor: Alexandra Almeida



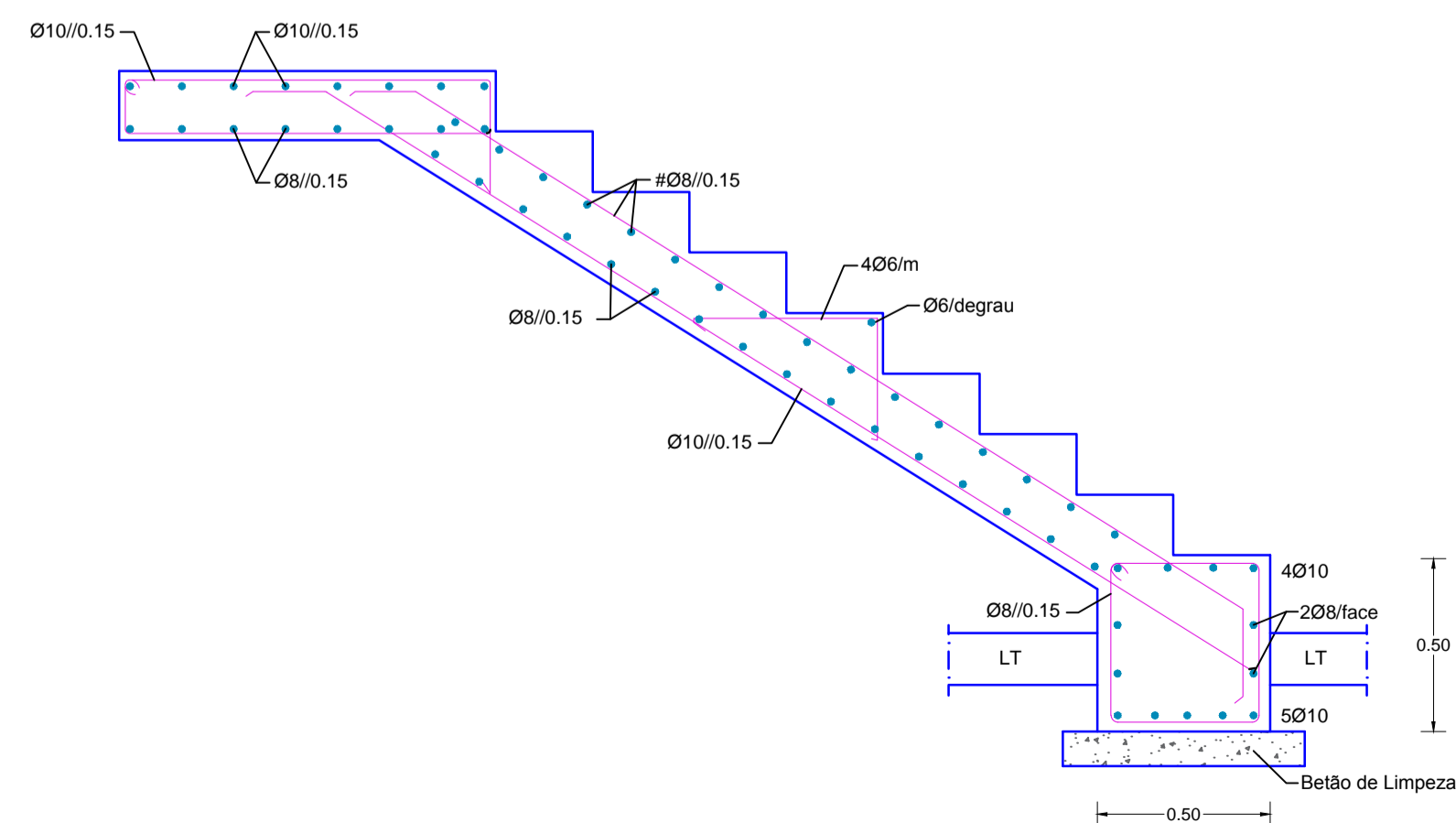
**ESCADA - Lanço 3 - Armaduras**  
Esc. 1/20



**ESCADA - Lanço 2 - Armaduras**  
Esc. 1/20



**ESCADA - Lanço 1 - Armaduras**  
Esc. 1/20



**PORMENORES DE AMARRAÇÃO EM LAJES MACIÇAS**

Table with 3 columns: SAZ (A, B, C), A, and C. Values: A=30, B=40, C=30.

SAZ	A	C
(A20/10)	30	30
	40	
		30

**MATERIAIS ESTRUTURAIS**

**BETÃO:**  
 Betão de limpeza: - C12/15 - X0  
 Superestrutura: - C25/30 - XC2 - Cl 0.40  
 Elementos de fundação: - C20/25 - XC2 - Cl 0.40

**ARMADURAS ORDINÁRIAS:**  
 Aço em Varão: - A400 NR

**RECOBRIMENTO DE ARMADURAS**

Elementos em contacto com as terras: - 50 mm  
 Restantes elementos estruturais: - 30 mm

**Morada Unifamiliar Tipologia T4**  
**Rua António Galvão - Porto**  
 Requerente: Príze Homes - Empreendimentos Imobiliários, Lda.

Lajes de escadas  
 Geometria e Armaduras

Projeto de Estabilidade  
 Escalas: 1/50 e 1/25

Autor: Alexandra Almeida