



PROJETO DE ESTABILIDADE DE UM EDIFÍCIO

HUGO FILIPE FERNANDES FARIA

Outubro de 2019

PROJETO DE ESTABILIDADE DE UM EDIFÍCIO

HUGO FILIPE FERNANDES FARIA

Projeto submetido para satisfação parcial dos requisitos do grau de

MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL – RAMO DE ESTRUTURAS

Orientador: Isabel Maria Avim Teles

OUTUBRO DE 2019

ÍNDICE GERAL

Índice Geral	iii
Resumo.....	v
Abstract	vii
Agradecimentos	ix
Índice de Texto	xi
Índice de Figuras.....	xiii
Índice de Tabelas.....	xvii
CAPÍTULO 1 Introdução.....	1
CAPÍTULO 2 Arquitetura.....	3
CAPÍTULO 3 Regulamentação e ações de projeto	14
CAPÍTULO 4 Modelação	37
CAPÍTULO 5 Análise estrutural.....	54
CAPÍTULO 6 Considerações finais	103
Referências Bibliográficas	107
Anexo 1 - Projeto de estabilidade	109

RESUMO

O presente documento é referente à realização de um projeto de estabilidade estrutural em betão armado, no âmbito da disciplina DIPRE (Dissertação/ Projeto / Estágio).

A escolha deste tema teve como objetivo aplicar conhecimentos adquiridos ao longo do curso de engenharia civil, especialmente os obtidos nas unidades curriculares referentes ao ramo de estruturas. Para além disso, pretendeu-se o estudo e a utilização de programas informáticos de cálculo de estruturas que permitissem a aquisição de competências que se esperam úteis no desenvolvimento da atividade profissional.

O trabalho desenvolvido refere-se a um projeto de estabilidade de um edifício de três andares elevados e uma cave situada em Cepelos no concelho de Amarante, distrito do Porto. Foi efetuado recorrendo às funcionalidades dos programas de cálculo *Robot Structural Analysis Professional* e ao *Revit* e sob orientação da Engenheira Isabel Maria Alvim Teles.

Com este projeto pretendeu-se seguir todas as fases de execução de um projeto de estabilidade, desde a análise da arquitetura até à elaboração das peças desenhadas, utilizando os regulamentos nacionais e europeus, nomeadamente o REBAP e os Eurocódigos.

As peças desenhadas constituintes do projeto de estabilidade final estão apresentadas na secção Anexos deste documento.

Palavras-chave: projeto de estabilidade, *Revit*, *Robot*, REBAP, Eurocódigos.

ABSTRACT

The present document refers to the realization of a reinforced concrete structural design, in the subject of DIPRE (Dissertation / Project / Internship).

The choice of this theme had the purpose of applying knowledge acquired during the academic course of civil engineering, especially those obtained in the curricular units regarding structural stability. In addition, it's intended the study and use of software for structure calculations that will allow the acquisition of skills expected to be useful during the professional activity.

The developed work refers to a structural stability project of a three story building with a basement located in Cepelos, Amarante, Porto. It was achieved by using software such as *Robot* Structural Analysis and *Revit* and under the guidance of the Engineer Isabel Maria Alvim Teles.

The aim of this project was to follow all the stages of execution of a stability project, since the architecture analysis to the elaboration of the final drawings, using national and European regulations, as REBAP and Eurocodes.

The design drawings of the final stability project are presented in the Annexes section of this document.

Keywords: stability project, *Revit*, *Robot*, REBAP, Eurocodes

AGRADECIMENTOS

ÍNDICE DE TEXTO

1.1	Enquadramento	1
2.1	Condicionantes da arquitetura	11
3.1	Ações permanentes	15
3.1.1	Restantes cargas permanentes	15
3.1.2	Ação geotécnica.....	18
3.2	Ações variáveis.....	20
3.2.1	Sobrecarga	20
3.2.2	Ação do vento.....	23
3.2.3	Ação da neve	29
3.2.4	Ação sísmica	29
4.1	Solução estrutural.....	37
4.2	Materiais Estruturais.....	43
4.3	Ações.....	46
4.4	Combinações de ações	48
4.5	Parâmetros das armaduras.....	51
5.1	Análise dos Estados Limite de Utilização	54
5.2	Análise dos Estados Limite Últimos	62
5.2.1	Lajes	62
5.2.2	Vigas.....	78
5.2.3	Pilares e paredes.....	86
5.2.4	Sapatas.....	94

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2-1 – Planta de implantação.....	4
Figura 2-2 – Planta da cave	4
Figura 2-3 – Planta do rés do chão	5
Figura 2-4 – Planta do piso 1 e piso 2.....	5
Figura 2-5 – Alçado Norte.....	6
Figura 2-6 - Alçado Sul.....	6
Figura 2-7 - Alçado Nascente.....	7
Figura 2-8 - Alçado Poente	7
Figura 2-9 – Planta de cortes.....	8
Figura 2-10 - Corte AA	8
Figura 2-11 – Corte BB.....	9
Figura 2-12 - Corte DD.....	9
Figura 2-13 - Corte CC.....	10
Figura 2-14 - Corte EE.....	10
Figura 2-15 – Diferença de cota da laje de pavimento do rés do chão.....	11
Figura 2-16 - Vãos envidraçados nos cantos do edifício (extrato da planta dos pisos 1 e 2).....	12
Figura 2-17 - Entrada para a zona de estacionamento (extrato da planta da cave)	12
Figura 2-18 – Condicionamento da altura das vigas das fachadas.....	13
Figura 2-19 - Caixa de escadas: planta do rés do chão e planta do piso 1	13
Figura 3-1 – Corte da cave.....	18
Figura 3-2 - Coeficiente de exposição, $C_e(z)$ (2)	25
Figura 3-3 – Altura de referência em função de h e b (2)	26

Figura 3-4 – Zonas de cálculo do Cpe (2).....	27
Figura 3-5 – Zonamento sísmico em Portugal Continental (3).....	33
Figura 3-6 – Espectros elásticos e de cálculo sísmico	36
Figura 4-1 – Planta de arquitetura do piso 1 e 2 no <i>Revit</i>	38
Figura 4-2 – Condicionamentos da caixa de escadas	39
Figura 4-3 – Solução para a caixa de escadas (<i>Revit</i>)	39
Figura 4-4 – Modelação no <i>Revit</i> da estrutura com lajes fungiformes	40
Figura 4-5 - Modelação no <i>Revit</i> da estrutura com lajes apoiadas em vigas	40
Figura 4-6 – Modelação no <i>Robot</i> da estrutura com lajes fungiformes.....	41
Figura 4-7 - Modelação no <i>Robot</i> da estrutura com lajes apoiadas em vigas.....	41
Figura 4-8 – Deformações da estrutura.....	42
Figura 4-9 - Picos dos momentos	43
Figura 4-10 – Desfasamento entre tramos de pilares.....	43
Figura 4-11 - Menu “ <i>job preferences</i> ” (<i>Robot</i>)	46
Figura 4-12 - Cargas atuantes nas lajes	47
Figura 4-13 – Representação dos impulsos do terreno na estrutura.....	48
Figura 4-14 – Representação da ação do vento na direção y com sinal positivo.....	48
Figura 4-15 – Grupo de ações do vento	49
Figura 4-16 – Combinações a analisar	50
Figura 4-17 – Parâmetros da armadura das Lajes	52
Figura 4-18 – Parâmetros da armadura das vigas e pilares.....	53
Figura 5-1 – Mapa de deformações instantâneas da laje de cobertura (cm)	55
Figura 5-2 - Valores recomendados de w_{max} (1)	56
Figura 5-3 – Mapa de fendas a longo prazo	56
Figura 5-4 - Cálculo de armaduras.....	63
Figura 5-5 – Limitações das soluções de armadura das lajes.....	63
Figura 5-6 – Áreas de armadura (cm ²) inferiores paralelas ao lado menor da laje do piso 2	64

Figura 5-7 – Solução de armadura inferior paralela ao lado menor da laje do piso 2	65
Figura 5-8 – Solução de distribuição das armaduras inferiores paralelas ao lado menor da laje do piso 2	65
Figura 5-9 – Exemplo de um <i>panel cut</i> para cálculo da armadura superior paralela ao lado maior da laje	66
Figura 5-10 – Diferença na solução de cálculo automático	72
Figura 5-11 – Pilares com armadura de punçoamento	74
Figura 5-12 – Representação da localização da armadura de punçoamento	75
Figura 5-13 – Cálculo da armadura de punçoamento	75
Figura 5-14 – Esforço transverso atuante (zonas com esforço superior ao resistente).....	77
Figura 5-15 – <i>Panel cut</i> com 0,60m do esforço transverso junto do apio de uma zona reentrante da laje	78
Figura 5-16 - Colocação da armadura de suspensão na interseção das duas vigas.....	80
Figura 6-1 - Modelo do <i>Robot</i>	104
Figura 6-2 - Deformação da estrutura.....	105
Figura 6-3 - Modo de vibração	105

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 3-1 – Cargas permanentes correspondentes a revestimentos na zona interior do rés do chão ...	15
Tabela 3-2 - Cargas permanentes correspondentes a revestimentos na zona exterior do rés do chão ...	16
Tabela 3-3 – Cargas permanentes correspondentes a revestimentos no piso 1	16
Tabela 3-4 – Cargas permanentes correspondentes a revestimentos no piso 2	16
Tabela 3-5 – Cargas permanentes correspondentes a revestimentos na cobertura.....	16
Tabela 3-6 – Cargas permanentes correspondentes às paredes exteriores	17
Tabela 3-7 – Cargas permanentes correspondentes ao murete da cobertura	17
Tabela 3-8 – Cargas permanentes das paredes divisórias das frações e escadas.....	17
Tabela 3-9 – Quadro resumo das cargas permanentes	18
Tabela 3-10 – Categorias de utilização (1)	21
Tabela 3-11 – Sobrecargas em pavimentos, varandas e escadas de edifícios (1).....	22
Tabela 3-12 – Cargas permanentes das paredes divisórias interiores.....	23
Tabela 3-13 – Sobrecarga da cobertura. (1).....	23
Tabela 3-14 – Quadro resumo das sobrecargas.....	23
Tabela 3-15 - Categorias do terreno (2)	25
Tabela 3-16 – Dados da geometria do edifício.....	27
Tabela 3-17 - Valores recomendados dos coeficientes de pressão exterior (2)	28
Tabela 3-18 - Valores de coeficiente de pressão exterior.....	28
Tabela 3-19 - Valores das pressões exteriores.....	28
Tabela 3-20 – Classes de importância para edifícios (3)	30
Tabela 3-21 – Coeficientes de importância (3)	30
Tabela 3-22 – Tipos de terreno (3).....	31

Tabela 3-23 – Valores dos parâmetros definidores do espectro de resposta elástico horizontal para a ação tipo 1 (3).....	32
Tabela 3-24 - Valores dos parâmetros definidores do espectro de resposta elástico horizontal para a ação tipo 2 (3).....	32
Tabela 3-25 – Aceleração máxima de referência nas várias zonas sísmicas (3).....	33
Tabela 3-26 – Valor básico do coeficiente de comportamento de referência para sistemas regulares em altura (3).....	34
Tabela 4-1 – Propriedades do aço S500	44
Tabela 4-2 – Máximo teor de cloretos do betão	45
Tabela 4-3 - Valores limite para a composição e para as propriedades do betão	45
Tabela 4-4 – Propriedades do betão C30/37.....	45
Tabela 4-5 – Ações tipo do projeto (<i>Robot</i>)	47
Tabela 4-6 – Quadro das combinações de ações	51
Tabela 5-1 – Verificação das deformações das lajes fungiformes.....	57
Tabela 5-2 – Verificação das deformações das lajes dos patamares	57
Tabela 5-3 – Verificação das deformações das lajes de escadas.....	58
Tabela 5-4 – Verificação das deformações das vigas do segundo piso	59
Tabela 5-5 – Verificação das deformações das vigas do primeiro piso.....	60
Tabela 5-6 – Verificação das deformações das vigas do rés do chão.....	61
Tabela 5-7 – Verificação das deformações das vigas da cave	61
Tabela 5-8 – Verificação das deformações dos muros de contenção	62
Tabela 5-9 – Cálculo da armadura longitudinal das lajes fungiformes	68
Tabela 5-10 – Cálculo da armadura longitudinal das lajes dos patamares	69
Tabela 5-11 – Cálculo da armadura longitudinal das lajes de escadas	70
Tabela 5-12 – Verificações da dispensa do punçoamento	74
Tabela 5-13 – Cálculo da armadura das vigas do segundo piso	82
Tabela 5-14 – Cálculo da armadura das vigas do primeiro piso	83
Tabela 5-15 – Cálculo da armadura das vigas do rés do chão.....	84

Tabela 5-16 – Cálculo da armadura das vigas da cave	85
Tabela 5-17 - Cálculo das armaduras dos pilares do segundo piso.....	89
Tabela 5-18 - Cálculo das armaduras dos pilares do primeiro piso	90
Tabela 5-19 - Cálculo das armaduras dos pilares do rés do chão	91
Tabela 5-20 - Cálculo das armaduras dos pilares da cave.....	92
Tabela 5-21 - Cálculo das armaduras dos muros de contenção.....	93
Tabela 5-22 - Cálculo das armaduras das paredes do núcleo de escadas.....	93
Tabela 5-23 – Verificação da tensão admissível.....	99
Tabela 5-24 – Cálculo da armadura longitudinal.....	99
Tabela 5-25 – Cálculo da resistência ao esforço transverso	100
Tabela 5-26 – Cálculo da resistência ao punçoamento.....	101

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

1.1 ENQUADRAMENTO

No presente relatório está exposto o projeto realizado para a Unidade Curricular de DIPRE (Dissertação/Projeto/Estágio), do Mestrado de Engenharia Civil do ramo de Estruturas.

O caso de estudo foi desenvolvido sob a orientação e supervisão da Engenheira Isabel Maria Alvim Teles e refere-se a um projeto de estabilidade de um edifício de três andares elevados e uma cave, situado em Cepelos no concelho de Amarante, distrito do Porto.

O objetivo primordial era a aplicação prática dos conhecimentos adquiridos ao longo de todo o curso de engenharia civil bem como a aquisição de novas competências e conhecimentos. Assim, pretendia-se seguir todas as fases de execução de um projeto de estabilidade, recorrendo a meios informáticos disponíveis no mercado e ferramentas usuais nos gabinetes de Engenharia Civil.

Todas as peças desenhadas de arquitetura foram fornecidas em formato digital compatível com AutoCad, tendo sido utilizados os programas de modelação e cálculo de estruturas *Revit* e *Robot Structural Analysis*, cujo funcionamento será descrito ao longo deste trabalho.

A utilização dos programas de cálculo tem um papel fundamental no desempenho da atividade de projetista de estabilidade, pois estes permitem a simulação do comportamento das estruturas, determinando a sua reação às diferentes solicitações e possibilitando o estudo e otimização de soluções estruturais. É também importante referir que as mais recentes atualizações de alguns regulamentos apresentam formulações que devido a sua complexidade só são passíveis de ser implementadas recorrendo a ferramentas informáticas.

Pretende-se também com este trabalho a produção das peças desenhadas do projeto de execução de estabilidade (ver Anexo 2), utilizando as potencialidades dos programas informáticos empregues.

CAPÍTULO 2

ARQUITETURA

O edifício para o qual se desenvolveu o projeto de estabilidade localiza-se em Cepelos, no concelho de Amarante, distrito do Porto e é composto por um piso enterrado que serve de parque de estacionamento, rés do chão para comércio e dois pisos elevados destinados a habitações.

O edifício tem uma área de implantação de 400,68m² e uma cércea de 10,75m.

Para o desenvolvimento do projeto de estabilidade é necessário um conhecimento profundo da arquitetura e das suas condicionantes. Para isso foi realizado um estudo dos elementos desenhados do projeto de arquitetura gentilmente cedidos pelo gabinete “Guedes & Viinikainen”, que incluíam plantas, alçados e cortes. Estes estavam pormenorizados, permitindo identificar as características dos materiais que a arquitetura pretendia utilizar e as especificidades geométricas, tais como: constituição das fachadas e das paredes interiores, revestimentos, impermeabilizações, camadas de forma, etc.

Nas figuras seguintes apresentam-se sucintamente as plantas, alçados e cortes do projeto de arquitetura que serviu de base ao desenvolvimento do projeto de estabilidade.

- Plantas

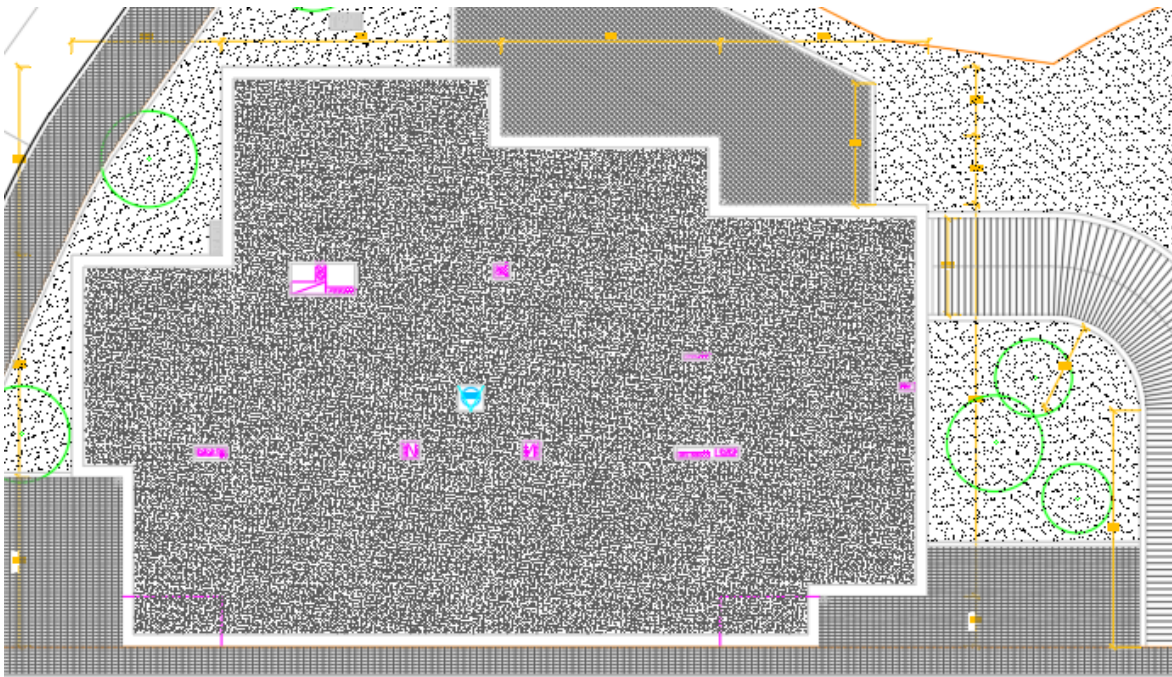


Figura 2-1 – Planta de implantação

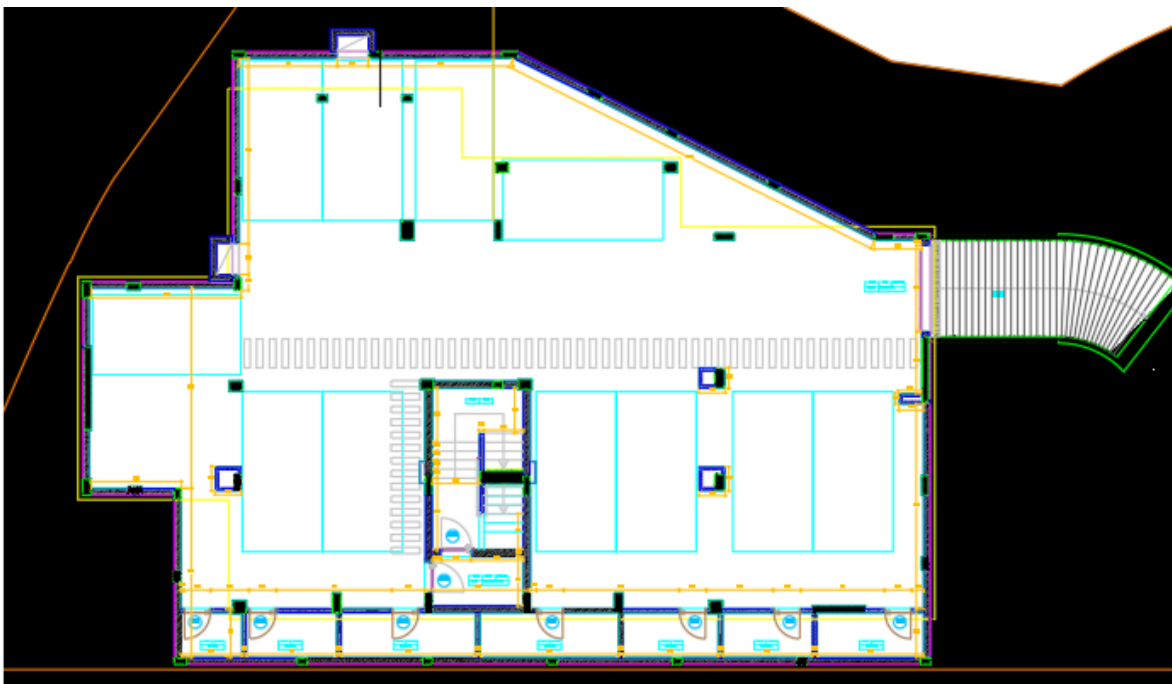


Figura 2-2 – Planta da cave

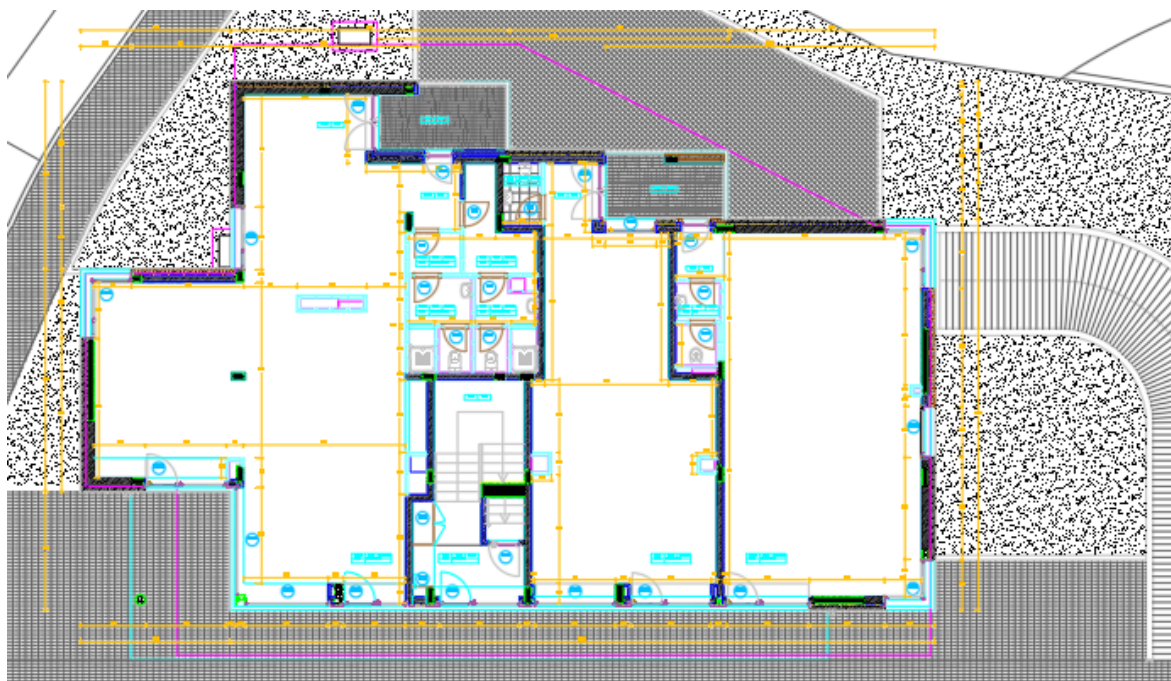


Figura 2-3 – Planta do rés do chão



Figura 2-4 – Planta do piso 1 e piso 2

CAPÍTULO 2

- Alçados

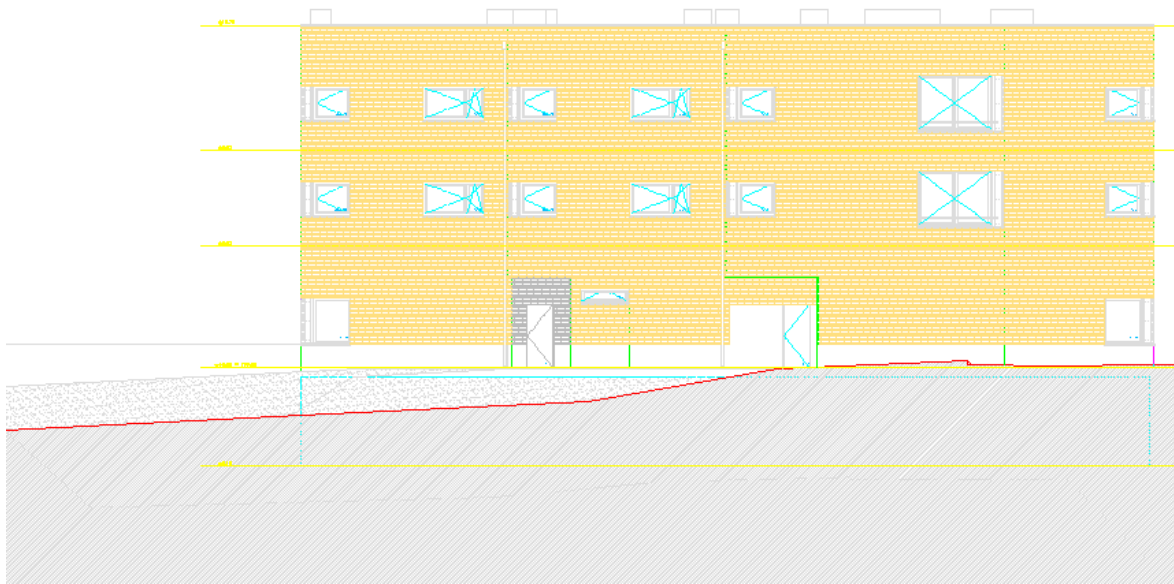


Figura 2-5 – Alçado Norte

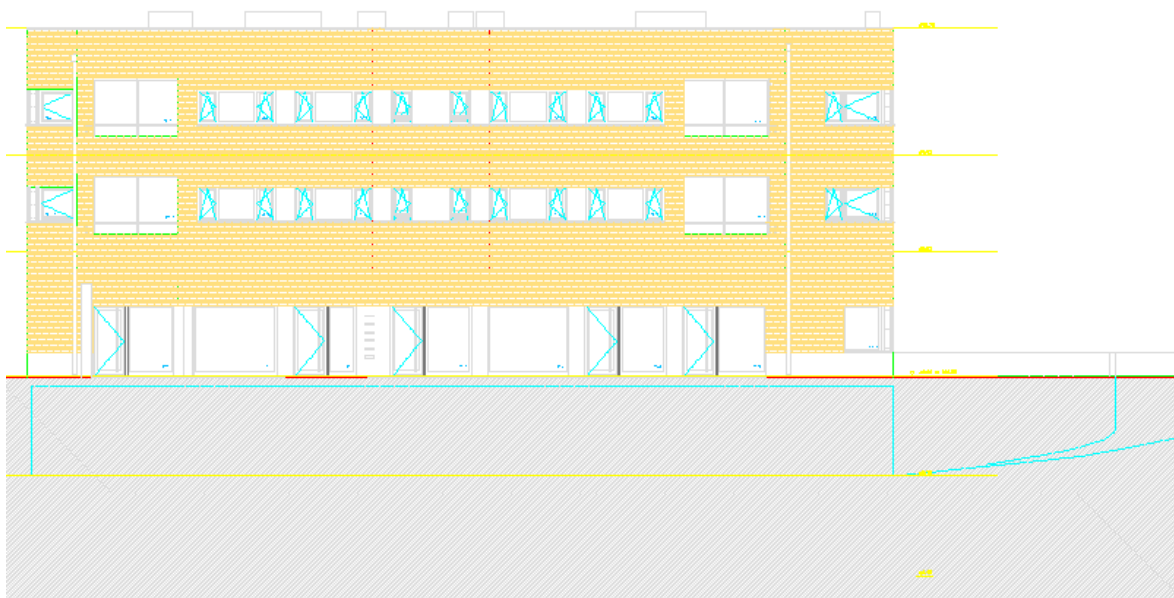


Figura 2-6 - Alçado Sul

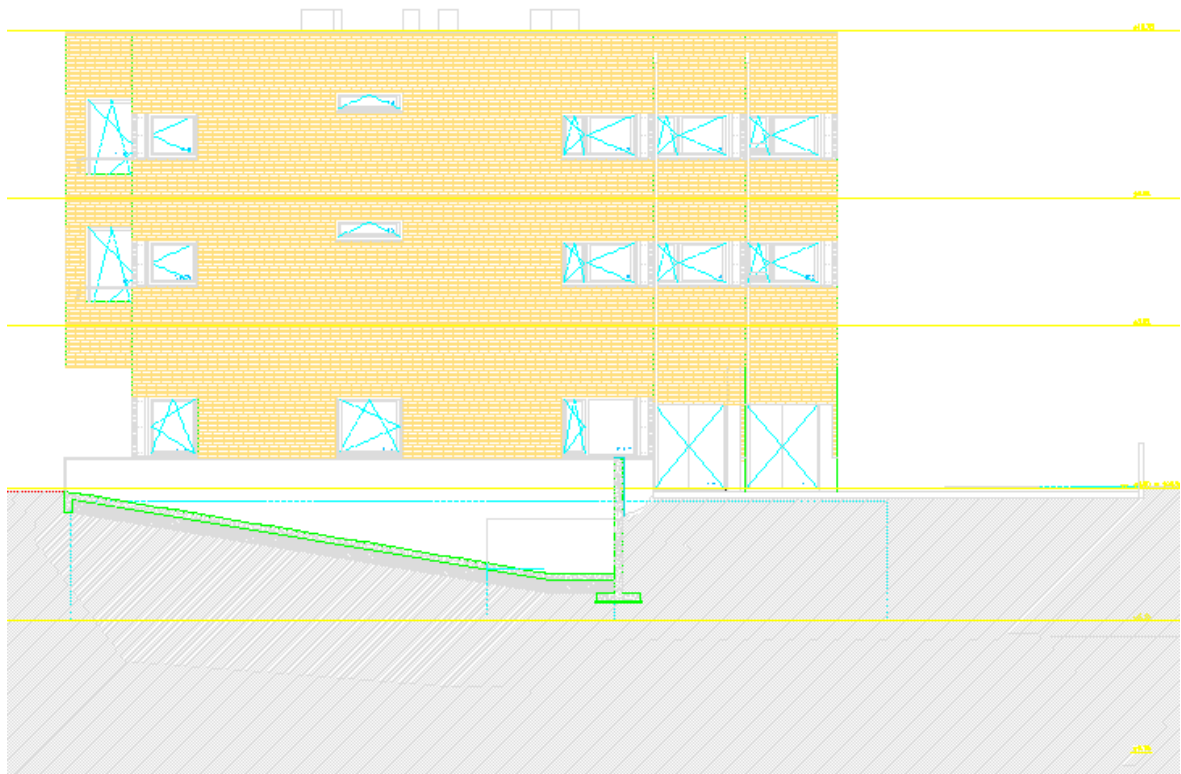


Figura 2-7 - Alçado Nascente

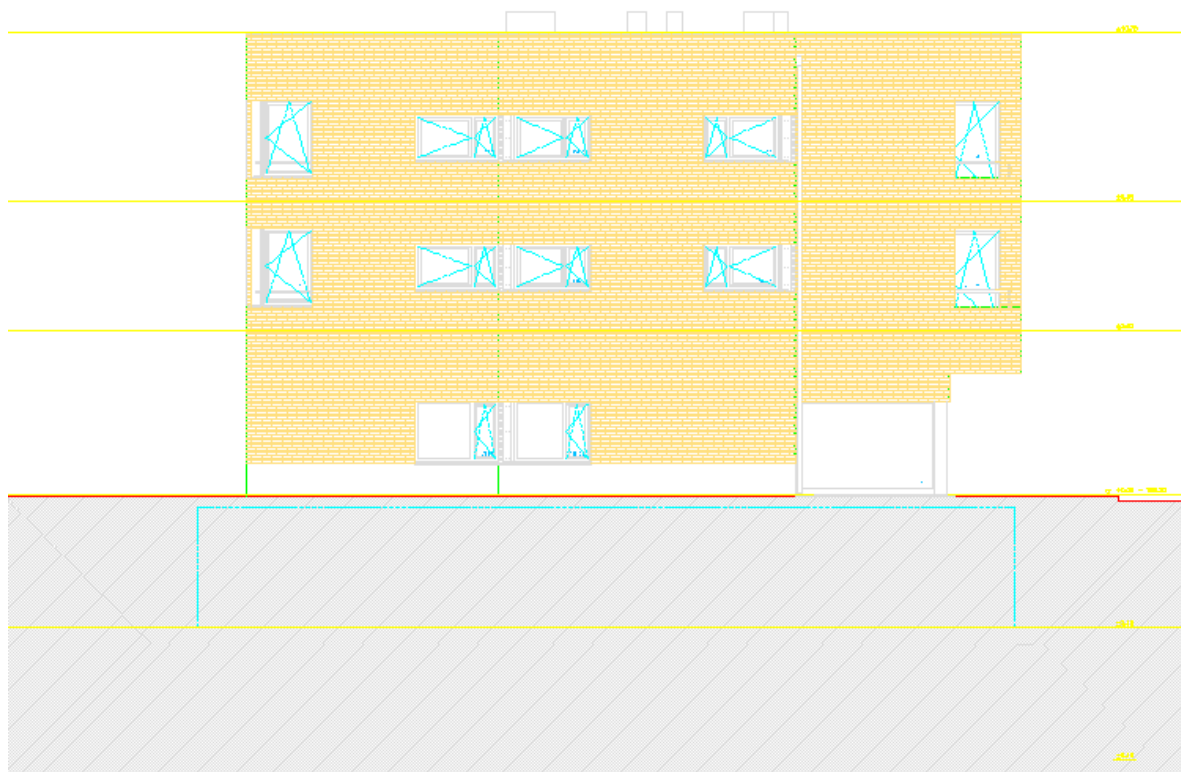


Figura 2-8 - Alçado Poente

CAPÍTULO 2

- Cortes

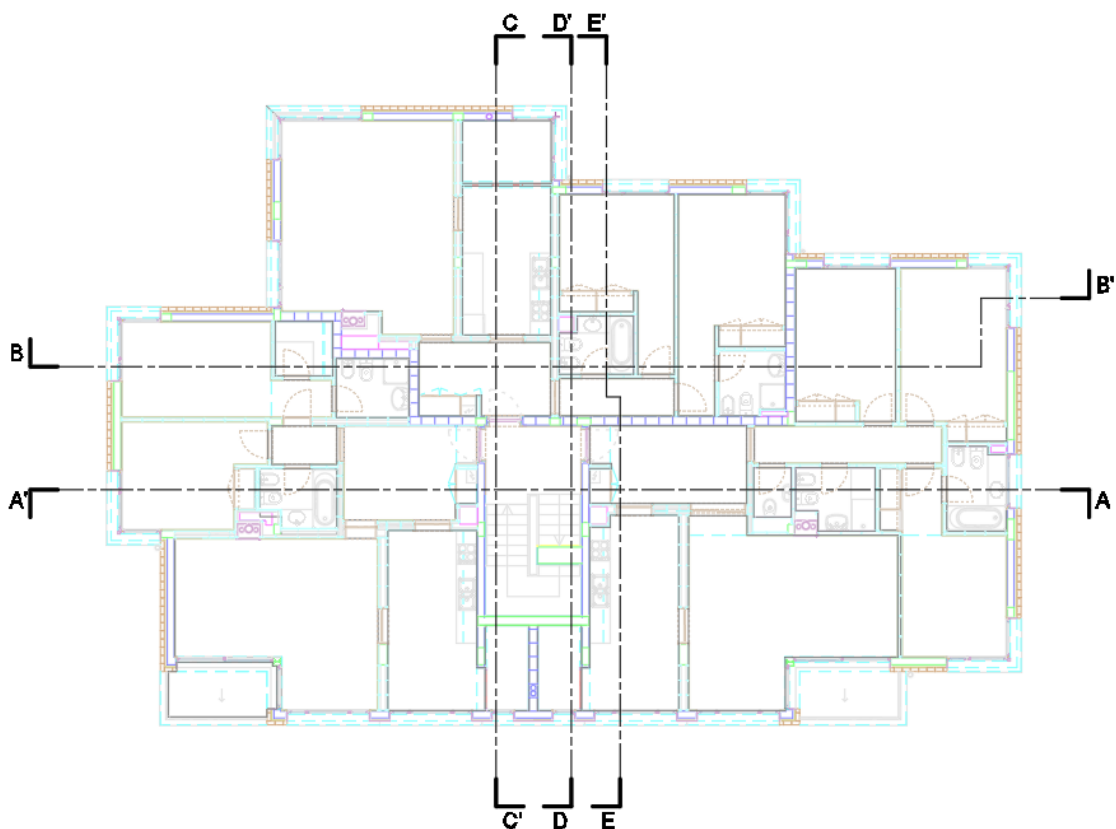


Figura 2-9 – Planta de cortes

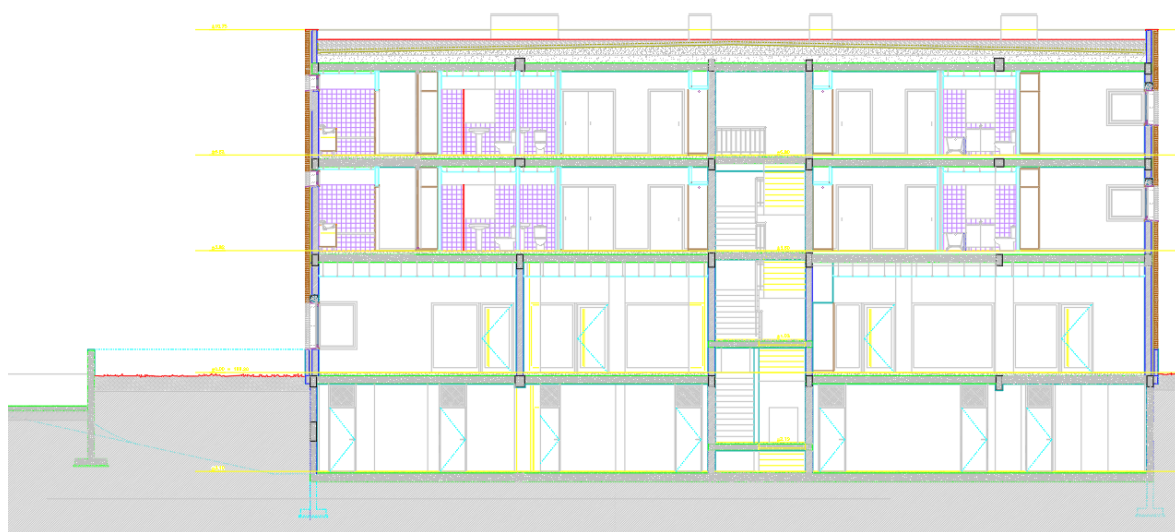


Figura 2-10 - Corte AA



Figura 2-11 – Corte BB



Figura 2-12 - Corte DD

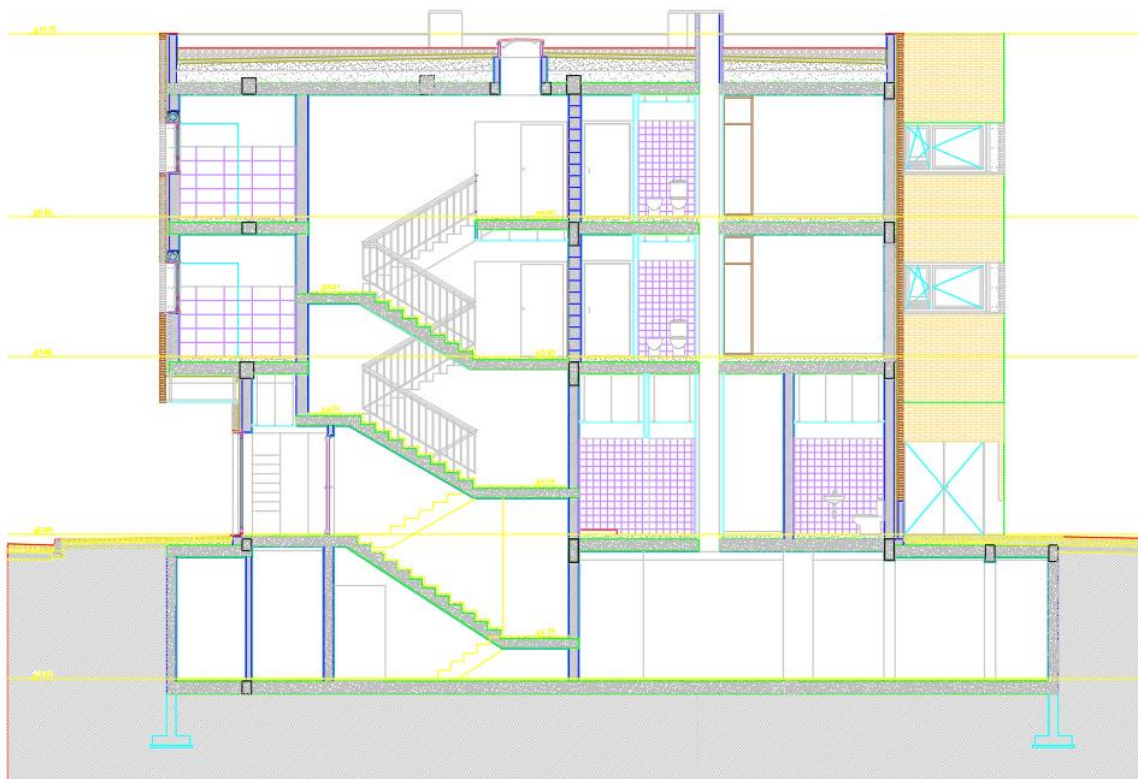


Figura 2-13 - Corte CC

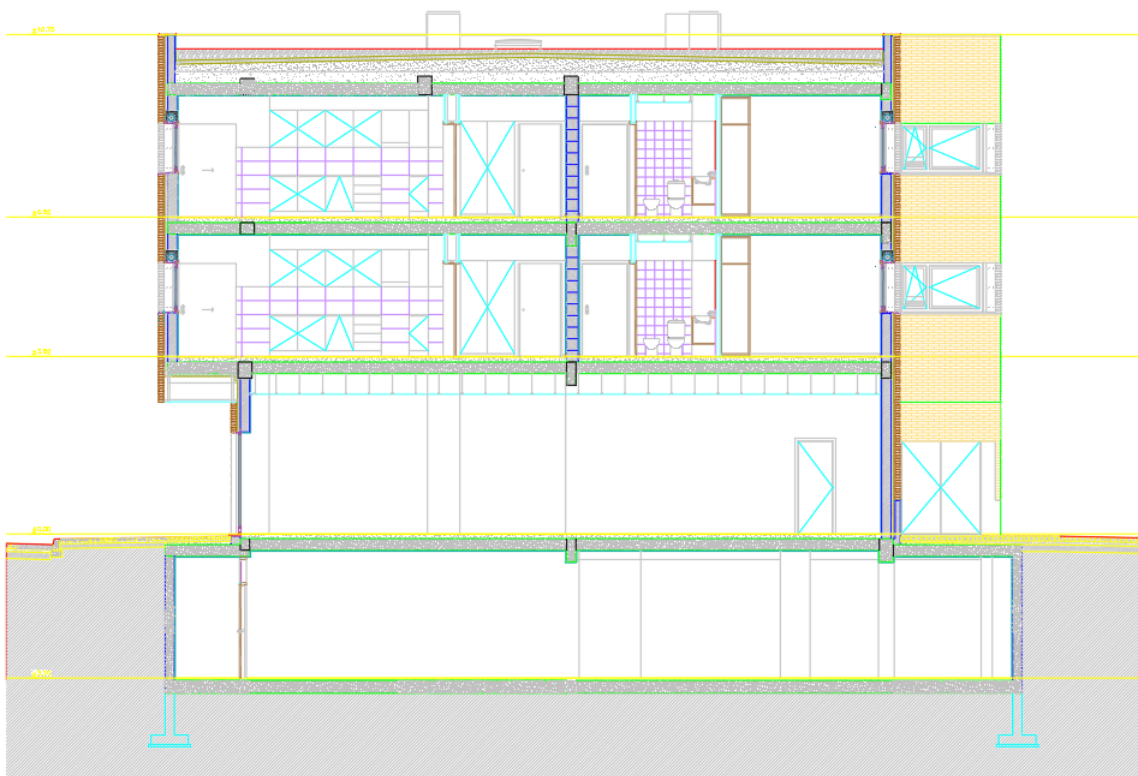


Figura 2-14 - Corte EE

2.1 CONDICIONANTES DA ARQUITETURA

A realização do projeto de estabilidade deve respeitar a arquitetura, adaptando-se a essa da melhor forma possível, evitando alterações. Após uma análise das peças desenhadas anteriormente apresentadas, foi possível detetar que existem características do edifício que influenciam a elaboração do projeto de estabilidade.

O edifício em estudo apresenta vários tipos de utilização a que estão associadas também diferentes organizações do espaço. Os dois pisos elevados são de habitação, apresentando uma grande compartimentação o que facilita a introdução de elementos estruturais (vigas e pilares) embebidos nas paredes. No entanto o rés do chão é destinado a comércio constatando-se que apresenta maiores vãos. A cave foi afeta a arrumos e estacionamento, o que implica zonas de circulação e estacionamento que deverão ser respeitadas. A conceção da estrutura teve de compatibilizar todos os condicionamentos anteriormente referidos, tentando manter-se o mais regular e simples possível.

Como exemplo de simplificação podemos apresentar o caso da laje do rés do chão. Como a cave apresenta maiores dimensões que o piso superior, vão existir sobre aquela laje duas zonas distintas: uma onde está previsto comércio e outra que é já uma zona exterior. A arquitetura prevê diferentes revestimentos para as duas zonas e preconiza um desnível na cota da laje, apesar da cota do acabado ser a mesma (ver Figura 2-15). Uma vez que os espaços inferiores (estacionamento) não apresentavam qualquer condicionamento relativo a pé-direito, no projeto de estabilidade propôs-se uma laje de nível, o que facilitará a sua construção e o seu desempenho estrutural. Nos casos como o referido em que se introduz mudanças de cotas de construção, tal facto deverá ser comunicado à arquitetura para que seja efetuada uma compatibilização (neste caso uma alteração da espessura dos enchimentos ou revestimentos).

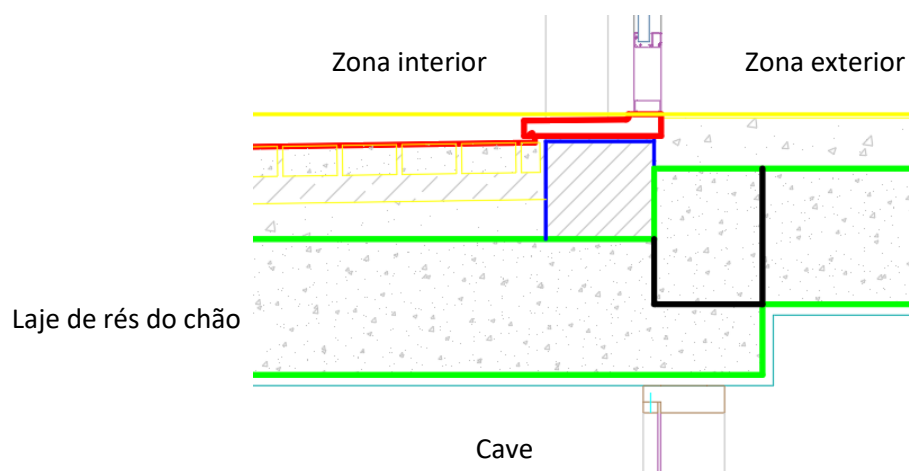


Figura 2-15 – Diferença de cota da laje de pavimento do rés do chão

Os cunhais do edifício são usualmente utilizados para posicionamento de pilares. No entanto, como se constata nas plantas do piso 1 e 2 e está representado em pormenor na Figura 2-16, a arquitetura introduziu aí vãos envidraçados, o que impede a colocação de elementos estruturais verticais nestas zonas. Assim os pilares e/ou paredes tiveram de ser posicionados nas zonas opacas das fachadas, logo após o vão envidraçado para minimizar o vão das consolas. No entanto no cunhal mais à direita da Figura 2-16 o pilar teve de ser colocado ainda mais afastado para que deixasse desimpedida a entrada para o estacionamento na cave (ver Figura 2-17).

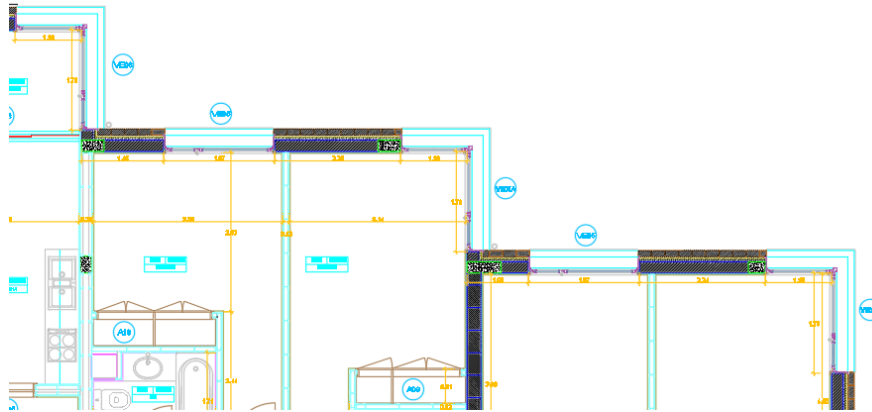


Figura 2-16 - Vãos envidraçados nos cantos do edifício (extrato da planta dos pisos 1 e 2)

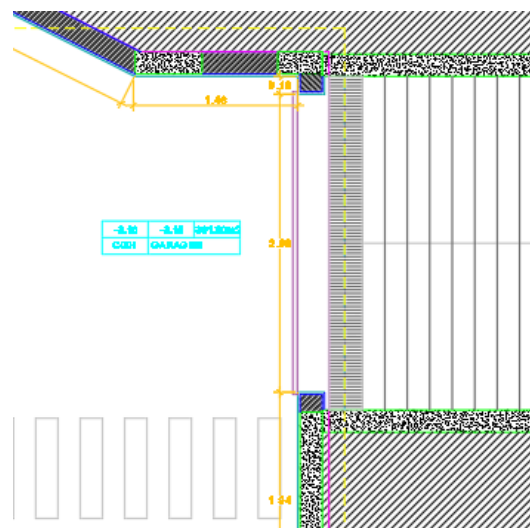
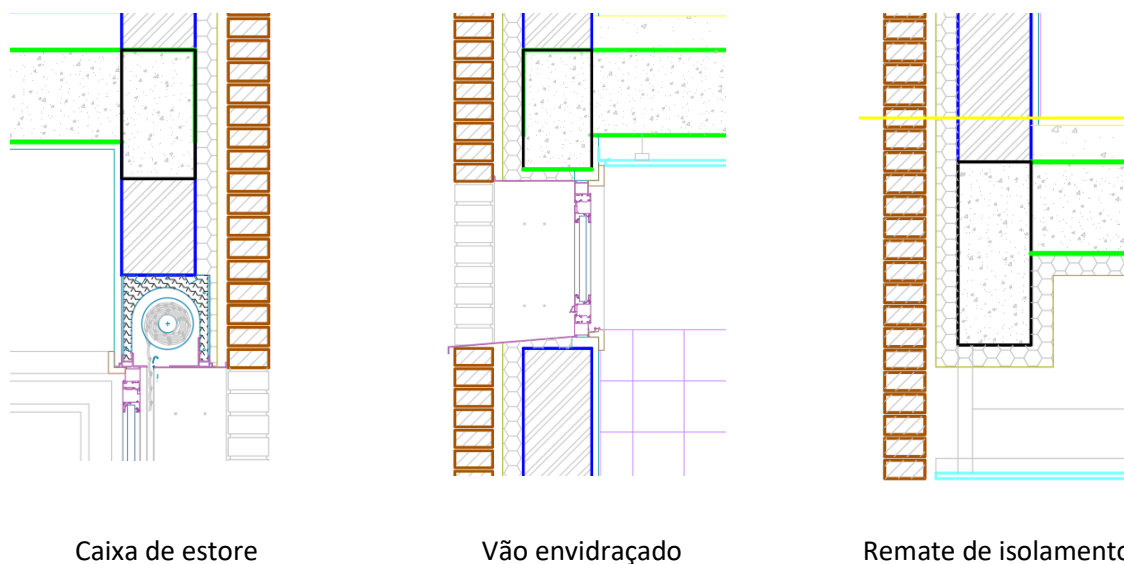


Figura 2-17 - Entrada para a zona de estacionamento (extrato da planta da cave)

As vigas embebidas em paredes de fachadas de edifícios estão limitadas em altura por diversos condicionamentos: geometria das zonas opacas, posicionamento de vão envidraçados ou aberturas, pormenores construtivos relativos, por exemplo, a remates de isolamento térmico ou acústico ou de tetos falsos, etc.

Na Figura 2-18 estão ilustrados alguns dos condicionamentos do edifício estudado e que foram tidos em conta. Um deles está relacionado com as caixas de estores que se situam 0,61m abaixo da cota de tosco das lajes de cobertura e do piso 2. No caso do rés do chão este espaço aumenta para 1,27m. No alçado Nascente o postigo da casa de banho limita a altura da viga a 0,35m. Nas zonas que os pisos superiores são mais salientes que o rés do chão, existe um espaço de 0,85m entre o tosco da laje e o teto falso.



Caixa de estore

Vão envidraçado

Remate de isolamento

Figura 2-18 – Condicionamento da altura das vigas das fachadas

Este edifício apresentava uma caixa de escadas de geometria irregular devido à introdução de uns armários técnicos no rés do chão que impossibilitaram a colocação de paredes de betão com continuidade em toda a altura do edifício (Figura 2-19).

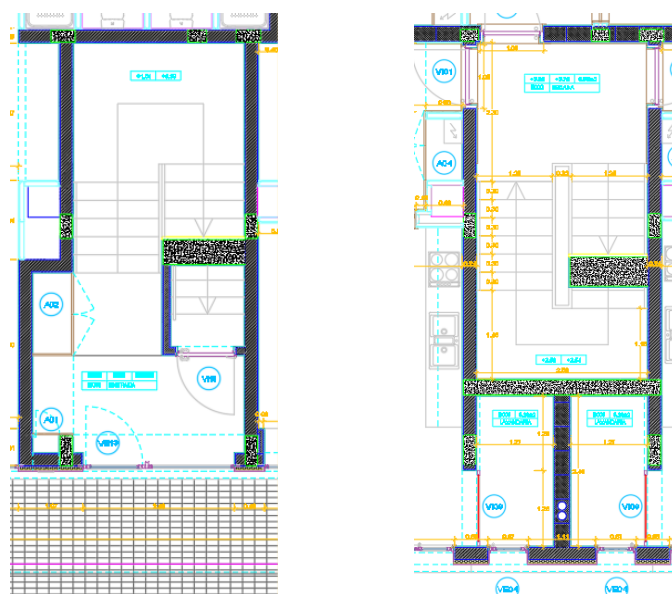


Figura 2-19 - Caixa de escadas: planta do rés do chão e planta do piso 1

CAPÍTULO 3

REGULAMENTAÇÃO E AÇÕES DE PROJETO

Neste capítulo são apresentados os vários regulamentos utilizados neste projeto, assim como as ações consideradas no dimensionamento e verificação estrutural.

Este projeto de estabilidade tem como bases regulamentares as normas portuguesas e europeias. Desta forma para cálculo de ações, combinações, dimensionamento e verificações de segurança foram consultados os seguintes documentos:

- NP EN 1990, 2009, EC0 – Eurocódigo 0: Bases Para o projeto de Estruturas;
- NP EN 1991-1-1, 2009, EC1 – Eurocódigo 1: Ações em estruturas;
 - Parte 1-1: Ações gerais – Pesos volúmicos, pesos próprios, sobrecarga em edifícios; (1)
 - Parte 1-4: Ações gerais – Ação do vento; (2)
- NP EN 1992-1-1, 2010, EC2 – Eurocódigo 2: Projeto de Estruturas de Betão Armado; (3)
- NP EN 1997-1, 2010, EC7 – Eurocódigo 7: Projeto Geotécnico; (4)
- NP EN 1998-1, 2010; EC8 – Eurocódigo 8: Projeto de Estruturas para Resistência aos Sismos;
 - Parte 1: Regras Gerais, ações sísmicas e regras para edifícios. (5)
- NP EN 206-1 – Betão;
 - Parte 1: Especificações, desempenho, produção e conformidade. (6)

O Eurocódigo 0 define como ação um conjunto de forças aplicadas à estrutura (ações diretas) ou então um conjunto de deformações ou acelerações impostas, como variações de temperatura ou de humidade, assentamentos diferenciais ou sismos (ações indiretas).

Estas são ainda classificadas pelo regulamento, de acordo com o seu tempo de atuação nas seguintes três categorias:

- Ação permanente (G) é aquela que está presente em toda a vida da estrutura como o seu peso próprio e restantes cargas permanentes;

- Ação variável (Q) é aquela que apresenta variações no seu período de atuação podendo estar no seu valor máximo ou não, como é o caso das sobrecargas, vento e neve.
- Ação de acidente (A) é aquela que ocorre num curto espaço de tempo como por exemplo um choque ou uma explosão.

3.1 AÇÕES PERMANENTES

Tendo em conta que as ações permanentes são aquelas que não apresentam variação da intensidade ao longo do tempo, neste projeto consideraram-se o peso próprio da estrutura e restantes cargas permanentes que englobam os revestimentos das lajes dos diferentes pavimentos, assim como paredes de fachada e paredes divisórias pesadas. Nesta categoria englobam-se também as ações geotécnicas provocadas pelo terreno nas paredes de contenção do piso enterrado.

O peso próprio dos vários elementos estruturais foi calculado automaticamente pelo programa de cálculo utilizado (*Robot*).

3.1.1 Restantes cargas permanentes

De seguida apresentam-se as restantes cargas permanentes consideradas neste projeto e a sua quantificação de acordo com os elementos apresentados nas peças desenhadas do projeto de arquitetura.

- Revestimentos do rés do chão

Tabela 3-1 – Cargas permanentes correspondentes a revestimentos na zona interior do rés do chão

Material	Espessura (m)	Peso	Carga
Cerâmica	0,02	16 kN/m ³	0,32 kN/m ²
Betão leve	0,10	8 kN/m ³	0,80 kN/m ²
Reboco	0,02	12 kN/m ³	0,24 kN/m ²
			1,36 kN/m ²

Tabela 3-2 - Cargas permanentes correspondentes a revestimentos na zona exterior do rés do chão

Material	Espessura (m)	Peso	Carga
Betão leve	0,07	8 kN/m ³	0,56 kN/m ²
Camada de proteção de gravilha ou seixo		1,20 kN/m ²	1,20 kN/m ²
Lajetas de betão com apoios descontínuos		1,00 kN/m ²	1,00 kN/m ²
			2,76 kN/m ²

- Piso 1

Tabela 3-3 – Cargas permanentes correspondentes a revestimentos no piso 1

Material	Espessura (m)	Peso	Carga
Cerâmica	0,02	16 kN/m ³	0,32 kN/m ²
Betão leve	0,10	8 kN/m ³	0,80 kN/m ²
Reboco	0,02	12 kN/m ³	0,24 kN/m ²
			1,36 kN/m ²

- Piso 2

Tabela 3-4 – Cargas permanentes correspondentes a revestimentos no piso 2

Material	Espessura (m)	Peso	Carga
Cerâmica	0,02	16 kN/m ³	0,32 kN/m ²
Betão leve	0,10	8 kN/m ³	0,80 kN/m ²
Reboco	0,02	12 kN/m ³	0,32 kN/m ²
			1,36 kN/m ²

- Cobertura

Tabela 3-5 – Cargas permanentes correspondentes a revestimentos na cobertura

Material	Carga
Cobertura invertida composta por camadas de isolamento, impermeabilização, betão de regularização e godo.	3,5 kN/m ²

A quantificação do peso de paredes teve em atenção o seu tipo. As paredes das fachadas, de divisão de frações, etc., constituídas por materiais mais pesados foram quantificadas por metro e colocadas a atuar na sua respetiva posição conforme o projeto de arquitetura.

- Paredes exteriores

Optou-se por realizar uma redução de 50% na quantificação do peso das paredes exteriores uma vez que as fachadas apresentam grandes vãos envidraçados.

Tabela 3-6 – Cargas permanentes correspondentes às paredes exteriores

Material	Espessura (m)	Altura (m)	Peso	Carga
Alvenaria de tijolo		2,75/3,45	2,80 kN/m ²	7,70/9,66 kN/m
Isolamento	0,06	2,75/3,45	0,40 kN/m ³	0,07/0,08 kN/m
Tijolo adobe	0,11	2,75/3,45	17 kN/m ³	5,14/6,45 kN/m
				12,91/16,19 kN/m
50%				6,5/8,1 kN/m

- Murete da cobertura

Tabela 3-7 – Cargas permanentes correspondentes ao murete da cobertura

Material	Espessura (m)	Altura (m)	Peso	Carga
Alvenaria de tijolo		1,05	2,80 kN/m ²	2,94 kN/m
Isolamento	0,06	1,05	0,40 kN/m ³	0,03 kN/m
Tijolo adobe	0,11	1,05	17 kN/m ³	1,96 kN/m
				4,93 kN/m

- Paredes divisórias das frações e escadas

Tabela 3-8 – Cargas permanentes das paredes divisórias das frações e escadas

Material	Altura (m)	Peso	Carga
Parede de tijolo cerâmico furado de 20 cm com reboco em ambas as faces	2,75/3,45	2,80 kN/m ²	7,70/9,66 kN/m

- Escadas

Nos desenhos fornecidos as lajes de escadas apresentam como revestimentos apenas uma camada de betão leve de 5cm na parte superior e uma camada de 2cm de reboco na face inferior. Contudo optou-se por considerar a mesma carga que nos pisos de habitação, com um valor de 1,36 kN/m². A este valor é necessário somar o peso próprio dos degraus. Para isso admitiu-se uma laje fictícia com espessura igual a

meia altura dos degraus. Como nem todos os lanços de escadas possuem a mesma altura de degrau (devido a questões arquiteturais), adotou-se um valor arredondado por excesso de 20cm. De onde resulta um peso de degraus de:

$$25 \times 0,1 = 2,5 \text{ kN/m}^2 \tag{3.1}$$

E um peso total das restantes cargas permanentes de

$$2,5 + 1,36 = 3,86 \text{ kN/m}^2 \tag{3.2}$$

A Tabela 3-9 apresenta o resumo das restantes cargas permanentes da estrutura.

Tabela 3-9 – Quadro resumo das cargas permanentes

Zona	Revestimentos	Fachadas	Divisórias
Rés do chão interior	1,36 kN/m ²	16,19 kN/m	9,66 kN/m
Rés do chão exterior	2,76 kN/m ²	-	-
Pisos 1 e 2	1,36 kN/m ²	12,91 kN/m	7,7 kN/m
Escadas	3,86 kN/m ²	-	-
Cobertura	3,5 kN/m ²	4,93 kN/m	-

3.1.2 Ação geotécnica

Neste projeto existe um piso enterrado até ao nível da cota superior da laje do pavimento de rés do chão como representado na Figura 3-1.

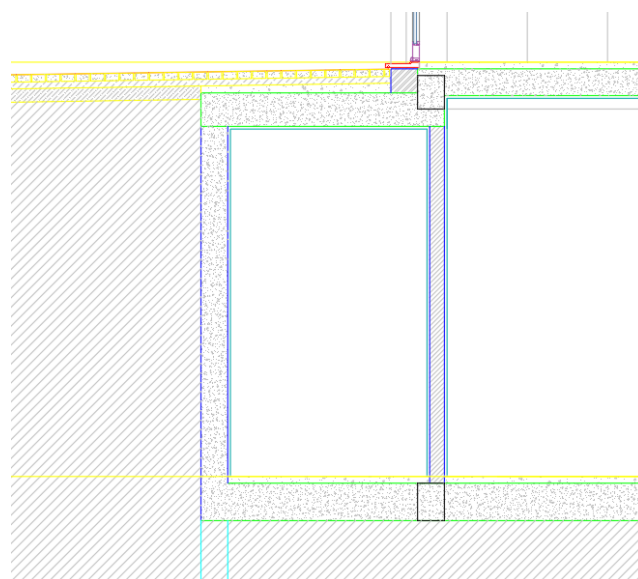


Figura 3-1 – Corte da cave

O Eurocódigo 7 define no ponto 9.5.2(1) que quando não se desenvolvem movimentos relativos entre a estrutura de suporte e o terreno, como é o caso em estudo, a pressão de terras deve ser calculada a partir do estado de tensão em repouso.

Para o cálculo dos impulsos em repouso, de acordo com o diagrama triangular de pressões, é necessário definir o coeficiente de impulso em repouso.

$$K_0 = (1 - \sin \phi'd) \quad (3.3)$$

onde:

K_0 — coeficiente de impulso em repouso;

$\phi'd$ — ângulo de atrito de cálculo.

Considerando um ângulo de atrito de cálculo de 30° resulta um K_0 de:

$$K_0 = (1 - \sin 30) = 0,50 \quad (3.4)$$

Para o cálculo dos impulsos das terras é necessário quantificar as tensões provocadas pelas condições do terreno. Começando pela tensão total vertical em repouso que se obtém somando a tensão vertical efetiva com a tensão da água:

$$\sigma_v = \sigma_v' + \mu \quad (3.5)$$

onde:

σ_v — tensão vertical total;

σ_v' — tensão vertical efetiva;

μ — tensão da água.

A tensão total vertical é calculada pela seguinte equação:

$$\sigma_v' = (\gamma - \gamma_w) \times h \quad (3.6)$$

onde:

γ — peso volúmico das terras;

γ_w — peso volúmico da água;

h — altura das terras.

Considerando um peso volúmico das terras de 19kN/m³ resulta:

$$\sigma_v = 19 \times 3.20 = 60.80 \text{ kN/m}^2 \quad (3.7)$$

A tensão provocada pela água é calculada pela seguinte equação:

$$\mu = \gamma_w \times h \quad (3.8)$$

onde:

γ_w — peso volúmico da água;

h — altura das terras.

Considerando que o nível freático se encontra a um nível inferior da estrutura.

$$\mu = 9.81 \times 0 = 0 \quad (3.9)$$

A tensão horizontal efetiva é obtida multiplicando a tensão vertical efetiva pelo coeficiente de impulso em repouso anteriormente calculado.

$$\sigma_h' = K_0 \times \sigma_v \quad (3.10)$$

onde:

σ_h' — tensão horizontal efetiva.

Assim, sabendo que a tensão a considerar no tardo do muro de contenção é:

$$\sigma_h' = 0,5 \times 60,80 = 30,40 \text{ kN/m}^2 \quad (3.11)$$

A tensão horizontal total, ou seja, o valor dos impulsos horizontais no tardo do muro de contenção, resulta da soma da tensão horizontal efetiva e da tensão da água:

$$\sigma_h = 30,40 + 0 = 30,40 \text{ kN/m}^2 \quad (3.12)$$

3.2 AÇÕES VARIÁVEIS

Tendo em conta que as ações variáveis são aquelas que apresentam variação da intensidade ao longo do tempo, neste projeto consideraram-se as sobrecargas que representam as ações provocadas pela utilização do edifício, a ação provocada pelo vento assim como a do sismo.

3.2.1 Sobrecarga

Os valores das sobrecargas quantificam-se com recurso ao Anexo Nacional do Eurocódigo 1. Neste distinguem-se as utilizações dos pavimentos em diferentes categorias como se pode ver na Tabela 3-10, que corresponde ao quadro 6.1 do Eurocódigo.

Tabela 3-10 – Categorias de utilização (1)

Categoria	Utilização específica	Exemplos
A	Actividades domésticas e residenciais	Salas em edifícios de habitação; quartos e enfermarias de hospitais; quartos de hotéis, cozinhas e lavabos.
B	Escritórios	
C	Locais de reunião (com excepção das utilizações correspondentes às categorias A, B e D) ¹⁾	<p>C1: Zonas com mesas, etc.; por exemplo, em escolas, cafés, restaurantes, salões de jantar, salas de leitura, recepções.</p> <p>C2: Zonas com assentos fixos; por exemplo, em igrejas, teatros ou cinemas, salas de conferências, salas de aulas, salas de reunião, salas de espera.</p> <p>C3: Zonas sem obstáculos para a movimentação de pessoas; por exemplo, em museus, salas de exposição, etc. e em acessos de edifícios públicos e administrativos, hotéis, hospitais, e em átrios de entrada de estações de comboio.</p> <p>C4: Zonas em que são possíveis actividades físicas; por exemplo, salões de dança, ginásios, palcos.</p> <p>C5: Zonas de possível acolhimento de multidões; por exemplo, edifícios para eventos públicos, tais como salas de concertos, salas para actividades desportivas incluindo bancadas, terraços e zonas de acesso; plataformas ferroviárias.</p>
D	Actividades comerciais	<p>D1: Zonas de lojas em geral.</p> <p>D2: Zonas de grandes armazéns.</p>
<p><i>1) Chama-se a atenção para 6.3.1.1(2), em particular para C4 e C5. Ver a EN 1990 quando for necessário considerar efeitos dinâmicos. Para a Categoria E, ver o Quadro 6.3.</i></p>		
<p><i>NOTA 1: Dependendo das utilizações previstas, as zonas que seriam normalmente classificadas como C2, C3 e C4 poderão ser classificadas como C5 por decisão do dono de obra e/ou do Anexo Nacional.</i></p>		
<p><i>NOTA 2: O Anexo Nacional poderá estabelecer subcategorias para A, B, C1 a C5, D1 e D2.</i></p>		
<p><i>NOTA 3: Ver 6.3.2 para zonas de armazenamento ou de actividades industriais.</i></p>		

No edifício em análise existe um piso destinado a comércio que será considerado categoria D, e dois destinados a habitação que correspondem à categoria A. Os valores das sobrecargas encontram-se no quadro 6.2, Tabela 3-11.

Tabela 3-11 – Sobrecargas em pavimentos, varandas e escadas de edifícios (1)

<i>Categorias de zonas carregadas</i>	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]
<i>Pavimentos</i>		
<i>Categoria A</i>	2,0	2,0
<i>Categoria B</i>	3,0	4,0
<i>Categoria C</i>		
<i>C1</i>	3,0	4,0
<i>C2</i>	4,0	4,0
<i>C3</i>	5,0	4,0
<i>C4</i>	5,0	7,0
<i>C5</i>	6,0	4,5
<i>Categoria D</i>		
<i>D1</i>	4,0	4,0
<i>D2</i>	5,0	6,0
<i>Varandas</i>	<i>Ver a Nota 1</i>	<i>Ver a Nota 3</i>
<i>Escadas</i>	<i>Ver a Nota 2</i>	<i>Ver a Nota 3</i>
<p><i>NOTA 1: Deve adoptar-se uma sobrecarga uniformemente distribuída idêntica à do pavimento adjacente, com um mínimo de 5,0 kN/m² numa faixa de 1 m de largura adjacente ao parapeito.</i></p> <p><i>NOTA 2: Deve adoptar-se uma sobrecarga uniformemente distribuída idêntica à do pavimento adjacente, com um mínimo de 3,0 kN/m².</i></p> <p><i>NOTA 3: Deve adoptar-se uma sobrecarga concentrada idêntica à do pavimento adjacente.</i></p>		

Foram também consideradas como sobrecarga o peso das paredes divisórias amovíveis, tal como preconizado pelo Eurocódigo 1. Aqui, no ponto 6.3.1.2 (8) é estabelecido que quando o pavimento possui uma constituição que permita uma distribuição eficaz de cargas, o peso próprio das paredes divisórias amovíveis pode ser considerado como uma carga uniformemente distribuída, q_k , que deve ser adicionada à sobrecarga do pavimento. Essa carga uniformemente distribuída depende do peso próprio das divisórias, tomando os seguintes valores:

- Para divisórias amovíveis com um peso próprio $\leq 1,0$ kN/m de comprimento de parede: $q_k=0,5$ kN/m²;
- Para divisórias amovíveis com um peso próprio > 1 kN/m e $\leq 2,0$ kN/m de comprimento de parede: $q_k=0,8$ kN/m²;
- Para divisórias amovíveis com um peso próprio $> 2,0$ kN/m e ≤ 3 kN/m de comprimento de parede: $q_k=1,2$ kN/m².

Como o peso próprio das divisórias do projeto se encontra entre 2,0 e 3,0 kN/m (ver Tabela 3-12) de comprimento de parede foi considerada uma carga uniformemente distribuída, q_k , de 1,20 kN/m².

Tabela 3-12 – Cargas permanentes das paredes divisórias interiores

Material	Espessura	Altura (m)	Peso	Carga
4 painéis de gesso cartonado	-	2,75/3,45	0,80 kN/m ²	2,20/2,76 kN/m

Para as escadas o Eurocódigo define que se deve adotar uma sobrecarga uniformemente distribuída idêntica à do pavimento adjacente com um mínimo de 3,0 kN/m².

Relativamente às sobrecargas da cobertura não acessível o Anexo Nacional apresenta o quadro 6.10, Tabela 3-13. Apesar deste indicar uma sobrecarga de 0,4 kN/m² optou-se por um valor de 1 kN/m² de forma a contabilizar uma possível colocação de equipamentos.

Tabela 3-13 – Sobrecarga da cobertura. (1)

Cobertura	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]
Categoria H	0,4	1,0

NOTA: A sobrecarga uniformemente distribuída q_k pode actuar em toda ou em parte da área da cobertura.

Daqui resulta o seguinte quadro resumo com as sobrecargas das diferentes zonas:

Tabela 3-14 – Quadro resumo das sobrecargas

Zona	Sobrecarga	Paredes divisórias amovíveis
Rés do chão	4 kN/m ²	1,20 kN/m ²
1º e 2º pisos	2 kN/m ²	1,20 kN/m ²
Escadas	3 kN/m ²	
Cobertura	1 kN/m ²	

3.2.2 Ação do vento

A quantificação da ação do vento foi realizada de acordo com o Eurocódigo 1 Parte 1-4 (5), seguindo as indicações aí referidas para obter o valor final da ação no edifício em estudo.

Começou-se por definir a zona onde o edifício se encontra. O regulamento apresenta o país diferenciado em duas zonas. A zona A consiste na generalidade do território, exceto as regiões pertencentes à zona B.

A zona B consiste nos arquipélagos dos Açores e da Madeira e regiões do continente situadas numa faixa costeira com 5 km de largura ou altitudes superiores a 600 m.

O edifício em estudo localiza-se em Cepelos no concelho de Amarante, distrito do Porto, estando assim a uma distância superior que 5 km da faixa costeira e a uma altitude inferior a 600m. Assim concluiu-se que se encontra na zona A, apresentando um valor básico da velocidade de referência do vento, $v_{b,0}$, com um valor de 27 km/h.

O valor de referência da velocidade do vento, v_b é afetado por dois coeficientes, um correspondente à direção e outro à sazonalidade.

$$v_b = c_{dir} \times c_{season} \times v_{b,0} \quad (3.13)$$

onde:

v_b — valor de referência da velocidade do vento, definido em função da direção do vento e da época do ano a uma altura de 10 m acima da superfície de um terreno de categoria II;

c_{dir} — coeficiente de direção;

c_{season} — coeficiente de sazão;

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

O valor recomendado pelo Eurocódigo para C_{dir} e para C_{season} é de 1.0, estando sujeito a alterações de acordo com os anexos nacionais de cada país, o que resulta num valor base igual ao valor de referência.

$$v_b = v_{b,0} \quad (3.14)$$

De seguida efetuou-se o cálculo da pressão dinâmica de referência.

$$q_b = 0.5 \times \rho \times v_b^2 = 0,5 \times 1,25 \times 27^2 = 455,63 \text{ Pa} \quad (3.15)$$

onde:

ρ — massa volúmica do ar, a qual depende da altitude, da temperatura e da pressão atmosférica para a região, sendo o valor recomendado de 1.25 Kg/m³.

Com o valor da pressão dinâmica de referência passou-se ao cálculo da pressão dinâmica de pico, q_p , onde se afeta o valor anteriormente calculado por um coeficiente de exposição que depende da altura do edifício, assim como a categoria do terreno. Na Tabela 3-15 apresentam-se as quatro diferentes categorias de terreno, tendo sido considerado que o edifício se encontra numa categoria II.

Tabela 3-15 - Categorias do terreno (2)

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

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

Tendo em conta que o terreno é de categoria II e a altura do edifício é 10,75 m, através do gráfico apresentado na Figura 3-2 resulta um coeficiente com o valor de 2,35.

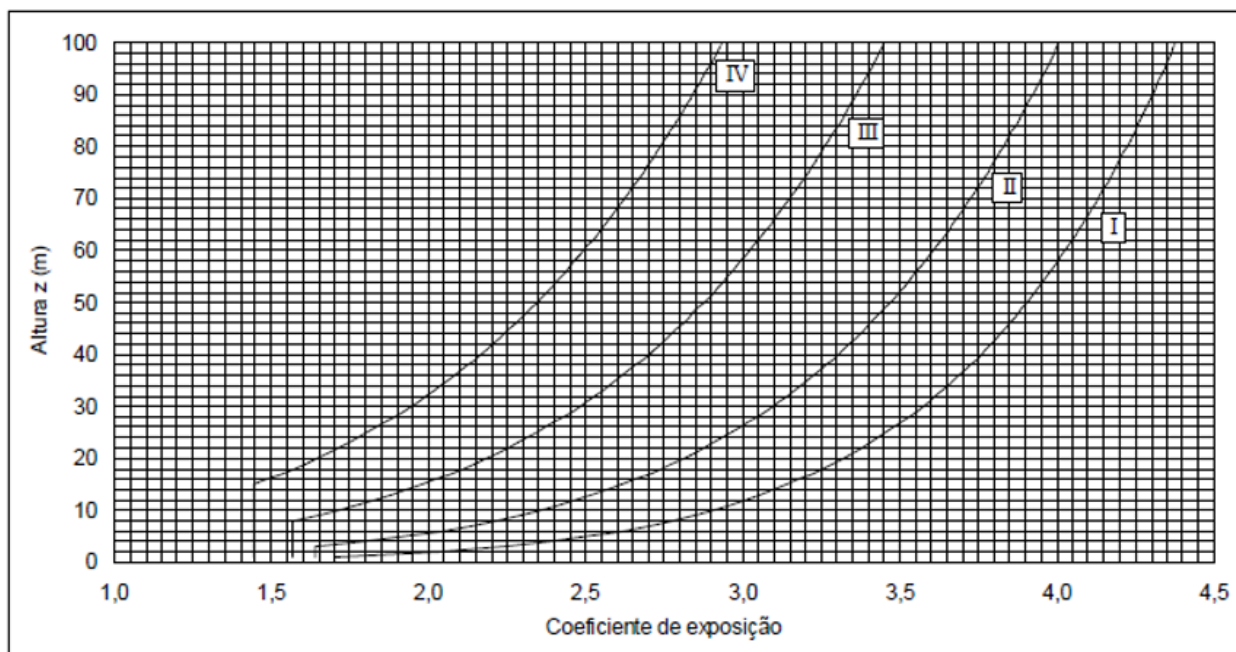


Figura 3-2 - Coeficiente de exposição, Ce(z) (2)

$$q_p = c_e(z) \times q_b = 2,35 \times 455,63 = 1,07 \text{ kPa} \tag{3.16}$$

De seguida, realizou-se o cálculo das pressões exteriores através da seguinte formula:

$$w_e = q_p(z_e) \times c_{pe} \tag{3.17}$$

onde:

(z_e) — altura de referência para a pressão exterior;

c_{pe} — coeficiente de pressão exterior.

Este fator depende da geometria do edifício tendo-se considerado que em planta se trata de um retângulo de 26,75 m por 18,11 m e uma altura de 10,75 m. A relação entre a altura e o comprimento da fachada influencia o valor da pressão dinâmica de referência como ilustrado na Figura 3-3. No caso em estudo, ambos os comprimentos das fachadas são superiores à altura do edifício, o que resulta numa pressão constante em toda a altura.

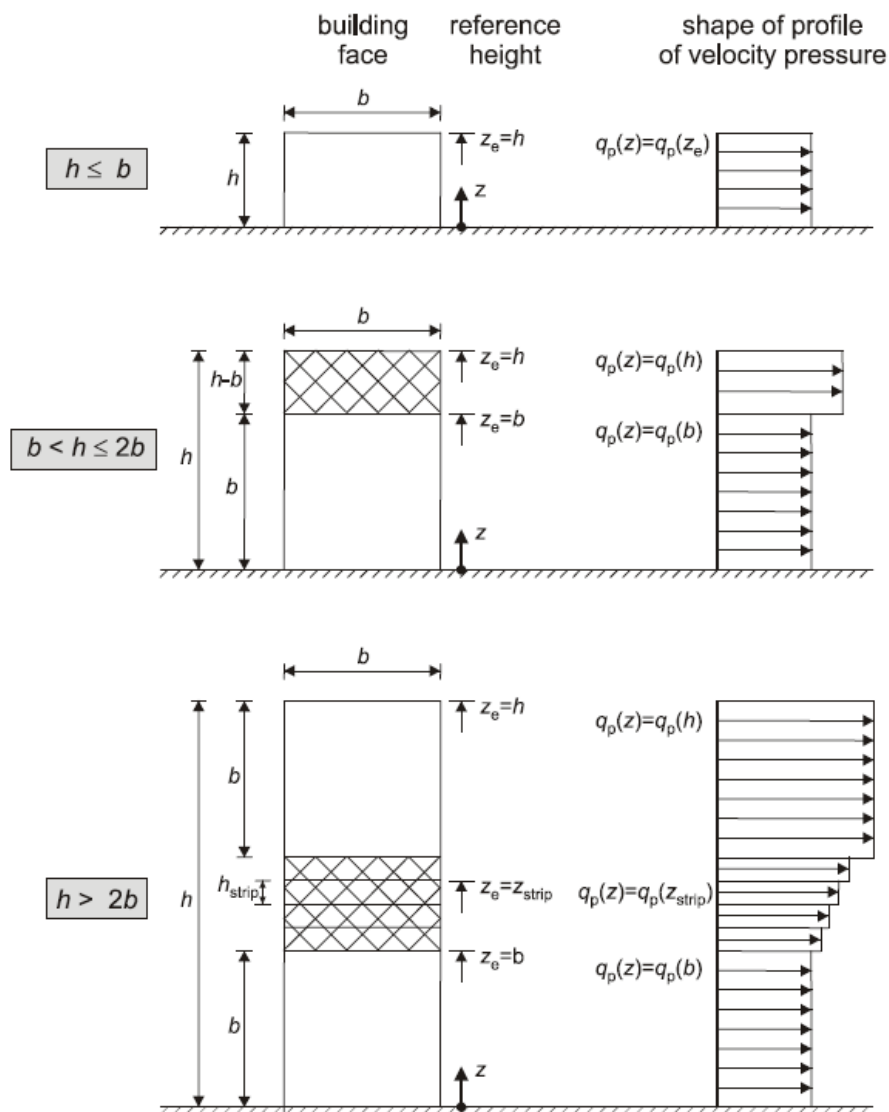


Figura 3-3 – Altura de referência em função de h e b (2)

O passo seguinte foi a identificação das zonas de cálculo como demonstrado na Figura 3-4.

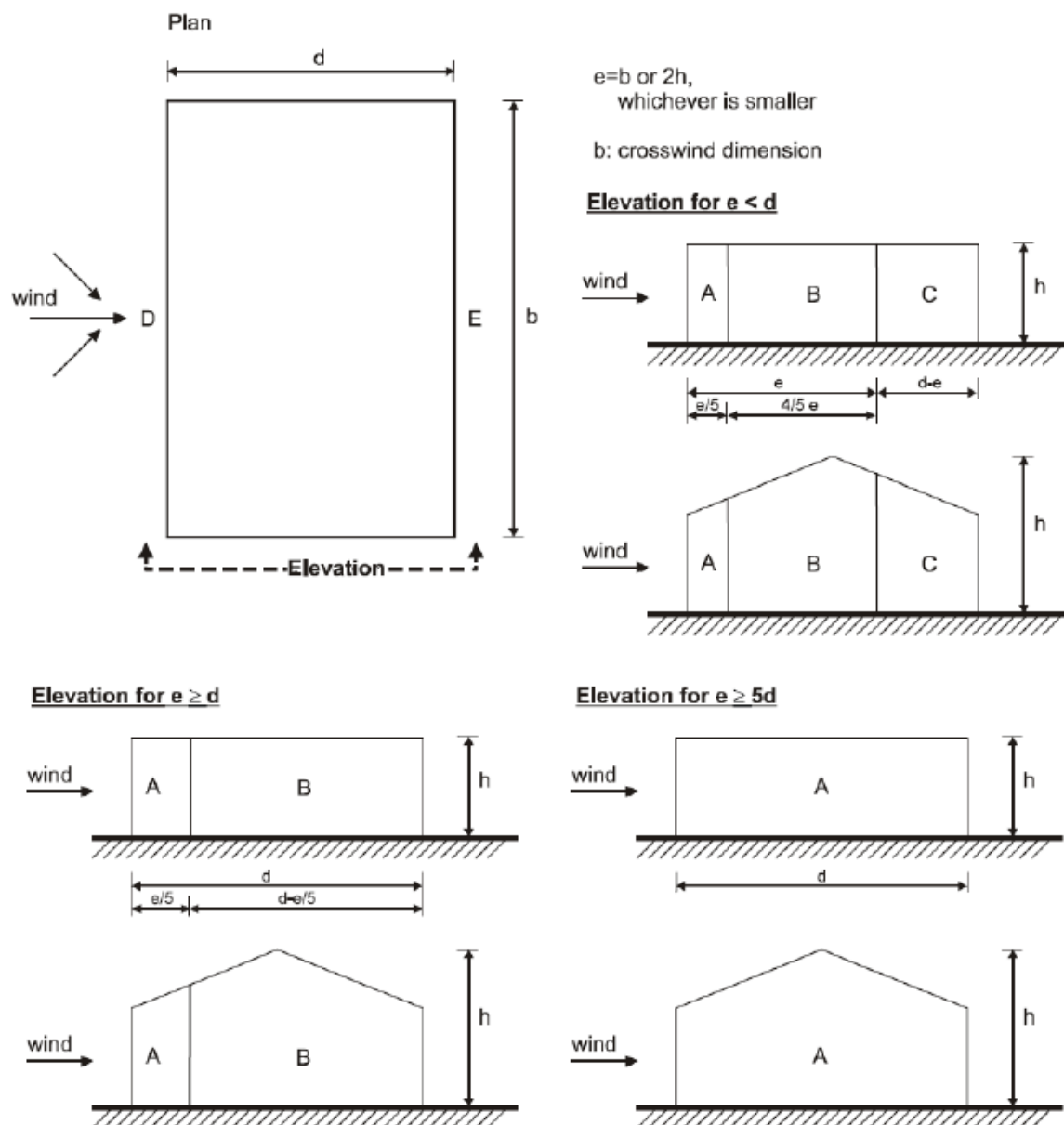


Figura 3-4 – Zonas de cálculo do Cpe (2)

Este estudo foi realizado com o vento a atuar nas duas direções. Considerando a direção x a correspondente ao vento a atuar na fachada maior e a direção y na menor, resultou o seguinte quadro resumo dos cálculos da figura anterior:

Tabela 3-16 – Dados da geometria do edifício

	Direção x	Direção y
h	10,75	10,75
d	26,75	18,11
e	18,11	21,50

CAPÍTULO 4

Como na direção x o valor de **e** é maior que **d**, as zonas são A, B, D, E e na direção y a situação inverte-se resultando nas zonas A, B, C, D, E.

Outro fator que influencia este cálculo é a dimensão da fachada. O Eurocódigo apresenta uma tabela com valores para elementos de 1 m² e 10 m². Neste caso foi considerado que os elementos apresentavam uma área superior a 10m² sendo que se utilizam os valores de $c_{pe,10}$ da Tabela 3-17. Estes valores dependem ainda de um fator h/d que para a direção x tem o valor de 0,40 e 0,60 na direção y.

Tabela 3-17 - Valores recomendados dos coeficientes de pressão exterior (2)

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

Daqui resultaram os valores de coeficiente de pressão exterior apresentados na Tabela 3-18.

Tabela 3-18 - Valores de coeficiente de pressão exterior

Zona	Direção x	Direção y
A	-1,20	-1,20
B	-0,80	-0,80
C	-0,50	
D	+0,72	+0,75
E	-0,34	-0,39

Multiplicando os coeficientes pela pressão dinâmica resultaram os valores das pressões exteriores apresentados na Tabela 3-19.

Tabela 3-19 - Valores das pressões exteriores

Zona	Direção x	Direção y
A	-1,28	-1,28
B	-0,86	-0,86
C	-0,54	
D	+0,77	+0,80
E	-0,36	-0,42

O valor final da ação do vento resultou da soma vetorial das pressões das zonas D e E

$$w_{ex} = 0,77 + 0,36 = 1,13 \text{ kN/m}^2 \quad (3.18)$$

$$w_{ey} = 0,80 + 0,42 = 1,22 \text{ kN/m}^2 \quad (3.19)$$

Estas ações foram introduzidas no programa de cálculo recorrendo a *claddings* que assumem o papel das fachadas na transmissão dos esforços à estrutura. Na direção x o vento atua no lado maior e na y no lado menor.

3.2.3 Ação da neve

Tendo em conta a localização do edifício optou-se por desprezar o efeito da ação da neve, uma vez que este efeito teria um peso muito reduzido quando comparado com as restantes cargas.

3.2.4 Ação sísmica

Outro efeito a considerar é a ação sísmica, que tem uma importância considerável em Portugal, devido à sua proximidade da fronteira entre as placas tectónicas Euroasiática e Africana. Existe ainda a fronteira destas com a placa Norte americana, elevando o risco de acontecimento sísmico. Por estas razões torna-se necessário ter em conta este efeito em qualquer projeto.

A ação sísmica simula um fenómeno natural bastante impressionante. O seu estudo consiste numa análise que tem em conta as três direções x, y e z. No entanto, o estudo da ação sísmica na direção z é muitas vezes desprezável, apenas sendo importante quando na estrutura existem elementos em consola que poderão entrar em ressonância ou pilares a apoiar em vigas.

Os edifícios são classificados de acordo com requisito de não colapso assim como a limitação de danos, em função das consequências do colapso em termos de vidas humanas, da sua importância para a segurança pública e para a proteção civil imediatamente após o sismo e das consequências sociais e económicas do colapso. Desta análise resultam quatro classes de edifícios e obras de engenharia civil, como indicado Tabela 3-20, sendo que o edifício em estudo é considerado de classe de importância II, pois trata-se de um edifício corrente de habitação. O Eurocódigo dita que para um edifício de classe de importância II, o valor do coeficiente de importância assume o valor unitário como se pode ver na Tabela 3-21

Tabela 3-20 – Classes de importância para edifícios (3)

Classe de importância	Edifícios
I	Edifícios de importância menor para a segurança pública, como por exemplo edifícios agrícolas, etc.
II	Edifícios correntes, não pertencentes às outras categorias.
III	Edifícios cuja resistência sísmica é importante tendo em vista as consequências associadas ao colapso, como por exemplo escolas, salas de reunião, instituições culturais, etc.
IV	Edifícios cuja integridade em caso de sismo é de importância vital para a protecção civil, como por exemplo hospitais, quartéis de bombeiros, centrais eléctricas, etc.

Tabela 3-21 – Coeficientes de importância (3)

Classe de Importância	Acção sísmica Tipo 1	Acção sísmica Tipo 2	
		Continente	Açores
I	0,65	0,75	0,85
II	1,00	1,00	1,00
III	1,45	1,25	1,15
IV	1,95	1,50	1,35

Segundo o Eurocódigo 8 existem vários tipos de terreno como ilustrado na Tabela 3-22 Tabela 3-22 – Tipos de terreno. No projeto em estudo desconhece-se o terreno em que o edifício vai ser construído, pelo que se considera que é um terreno menos favorável, ou seja, tipo D.

Tabela 3-22 – Tipos de terreno (3)

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

Com o tipo de terreno determinado, consultou-se o regulamento de modo a obter os diferentes parâmetros definidores do espectro de resposta elástico horizontal. Na Tabela 3-23 e Tabela 3-24 encontram-se esses parâmetros para a ação tipo 1 e tipo 2 respetivamente.

Tabela 3-23 – Valores dos parâmetros definidores do espectro de resposta elástico horizontal para a ação tipo 1 (3)

Tipo de terreno	S_{max}	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
A	1,0	0,1	0,6	2,0
B	1,35	0,1	0,6	2,0
C	1,6	0,1	0,6	2,0
D	2,0	0,1	0,8	2,0
E	1,8	0,1	0,6	2,0

Tabela 3-24 - Valores dos parâmetros definidores do espectro de resposta elástico horizontal para a ação tipo 2 (3)

Tipo de terreno	S_{max}	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
A	1,0	0,1	0,25	2,0
B	1,35	0,1	0,25	2,0
C	1,6	0,1	0,25	2,0
D	2,0	0,1	0,3	2,0
E	1,8	0,1	0,25	2,0

O Eurocódigo define dois tipos de ação sísmica de acordo com a sua origem, classificando como afastado ou próximo, respetivamente Tipo 1 e Tipo 2. A ação sísmica Tipo 1 representa uma ação sísmica com epicentro na região atlântica. A ação sísmica Tipo 2 representa uma ação sísmica com epicentro no território continental ou no arquipélago dos Açores.

O anexo NA.1 da norma apresenta o zonamento sísmico de Portugal e distingue para cada tipo de ação sísmica uma zona sísmica correspondente, 6 para ações do Tipo 1 e 5 para ações do Tipo 2, como demonstrado na Figura 3-5. O edifício em estudo localiza-se em Amarante o que resulta nas zonas 1.6 e 2.5.

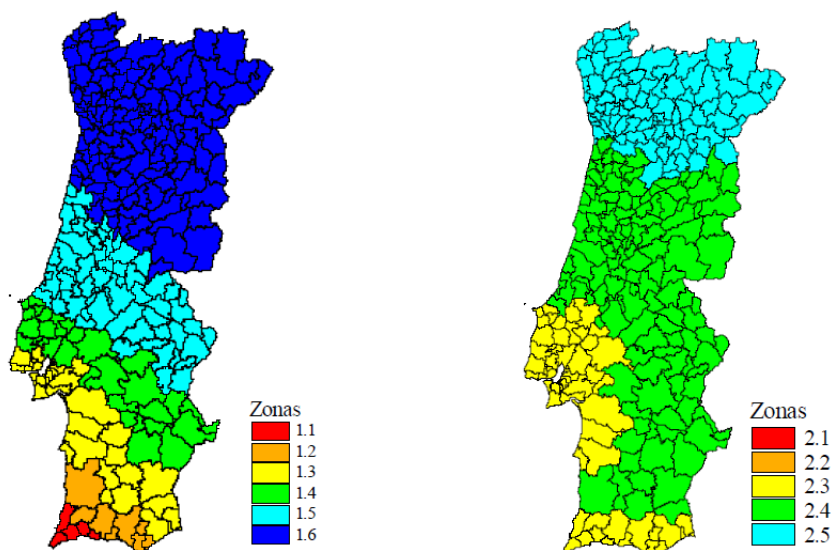


Figura 3-5 – Zonamento sísmico em Portugal Continental (3)

As zonas anteriormente indicadas possuem um valor de referência da aceleração máxima à superfície do terreno, que corresponde ao período de retorno de referência da ação sísmica para o requisito de não colapso. Da Tabela 3-25, verifica-se que as acelerações para a ação sísmica tipo 1 e tipo 2 são respetivamente 0,35 e 0,80 m/s^2 .

Tabela 3-25 – Aceleração máxima de referência nas várias zonas sísmicas (3)

Acção sísmica Tipo 1		Acção sísmica Tipo 2	
Zona Sísmica	a_{gR} (m/s^2)	Zona Sísmica	a_{gR} (m/s^2)
1.1	2,5	2.1	2,5
1.2	2,0	2.2	2,0
1.3	1,5	2.3	1,7
1.4	1,0	2.4	1,1
1.5	0,6	2.5	0,8
1.6	0,35	–	–

Os valores dos deslocamentos obtidos no espectro de cálculo devem ser afetados pelo coeficiente de comportamento, de modo a obter os deslocamentos reais. Este coeficiente tem em conta a capacidade da estrutura de dissipar energia e calcula-se da seguinte forma:

$$q = q_0 \times k_w \geq 1,5 \tag{3.20}$$

onde:

q_0 — coeficiente de comportamento de referência;

k_w — coeficiente que reflete o modo de rotura predominante nos sistemas estruturais de paredes.

Tabela 3-26 – Valor básico do coeficiente de comportamento de referência para sistemas regulares em altura (3)

Tipo estrutural	DCM	DCH
Sistema porticado, sistema misto, sistema de paredes acopladas	$3,0\alpha_w/\alpha_l$	$4,5\alpha_w/\alpha_l$
Sistema de paredes não acopladas	3,0	$4,0\alpha_w/\alpha_l$
Sistema torsionalmente flexível	2,0	3,0
Sistema de pêndulo invertido	1,5	2,0

Quando o fator de majoração, α_w/α_l , não for avaliado através de um cálculo expedito, o Eurocódigo 8 indica que para edifícios regulares em planta, com pórticos com vários tramos e de vários pisos, deve adotar-se o valor de 1,3. A norma indica ainda que, para sistemas porticados, o coeficiente k_w assume valor unitário. De onde resulta um valor do coeficiente de comportamento de :

$$q = (3,0 \times 1,3) \times 1,0 = 3,9 \tag{3.21}$$

Com os elementos anteriormente mencionados, o Eurocódigo 8 define o espectro de cálculo através das seguintes fórmulas:

$$0 \leq T \leq T_B: S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2.5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (3.22)$$

$$T_B \leq T \leq T_C: S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \quad (3.23)$$

$$T_C \leq T \leq T_D: S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \frac{T_C}{T} \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (3.24)$$

$$T_D \leq T: S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \frac{T_C T_D}{T^2} \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (3.25)$$

onde:

S_d — espectro de cálculo;

T — período de vibração;

a_g — aceleração de projeto à superfície para um terreno do tipo A;

T_B — limite inferior do período no patamar de aceleração espectral constante;

T_C — limite superior do período no patamar de aceleração espectral constante;

T_D — valor que define no espectro o início do ramo de deslocamento constante;

S — coeficiente de solo;

β — coeficiente correspondente ao limite inferior do espectro de cálculo horizontal.

O cálculo dos espectros de resposta foi realizado com recurso a uma folha de Excel desenvolvida pelo aluno André Santos, nº 1970780. A partir da informação anteriormente mencionada, aquela folha de Excel calcula os espectros de cada ação sísmica e a sua envolvente, como ilustrado na Figura 3-6. Esta informação pode ser exportada para o programa de cálculo *Robot Structural Analysis Professional*, permitindo uma modelação simples da ação sísmica.

NP EN 1998-1 (2010)
Espectros de Resposta Horizontais, para a Análise Elástica Linear

Dados da Estrutura:

Local da Obra, Concelho:	Amarante		
Código do Município:	1301		
Tipo de Terreno:	D	Descrição:	Depósitos de solos não coesivos de compacidade baixa a média (com ou sem alguns estratos de solos coesivos moles), ou de solos predominantemente coesivos de consistência mole a dura.
Classe de Importância:	II	Descrição:	Edifícios correntes, não pertencentes às outras categorias.
Coefficiente de Amortecimento (ξ):	5%		{5.2.2(1)P}
Tipo Estrutural:	Pórtico, estrutura mista ou paredes acopladas {5.2.2.2(2)}		
Sistema Regular em altura:	Sim	Características do Edifício:	Edifícios de vários pisos e vários vãos $a_u / a_1 = 1.30$ $q_0 = 3.90$ $kw = 1.00$
Coefficiente de Comportamento (q):	3.90		{5.2.2.2(1)}

Espectros de Resposta Horizontais, para a Análise Elástica:

Ação Sísmica TIPO 1

Zona:	1.6	{NA - 3.2.1(2)}
a_{gR} :	0.35	{NA - 3.2.1(2)}
γ_I :	1.00	{NA - 4.2.5(5)P}
a_g :	0.35	{3.2.2.2(1)}
S:	2.00	{NA - 3.2.2.2(2)P}
S_{max} :	2.00	{NA - 3.2.2.2(2)P}
TB (s):	0.10	{NA - 3.2.2.2(2)P}
TC (s):	0.80	{NA - 3.2.2.2(2)P}
TD (s):	2.00	{NA - 3.2.2.2(2)P}
η :	1.00	{3.2.2.2(3)}
β :	0.20	

Ação Sísmica TIPO 2

Zona:	2.5	{NA - 3.2.1(2)}
a_{gR} :	0.80	{NA - 3.2.1(2)}
γ_I :	1.00	{NA - 4.2.5(5)P}
a_g :	0.80	{3.2.2.2(1)}
S:	2.00	{NA - 3.2.2.2(2)P}
S_{max} :	2.00	{NA - 3.2.2.2(2)P}
TB (s):	0.10	{NA - 3.2.2.2(2)P}
TC (s):	0.30	{NA - 3.2.2.2(2)P}
TD (s):	2.00	{NA - 3.2.2.2(2)P}
η :	1.00	{3.2.2.2(3)}
β :	0.20	

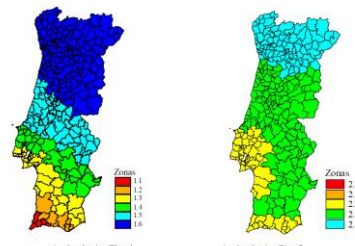
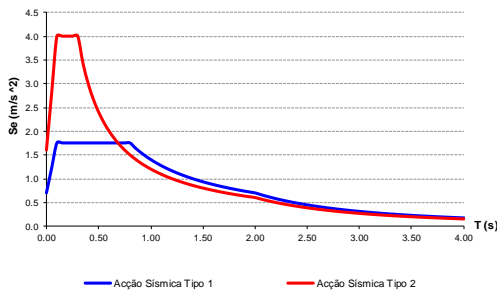
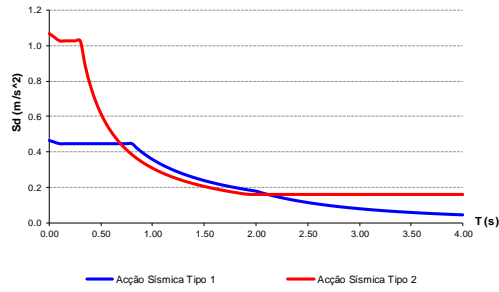


Figura NA.1 – Zonamento sísmico em Portugal Continental

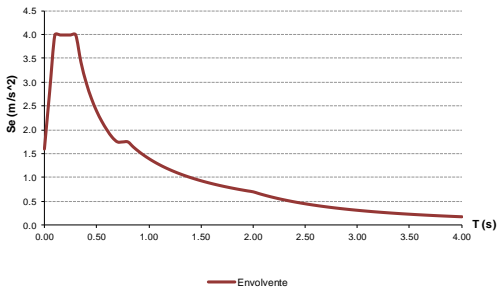
Espectro de Resposta Elástico Horizontal $S_e(T)$



Espectro de Cálculo $S_d(T)$, Resposta Horizontal



Envoltório do Espectro de Resposta Elástico Horizontal $S_e(T)$



Envoltório do Espectro de Cálculo $S_d(T)$, Resposta Horizontal

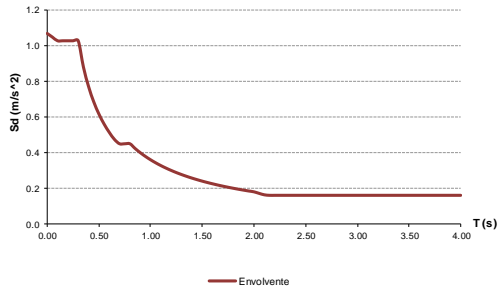


Figura 3-6 – Espectros elásticos e de cálculo sísmico

CAPÍTULO 4

MODELAÇÃO

4.1 SOLUÇÃO ESTRUTURAL

Após a realização da análise dos elementos desenhados fornecidos pela arquitetura e com um sólido conhecimento dos seus condicionamentos, teve início a elaboração da solução estrutural. Na realização deste projeto, foram estudadas duas opções estruturais, tendo em conta as seguintes diretrizes:

- Respeito pela arquitetura apresentada;
- Escolha criteriosa dos vãos a adotar para os elementos estruturais, tendo em conta as suas condicionantes;
- Otimização das soluções estruturais, garantindo assim a economia das soluções globais;
- Cumprimento integral dos regulamentos e dos critérios de segurança de forma a obter um bom comportamento estrutural de todos os elementos;
- Escolha de soluções estruturais de simples execução e correntes para minorar o custo de execução da obra.

Ambas as abordagens consideradas consistem numa estrutura de betão armado, sendo uma com lajes aligeiradas assentes em vigas e outra com lajes maciças fungiformes.

Para uma melhor perceção da adequabilidade da solução estrutural à arquitetura fornecida, optou-se por utilizar o *Revit* para a modelação da estrutura. Esta ferramenta informática é um *software* BIM de arquitetura e engenharia que permite representar edifícios e os seus componentes em 3D, facilitando assim a verificação da conformidade das várias soluções estruturais com os condicionamentos da arquitetura.

Numa primeira modelação, ainda sem ter sido realizado qualquer dimensionamento dos elementos estruturais e tendo em conta somente o seu posicionamento, foram utilizados pilares com secção quadrangular com 20 cm de aresta e vigas retangulares de 20x35 cm e lajes de 25cm de espessura.

No *Revit* começou-se por criar os diferentes pisos, tendo sido feita a importação das várias plantas da arquitetura (ver Figura 4-1) . Estas foram devidamente sobrepostas para que não houvesse desfasamentos e assim permitir o correto posicionamento dos elementos estruturais.

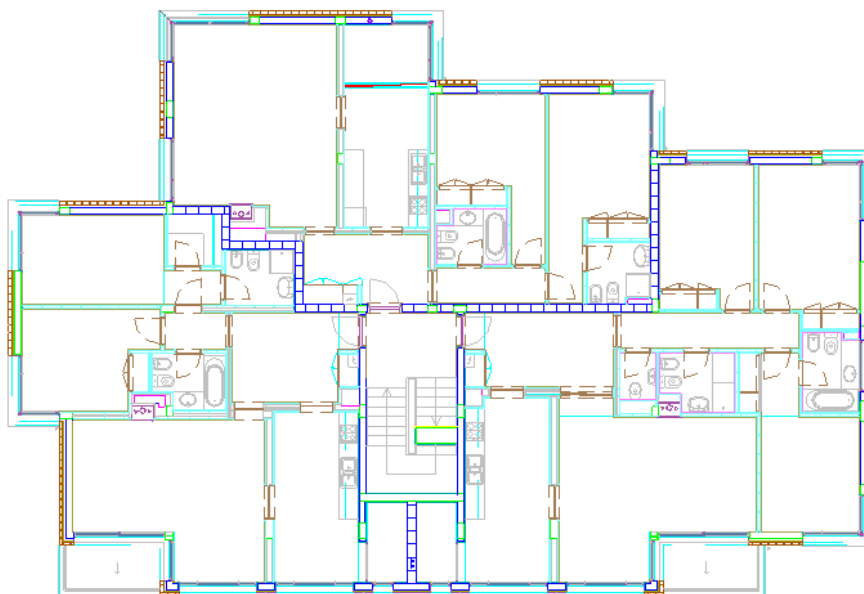


Figura 4-1 – Planta de arquitetura do piso 1 e 2 no *Revit*

A caixa de escadas do edifício em estudo não é regular em altura, sendo mais larga no rés do chão (ver Figura 4-2). Assim optou-se por substituir algumas paredes por pórticos, o que também facilitou o posicionamento das aberturas para acesso às habitações. Relativamente à estrutura horizontal, para além das vigas que dão apoio às lajes dos pisos, foram introduzidas outras que suportam as lajes dos patamares intermédios. Após análise de todos os condicionamentos referidos, chegou-se à solução apresentada na Figura 4-3.

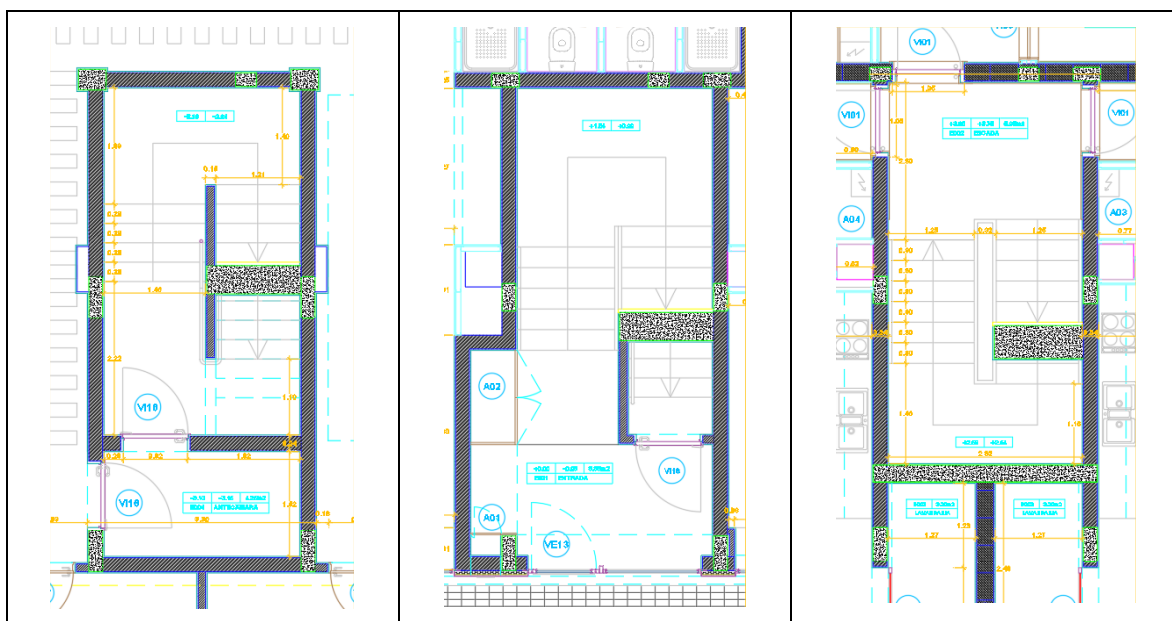


Figura 4-2 – Condicionamentos da caixa de escadas

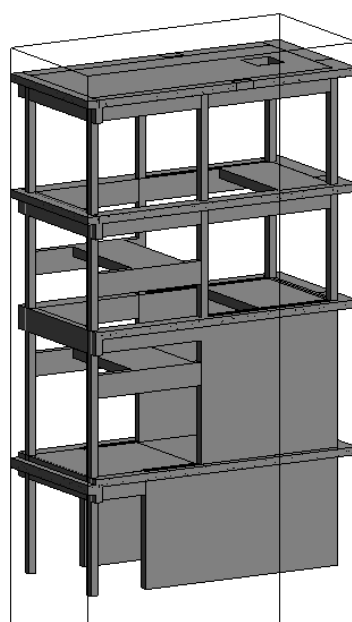


Figura 4-3 – Solução para a caixa de escadas (Revit)

Como anteriormente referido, foram consideradas duas soluções estruturais para o edifício: uma composta por pilares e lajes fungiformes e outra com lajes apoiadas em vigas. Na Figura 4-6 e Figura 4-7 estão representados os modelos desenvolvidos no Revit.

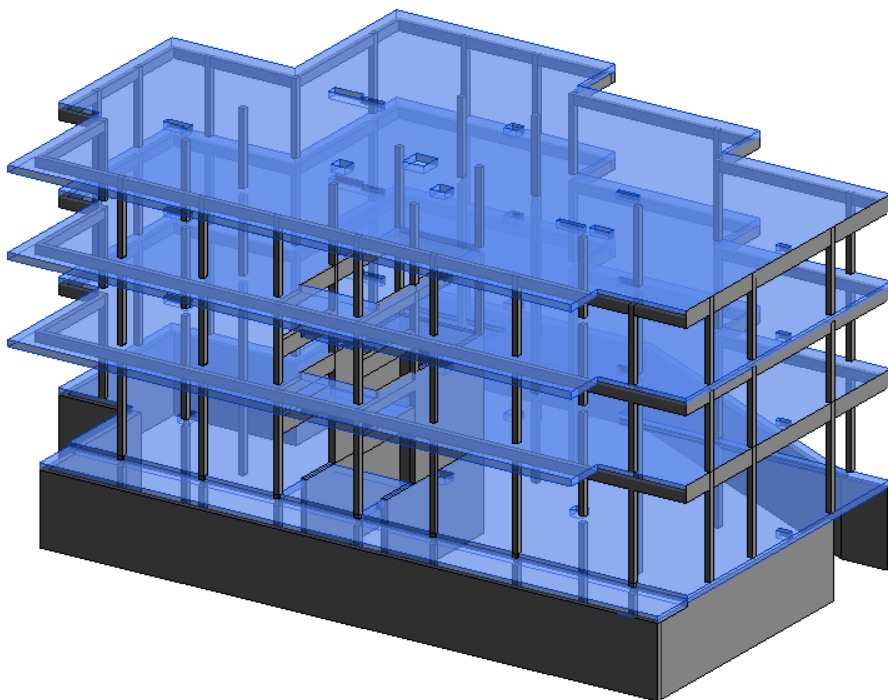


Figura 4-4 – Modelação no *Revit* da estrutura com lajes fungiformes

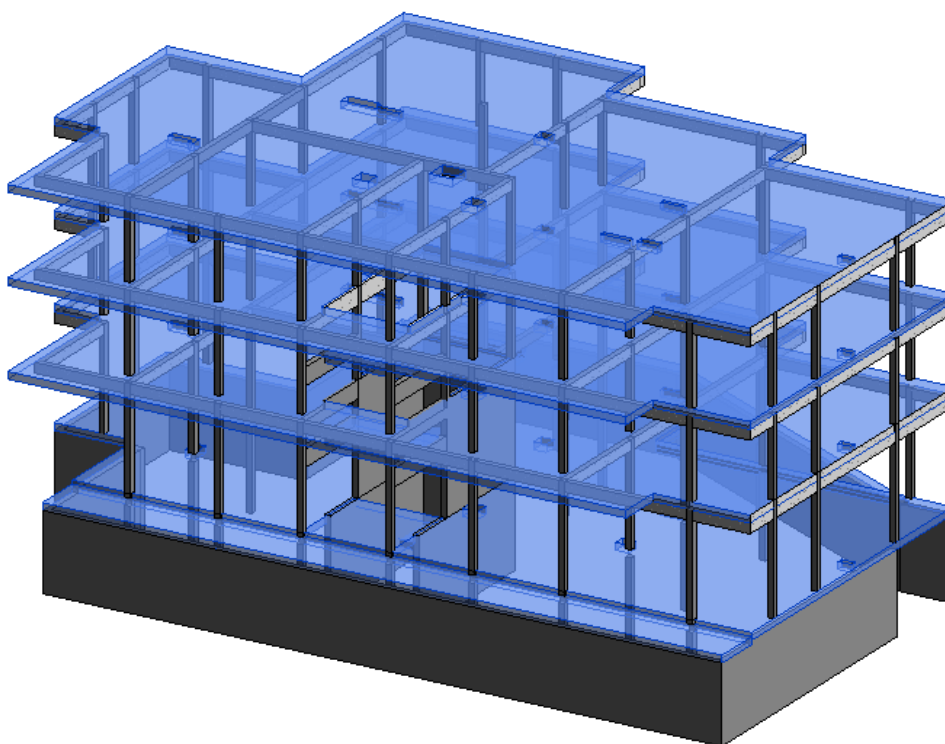


Figura 4-5 - Modelação no *Revit* da estrutura com lajes apoiadas em vigas

O programa *Robot* permite importar estes modelos, criando automaticamente todas as barras (pilares e vigas) e painéis (paredes e lajes), assumindo também as características que aqueles possuíam no *Revit* (secção transversal, espessuras, materiais, etc.). Na Figura 4-6 e

Figura 4-7 podem ver-se os modelos no *Robot* após a sua importação.

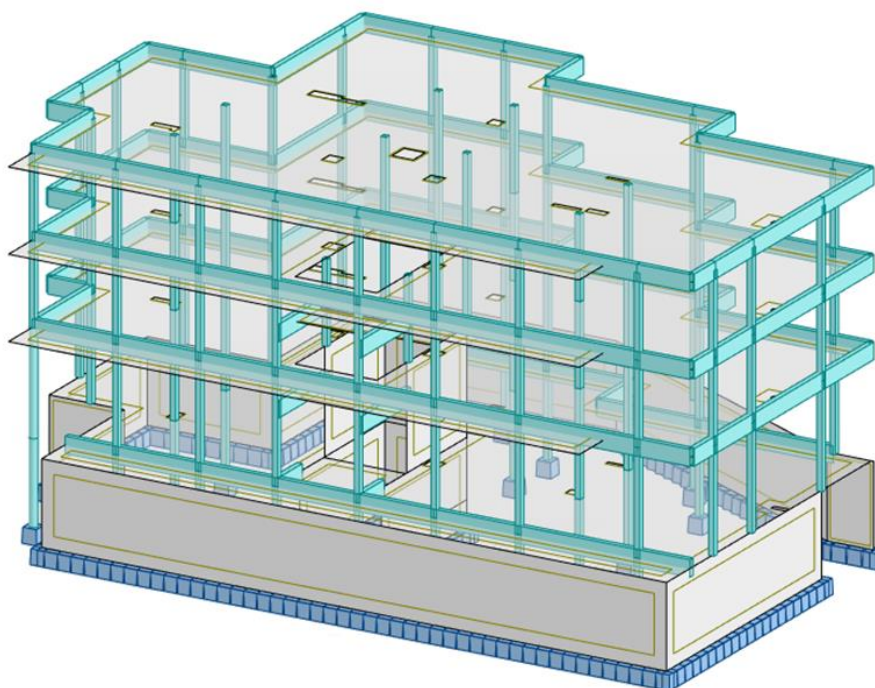


Figura 4-6 – Modelação no *Robot* da estrutura com lajes fungiformes

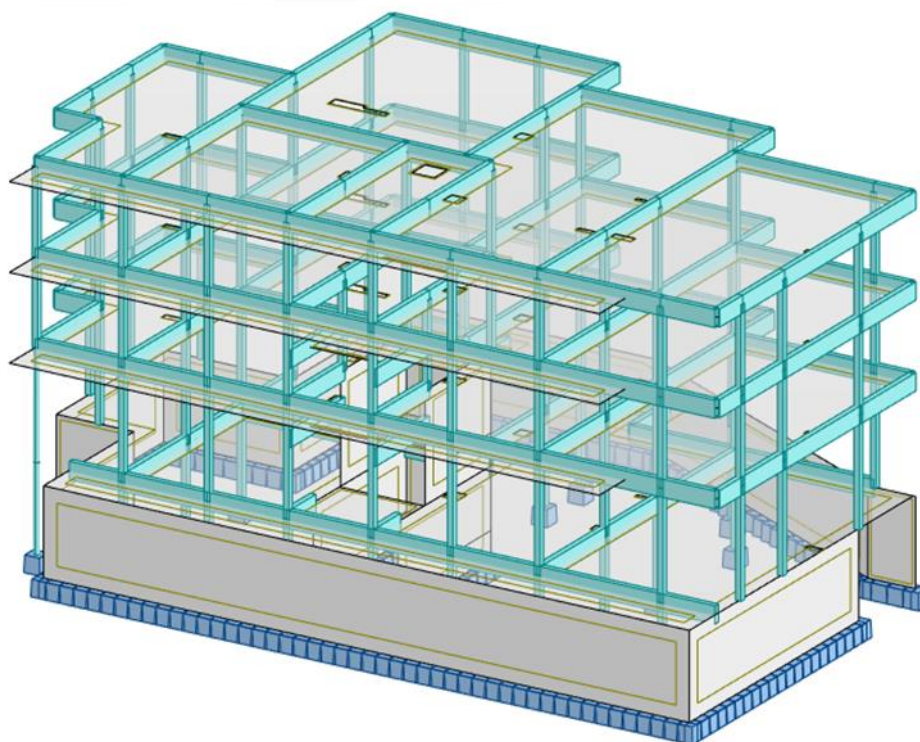


Figura 4-7 - Modelação no *Robot* da estrutura com lajes apoiadas em vigas

Esta interligação entre os programas *Revit* e *Robot* facilita o desenvolvimento da modelação estrutural e a troca de informação entre as várias especialidades envolvidas no projeto. Se a arquitetura tivesse sido desenvolvida no *Revit* (o que não foi o caso no edifício em estudo) e essa informação tivesse sido fornecida, a tarefa da criação de modelos estruturais teria sido muito mais rápida e eficiente.

A correta transferência de informação entre o *Revit* e o *Robot* necessita sempre ser verificada. Um processo expedito de verificação consiste em analisar as deformadas e esforços para a ação do peso próprio. Poderão assim ser detetados alguns erros de modelação, como por exemplo a falta de ligação entre elementos.

A deformada da estrutura correspondente à ação do peso próprio mostrou estar de acordo com o expectável (ver Figura 4-8). Tal não aconteceria se houvesse elementos “desligados” ou apoios inexistentes.

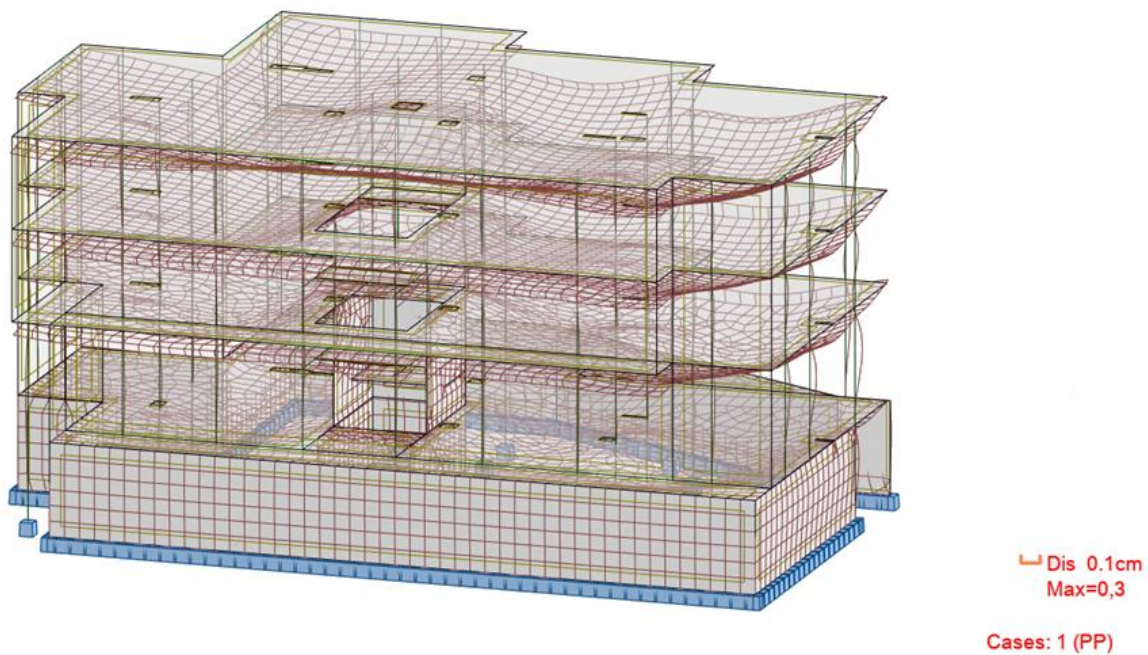


Figura 4-8 – Deformações da estrutura

Na análise dos esforços nas lajes fungiformes correspondentes à ação do peso próprio, verificou-se que existiam picos muito elevados nos valores dos momentos fletores como ilustrado na Figura 4-9. Tal facto deveu-se a falhas na modelação provocadas pelo incorreto posicionamento de alguns tramos de pilares, resultando numa quebra da ligação entre eles, como demonstrado na Figura 4-10.

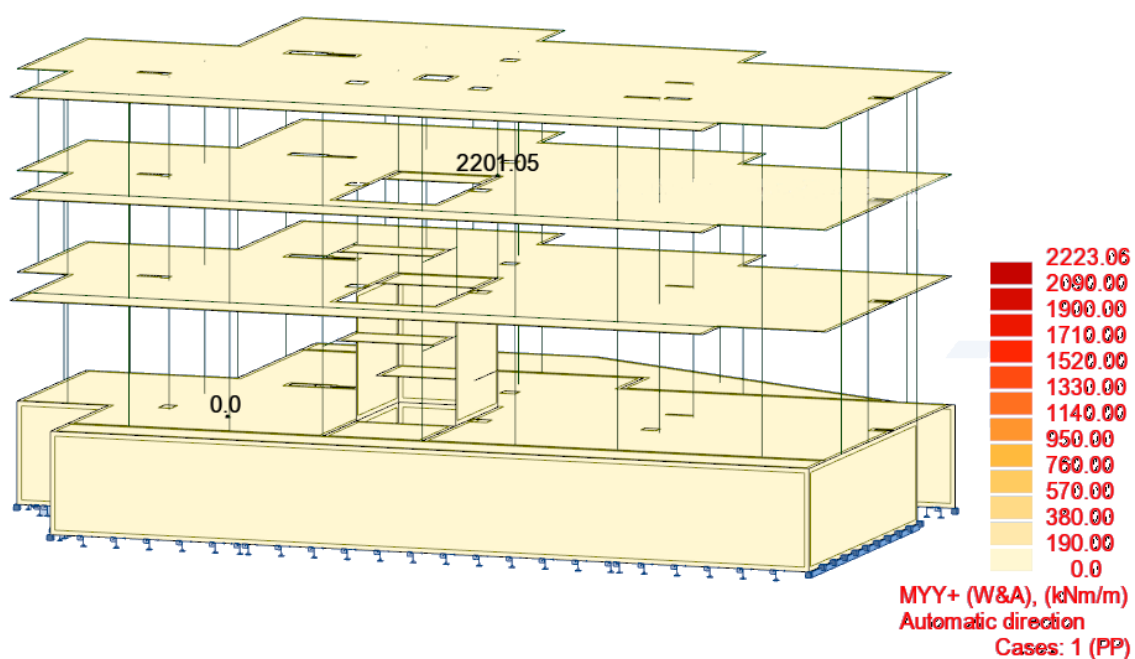


Figura 4-9 - Picos dos momentos

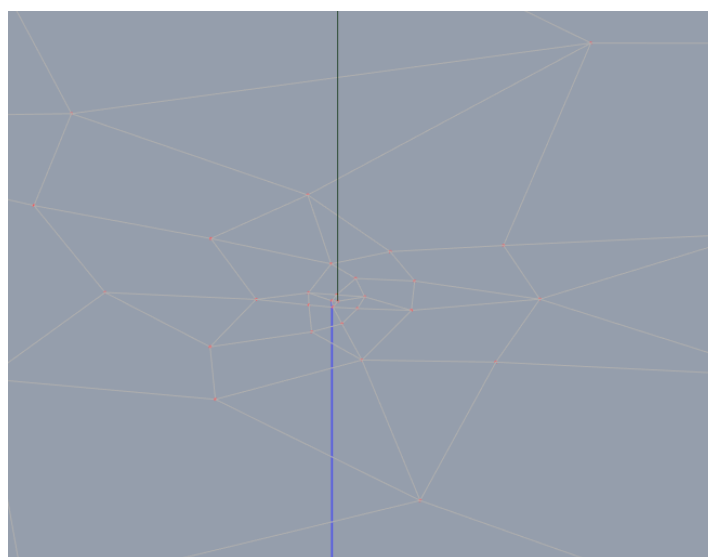


Figura 4-10 – Desfasamento entre tramos de pilares

4.2 MATERIAIS ESTRUTURAIS

O projeto em estudo é relativo a um edifício de habitação, tendo sido considerado um tempo de vida útil de projeto de 50 anos, que corresponde a uma classe estrutural S4 segundo o art.º 2.3 do EC0.

A estrutura deste edifício é realizada em betão armado, pelo que foi necessário ter em atenção não só a interação entre o aço e o betão, mas também a interação entre betão armado e meio envolvente.

Relativamente às armaduras, optou-se pela utilização de aço S500 NR SD, com as características representadas na Tabela 4-1. Dado que os elementos estruturais poderão ser sujeitos a esforços que originam a plastificação das armaduras nas zonas críticas, impõe-se a utilização aço de alta ductilidade, ou seja, aço da Classe C.

Tabela 4-1 – Propriedades do aço S500

f_{yd}	435 MPa
E_s	200 GPa
ϵ_{yd}	$2,175 \times 10^{-3}$

Após efetuar uma análise da estrutura, foi verificado que esta se encontrava sujeita a dois tipos de ambientes. Os elementos de fundação, que segundo as especificações da Norma NP EN 206-1 se enquadram num ambiente húmido e raramente seco, assumem uma classe de exposição XC2(P) e os restantes elementos enquadram-se num ambiente moderadamente húmido sendo estes de classe XC3(P).

De forma a permitir uma adequada betonagem e compactação dos elementos adotou-se uma Classe de Abaixamento igual ou superior S3 para todos os elementos e impôs-se uma granulometria máxima de 20 mm para os agregados. Quanto ao teor máximo de cloretos no betão adotou-se o valor especificado na norma como se pode verificar na Tabela 4-2, de onde resulta uma classe Cl 0,40.

Tabela 4-2 – Máximo teor de cloretos do betão

Utilização do betão	Classe do teor de cloretos ^{a)}	Máximo teor de Cl ⁻ por massa de cimento ^{b)}
Sem armaduras de aço ou outros metais embebidos, com exceção de dispositivos de elevação resistentes à corrosão	CI 1,0	1,0 %
Com armaduras de aço ou outros metais embebidos	CI 0,20	0,20 %
	CI 0,40	0,40 %
Com aço de pré-esforço	CI 0,10	0,10 %
	CI 0,20	0,20 %

^{a)} Para um uso específico do betão, a classe a aplicar depende das disposições válidas no local de utilização do betão **.

^{b)} Quando forem utilizadas adições do tipo II e quando estas forem consideradas para a dosagem de cimento, o teor de cloretos é expresso em percentagem de iões cloreto por massa de cimento mais massa total das adições consideradas.

Tabela 4-3 - Valores limite para a composição e para as propriedades do betão

	Classes de exposição																	
	Sem risco de corrosão ou ataque	Corrosão induzida por										Ataque pelo gelo/degelo				Ambientes químicos agressivos		
		carbonatação				Cloretos provenientes												
		X0	XC1	XC2	XC3	XC4	XS1	XS2	XS3	XD1	XD2	XD3	XF1	XF2	XF3	XF4	XA1	XA2
Máxima razão A/C	—	0,65	0,60	0,55	0,50	0,50	0,45	0,45	0,55	0,55	0,45	0,55	0,55	0,50	0,45	0,55	0,50	0,45
Mínima classe de resistência	C12/15	C20 /25	C25 /30	C30 /37	C30 /37	C30 /37	C35 /45	C35 /45	C30 /37	C30 /37	C35 /45	C30 /37	C25 /30	C30 /37	C30 /37	C30 /37	C30 /37	C35 /45
Mínima dosagem de cimento (kg/m ³)	—	260	280	280	300	300	320	340	300	300	320	300	300	320	340	300	320	360
Mínimo teor de ar (%)	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	4,0 ^a	4,0 ^a	4,0 ^a	—	—	—
Outros requisitos												Agregados conformes com a EN 12620:2002 com suficiente resistência ao gelo/degelo				Cimento resistente aos sulfatos		

^a Se o betão não tiver ar incorporado, o seu desempenho deverá ser avaliado com um método de ensaio apropriado, tendo como referência um betão cuja resistência ao gelo/degelo, para a classe de exposição aplicável, se encontre estabelecida.

^b Quando o SO₄²⁻ conduzir às classes de exposição XA2 e XA3, é essencial utilizar cimento resistente aos sulfatos. Se o cimento estiver classificado quanto à resistência aos sulfatos, deverá ser utilizado cimento de moderada ou elevada resistência aos sulfatos na classe de exposição XA2 (e quando aplicável na XA1) e cimento de elevada resistência aos sulfatos na classe de exposição XA3.

Dos critérios acima referidos e da Tabela 4-3 resulta que o betão a utilizar é da classe C30/37, com as características apresentadas na Tabela 4-4. A estrutura será então composta por dois tipos de betão: C30/37; XC2(P); D20; CI 0,40; S3 e C30/37; XC3(P); D20; CI 0,40; S3.

Tabela 4-4 – Propriedades do betão C30/37

f _{cd}	20 MPa
f _{ctm}	2,9 MPa
E _s	33 GPa

No *Robot* as características dos materiais são definidas no menu “*job preferences*” que nos permite aceder a uma vasta base de dados de materiais de acordo com a regulamentação selecionada. Para além da seleção da regulamentação e materiais a utilizar, aquele menu permite ainda definir outros parâmetros relativos ao cálculo (ver Figura 4-11) que têm influência no desenvolvimento do trabalho.

No projeto em estudo foram definidos os Eurocódigos como regulamento a utilizar na análise da estrutura e os materiais anteriormente mencionados.

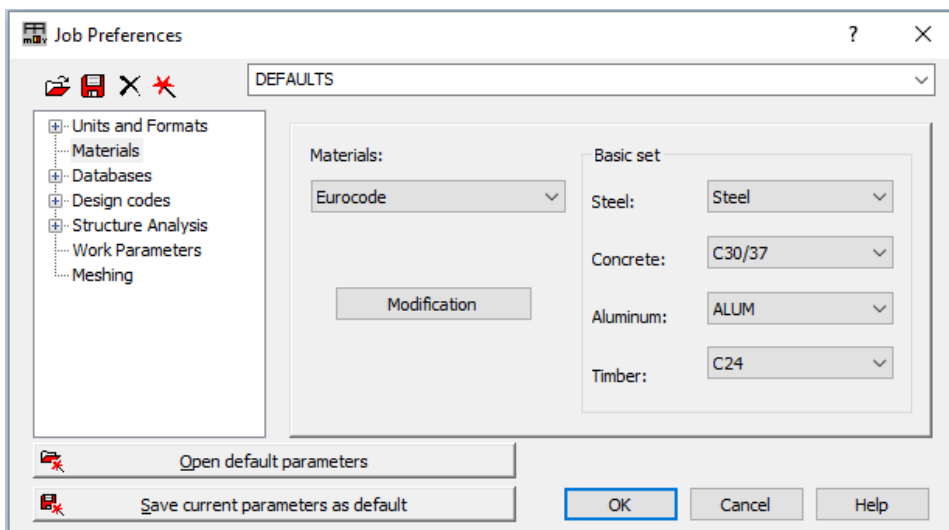


Figura 4-11 - Menu “*job preferences*” (*Robot*)

4.3 AÇÕES

A quantificação das ações foi já referida no Capítulo 3. No *Robot* os diferentes tipos de ação foram estruturados de acordo com a Tabela 4-5. Assim relativamente a cargas permanentes foram consideradas 3 tipos de ação: peso próprio (PP), as restantes cargas permanentes (RCP) e o impulso das terras (Terreno). A sobrecarga foi dividida conforme o tipo de utilização do edifício, tendo sido consideradas a ação Sob_H para a habitação e Sob_C para a comércio. Para o vento foram consideradas 4 ações que têm em conta a direção e sentido de atuação (Vento x +, Vento y +, Vento x -, Vento y -). Para o sismo foram consideradas as ações SPE_X, SPE_Y e SPE_Z.

Tabela 4-5 – Ações tipo do projeto (*Robot*)

Case	Label	Case name	Nature	Analysis type
1	PP	PP	Structural	Static - Linear
2	RCP	RCP	Structural	Static - Linear
3	Terreno	Terreno	Structural	Static - Linear
4	Sob_H	Sob_H	Category A	Static - Linear
5	Sob_C	Sob_C	Category D	Static - Linear
6	Vento x +	Vento x +	wind	Static - Linear
7	Vento y +	Vento y +	wind	Static - Linear
8	Vento x -	Vento x -	wind	Static - Linear
9	Vento y -	Vento y -	wind	Static - Linear
10	MOD	Modal		Modal
11	SPE_X	Spectral Direction_X	seismic	Spectral
12	SPE_Y	Spectral Direction_Y	seismic	Spectral
13	SPE_Z	Spectral Direction_Z	seismic	Spectral

A introdução do peso próprio é feita de forma automática pelo *Robot*, tendo em conta a geometria dos elementos e o peso volúmico dos materiais constituintes.

A ação das restantes cargas permanentes e sobrecargas foi introduzida como carga uniformemente distribuída nos painéis (lajes). O peso das fachadas e das divisórias entre frações foi introduzido como uma carga linear de acordo com a sua posição em planta, podendo estar a atuar sobre vigas ou lajes. A Figura 4-12 ilustra a representação do *Robot* das cargas a atuar nas lajes.



Figura 4-12 - Cargas atuantes nas lajes

Aos impulsos do terreno sobre as paredes de contenção da cave correspondem cargas horizontais triangulares, como se pode ver na Figura 4-13.

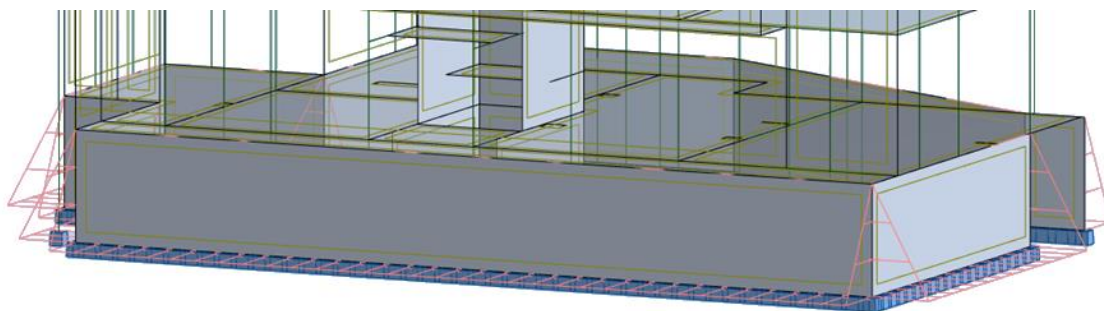


Figura 4-13 – Representação dos impulsos do terreno na estrutura

Para representar as cargas resultantes da ação do vento foi necessário criar *claddings* em duas fachadas do edifício para que estes recebessem as cargas uniformemente distribuídas e as transmitissem aos elementos estruturais dos pisos como representado na Figura 4-14. Tal como já referido, as cargas correspondentes à ação do vento foram consideradas nas duas direções (x e y) e nos dois sentidos (+ e -).

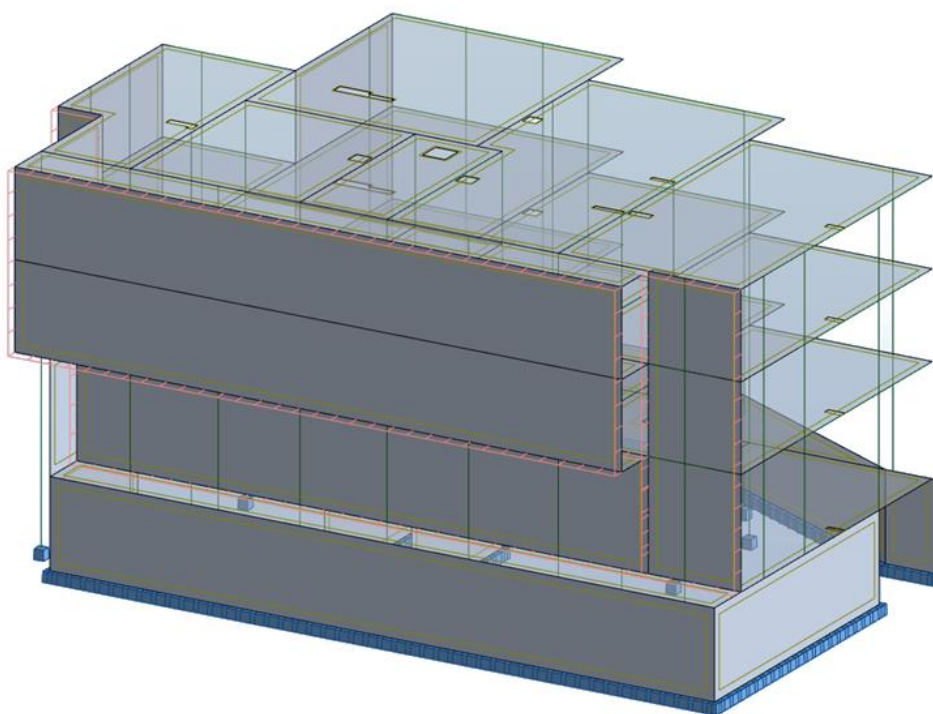


Figura 4-14 – Representação da ação do vento na direção y com sinal positivo

4.4 COMBINAÇÕES DE AÇÕES

Com as ações do projeto definidas (ver ponto 4.3), procedeu-se à definição das combinações de ações de acordo com o Eurocódigo 0 e o Eurocódigo 8.

As ações e suas combinações poderiam ter sido realizadas no *Revit* e importadas para o *Robot*. No entanto no presente projeto optou-se por recorrer ao processo de elaboração de combinações automáticas do *Robot*. Antes de dar início a esse processo foi necessário criar restrições às ações do vento para que não apareça mais que uma em cada combinação. Para isso foi definido um grupo com as diferentes ações do vento indicando que estas não podem ser analisadas conjuntamente, indicando posteriormente a relação entre estes grupos como ilustrado na Figura 4-15.

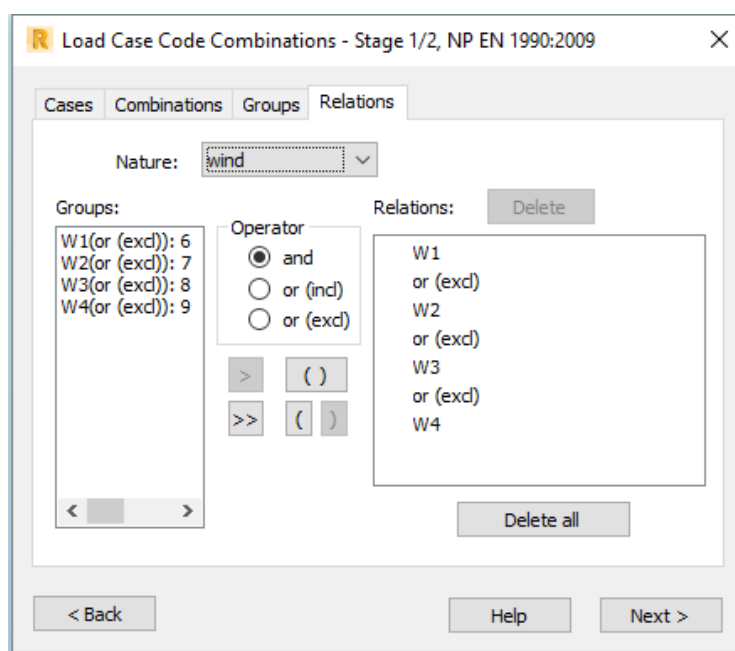


Figura 4-15 – Grupo de ações do vento

Neste processo foi indicado que seria necessário gerar as combinações de estado limite último, assim como de estado limite de utilização, considerando as combinações raras, frequentes e quase-permanentes. Foram ainda tidas em conta as ações sísmicas, como ilustrado na Figura 4-16.

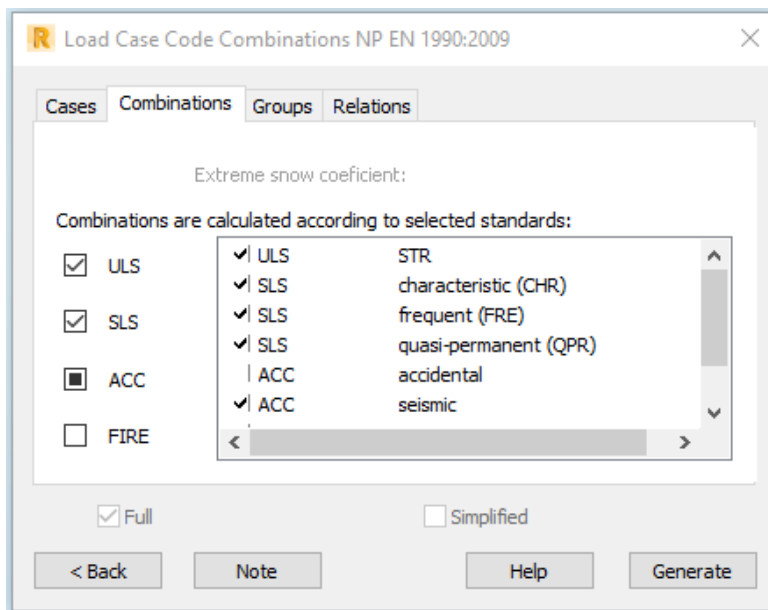


Figura 4-16 – Combinações a analisar

O *Robot* cria as diferentes combinações de acordo com a regulamentação selecionada e tendo em conta os Estados Limites Últimos (ULS) e Estados Limites de Serviço (SLS) e Estados Limites Últimos em que a ação base é o sismo (ACC), conforme ilustrado na Tabela 4-6.

Tabela 4-6 – Quadro das combinações de ações

ULS/1=1*1.35 + 2*1.35 + 3*1.35 + 4*1.50 + 5*1.50 + 6*0.90	SLS:CHR/5=1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00 + 4*1.00 + 5*1.00 + 8*0.60
ULS/2=1*1.35 + 2*1.35 + 3*1.35 + 4*1.50 + 5*1.50	SLS:CHR/6=1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00 + 4*1.00 + 5*1.00 + 9*0.60
ULS/3=1*1.35 + 2*1.35 + 3*1.35	SLS:CHR/7=1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00 + 4*0.70 + 5*0.70 + 6*0.60
ULS/4=1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00 + 4*1.50 + 5*1.50 + 6*0.90	SLS:CHR/8=1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00 + 4*0.70 + 5*0.70
ULS/5=1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00 + 4*1.50 + 5*1.50	SLS:CHR/9=1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00 + 4*0.70 + 5*0.70 + 7*0.60
ULS/6=1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00	SLS:CHR/10=1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00 + 4*0.70 + 5*0.70 + 8*0.60
ULS/7=1*1.35 + 2*1.35 + 3*1.35 + 4*1.50 + 5*1.50 + 7*0.90	SLS:CHR/11=1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00 + 4*0.70 + 5*0.70 + 9*0.60
ULS/8=1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00 + 4*1.50 + 5*1.50 + 7*0.90	SLS:CHR/12=1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00 + 4*0.70 + 5*0.70 + 6*1.00
ULS/9=1*1.35 + 2*1.35 + 3*1.35 + 4*1.50 + 5*1.50 + 8*0.90	SLS:CHR/13=1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00 + 6*1.00
ULS/10=1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00 + 4*1.50 + 5*1.50 + 8*0.90	SLS:CHR/14=1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00 + 4*0.70 + 5*0.70 + 7*1.00
ULS/11=1*1.35 + 2*1.35 + 3*1.35 + 4*1.50 + 5*1.50 + 9*0.90	SLS:CHR/15=1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00 + 7*1.00
ULS/12=1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00 + 4*1.50 + 5*1.50 + 9*0.90	SLS:CHR/16=1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00 + 4*0.70 + 5*0.70 + 8*1.00
ULS/13=1*1.35 + 2*1.35 + 3*1.35 + 4*1.05 + 5*1.05 + 6*0.90	SLS:CHR/17=1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00 + 8*1.00
ULS/14=1*1.35 + 2*1.35 + 3*1.35 + 4*1.05 + 5*1.05	SLS:CHR/18=1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00 + 4*0.70 + 5*0.70 + 9*1.00
ULS/15=1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00 + 4*1.05 + 5*1.05 + 6*0.90	SLS:CHR/19=1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00 + 9*1.00
ULS/16=1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00 + 4*1.05 + 5*1.05	SLS:FRE/20=1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00 + 4*0.50 + 5*0.50
ULS/17=1*1.35 + 2*1.35 + 3*1.35 + 4*1.05 + 5*1.05 + 7*0.90	SLS:FRE/21=1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00
ULS/18=1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00 + 4*1.05 + 5*1.05 + 7*0.90	SLS:FRE/22=1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00 + 4*0.30 + 5*0.30
ULS/19=1*1.35 + 2*1.35 + 3*1.35 + 4*1.05 + 5*1.05 + 8*0.90	SLS:FRE/23=1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00 + 4*0.30 + 5*0.30 + 6*0.20
ULS/20=1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00 + 4*1.05 + 5*1.05 + 8*0.90	SLS:FRE/24=1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00 + 6*0.20
ULS/21=1*1.35 + 2*1.35 + 3*1.35 + 4*1.05 + 5*1.05 + 9*0.90	SLS:FRE/25=1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00 + 4*0.30 + 5*0.30 + 7*0.20
ULS/22=1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00 + 4*1.05 + 5*1.05 + 9*0.90	SLS:FRE/26=1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00 + 7*0.20
ULS/23=1*1.35 + 2*1.35 + 3*1.35 + 4*1.05 + 5*1.05 + 6*1.50	SLS:FRE/27=1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00 + 4*0.30 + 5*0.30 + 8*0.20
ULS/24=1*1.35 + 2*1.35 + 3*1.35 + 6*1.50	SLS:FRE/28=1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00 + 8*0.20
ULS/25=1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00 + 4*1.05 + 5*1.05 + 6*1.50	SLS:FRE/29=1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00 + 4*0.30 + 5*0.30 + 9*0.20
ULS/26=1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00 + 6*1.50	SLS:FRE/30=1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00 + 9*0.20
ULS/27=1*1.35 + 2*1.35 + 3*1.35 + 4*1.05 + 5*1.05 + 7*1.50	SLS:QPR/31=1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00 + 4*0.30 + 5*0.30
ULS/28=1*1.35 + 2*1.35 + 3*1.35 + 7*1.50	SLS:QPR/32=1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00
ULS/29=1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00 + 4*1.05 + 5*1.05 + 7*1.50	ACC:SEI/1=1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00 + 4*0.30 + 5*0.30 + 11*1.00
ULS/30=1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00 + 7*1.50	ACC:SEI/2=1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00 + 11*1.00
ULS/31=1*1.35 + 2*1.35 + 3*1.35 + 4*1.05 + 5*1.05 + 8*1.50	ACC:SEI/3=1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00
ULS/32=1*1.35 + 2*1.35 + 3*1.35 + 8*1.50	ACC:SEI/4=1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00 + 4*0.30 + 5*0.30 + 12*1.00
ULS/33=1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00 + 4*1.05 + 5*1.05 + 8*1.50	ACC:SEI/5=1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00 + 12*1.00
ULS/34=1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00 + 8*1.50	ACC:SEI/6=1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00 + 4*0.30 + 5*0.30 + 13*1.00
ULS/35=1*1.35 + 2*1.35 + 3*1.35 + 4*1.05 + 5*1.05 + 9*1.50	ACC:SEI/7=1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00 + 13*1.00
ULS/36=1*1.35 + 2*1.35 + 3*1.35 + 9*1.50	ACC:SEI/8=1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00 + 4*0.30 + 5*0.30 + 11*-1.00
ULS/37=1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00 + 4*1.05 + 5*1.05 + 9*1.50	ACC:SEI/9=1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00 + 11*-1.00
ULS/38=1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00 + 9*1.50	ACC:SEI/10=1*1.00+2*1.00+3*1.00+4*0.30+5*0.30+12*-1.00
SLS:CHR/1=1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00 + 4*1.00 + 5*1.00 + 6*0.60	ACC:SEI/11=1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00 + 12*-1.00
SLS:CHR/2=1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00 + 4*1.00 + 5*1.00	ACC:SEI/12=1*1.00+2*1.00+3*1.00+4*0.30+5*0.30+13*-1.00
SLS:CHR/3=1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00	ACC:SEI/13=1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00 + 13*-1.00
SLS:CHR/4=1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00 + 4*1.00 + 5*1.00 + 7*0.60	

4.5 PARÂMETROS DAS ARMADURAS

No presente projeto pretendeu-se utilizar a funcionalidade de cálculo de armaduras do *Robot*, pelo que foi necessário indicar os parâmetros que têm influência nesse cálculo.

No menu “Code parameters” foram definidos dois novos códigos: um para as lajes e outro para as paredes. Este menu apresenta quatro separadores, como representado na Figura 4-17. No primeiro definem-se o tipo de armadura a calcular e as direções. No segundo indica-se que os materiais são de acordo com os que estão definidos nos elementos, assim como a classe de cimento e a classe da estrutura definida no ponto 4.2. Temos ainda o separador relativo aos estados limite de utilização onde se optou por verificar as flechas e a abertura de fendas mas sem realizar o respetivo reforço de armadura se necessário.

Indica-se também a classe de exposição com o respetivo valor máximo de abertura de fendas. Relativamente ao valor máximo das flechas manteve-se o valor recomendado pelo programa uma vez que a verificação será realizada para os diferentes vãos das lajes. Por fim no separador relativo à armadura apenas se corrigiu o valor do recobrimento.

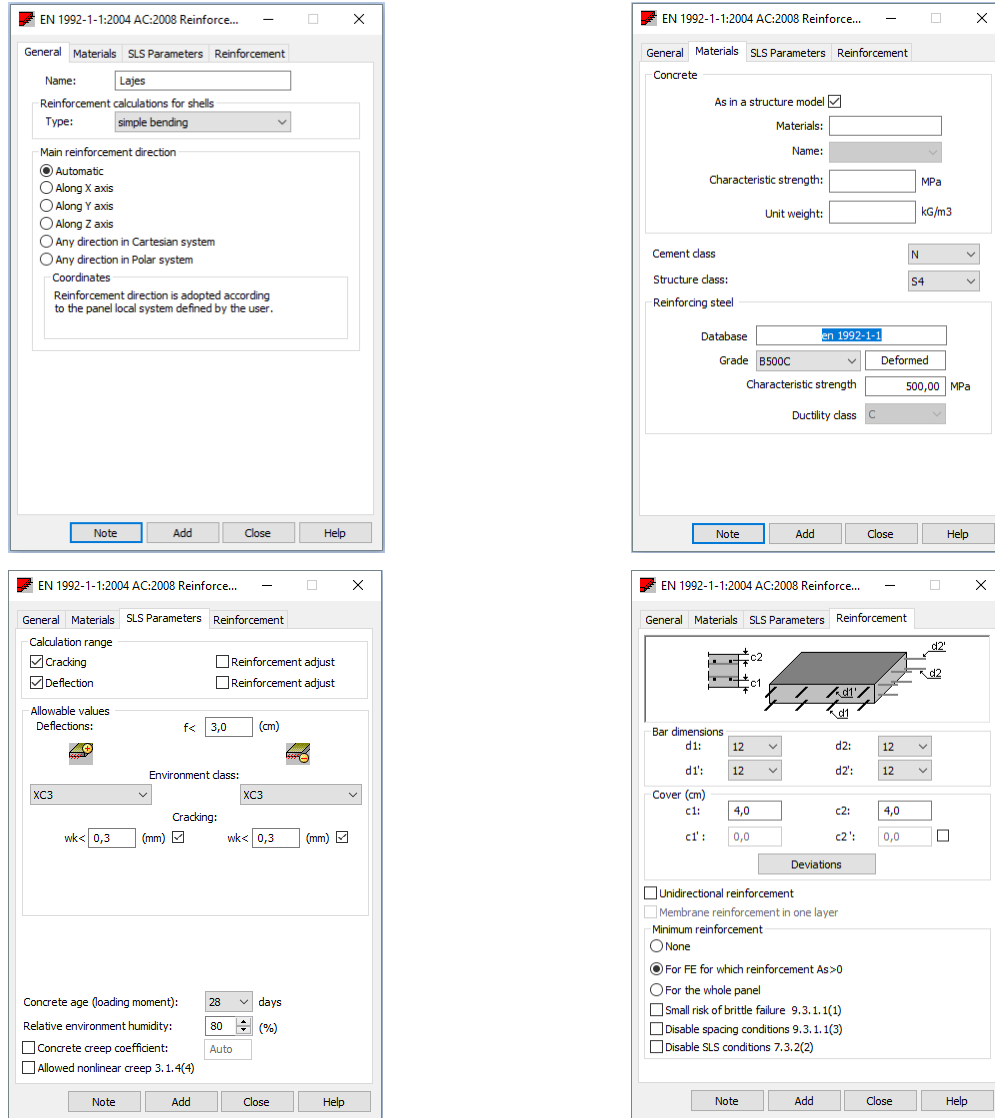


Figura 4-17 – Parâmetros da armadura das Lajes

Os parâmetros relativos ao cálculo de armaduras de vigas e pilares também podem ser definidos, estando representados na Figura 4-18 os utilizados no presente projeto.

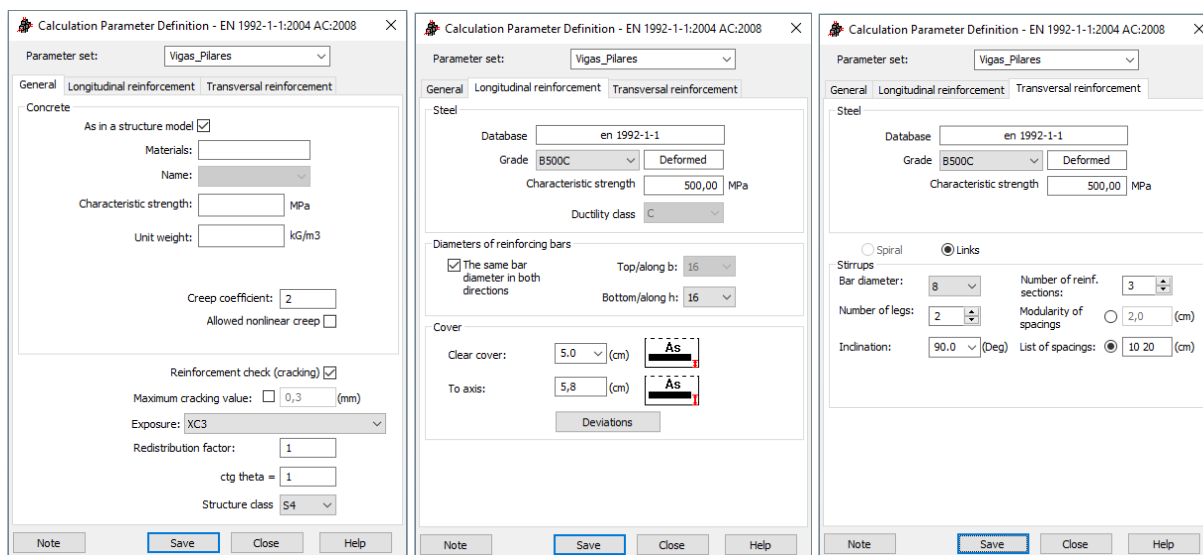


Figura 4-18 – Parâmetros da armadura das vigas e pilares

CAPÍTULO 5

ANÁLISE ESTRUTURAL

5.1 ANÁLISE DOS ESTADOS LIMITE DE UTILIZAÇÃO

De acordo com o Eurocódigo 2 no ponto 7.4.1, a deformação de um elemento não deve ser fator de mau funcionamento da estrutura. Tendo em conta a natureza da estrutura, dos acabamentos, das divisórias, etc., devem ser estabelecidos valores limite para as deformações.

As deformações não devem exceder os limites compatíveis com as deformações de outros elementos ligados à estrutura como por exemplo, envidraçados, revestimentos ou acabamentos. Em situações de cobertura plana, como é o caso do edifício em estudo, deve-se limitar as deformações de forma a evitar a acumulação de águas pluviais, assegurando o seu correto funcionamento.

Para a combinação de cargas quase permanentes, o Eurocódigo 2 admite dois valores possíveis para os limites da flecha de um elemento, sendo estas flechas calculadas relativamente aos apoios. Estes valores são:

$$\frac{\text{vão}}{250}, \text{ para flechas a tempo infinito} \quad (5.1)$$

$$\frac{\text{vão}}{500}, \text{ para flechas instantâneas} \quad (5.2)$$

Uma forma usual para controlar flechas muito elevadas é a aplicação de contra-flechas durante o processo construtivo. No entanto esta contra-flecha não deve ser superior ao vão/250 segundo o ponto 7.4.1(4) do Eurocódigo 2.

Nesta verificação recorreu-se ao programa de cálculo para a avaliação das flechas instantâneas, Figura 5-1. Estas foram comparadas com os limites anteriormente definidos, tendo-se verificados que todas as deformadas os cumpriam. Para a verificação das flechas a tempo infinito majoraram-se as flechas instantâneas por um fator de valor igual a 3. Este procedimento é uma simplificação que usualmente está pelo lado da segurança. Constatou-se que as flechas a tempo infinito também respeitavam os limites regulamentares.

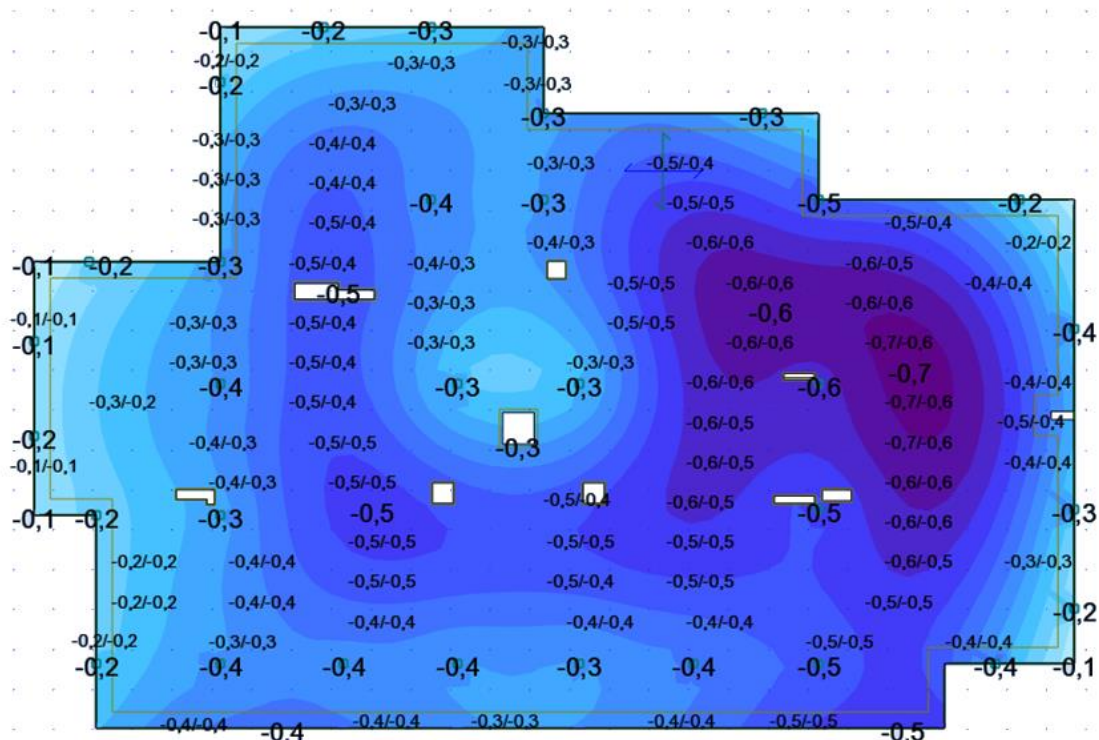


Figura 5-1 – Mapa de deformações instantâneas da laje de cobertura (cm)

Outra verificação a realizar para estado limite de utilização é o controlo de fendas. Segundo o Eurocódigo 2, a fendilhação deve ser limitada de modo a que não prejudique o funcionamento correto ou a durabilidade da estrutura e a que não torne o seu aspeto inaceitável.

A fendilhação é normal nas estruturas de betão armada sujeitas a esforços de flexão, transverso, torção ou tração que podem resultar de ações diretas ou coação ou de deformações impostas. A largura de fendas a ser calculadas (w_k), não deverá exceder uma largura de fendas máxima (w_{max}), tendo em conta a função e a natureza da estrutura, ou seja, w_k deve ser inferior ou igual a w_{max} .

A largura máxima de fendas é fornecida pelo Eurocódigo 2 e está ilustrada na Figura 5-2.

Para o caso em estudo a classe de exposição é XC3, o que conduz a w_{max} de 0,3mm. A abertura de fendas instalada nas lajes (w_k) foi calculada pelo Robot, estando ilustrado na Figura 5-3 um exemplo da apresentação desses valores para uma laje.

Neste estudo verificou-se que os pontos mais sensíveis são as zonas com aberturas ou com reentrâncias das lajes, como ilustrado na Figura 5-3. Como poderá ser constatado nos resultados que mais adiante se apresentam (ver Tabela 5-1), existem zonas muito pontuais onde a largura de fendas excede a regulamentar, pelo que aí deverá ser colocada uma armadura de reforço. Esta prática é corrente nos processos construtivos comuns.

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

NOTA 1: Para as classes de exposição X0 e XC1, a largura de fendas não tem influência sobre a durabilidade e este limite é estabelecido para dar em geral um aspecto aceitável. Na ausência de especificações no que respeita ao aspecto, este limite poderá ser reduzido.

NOTA 2: Para estas classes de exposição deverá verificar-se, ainda, a descompressão para a combinação quase-permanente de acções.

Figura 5-2 - Valores recomendados de w_{max} (1)

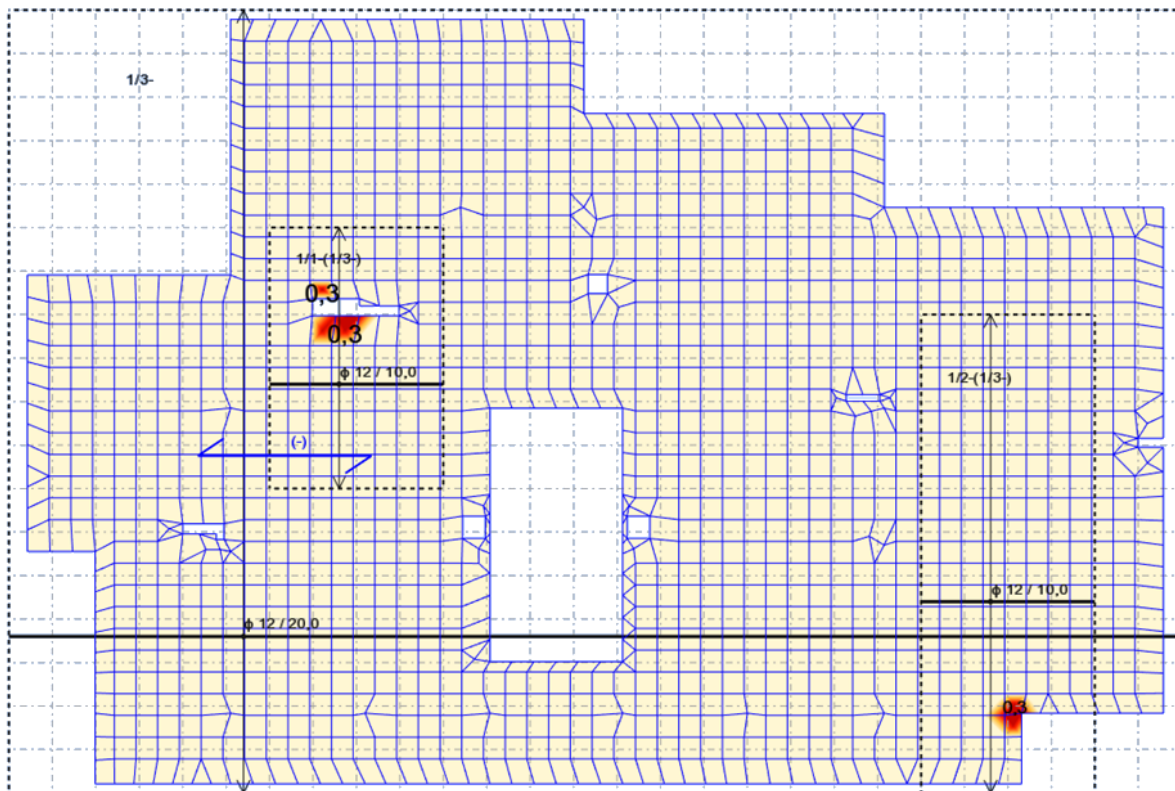


Figura 5-3 – Mapa de fendas a longo prazo

Seguidamente apresentam-se tabelas onde foram compilados os valores da largura de abertura de fendas e das flechas instantâneas e a longo prazo de alguns elementos construtivos.

Tabela 5-1 – Verificação da largura de fendas e deformações das lajes fungiformes

	Fendas (m)		Deformação instantâneas (cm)		Deformação a tempo infinito (cm)	
	Existente	Limite	Existente	Limite	Existente	Limite
LF-3-1	0,40	0,30	0,70	5,23	2,10	10,46
LF-2-1	0,30	0,30	0,80	5,23	2,40	10,46
LF-1-1	0,40	0,30	0,70	5,23	2,10	10,46
LF-0-1	0,30	0,30	0,40	5,23	1,20	10,46
LF-0-2	0,00	0,30	0,20	0,32	0,60	0,65
LF-0-3	0,30	0,30	0,40	2,16	1,20	4,32

Tabela 5-2 – Verificação da largura de fendas e deformações das lajes dos patamares das escadas

	Fendas (m)		Deformação instantâneas (cm)		Deformação a tempo infinito (cm)	
	Existente	Limite	Existente	Limite	Existente	Limite
LP-2-1	-	0,30	0,20	0,30	0,60	0,61
LP-2-2	0,30	0,30	0,10	0,31	0,30	0,61
LP-1-1	-	0,30	-	0,42	0,00	0,85
LP-1-2	-	0,30	0,20	0,35	0,60	0,70
LP-1-3	-	0,30	-	0,42	0,00	0,83
LP-0-1	0,30	0,30	-	0,30	0,00	0,60
LP-0-2	-	0,30	0,10	0,61	0,30	1,22

Tabela 5-3 – Verificação da largura de fendas e deformações das lajes de escadas

	Fendas (m)		Deformação instantâneas (cm)		Deformação a tempo infinito (cm)	
	Existente	Limite	Existente	Limite	Existente	Limite
L2-E1	0,20	0,30	-	0,30	0,00	0,61
L2-E2	0,20	0,30	0,10	0,31	0,30	0,61
L1-E1	0,20	0,30	-	0,42	0,00	0,85
L1-E2	-	0,30	-	0,35	0,00	0,70
L1-E3	0,20	0,30	-	0,42	0,00	0,83
L0-E1	0,20	0,30	-	0,30	0,00	0,60
L0-E2	-	0,30	-	0,61	0,00	1,22

Tabela 5-4 – Verificação das deformações das vigas da cobertura

	Deformação instantâneas (cm)		Deformação a tempo infinito (cm)	
	Existente	Limite	Existente	Limite
V3-1	0,20	0,62	0,60	1,25
V3-2	0,10	0,32	0,30	0,65
V3-3	0,10	0,26	0,30	0,51
V3-4	0,10	0,28	0,30	0,55
V3-5	0,10	0,28	0,30	0,55
V3-6	0,10	0,43	0,30	0,86
V3-7	0,10	0,29	0,30	0,57
V3-8	0,00	0,57	0,00	1,13
V3-9	0,10	0,52	0,30	1,04
V3-10	0,10	0,28	0,30	0,55
V3-11	0,10	0,28	0,30	0,55
V3-12	0,00	0,40	0,00	0,79
V3-13	0,10	0,31	0,30	0,62
V3-14	0,10	0,32	0,30	0,65

Tabela 5-5 – Verificação das deformações das vigas do piso 1

	Deformação instantâneas (cm)		Deformação a tempo infinito (cm)	
	Existente	Limite	Existente	Limite
V2-1	0,10	0,62	0,30	1,25
V2-2	0,20	0,32	0,60	0,65
V2-3	0,10	0,26	0,30	0,51
V2-4	0,00	0,28	0,00	0,55
V2-5	0,10	0,28	0,30	0,55
V2-6	0,10	0,43	0,30	0,86
V2-7	0,10	0,29	0,30	0,57
V2-8	0,00	0,57	0,00	1,13
V2-9	0,10	0,52	0,30	1,04
V2-10	0,10	0,28	0,30	0,55
V2-11	0,00	0,28	0,00	0,55
V2-12	0,00	0,40	0,00	0,79
V2-13	0,00	0,31	0,00	0,62
V2-14	0,10	0,32	0,30	0,65
V2-15	0,10	0,64	0,30	1,29
V2-16	0,10	0,64	0,30	1,29

Tabela 5-6 – Verificação das deformações das vigas do rés do chão

	Deformação instantâneas (cm)		Deformação a tempo infinito (cm)	
	Existente	Limite	Existente	Limite
V1-1	0,20	0,62	0,60	1,25
V1-2	0,10	0,32	0,30	0,65
V1-3	0,20	0,40	0,60	0,79
V1-4	0,10	0,28	0,30	0,55
V1-5	0,10	0,28	0,30	0,55
V1-6	0,10	0,43	0,30	0,86
V1-7	0,10	0,29	0,30	0,57
V1-8	0,10	0,57	0,30	1,13
V1-9	0,20	0,52	0,60	1,04
V1-10	0,10	0,28	0,30	0,55
V1-11	0,10	0,28	0,30	0,55
V1-12	0,10	0,40	0,30	0,79
V1-13	0,00	0,31	0,00	0,62
V1-14	0,10	0,32	0,30	0,65
V1-15	0,10	0,64	0,30	1,29
V1-16	0,10	0,64	0,30	1,29

Tabela 5-7 – Verificação das deformações das vigas da cave

	Deformação instantâneas (cm)		Deformação a tempo infinito (cm)	
	Existente	Limite	Existente	Limite
V0-1	0,10	0,38	0,30	0,75
V0-2	0,20	0,75	0,60	1,51
V0-3	0,20	0,43	0,60	0,86
V0-4	0,00	0,63	0,00	1,26
V0-5	0,10	0,43	0,30	0,86
V0-6	0,00	0,31	0,00	0,63
V0-7	0,00	0,30	0,00	0,60
V0-8	0,00	0,30	0,00	0,60

Tabela 5-8 – Verificação da largura de fendas e das deformações dos muros de contenção

	Fendas (m)		Deformação instantâneas (cm)		Deformação a tempo infinito (cm)	
	Existente	Limite	Existente	Limite	Existente	Limite
M1	0,00	0,30	0,00	0,61	0,00	1,22
M2	0,00	0,30	0,00	0,61	0,00	1,22
M3	0,00	0,30	0,00	0,61	0,00	1,22
M4	0,00	0,30	0,00	0,61	0,00	1,22
M5	0,00	0,30	0,00	0,61	0,00	1,22
M6	0,00	0,30	0,00	0,61	0,00	1,22
M7	0,00	0,30	0,00	0,61	0,00	1,22
M8	0,00	0,30	0,00	0,61	0,00	1,22
M9	0,00	0,30	0,00	0,61	0,00	1,22
M10	0,00	0,30	0,00	0,61	0,00	1,22

5.2 ANÁLISE DOS ESTADOS LIMITE ÚLTIMOS

5.2.1 Lajes

Para o cálculo das armaduras o Robot tem em consideração não só os estados limite últimos mas também os estados limite de utilização, podendo, por exemplo, incrementar armaduras para verificação de largura de fendas. Foram então tidas em consideração várias combinações em estado limite último e de utilização (ver Tabela 4-6), sendo considerado para o cálculo de armaduras as envolventes superiores e inferiores de todos os esforços atuantes, como se ilustrado na Figura 5-4.

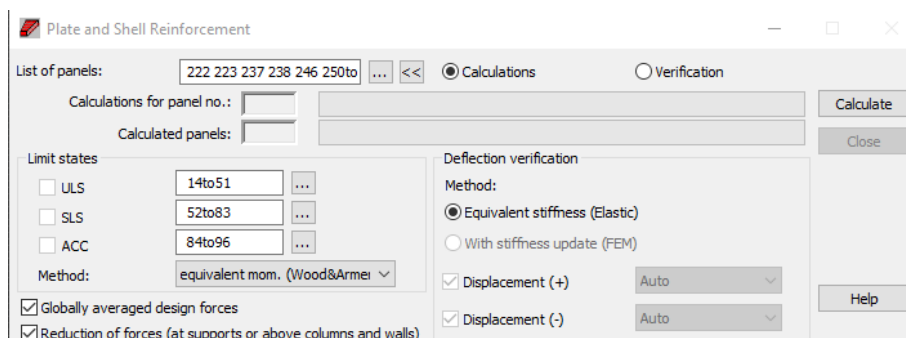


Figura 5-4 - Cálculo de armaduras

Por uma questão de método de trabalho optou-se por limitar os espaçamentos das armaduras a 10 e 20 cm. Estas limitações são indicadas no programa no menu “*Slab - Provided reinforcement*”, que permite o cálculo da solução de armadura nas opções “*Calculation options*” e “*Reinforcement Pattern*” (ver Figura 5-5). Aqui são definidos também os diâmetros dos varões a utilizar. No caso em estudo foram retirados da listagem os varões $\phi 14$ e $\phi 18$ pois não são correntes em Portugal e o diâmetro máximo de varões a utilizar foi limitado a $\phi 25$.

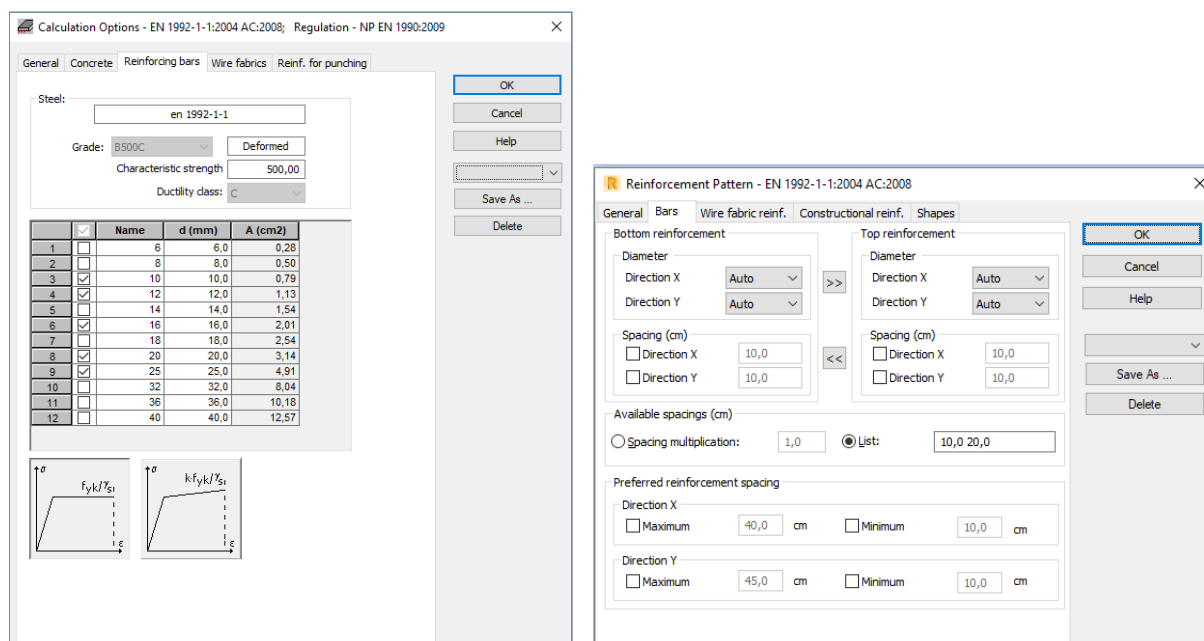


Figura 5-5 – Limitações das soluções de armadura das lajes

De seguida para realizar o cálculo automático das armaduras selecionou-se o elemento a dimensionar e através da opção “*Provided Reinforcement of RC Elements*” do separador “*Design*”, foi efetuado o cálculo, estando apresentadas na Figura 5-6 as áreas de aço requeridas para a armadura inferior paralela ao lado menor da laje do piso 2. É para este caso que seguidamente se apresentará o procedimento de cálculo.

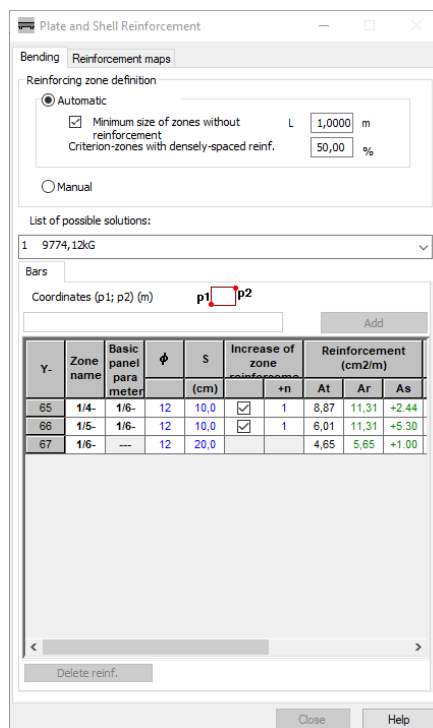


Figura 5-7 – Solução de armadura inferior paralela ao lado menor da laje do piso 2

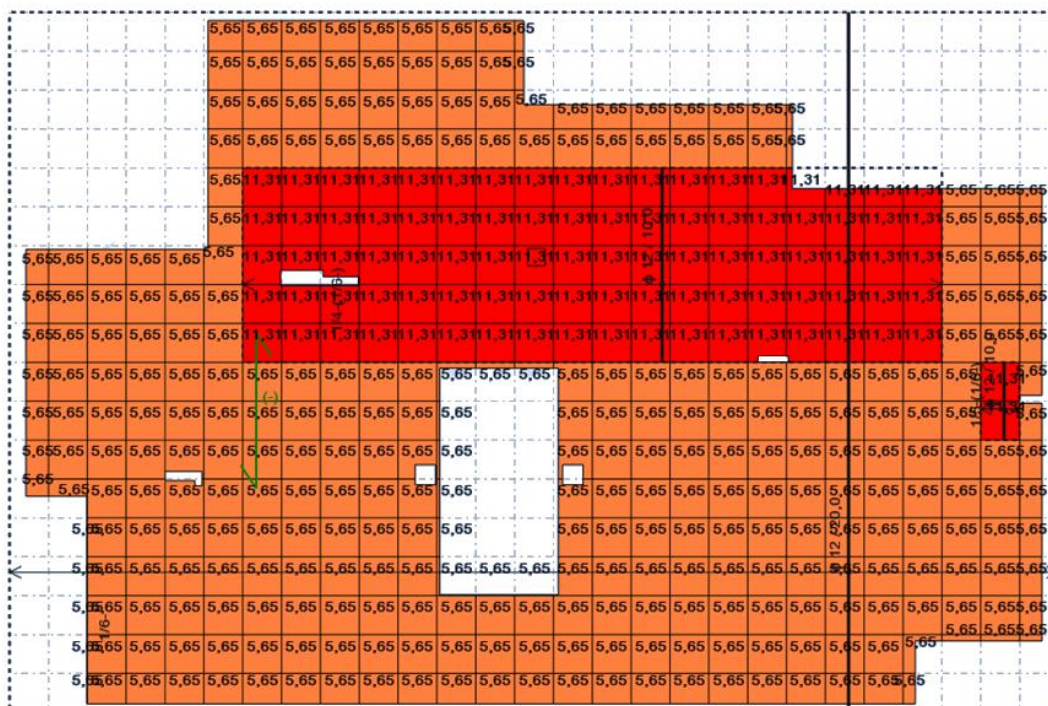


Figura 5-8 – Solução de distribuição das armaduras inferiores paralelas ao lado menor da laje do piso 2

De forma a comparar e validar as soluções fornecidas pelo programa de cálculo automático, realizou-se o dimensionamento manual das lajes. Seguidamente exemplifica-se o cálculo da armadura superior sobre um pilar de uma laje fungiforme.

Começou-se por analisar os mapas de momentos negativos (como existe uma diferença de convenção, para o Robot estes são positivos), tendo-se concluído que existem picos daqueles esforços localizados sobre os apoios. Para tratar esta situação e tendo em conta que o betão armado possui uma capacidade de redistribuição de esforços, foram realizados *panel cuts* (ver Figura 5-9) de modo a obter o momento total a atuar numa faixa de 2 metros de comprimento centrada no pilar, que posteriormente permite calcular a armadura a distribuir nessa faixa.

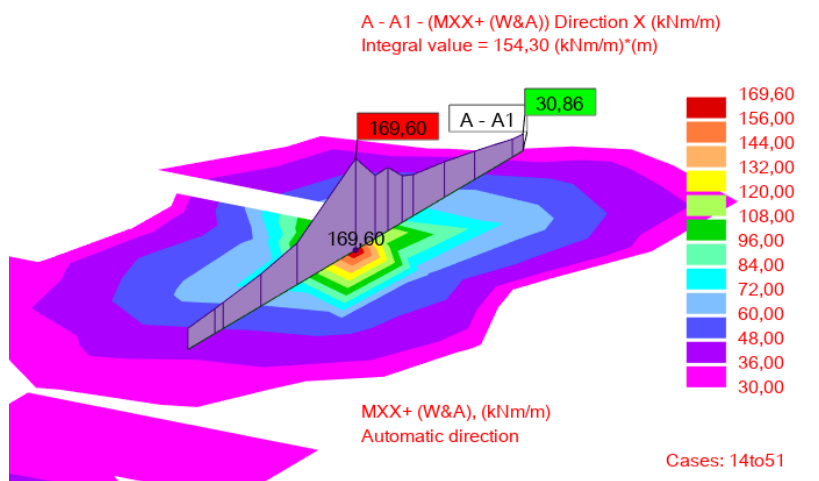


Figura 5-9 – Exemplo de um *panel cut* para cálculo da armadura superior paralela ao lado maior da laje

Ao realizar o *panel cut* o programa devolve o valor do momento fletor total a atuar na faixa representada. Dividindo esse momento pelo comprimento definido do *panel cut* (largura da faixa) obtém-se o valor do momento de cálculo por metro.

$$\frac{154,30}{2} = 77,151 \text{ kNm/m} \tag{5.3}$$

Desta forma passou-se de um valor inicial de 169,60 kNm para um valor de 77,15 kNm.

Com os valores dos momentos devidamente tratados passou-se à determinação das armaduras, começando-se por calcular o momento fletor reduzido, considerando o momento máximo atuante, de acordo com a seguinte formula:

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{b \times d^2 \times f_{cd}} \tag{5.4}$$

onde:

- μ — momento fletor reduzido;
- M_{Ed} — momento máximo atuante.

De seguida procedeu-se ao cálculo da percentagem de armadura mecânica

$$\omega = \frac{A_s \times f_{yd}}{b \times d \times f_{cd}} \quad (5.5)$$

onde:

A_s — área da secção de armadura;

f_{yd} — valor de cálculo da tensão de cedência do aço das armaduras ordinárias.

A armadura resultante da fórmula anterior tem de respeitar as condicionantes da armadura máxima e mínima impostas pelos regulamentos.

A armadura mínima ($A_{s_{min}}$) e máxima ($A_{s_{máx}}$) obtém-se da seguinte forma (EC2):

$$A_{s_{min}} \geq \begin{cases} 0,26 \times \left(\frac{f_{ctm}}{f_{yk}}\right) \times b \times d \\ 0,0013 \times b \times d \end{cases} \quad (5.6)$$

$$A_{s_{max}} = 0.04 \times A_c \quad (5.7)$$

onde:

f_{ctm} — valor médio da resistência à tração do betão;

f_{yk} — valor característico da tensão de cedência do aço das armaduras ordinárias;

A_c — área de betão da secção.

Destes cálculos resultaram as soluções de armaduras que constam das Tabela 5-9, Tabela 5-10 e Tabela 5-11, onde também estão listadas as soluções de armaduras calculadas pelo Robot.

Tabela 5-9 – Cálculo da armadura longitudinal das lajes fungiformes

Laje	Vão m	b m	h m	d m	Med kN.m	Verificação Longitudinal						Robot		
						μ	ω	As t cm ²	As min cm ²	As max cm ²	Solução de armadura	Aeff cm ²	Solução de armadura	Aeff cm ²
LF-3-1	26,15	1,00	0,25	0,21	59,42	0,067	0,070	6,74	3,17	100,00	10 // 0,200	3,93	16 // 0,100	20,11
						0,070	0,073	7,09	3,17	100,00	10 // 0,200	3,93	16 // 0,100	20,11
						0,063	0,065	6,32	3,17	100,00	10 // 0,200	3,93	16 // 0,200	10,05
						0,059	0,061	5,88	3,17	100,00	10 // 0,200	3,93	16 // 0,200	10,05
LF-2-1	26,15	1,00	0,25	0,21	57,17	0,065	0,067	6,45	3,17	100,00	10 // 0,200	3,93	16 // 0,100	20,11
						0,059	0,061	5,86	3,17	100,00	10 // 0,200	3,93	20 // 0,100	31,42
						0,065	0,067	6,51	3,17	100,00	10 // 0,200	3,93	12 // 0,100	11,31
						0,049	0,051	4,92	3,17	100,00	10 // 0,200	3,93	12 // 0,100	11,31
LF-1-1	26,15	1,00	0,25	0,21	60,13	0,068	0,071	6,84	3,17	100,00	10 // 0,200	3,93	16 // 0,100	20,11
						0,059	0,061	5,88	3,17	100,00	10 // 0,200	3,93	16 // 0,100	20,11
						0,067	0,069	6,66	3,17	100,00	10 // 0,200	3,93	12 // 0,100	11,31
						0,049	0,050	4,85	3,17	100,00	10 // 0,200	3,93	12 // 0,100	11,31
LF-0-1	26,15	1,00	0,25	0,21	67,16	0,076	0,079	7,66	3,17	100,00	10 // 0,200	3,93	16 // 0,100	20,11
						0,058	0,060	5,82	3,17	100,00	10 // 0,200	3,93	16 // 0,100	20,11
						0,068	0,071	6,87	3,17	100,00	10 // 0,200	3,93	12 // 0,100	11,31
						0,056	0,058	5,61	3,17	100,00	10 // 0,200	3,93	12 // 0,100	11,31
LF-0-2	1,62	1,00	0,25	0,21	28,23	0,032	0,033	3,19	3,17	100,00	10 // 0,200	3,93	12 // 0,200	5,65
						0,026	0,027	2,56	3,17	100,00	10 // 0,200	3,93	12 // 0,200	5,65
						0,027	0,028	2,73	3,17	100,00	10 // 0,200	3,93	12 // 0,200	5,65
						0,031	0,032	3,08	3,17	100,00	10 // 0,200	3,93	12 // 0,100	11,31
LF-0-3	10,81	1,00	0,25	0,21	39,56	0,045	0,046	4,43	3,17	100,00	10 // 0,200	3,93	12 // 0,100	11,31
						0,035	0,036	3,47	3,17	100,00	10 // 0,200	3,93	12 // 0,100	11,31
						0,052	0,054	5,22	3,17	100,00	10 // 0,200	3,93	12 // 0,100	11,31
						0,034	0,035	3,37	3,17	100,00	10 // 0,200	3,93	12 // 0,200	5,65

Tabela 5-10 – Cálculo da armadura longitudinal das lajes dos patamares das escadas

Laje	Vão m	b m	h m	d m	Med kN.m	Verificação Longitudinal							Robot	
						μ	ω	As t cm2	As min cm2	As max cm2	Solução de armadura	Aeff cm2	Solução de armadura	Aeff cm2
LP-2-1	1,52	1,00	0,20	0,16	9,04	0,018	0,018	1,30	2,41	80,00	10 // 0,200	3,93	12 // 0,100	11,31
					10,73	0,021	0,021	1,56	2,41	80,00	10 // 0,200	3,93	12 // 0,100	11,31
					-	-	-	-	2,41	80,00	10 // 0,200	3,93	12 // 0,100	11,31
					7,94	0,016	0,016	1,14	2,41	80,00	10 // 0,200	3,93	12 // 0,100	11,31
LP-2-2	1,53	1,00	0,20	0,16	9,94	0,019	0,019	1,43	2,41	80,00	10 // 0,200	3,93	12 // 0,100	11,31
					6,26	0,012	0,012	0,90	2,41	80,00	10 // 0,200	3,93	12 // 0,100	11,31
					15,04	0,029	0,030	2,23	2,41	80,00	10 // 0,200	3,93	12 // 0,100	11,31
					18,74	0,037	0,038	2,77	2,41	80,00	10 // 0,200	3,93	12 // 0,100	11,31
LP-1-1	2,12	1,00	0,20	0,16	18,27	0,036	0,037	2,70	2,41	80,00	10 // 0,200	3,93	12 // 0,100	11,31
					21,17	0,041	0,042	3,12	2,41	80,00	10 // 0,200	3,93	12 // 0,100	11,31
					2,09	0,004	0,004	0,30	2,41	80,00	10 // 0,200	3,93	12 // 0,100	11,31
					2,87	0,006	0,006	0,41	2,41	80,00	10 // 0,200	3,93	12 // 0,100	11,31
LP-1-2	1,76	1,00	0,20	0,16	5,37	0,010	0,010	0,77	2,41	80,00	10 // 0,200	3,93	12 // 0,100	11,31
					7,12	0,014	0,014	1,02	2,41	80,00	10 // 0,200	3,93	12 // 0,100	11,31
					21,84	0,043	0,044	3,21	2,41	80,00	10 // 0,200	3,93	12 // 0,100	11,31
					10,45	0,020	0,020	1,51	2,41	80,00	10 // 0,200	3,93	12 // 0,100	11,31
LP-1-3	2,08	1,00	0,20	0,16	11,93	0,023	0,024	1,76	2,41	80,00	10 // 0,200	3,93	12 // 0,100	11,31
					12,43	0,024	0,025	1,85	2,41	80,00	10 // 0,200	3,93	12 // 0,100	11,31
					19,75	0,039	0,040	2,91	2,41	80,00	10 // 0,200	3,93	12 // 0,100	11,31
					8,76	0,017	0,017	1,26	2,41	80,00	10 // 0,200	3,93	12 // 0,100	11,31
LP-0-1	1,50	1,00	0,20	0,16	17,85	0,035	0,036	2,64	2,41	80,00	10 // 0,200	3,93	12 // 0,100	11,31
					13,12	0,026	0,027	1,96	2,41	80,00	10 // 0,200	3,93	12 // 0,100	11,31
					7,73	0,015	0,015	1,11	2,41	80,00	10 // 0,200	3,93	12 // 0,100	11,31
					15,16	0,030	0,031	2,25	2,41	80,00	10 // 0,200	3,93	12 // 0,100	11,31
LP-0-2	3,06	1,00	0,20	0,16	12,95	0,025	0,026	1,93	2,41	80,00	10 // 0,200	3,93	12 // 0,100	11,31
					13,76	0,027	0,028	2,05	2,41	80,00	10 // 0,200	3,93	12 // 0,100	11,31
					19,14	0,037	0,038	2,82	2,41	80,00	10 // 0,200	3,93	12 // 0,100	11,31
					10,39	0,020	0,020	1,50	2,41	80,00	10 // 0,200	3,93	12 // 0,100	11,31

Tabela 5-11 – Cálculo da armadura longitudinal das lajes de escadas

Laje	Vão m	b m	h m	d m	Med kN.m	Verificação Longitudinal						Robot			
						μ	ω	As t cm ²	As min cm ²	As max cm ²	Solução de armadura	Aeff cm ²	Solução de armadura	Aeff cm ²	
L2-E1	x+	1,00	0,20	0,16	21,97	0,043	0,044	3,23	2,41	80,00	10 // 0,200	3,93	16 // 0,200	10,05	
	y+				13,82	0,027	0,028	2,06	2,41	80,00	10 // 0,200	3,93	12 // 0,100	11,31	
	x-				9,00	0,018	0,018	1,29	2,41	80,00	8 // 0,200	2,51	10 // 0,100	7,85	
	y-				2,55	0,005	0,005	0,37	2,41	80,00	8 // 0,200	2,51	10 // 0,200	3,93	
L2-E2	1,53	1,00	0,20	0,16	16,97	0,033	0,034	2,51	2,41	80,00	10 // 0,200	3,93	16 // 0,100	20,11	
					y+	14,34	0,028	0,029	2,13	2,41	80,00	10 // 0,200	3,93	10 // 0,100	7,85
					x-	7,86	0,015	0,015	1,13	2,41	80,00	8 // 0,200	2,51	10 // 0,200	3,93
					y-	3,64	0,007	0,007	0,52	2,41	80,00	8 // 0,200	2,51	10 // 0,200	3,93
L1-E1	2,12	1,00	0,20	0,16	16,74	0,033	0,034	2,48	2,41	80,00	10 // 0,200	3,93	16 // 0,100	20,11	
					y+	7,92	0,015	0,015	1,14	2,41	80,00	10 // 0,200	3,93	10 // 0,100	7,85
					x-	2,67	0,005	0,005	0,38	2,41	80,00	8 // 0,200	2,51	10 // 0,200	3,93
					y-	7,73	0,015	0,015	1,11	2,41	80,00	8 // 0,200	2,51	10 // 0,200	3,93
L1-E2	1,76	1,00	0,20	0,16	8,01	0,016	0,016	1,15	2,41	80,00	10 // 0,200	3,93	10 // 0,200	3,93	
					y+	3,23	0,006	0,006	0,46	2,41	80,00	10 // 0,200	3,93	10 // 0,200	3,93
					x-	4,13	0,008	0,008	0,59	2,41	80,00	8 // 0,200	2,51	10 // 0,200	3,93
					y-	1,88	0,004	0,004	0,27	2,41	80,00	8 // 0,200	2,51	10 // 0,200	3,93
L1-E3	2,08	1,00	0,20	0,16	21,39	0,042	0,043	3,15	2,41	80,00	10 // 0,200	3,93	16 // 0,100	20,11	
					y+	5,30	0,010	0,010	0,76	2,41	80,00	10 // 0,200	3,93	10 // 0,100	7,85
					x-	0,88	0,002	0,002	0,13	2,41	80,00	8 // 0,200	2,51	10 // 0,200	3,93
					y-	1,91	0,004	0,004	0,27	2,41	80,00	8 // 0,200	2,51	10 // 0,200	3,93
L0-E1	1,50	1,00	0,20	0,16	13,69	0,027	0,028	2,04	2,41	80,00	10 // 0,200	3,93	10 // 0,100	7,85	
					y+	9,84	0,019	0,019	1,41	2,41	80,00	10 // 0,200	3,93	10 // 0,100	7,85
					x-	1,61	0,003	0,003	0,23	2,41	80,00	8 // 0,200	2,51	10 // 0,200	3,93
					y-	3,05	0,006	0,006	0,44	2,41	80,00	8 // 0,200	2,51	10 // 0,200	3,93
L0-E2	3,06	1,00	0,20	0,16	2,04	0,004	0,004	0,29	2,41	80,00	10 // 0,200	3,93	10 // 0,200	3,93	
					y+	7,70	0,015	0,015	1,11	2,41	80,00	10 // 0,200	3,93	10 // 0,200	3,93
					x-	2,38	0,005	0,005	0,34	2,41	80,00	8 // 0,200	2,51	10 // 0,200	3,93
					y-	4,43	0,009	0,009	0,64	2,41	80,00	8 // 0,200	2,51	10 // 0,200	3,93

Da comparação dos resultados do cálculo automático e do cálculo efetuado manualmente verifica-se uma discrepância nas armaduras superiores devido ao facto do programa não tratar os picos dos momentos negativos sobre os apoios. Nas armaduras inferiores também são apresentadas soluções diferentes porque o programa divide a laje em zonas de acordo com as necessidades de armadura e faz uma relação entre as zonas mais e menos esforçadas para que as condicionantes tenham metade do espaçamento das outras. No cálculo manual apenas se verificou a zona mais condicionante de onde resultou uma necessidade de armadura, que se transforma numa solução sem ter em conta as restantes zonas da laje. A solução preconizada pelo Robot tem muitas zonas com diferentes armaduras, ou seja, não é realizada uma uniformização. Apesar de nos picos o Robot apresentar maiores áreas de armaduras, a área total de armadura de uma laje poderá ser inferior à calculada pelo projetista manualmente, porque o Robot faz muitas variações de tipos de armadura, o que poderia tornar a construção da laje complicada. A solução de armaduras adotada, como foi resultado de uma uniformização, é com certeza de mais fácil construção.

De modo a comprovar o anteriormente dito, analisou-se a laje fungiforme de cobertura, onde na direção paralela ao lado menor da laje se obteve uma armadura inferior máxima de $\phi 10//0,10\text{m}$ no cálculo manual. O Robot apresenta no entanto uma solução de armadura máxima de $\phi 12//0,10\text{m}$. Comparando as duas soluções, verifica-se que o peso total de armaduras da solução do Robot é inferior à da solução calculada manualmente (ver Figura 5-10).

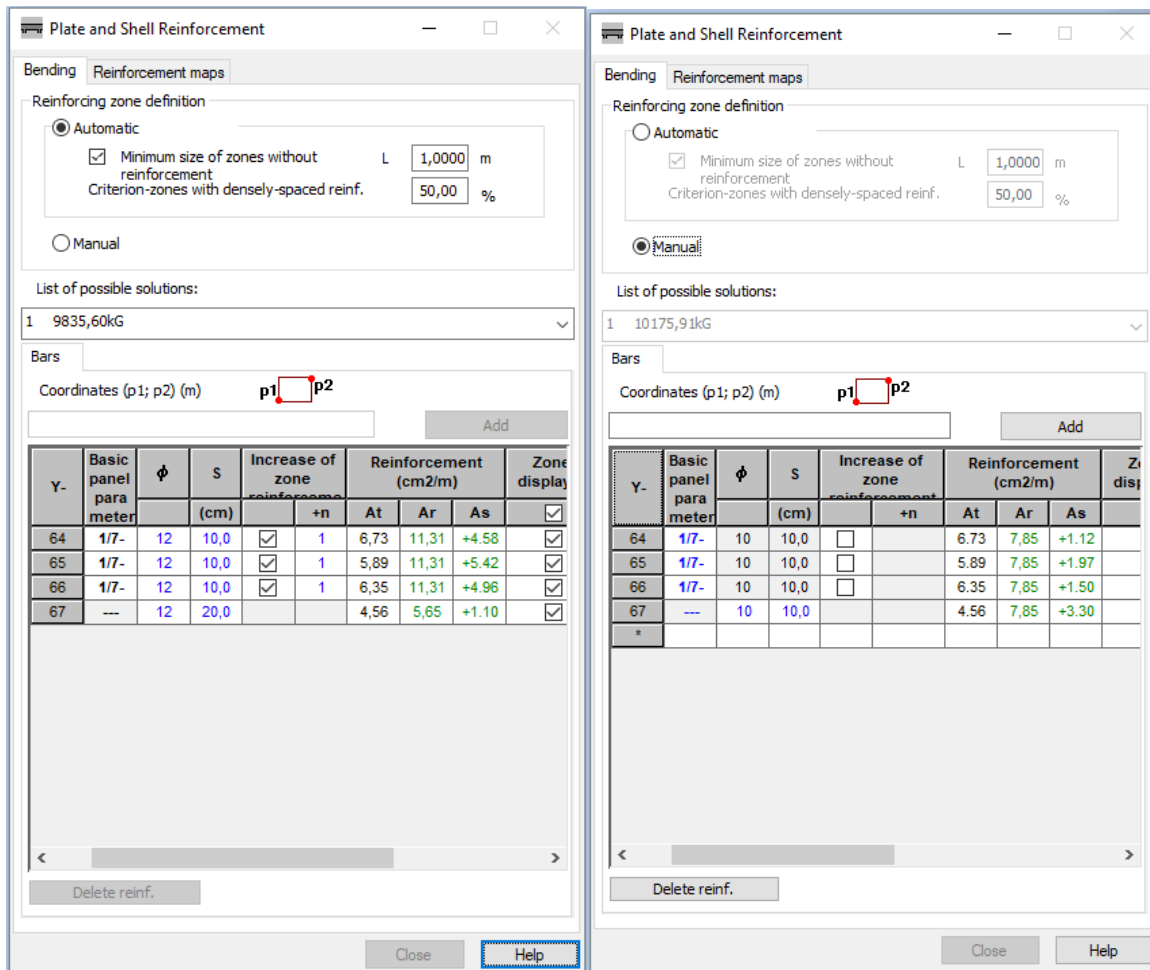


Figura 5-10 – Diferença na solução de cálculo automático

5.2.1.1 Verificação do punçamento

Nas lajes fungiformes optou-se por colocar uma armadura superior base e estudou-se em que apoios seria necessário reforçá-la de modo a resistir aos momentos atuante. Foi esta armadura reforçada que foi tida em conta na verificação do punçamento.

Quando se verifica que a tensão de punçamento atuante é inferior à tensão resistente de punçamento do betão, está dispensado o cálculo de armadura de punçamento.

$$v_{Ed} \leq v_{Rd,c} \tag{5.8}$$

$$v_{Ed} = \frac{\beta \times V_{Ed}}{u_1 \times d} \tag{5.9}$$

onde:

β — fator de agravamento;

V_{Ed} — esforço de punçamento;

u_1 — perímetro do primeiro controlo considerado;

d — altura útil da laje.

O fator de agravamento é utilizado para ter em conta o efeito de possíveis momentos fletores não equilibrados a atuar nas lajes, na zona dos pilares. Simplificadamente, aquele fator pode ter três possíveis valores de acordo com a localização do pilar em estudo. Para pilares de canto assume o valor de 1,5, para pilares de bordo 1,4 e para pilares interiores 1,15.

Na verificação do punçoamento são considerados perímetros de controlo. O primeiro perímetro de controlo considerado é o que dista $2d$ da área do pilar.

A tensão resistente de punçoamento do betão é a seguinte:

$$v_{Rd,c} \geq \begin{cases} 0,12 \times k \times (100 \times \rho_l \times f_{ck})^{1/3} \\ 0,035 \times k^{3/2} \times f_{ck}^{1/2} \end{cases} \quad (5.10)$$

onde:

ρ_l — percentagem de armadura tracionada;

f_{ck} — área de betão da secção.

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \quad (5.11)$$

$$\rho_l = \sqrt{\frac{A_{sx}}{b \times dx} + \frac{A_{sy}}{b \times dy}} \quad (5.12)$$

onde:

A_s — armadura tracionada.

No caso em estudo somente foi necessário calcular armadura de punçoamento em duas situações, estando as restantes dispensadas pois a resistência do betão armado era suficiente (ver Tabela 5-12).

Tabela 5-12 – Verificações da dispensa do punçoamento

	β	u1	ved1	vrd,c	
		m	kPa	kPa	
P2-1	1,40	2,02	390,89	668,79	OK
P2-2	1,15	3,64	303,46	668,79	OK
P2-3	1,15	3,64	339,02	668,79	OK
P2-4	1,15	3,64	387,06	668,79	OK
P2-5	1,15	3,64	374,30	668,79	OK
P2-6	1,15	3,64	336,73	668,79	OK
P2-7	1,15	3,64	379,82	668,79	OK
P2-11	1,15	3,64	386,85	668,79	OK
P2-14	1,15	3,64	521,55	668,79	OK
P2-17	1,15	3,64	350,92	668,79	OK
P2-18	1,15	3,64	625,39	668,79	OK
P2-19	1,15	3,64	660,07	668,79	OK
P2-20	1,15	3,64	556,18	668,79	OK
P2-25	1,50	2,98	533,03	668,79	OK
P2-26	1,15	3,64	296,00	668,79	OK
P1-2	1,15	3,64	432,29	668,79	OK
P1-3	1,15	3,64	420,96	668,79	OK
P1-4	1,15	3,64	349,90	668,79	OK
P1-5	1,15	3,64	346,05	668,79	OK
P1-6	1,15	3,64	416,30	668,79	OK
P1-7	1,15	3,64	514,76	668,79	OK
P1-11	1,15	3,64	302,39	668,79	OK
P1-12	1,40	2,02	590,25	668,79	OK
P1-13	1,40	2,02	540,27	668,79	OK
P1-14	1,15	3,64	465,82	668,79	OK
P1-17	1,15	3,64	389,62	668,79	OK

	β	u1	ved1	vrd,c	
		m	kPa	kPa	
P1-18	1,15	3,64	542,45	668,79	OK
P1-19	1,15	3,64	553,06	668,79	OK
P1-20	1,15	3,64	663,72	668,79	OK
P1-25	1,50	2,98	663,60	668,79	OK
P1-26	1,15	3,64	378,58	668,79	OK
P0-2	1,15	3,84	425,28	668,79	OK
P0-3	1,15	3,84	382,81	668,79	OK
P0-4	1,15	3,84	355,04	668,79	OK
P0-5	1,15	3,84	350,06	668,79	OK
P0-6	1,15	3,84	374,75	668,79	OK
P0-7	1,15	3,84	498,04	668,79	OK
P0-11	1,15	3,84	281,29	668,79	OK
P0-14	1,15	3,84	432,11	668,79	OK
P0-17	1,15	3,84	356,07	668,79	OK
P0-20	1,15	3,84	642,79	668,79	OK
P0-25	1,50	3,18	632,59	668,79	OK
P0-26	1,15	3,84	335,24	668,79	OK
P-1-11	1,15	3,84	335,99	668,79	OK
P-1-14	1,15	3,84	674,43	668,79	X
P-1-17	1,15	3,84	412,10	668,79	OK
P-1-20	1,15	3,84	753,26	668,79	X
P-1-25	1,15	3,84	463,29	668,79	OK
P-1-26	1,15	3,84	539,63	668,79	OK
P-1-31	1,15	3,84	209,58	668,79	OK
P-1-33	1,15	3,84	190,72	668,79	OK

Na tabela anterior constata-se que em dois dos pilares não se verifica a dispensa do cálculo da armadura de punçoamento, tal como já anteriormente referido. Desta forma torna-se necessário o cálculo das armaduras de punçoamento na laje do teto da cave, para os pilares representados na Figura 5-11.

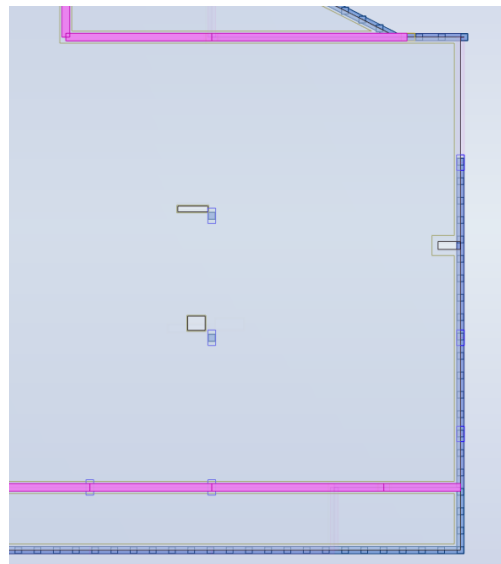


Figura 5-11 – Pilares com armadura de punçoamento

Começou-se por calcular o número de perímetros necessários para a armadura de punçoamento, da forma ilustrada na Figura 5-12, onde r_{out} é a distância a partir da qual o betão armado por si só resiste ao

esforço de punçoamento instalado e $r_{w,int}$ e $r_{w,ext}$ delimitam a área onde se vai colocar a armadura de punçoamento.

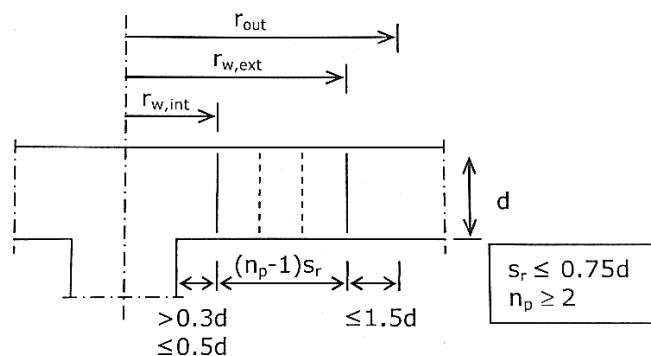


Figura 5-12 – Representação da localização da armadura de punçoamento

O r_{out} é calculado da seguinte forma:

$$r_{out} = \frac{\beta \times V_{Ed}}{2\pi \times v_{Rd,c} \times d} \quad (5.13)$$

O número de perímetros, n_p , tem de ser igual ou superior a dois.

De seguida calculou-se a área de armadura de punçoamento a colocar num perímetro:

$$A_{sw} = \frac{v_{Ed} - 0,75 \times v_{Rd,c} \times s_r \times u_1}{f_{yws,ef} \times s_{en\alpha} \times 1,5} \quad (5.14)$$

A armadura total ($A_{sw\ tot}$) é obtida multiplicando o valor anterior pelo número de perímetros. Para a escolha da solução de armadura de punçoamento falta apenas um parâmetro que neste caso foi o que condicionou a solução final que é o espaçamento dos estribos na direção tangencial.

$$s_{t,i} = \frac{A_{sw,ef}}{A_{sw}} \times u_i \quad (5.15)$$

Este espaçamento deve ser inferior a $1,5d$ para armaduras dentro do primeiro perímetro de controlo e $2d$ para as restantes.

Na Figura 5-13 estão apresentados os valores das grandezas envolvidas no cálculo da armadura de punçoamento dos dois pilares.

rout	uout	rint	rext	sr	np	st int	st ext	Asw/sr	Asw tot	Solução	Aseff
m	m	m	m	m		m	m	cm ² /m	cm ²		cm ²
0,62	3,87	0,30	0,51	0,15	2,00	0,32	0,42	2,19	4,39	18 Φ 8	9,05
0,69	4,32	0,30	0,48	0,15	2,00	0,30	0,42	3,19	6,39	18 Φ 8	9,05

Figura 5-13 – Cálculo da armadura de punçoamento

5.2.1.2 Verificação ao esforço transversal

É necessário realizar a verificação ao esforço transversal nas lajes para garantir que não haverá rotura por corte. Para isso compara-se o esforço transversal atuante com o esforço transversal resistente. O esforço transversal resistente foi calculado da seguinte forma:

$$v_{Rd,c} \geq \begin{cases} 0,12 \times k \times (100 \times \rho_l \times f_{ck})^{1/3} \\ 0,035 \times k^{3/2} \times f_{ck}^{1/2} \end{cases} \times b \times d \quad (5.16)$$

com

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{210}} = 1,976 \quad (5.17)$$

e considerando a armadura mínima utilizada nas lajes, $\phi 10//0,20m$, que equivale a uma área de $3,93cm^2/m$

$$\rho_l = \frac{3,93}{100 \times 21} = 1,87 \times 10^{-3} \quad (5.18)$$

O que resulta em

$$v_{Rd,c} \geq \begin{cases} 0,13 \times 1,976 (100 \times 0,00187 \times 30)^{1/3} \\ 0,035 \times 1,976^{3/2} \times 30^{1/2} \end{cases} = 0,21 = 88,5kN/m \quad (5.19)$$

Posteriormente foi-se verificar nos mapas do esforço transversal onde era ultrapassado o esforço atuante de $112kN/m$, para se proceder ao reforço dessas zonas.

A taxa mínima de armadura de esforço transversal é:

$$\rho_w = \frac{0,08 \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} = \frac{0,08 \sqrt{30}}{500} = 8,764 \times 10^{-4} \quad (5.20)$$

O que resulta numa armadura mínima de:

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{min} = \rho_w \times b_w = 8,764 \times 10^{-4} \times 1 = 8,764 \text{ cm}^2/m \quad (5.21)$$

O espaçamento máximo é de:

$$s_{max} = 0,75 \times d = 0,75 \times 0,21 = 0,15m \quad (5.22)$$

Uma vez que a armadura mínima se encontra espaçada de 20 em 20cm num metro linear de laje é possível colocar 5 varões da armadura de reforço. Com estes elementos pode calcular-se a armadura e o valor resistente ao esforço transversal

$$\frac{5\phi 8}{s_{max}} = \frac{2,51}{0,15} = 16,76cm^2 \quad (5.23)$$

$$V_{wd} = \left(\frac{A_{sw}}{s} \right) \times 0,9 \times d \times f_{ywd} \times \cotg \alpha \quad (5.24)$$

Considerando $\cotg \alpha$ com o valor de 2 tem-se para o esforço transversal resistente por metro:

$$V_{wd} = 16,76 \times 10^{-4} \times 0,9 \times 0,21 \times 435 \times 10^3 \times 2 = 275,51 \text{ kN} \quad (5.25)$$

Da análise dos mapas de esforço transversal, Figura 5-14, verificou-se que só é necessário reforçar algumas zonas reentrantes das lajes, uma vez que as restantes zonas onde o valor de 112 kN/m foi ultrapassado correspondiam a apoios de pilares onde a verificação do punçoamento já tinha sido realizada. Também se constatou que existiam picos muito localizados de esforço transversal que após a realização de *panel cuts* se verificou não serem relevantes.

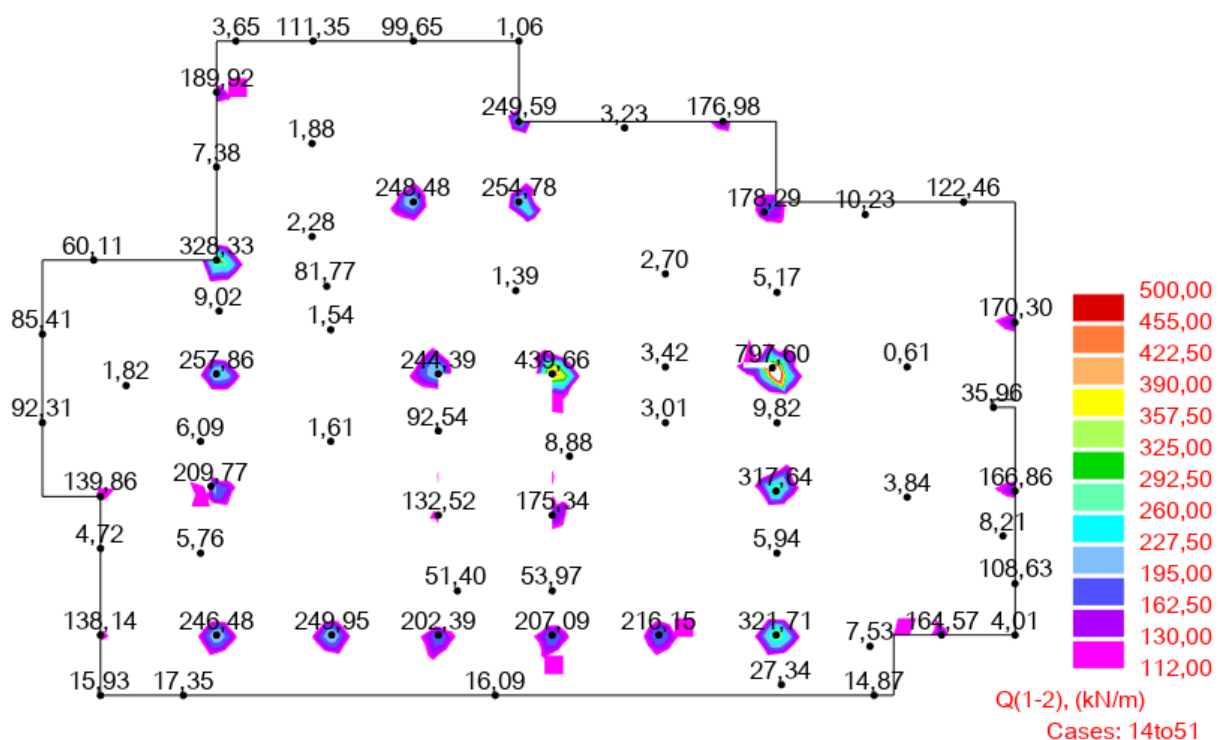


Figura 5-14 – Esforço transversal atuante (zonas com esforço superior ao resistente)

Nas zonas onde se mostrou necessária a colocação de armadura de esforço transversal, esta foi calculada como indica no regulamento para o esforço atuante a uma distância d do apoio, como ilustrado na Figura 5-15. Neste caso o esforço transversal por metro de laje seria $104,8/0,60$, ou seja, 175 kN/m, valor inferior à resistência da laje com armadura de esforço transversal anteriormente calculada (275,5 kN/m).

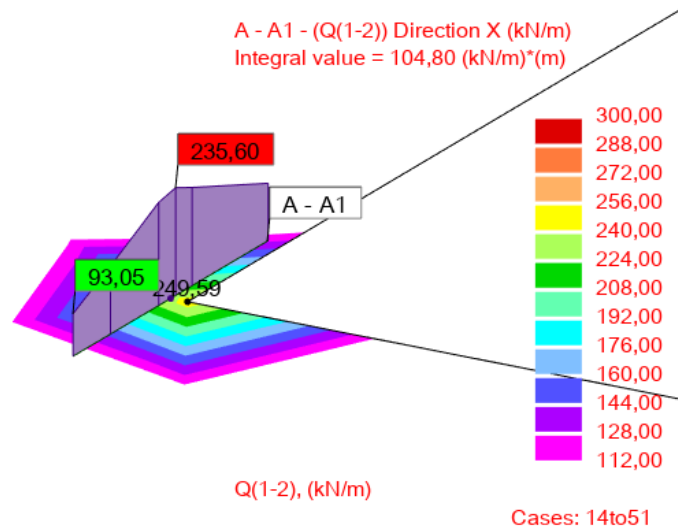


Figura 5-15 – *Panel cut* com 0,60m do esforço transversal junto do apoio de uma zona reentrante da laje

5.2.2 Vigas

O dimensionamento das armaduras das vigas de betão armado foi executado pelo mesmo processo de dimensionamento das armaduras longitudinais das lajes. Assim sendo a armadura longitudinal para momentos positivos e negativos é calculada com:

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{b \times d^2 \times f_{cd}} \tag{5.26}$$

onde:

μ — momento fletor reduzido;

M_{Ed} — momento máximo atuante.

De seguida procedeu-se ao cálculo da percentagem de armadura mecânica

$$\omega = \frac{A_s \times f_{yd}}{b \times d \times f_{cd}} \tag{5.27}$$

onde:

A_s — área da secção de armadura;

f_{yd} — valor de cálculo da tensão de cedência do aço das armaduras ordinárias.

A armadura resultante da fórmula anterior tem de respeitar as condicionantes da armadura máxima e mínima impostas pelos regulamentos.

A armadura mínima (A_{smin}) e máxima ($A_{smáx}$) obtém-se da seguinte forma (EC2):

$$A_{S_{min}} \geq \begin{cases} 0,26 \times \left(\frac{f_{ctm}}{f_{yk}}\right) \times b \times d \\ 0,0013 \times b \times d \end{cases} \quad (5.28)$$

$$A_{S_{max}} = 0,04 \times A_c \quad (5.29)$$

onde:

f_{ctm} — valor médio da resistência à tração do betão;

f_{yk} — valor característico da tensão de cedência do aço das armaduras ordinárias;

A_c — área de betão da secção.

No que diz respeito aos esforços transversos, começou por se verificar o esforço máximo resistente que é calculado da seguinte forma:

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cm} \times b_w \times z \times v \times f_{cd} \times \left(\frac{1}{\cot\theta + \tan\theta}\right) \quad (5.30)$$

onde:

α_{cm} — coeficiente que tem em conta o estado de tensão no banzo comprimido. Para secções sem pré-esforço, deve ser considerado igual a 1;

z — braço do binário das forças interiores, para um elemento de altura constante, correspondente ao momento fletor no elemento. Com $Z = 0,9 d$;

v — coeficiente de redução da resistência do betão fendilhado por esforço transversal.

$$\text{Com } v = 0,6 \times \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right)$$

θ — ângulo formado pela escora comprimida de betão com o eixo da viga.

O valor do transversal resistente para secções com estribos ($V_{Rd,s}$) é obtido pela seguinte formula:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \times z \times f_{yd} \times \cot\theta \quad (5.31)$$

onde:

A_{sw} — área da secção transversal das armaduras de esforço transversal existentes no comprimento s ;

s — o espaçamento dos estribos, medido ao longo do eixo longitudinal.

Estas armaduras também têm de verificar quantidades mínimas estabelecidas no Eurocódigo 2. A armadura mínima transversal é obtida por:

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{min} = \rho_{min} \times b_w \times \sin\alpha \quad (5.32)$$

onde:

ρ_{\min} — taxa de armadura mínima de esforço transversal. Obtido por $\rho_{\min} = 0,08 \times \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}}$;

α — ângulo formado pela armadura de esforço transversal com o eixo da viga. Como os estribos utilizados serão verticais, o valor de $\sin\alpha$ será considerado igual a 1.

O espaçamento longitudinal máximo entre as armaduras transversais depende da altura útil da viga e da inclinação dos estribos.

Segundo o Eurocódigo 2, o espaçamento longitudinal máximo ($s_{l,max}$) é dado por:

$$s_{l,max} = 0,75d \times (1 + \cot\alpha) \quad (5.33)$$

Este valor é prática corrente ser limitado a 300 mm, apesar não estar especificado no Eurocódigo 2.

O espaçamento transversal máximo ($s_{t,max}$) entre ramos de um mesmo estribo é dado por:

$$s_{t,max} \leq \begin{cases} 0,75d \\ 600 \text{ mm} \end{cases} \quad (5.34)$$

Outra verificação a ter em conta são apoios indiretos. Quando uma viga não se apoia num pilar ou parede mas noutra viga cria um apoio indireto. Os apoios indiretos estão contemplados no Eurocódigo 2 no ponto 9.2.5. Neste ponto é ilustrada esquematicamente a zona onde se deve aplicar a armadura de suspensão no cruzamento das duas vigas.

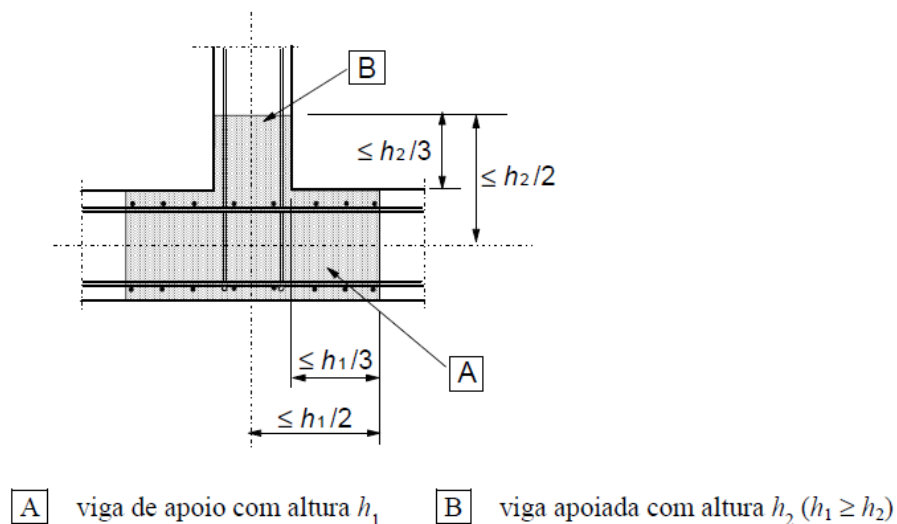


Figura 5-16 - Colocação da armadura de suspensão na interseção das duas vigas

A armadura total transversal é contabilizada somando à armadura transversal necessária para resistir ao esforço transversal a armadura de suspensão de apoio indireto.

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{total} = \left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{transversal} + \left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{suspensão} \quad (5.35)$$

A armadura de suspensão de apoio indireto é obtida por:

$$A_{sw,suspensão} = \frac{V_{Ed,viga\ apoiada}}{f_{yd}} \quad (5.36)$$

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{suspensão} = \frac{A_{sw,suspensão}}{L_{eff}} \quad (5.37)$$

onde:

$V_{Ed,viga\ apoiada}$ – valor do esforço transversal a suspender;

L_{eff} – comprimento efetivo onde será realizada a disposição da armadura.

Com as armaduras calculadas é necessário verificar o espaçamento entre varões longitudinais definido por d_{livre} .

$$d_{livre} = \frac{b - 2c_{nom} - (n^{\circ} \text{ estribos} \times \phi) - (n^{\circ} \text{ varões} \times \phi)}{n^{\circ} \text{ espaços}} \quad (5.38)$$

onde:

c_{nom} – recobrimento nominal;

ϕ – diâmetro da armadura;

b – largura da viga.

O d_{livre} tem de ser maior ou igual ao espaçamento mínimo, que se calcula da seguinte forma:

$$d_{min} \geq \begin{cases} \phi_{max} \\ d_g + 5 \\ 20mm \end{cases} \quad (5.39)$$

onde:

d_g – dimensão nominal máxima do agregado.

Foram desenvolvidas folhas de *Excel* para cálculo de armaduras de vigas e organização de resultados de forma a poderem ser apresentadas em notas de cálculo de memórias descritivas.

Nestas tabelas está explicitada a armadura calculada pelo Robot e a calculada manualmente. Contrariamente ao que se verificou nas lajes, nas vigas os resultados de áreas de armaduras calculadas destas duas formas são idênticos.

Seguidamente apresentam-se as tabelas referentes ao cálculo das vigas dos diferentes pisos.

Tabela 5-13 – Cálculo da armadura das vigas do piso 2

Viga	Tipo	b	h	d	Mrd	Ved	Verificação Longitudinal				Robot		Apoios Indiretos				Verificação Transverso				Vrds	d livre					
							μ	ω	Asmin	Asmax	As	Solução	Aeff	h/2	h/3	Leff	Ved	As-susp	Asw/s	Asw/s min			st max	sl max	Solução de armadura	kN	m
V3-1	sup	0,20	0,35	0,30	4,31	11,55	0,012	0,012	0,90	28,00	0,90	2 Φ 10	1,57	2 Φ 10	1,57	0,18	0,12	0,45	4,44	0,23	0,62	1,75	0,23	0,23	2 Φ 8 // 0,200	147,59	94,00
	inf	0,20	0,35	0,30	9,05	0,026	0,026	0,90	28,00	0,90	2 Φ 10	1,57	2 Φ 10	1,57	0,18	0,12	0,45	4,44	0,23	0,62	1,75	0,23	0,23	2 Φ 8 // 0,200	147,59	94,00	
V3-2	sup	0,20	0,35	0,30	24,99	36,81	0,069	0,072	0,90	28,00	1,99	2 Φ 12	2,26	3 Φ 10	2,36	0,18	0,12	0,45	-	1,25	1,75	0,23	0,23	2 Φ 8 // 0,200	147,59	94,00	
	inf	0,20	0,35	0,30	1,66	0,005	0,005	0,90	28,00	0,90	2 Φ 10	1,57	2 Φ 10	1,57	0,18	0,12	0,45	-	1,25	1,75	0,23	0,23	2 Φ 8 // 0,200	147,59	94,00		
V3-3	sup	0,20	0,35	0,30	35,35	78,05	0,098	0,104	0,90	28,00	2,86	4 Φ 10	3,14	3 Φ 10	2,36	0,18	0,12	0,45	36,81	1,88	4,54	1,75	0,23	0,23	2 Φ 8 // 0,200	147,59	94,00
	inf	0,20	0,35	0,30	29,27	0,081	0,085	0,90	28,00	2,35	4 Φ 10	3,14	4 Φ 10	3,14	0,18	0,12	0,45	36,81	1,88	4,54	1,75	0,23	0,23	2 Φ 8 // 0,200	147,59	94,00	
V3-4	sup	0,20	0,35	0,30	32,23	55,39	0,090	0,094	0,90	28,00	2,61	4 Φ 10	3,14	3 Φ 10	2,36	0,18	0,12	0,45	3,77	0,19	2,08	1,75	0,23	0,23	2 Φ 8 // 0,200	147,59	94,00
	inf	0,20	0,35	0,30	25,35	0,070	0,073	0,90	28,00	2,03	2 Φ 12	2,26	3 Φ 10	2,36	0,18	0,12	0,45	3,77	0,19	2,08	1,75	0,23	0,23	2 Φ 8 // 0,200	147,59	94,00	
V3-5	sup	0,20	0,35	0,30	34,38	57,69	0,096	0,101	0,90	28,00	2,78	4 Φ 10	3,14	2 Φ 10	1,57	0,18	0,12	0,45	-	1,96	1,75	0,23	0,23	2 Φ 8 // 0,200	147,59	94,00	
	inf	0,20	0,35	0,30	18,89	0,052	0,054	0,90	28,00	1,50	2 Φ 10	1,57	2 Φ 10	1,57	0,18	0,12	0,45	-	1,96	1,75	0,23	0,23	2 Φ 8 // 0,200	147,59	94,00		
V3-6	sup	0,20	0,35	0,30	10,75	16,42	0,030	0,031	0,90	28,00	0,90	2 Φ 10	1,57	3 Φ 10	2,36	0,18	0,12	0,45	-	0,56	1,75	0,23	0,23	2 Φ 8 // 0,200	147,59	94,00	
	inf	0,20	0,35	0,30	3,32	0,009	0,009	0,90	28,00	0,90	2 Φ 10	1,57	2 Φ 10	1,57	0,18	0,12	0,45	-	0,56	1,75	0,23	0,23	2 Φ 8 // 0,200	147,59	94,00		
V3-7	sup	0,20	0,35	0,30	29,78	58,06	0,083	0,087	0,90	28,00	2,39	4 Φ 10	3,14	3 Φ 10	2,36	0,18	0,12	0,45	3,25	0,17	2,14	1,75	0,23	0,23	2 Φ 8 // 0,200	147,59	94,00
	inf	0,20	0,35	0,30	18,77	0,052	0,054	0,90	28,00	1,49	2 Φ 10	1,57	2 Φ 10	1,57	0,18	0,12	0,45	3,25	0,17	2,14	1,75	0,23	0,23	2 Φ 8 // 0,200	147,59	94,00	
V3-8	sup	0,20	0,35	0,30	16,07	23,24	0,045	0,046	0,90	28,00	1,26	2 Φ 10	1,57	3 Φ 10	2,36	0,18	0,12	0,45	-	0,79	1,75	0,23	0,23	2 Φ 8 // 0,200	147,59	94,00	
	inf	0,20	0,35	0,30	3,33	0,009	0,009	0,90	28,00	0,90	2 Φ 10	1,57	2 Φ 10	1,57	0,18	0,12	0,45	-	0,79	1,75	0,23	0,23	2 Φ 8 // 0,200	147,59	94,00		
V3-9	sup	0,20	0,35	0,30	20,78	37,13	0,058	0,060	0,90	28,00	1,65	2 Φ 12	2,26	2 Φ 10	1,57	0,18	0,12	0,45	1,54	0,08	1,34	1,75	0,23	0,23	2 Φ 8 // 0,200	147,59	94,00
	inf	0,20	0,35	0,30	8,91	0,025	0,026	0,90	28,00	0,90	2 Φ 10	1,57	2 Φ 10	1,57	0,18	0,12	0,45	1,54	0,08	1,34	1,75	0,23	0,23	2 Φ 8 // 0,200	147,59	94,00	
V3-10	sup	0,20	0,35	0,30	28,64	51,23	0,080	0,083	0,90	28,00	2,30	4 Φ 10	3,14	3 Φ 10	2,36	0,18	0,12	0,45	-	1,74	1,75	0,23	0,23	2 Φ 8 // 0,200	147,59	94,00	
	inf	0,20	0,35	0,30	14,72	0,041	0,042	0,90	28,00	1,16	2 Φ 10	1,57	2 Φ 10	1,57	0,18	0,12	0,45	-	1,74	1,75	0,23	0,23	2 Φ 8 // 0,200	147,59	94,00		
V3-11	sup	0,20	0,35	0,30	17,09	28,98	0,047	0,049	0,90	28,00	1,35	2 Φ 10	1,57	3 Φ 10	2,36	0,18	0,12	0,45	-	0,99	1,75	0,23	0,23	2 Φ 8 // 0,200	147,59	94,00	
	inf	0,20	0,35	0,30	3,60	0,010	0,010	0,90	28,00	0,90	2 Φ 10	1,57	2 Φ 10	1,57	0,18	0,12	0,45	-	0,99	1,75	0,23	0,23	2 Φ 8 // 0,200	147,59	94,00		
V3-12	sup	0,20	0,35	0,30	13,70	26,79	0,038	0,039	0,90	28,00	1,08	2 Φ 10	1,57	2 Φ 16	4,02	0,18	0,12	0,45	1,55	0,08	0,99	1,75	0,23	0,23	2 Φ 8 // 0,200	147,59	94,00
	inf	0,20	0,35	0,30	5,65	0,016	0,016	0,90	28,00	0,90	2 Φ 10	1,57	2 Φ 16	4,02	0,18	0,12	0,45	1,55	0,08	0,99	1,75	0,23	0,23	2 Φ 8 // 0,200	147,59	94,00	
V3-13	sup	0,20	0,35	0,30	8,85	18,12	0,025	0,025	0,90	28,00	0,90	2 Φ 10	1,57	2 Φ 10	1,57	0,18	0,12	0,45	-	0,62	1,75	0,23	0,23	2 Φ 8 // 0,200	147,59	94,00	
	inf	0,20	0,35	0,30	1,44	0,004	0,004	0,90	28,00	0,90	2 Φ 10	1,57	2 Φ 10	1,57	0,18	0,12	0,45	-	0,62	1,75	0,23	0,23	2 Φ 8 // 0,200	147,59	94,00		
V3-14	sup	0,20	0,35	0,30	24,05	33,73	0,067	0,069	0,90	28,00	1,91	2 Φ 12	2,26	2 Φ 10	1,57	0,18	0,12	0,45	-	1,15	1,75	0,23	0,23	2 Φ 8 // 0,200	147,59	94,00	
	inf	0,20	0,35	0,30	3,18	0,009	0,009	0,90	28,00	0,90	2 Φ 10	1,57	2 Φ 10	1,57	0,18	0,12	0,45	-	1,15	1,75	0,23	0,23	2 Φ 8 // 0,200	147,59	94,00		

Tabela 5-14 – Cálculo da armadura das vigas do piso 1

Viga	Sup/Inf	b	h	d	Mrd	Ved	Verificação Longitudinal						Robot						Apoios Indiretos						Verificação Transverso						d livre
							ω	μ	Asmin	Asmax	As	Solução	Aeff	Solução	Aeff	h/2	h/3	leff	Ved	As.susp	Asw/s	Asw/s	st max	sl max	Solução de armadura	Vrd.s					
V2-1	sup	0,20	0,35	0,30	5,01	14,15	0,014	0,014	0,90	28,00	0,90	2 0 10	1,57	2 0 10	1,57	0,18	0,12	0,45	7,49	0,38	0,86	1,75	0,23	0,23	2 0 8 // 0,200	147,59	94,00				
	inf	0,20	0,35	0,30	9,70	35,34	0,027	0,028	0,90	28,00	0,90	2 0 10	1,57	2 0 10	1,57	0,18	0,12	0,45	7,49	0,38	0,86	1,75	0,23	0,23	2 0 8 // 0,200	147,59	94,00				
V2-2	sup	0,20	0,35	0,30	35,34	45,69	0,098	0,104	0,90	28,00	2,86	4 0 10	3,14	4 0 10	3,14	0,18	0,12	0,45	7,49	-	1,56	1,75	0,23	0,23	2 0 8 // 0,200	147,59	94,00				
	inf	0,20	0,35	0,30	1,66	1,66	0,005	0,005	0,90	28,00	0,90	2 0 10	1,57	2 0 10	1,57	0,18	0,12	0,45	7,49	-	1,56	1,75	0,23	0,23	2 0 8 // 0,200	147,59	94,00				
V2-3	sup	0,20	0,35	0,30	56,48	107,78	0,157	0,172	0,90	28,00	4,75	4 0 16	8,04	4 0 10	3,14	0,18	0,12	0,45	45,69	2,33	6,00	1,75	0,23	0,23	3 0 8 // 0,100	442,78	24,67				
	inf	0,20	0,35	0,30	32,24	32,24	0,090	0,094	0,90	28,00	2,61	4 0 10	3,14	4 0 10	3,14	0,18	0,12	0,45	45,69	2,33	6,00	1,75	0,23	0,23	3 0 8 // 0,100	442,78	24,67				
V2-4	sup	0,20	0,35	0,30	38,35	60,61	0,107	0,113	0,90	28,00	3,11	4 0 10	3,14	3 0 10	2,36	0,18	0,12	0,45	5,04	0,26	2,32	1,75	0,23	0,23	2 0 8 // 0,200	147,59	31,33				
	inf	0,20	0,35	0,30	25,01	25,01	0,069	0,072	0,90	28,00	2,00	2 0 12	2,26	3 0 10	2,36	0,18	0,12	0,45	5,04	0,26	2,32	1,75	0,23	0,23	2 0 8 // 0,200	147,59	31,33				
V2-5	sup	0,20	0,35	0,30	41,63	72,66	0,116	0,124	0,90	28,00	3,41	4 0 12	4,52	3 0 10	2,36	0,18	0,12	0,45	5,04	-	2,47	1,75	0,23	0,23	2 0 8 // 0,200	147,59	30,00				
	inf	0,20	0,35	0,30	18,18	18,18	0,051	0,052	0,90	28,00	1,45	2 0 10	1,57	3 0 10	2,36	0,18	0,12	0,45	5,04	-	2,47	1,75	0,23	0,23	2 0 8 // 0,200	147,59	30,00				
V2-6	sup	0,20	0,35	0,30	12,36	2,19	0,034	0,035	0,90	28,00	0,97	2 0 10	1,57	3 0 10	2,36	0,18	0,12	0,45	5,04	-	0,60	1,75	0,23	0,23	2 0 8 // 0,200	147,59	94,00				
	inf	0,20	0,35	0,30	2,19	17,49	0,006	0,006	0,90	28,00	0,90	2 0 10	1,57	3 0 10	2,36	0,18	0,12	0,45	5,04	-	0,60	1,75	0,23	0,23	2 0 8 // 0,200	147,59	94,00				
V2-7	sup	0,20	0,35	0,30	39,07	70,76	0,109	0,115	0,90	28,00	3,18	4 0 12	4,52	3 0 10	2,36	0,18	0,12	0,45	2,36	0,12	2,53	1,75	0,23	0,23	2 0 8 // 0,200	147,59	30,00				
	inf	0,20	0,35	0,30	19,82	19,82	0,055	0,057	0,90	28,00	1,57	2 0 10	1,57	2 0 10	1,57	0,18	0,12	0,45	2,36	0,12	2,53	1,75	0,23	0,23	2 0 8 // 0,200	147,59	30,00				
V2-8	sup	0,20	0,35	0,30	20,46	28,57	0,057	0,059	0,90	28,00	1,62	2 0 12	2,26	2 0 10	1,57	0,18	0,12	0,45	2,36	-	0,97	1,75	0,23	0,23	2 0 8 // 0,200	147,59	94,00				
	inf	0,20	0,35	0,30	3,41	3,41	0,009	0,009	0,90	28,00	0,90	2 0 10	1,57	2 0 10	1,57	0,18	0,12	0,45	2,36	-	0,97	1,75	0,23	0,23	2 0 8 // 0,200	147,59	94,00				
V2-9	sup	0,20	0,35	0,30	25,58	42,74	0,071	0,074	0,90	28,00	2,04	2 0 12	2,26	3 0 10	2,36	0,18	0,12	0,45	1,25	0,06	1,52	1,75	0,23	0,23	2 0 8 // 0,200	147,59	94,00				
	inf	0,20	0,35	0,30	8,87	8,87	0,025	0,026	0,90	28,00	0,90	2 0 10	1,57	2 0 10	1,57	0,18	0,12	0,45	1,25	0,06	1,52	1,75	0,23	0,23	2 0 8 // 0,200	147,59	94,00				
V2-10	sup	0,20	0,35	0,30	38,63	67,75	0,107	0,114	0,90	28,00	3,14	4 0 10	3,14	4 0 10	3,14	0,18	0,12	0,45	2,36	-	2,31	1,75	0,23	0,23	2 0 8 // 0,200	147,59	31,33				
	inf	0,20	0,35	0,30	17,58	17,58	0,049	0,051	0,90	28,00	1,40	2 0 10	1,57	2 0 10	1,57	0,18	0,12	0,45	2,36	-	2,31	1,75	0,23	0,23	2 0 8 // 0,200	147,59	31,33				
V2-11	sup	0,20	0,35	0,30	24,52	35,57	0,068	0,071	0,90	28,00	1,95	2 0 12	2,26	2 0 10	1,57	0,18	0,12	0,45	2,36	-	1,21	1,75	0,23	0,23	2 0 8 // 0,200	147,59	94,00				
	inf	0,20	0,35	0,30	5,13	5,13	0,014	0,014	0,90	28,00	0,90	2 0 10	1,57	3 0 10	2,36	0,18	0,12	0,45	2,36	-	1,21	1,75	0,23	0,23	2 0 8 // 0,200	147,59	94,00				
V2-12	sup	0,20	0,35	0,30	27,57	49,74	0,077	0,080	0,90	28,00	2,20	2 0 12	2,26	2 0 10	1,57	0,18	0,12	0,45	1,52	0,08	1,77	1,75	0,23	0,23	2 0 8 // 0,200	147,59	94,00				
	inf	0,20	0,35	0,30	11,10	11,10	0,031	0,032	0,90	28,00	0,90	2 0 10	1,57	2 0 10	1,57	0,18	0,12	0,45	1,52	0,08	1,77	1,75	0,23	0,23	2 0 8 // 0,200	147,59	94,00				
V2-13	sup	0,20	0,35	0,30	15,38	28,41	0,043	0,044	0,90	28,00	1,21	2 0 10	1,57	2 0 10	1,57	0,18	0,12	0,45	2,36	-	0,97	1,75	0,23	0,23	2 0 8 // 0,200	147,59	94,00				
	inf	0,20	0,35	0,30	1,82	1,82	0,005	0,005	0,90	28,00	0,90	2 0 10	1,57	2 0 10	1,57	0,18	0,12	0,45	2,36	-	0,97	1,75	0,23	0,23	2 0 8 // 0,200	147,59	94,00				
V2-14	sup	0,20	0,35	0,30	42,12	56,62	0,117	0,125	0,90	28,00	3,45	4 0 12	4,52	3 0 10	2,36	0,18	0,12	0,45	2,36	-	1,93	1,75	0,23	0,23	2 0 8 // 0,200	147,59	94,00				
	inf	0,20	0,35	0,30	3,78	3,78	0,011	0,010	0,90	28,00	0,90	2 0 10	1,57	2 0 10	1,57	0,18	0,12	0,45	2,36	-	1,93	1,75	0,23	0,23	2 0 8 // 0,200	147,59	94,00				
V2-15	sup	0,20	0,35	0,30	40,59	65,58	0,113	0,120	0,90	28,00	3,32	2 0 16	4,02	4 0 10	3,14	0,18	0,12	0,45	2,36	-	2,23	1,75	0,23	0,23	2 0 8 // 0,200	147,59	82,00				
	inf	0,20	0,35	0,30	25,91	25,91	0,072	0,075	0,90	28,00	2,07	2 0 12	2,26	4 0 10	3,14	0,18	0,12	0,45	2,36	-	2,23	1,75	0,23	0,23	2 0 8 // 0,200	147,59	82,00				
V2-16	sup	0,20	0,35	0,30	40,51	63,12	0,113	0,120	0,90	28,00	3,31	2 0 16	4,02	4 0 10	3,14	0,18	0,12	0,45	2,36	-	2,15	1,75	0,23	0,23	2 0 8 // 0,200	147,59	82,00				
	inf	0,20	0,35	0,30	25,34	25,34	0,070	0,073	0,90	28,00	2,02	2 0 12	2,26	4 0 10	3,14	0,18	0,12	0,45	2,36	-	2,15	1,75	0,23	0,23	2 0 8 // 0,200	147,59	82,00				

Tabela 5-15 – Cálculo da armadura das vigas do rés do chão

Viga	Linha	b			h	d	Mrd	Ved	Verificação Longitudinal				Robot		Apoies Indiretos				Verificação Transverso				Vids	d livre			
		m	m	m					μ	ω	Asmin	Asmax	As	Solução	Aeff	Solução	Aeff	h/2	h/3	Leff	Ved	As.susp			Asw/s	Asw/s min	st max
V1-1	sup	0,20	0,35	0,30	0,015	0,015	0,90	28,00	0,90	28,00	0,90	28,00	1,57	3 Ø 10	2,36	0,18	0,12	0,45	7,46	0,38	0,85	1,75	0,23	0,23	2 Ø 8 // 0,200	147,59	94,00
	inf	0,20	0,35	0,30	0,026	0,027	0,90	9,40	0,90	28,00	0,90	28,00	1,57	3 Ø 10	2,36	0,18	0,12	0,45	7,46	0,38	0,85	1,75	0,23	0,23	2 Ø 8 // 0,200	147,59	94,00
V1-2	sup	0,20	0,35	0,30	0,004	0,108	0,90	47,03	0,90	28,00	0,90	28,00	2,98	4 Ø 10	3,14	0,18	0,12	0,45		-	1,60	1,75	0,23	0,23	2 Ø 8 // 0,200	147,59	94,00
	inf	0,20	0,35	0,30	0,004	0,004	0,90	1,59	0,90	28,00	0,90	28,00	1,57	2 Ø 10	1,57	0,18	0,12	0,45		-	1,60	1,75	0,23	0,23	2 Ø 8 // 0,200	147,59	94,00
V1-3	sup	0,20	0,35	0,30	0,190	0,213	0,90	68,27	0,90	28,00	0,90	28,00	5,86	4 Ø 16	8,04	0,18	0,12	0,45	47,04	2,40	6,46	1,75	0,23	0,23	3 Ø 8 // 0,100	442,78	28,67
	inf	0,20	0,35	0,30	0,088	0,093	0,90	31,85	0,90	28,00	0,90	28,00	2,57	4 Ø 10	3,14	0,18	0,12	0,45	47,04	2,40	6,46	1,75	0,23	0,23	3 Ø 8 // 0,100	442,78	28,67
V1-4	sup	0,20	0,35	0,30	0,103	0,109	0,90	36,97	0,90	28,00	0,90	28,00	3,00	4 Ø 10	3,14	0,18	0,12	0,45	0,20	0,01	2,00	1,75	0,23	0,23	2 Ø 8 // 0,200	147,59	90,00
	inf	0,20	0,35	0,30	0,068	0,070	0,90	24,36	0,90	28,00	0,90	28,00	1,94	2 Ø 12	2,36	0,18	0,12	0,45	0,20	0,01	2,00	1,75	0,23	0,23	2 Ø 8 // 0,200	147,59	90,00
V1-5	sup	0,20	0,35	0,30	0,115	0,123	0,90	41,35	0,90	28,00	0,90	28,00	3,39	4 Ø 12	4,52	0,18	0,12	0,45		-	2,48	1,75	0,23	0,23	2 Ø 8 // 0,200	147,59	94,00
	inf	0,20	0,35	0,30	0,050	0,052	0,90	18,03	0,90	28,00	0,90	28,00	1,44	2 Ø 10	1,57	0,18	0,12	0,45		-	2,48	1,75	0,23	0,23	2 Ø 8 // 0,200	147,59	94,00
V1-6	sup	0,20	0,35	0,30	0,038	0,039	0,90	13,58	0,90	28,00	0,90	28,00	1,07	2 Ø 10	1,57	0,18	0,12	0,45		-	0,59	1,75	0,23	0,23	2 Ø 8 // 0,200	147,59	94,00
	inf	0,20	0,35	0,30	0,005	0,005	0,90	17,35	0,90	28,00	0,90	28,00	0,90	2 Ø 10	1,57	0,18	0,12	0,45		-	0,59	1,75	0,23	0,23	2 Ø 8 // 0,200	147,59	94,00
V1-7	sup	0,20	0,35	0,30	0,114	0,122	0,90	41,08	0,90	28,00	0,90	28,00	3,36	4 Ø 12	4,52	0,18	0,12	0,45	1,63	0,08	2,56	1,75	0,23	0,23	2 Ø 8 // 0,200	147,59	94,00
	inf	0,20	0,35	0,30	0,054	0,056	0,90	19,36	0,90	28,00	0,90	28,00	1,54	2 Ø 10	1,57	0,18	0,12	0,45	1,63	0,08	2,56	1,75	0,23	0,23	2 Ø 8 // 0,200	147,59	94,00
V1-8	sup	0,20	0,35	0,30	0,056	0,058	0,90	20,00	0,90	28,00	0,90	28,00	1,59	2 Ø 12	2,26	0,18	0,12	0,45		-	0,93	1,75	0,23	0,23	2 Ø 8 // 0,200	147,59	90,00
	inf	0,20	0,35	0,30	0,009	0,009	0,90	3,28	0,90	28,00	0,90	28,00	0,90	2 Ø 10	1,57	0,18	0,12	0,45		-	0,93	1,75	0,23	0,23	2 Ø 8 // 0,200	147,59	90,00
V1-9	sup	0,20	0,35	0,30	0,067	0,070	0,90	24,19	0,90	28,00	0,90	28,00	1,92	2 Ø 12	2,26	0,18	0,12	0,45	1,05	0,05	1,45	1,75	0,23	0,23	2 Ø 8 // 0,200	147,59	90,00
	inf	0,20	0,35	0,30	0,024	0,025	0,90	8,74	0,90	28,00	0,90	28,00	0,90	2 Ø 10	1,57	0,18	0,12	0,45	1,05	0,05	1,45	1,75	0,23	0,23	2 Ø 8 // 0,200	147,59	90,00
V1-10	sup	0,20	0,35	0,30	0,100	0,106	0,90	36,14	0,90	28,00	0,90	28,00	2,93	4 Ø 10	3,14	0,18	0,12	0,45		-	2,13	1,75	0,23	0,23	2 Ø 8 // 0,200	147,59	31,33
	inf	0,20	0,35	0,30	0,046	0,047	0,90	16,65	0,90	28,00	0,90	28,00	1,31	2 Ø 10	1,57	0,18	0,12	0,45		-	2,13	1,75	0,23	0,23	2 Ø 8 // 0,200	147,59	94,00
V1-11	sup	0,20	0,35	0,30	0,057	0,059	0,90	20,38	0,90	28,00	0,90	28,00	1,62	2 Ø 12	2,26	0,18	0,12	0,45		-	1,07	1,75	0,23	0,23	2 Ø 8 // 0,200	147,59	90,00
	inf	0,20	0,35	0,30	0,009	0,009	0,90	3,20	0,90	28,00	0,90	28,00	0,90	2 Ø 10	1,57	0,18	0,12	0,45		-	1,07	1,75	0,23	0,23	2 Ø 8 // 0,200	147,59	94,00
V1-12	sup	0,20	0,35	0,30	0,056	0,058	0,90	20,13	0,90	28,00	0,90	28,00	1,60	2 Ø 12	2,26	0,18	0,12	0,45	1,62	0,08	1,36	1,75	0,23	0,23	2 Ø 8 // 0,200	147,59	90,00
	inf	0,20	0,35	0,30	0,015	0,015	0,90	5,54	0,90	28,00	0,90	28,00	0,90	2 Ø 10	1,57	0,18	0,12	0,45	1,62	0,08	1,36	1,75	0,23	0,23	2 Ø 8 // 0,200	147,59	94,00
V1-13	sup	0,20	0,35	0,30	0,046	0,048	0,90	16,71	0,90	28,00	0,90	28,00	1,32	2 Ø 10	1,57	0,18	0,12	0,45		-	1,03	1,75	0,23	0,23	2 Ø 8 // 0,200	147,59	94,00
	inf	0,20	0,35	0,30	0,005	0,005	0,90	1,69	0,90	28,00	0,90	28,00	0,90	2 Ø 10	1,57	0,18	0,12	0,45		-	1,03	1,75	0,23	0,23	2 Ø 8 // 0,200	147,59	94,00
V1-14	sup	0,20	0,35	0,30	0,117	0,125	0,90	42,13	0,90	28,00	0,90	28,00	3,45	4 Ø 12	4,52	0,18	0,12	0,45		-	1,86	1,75	0,23	0,23	2 Ø 8 // 0,200	147,59	30,00
	inf	0,20	0,35	0,30	0,011	0,010	0,90	3,78	0,90	28,00	0,90	28,00	0,90	2 Ø 10	1,57	0,18	0,12	0,45		-	1,86	1,75	0,23	0,23	2 Ø 8 // 0,200	147,59	94,00
V1-15	sup	0,20	0,35	0,30	0,073	0,076	0,90	26,28	0,90	28,00	0,90	28,00	2,10	2 Ø 12	2,26	0,18	0,12	0,45		-	2,10	1,75	0,23	0,23	2 Ø 8 // 0,200	147,59	90,00
	inf	0,20	0,35	0,30	0,036	0,036	0,90	12,78	0,90	28,00	0,90	28,00	1,01	2 Ø 10	1,57	0,18	0,12	0,45		-	2,10	1,75	0,23	0,23	2 Ø 8 // 0,200	147,59	94,00
V1-16	sup	0,20	0,35	0,30	0,078	0,082	0,90	28,07	0,90	28,00	0,90	28,00	2,25	2 Ø 12	2,26	0,18	0,12	0,45		-	2,22	1,75	0,23	0,23	2 Ø 8 // 0,200	147,59	90,00
	inf	0,20	0,35	0,30	0,036	0,037	0,90	13,00	0,90	28,00	0,90	28,00	1,02	2 Ø 10	1,57	0,18	0,12	0,45		-	2,22	1,75	0,23	0,23	2 Ø 8 // 0,200	147,59	94,00

Tabela 5-16 – Cálculo da armadura das vigas da cave

	Verificação Longitudinal			Robot			Apoios Indiretos						Verificação Transverso				d livre m		
	Asmin cm2	Asmax cm2	As cm2	Solução	Aeff cm2	Aeff cm2	h/3	h/2	h/3	l _{eff} m	Ved kN	As,susp cm2	Asw/s cm2	ksw/s/min cm2	st max m	si max m		Solução de armadura	Vrd,s kN
VO-1	sup	26,58	1,21	1,56	2 Ø 10	1,57	2 Ø 10	0,23	0,15	0,50	23,04	1,06	2,70	1,75	0,30	0,30	2 Ø 8 // 0,200	196,79	94,00
	inf	14,86	1,21	1,21	2 Ø 10	1,57	2 Ø 10	0,23	0,15	0,50	23,04	1,06	2,70	1,75	0,30	0,30	2 Ø 8 // 0,200	196,79	94,00
VO-2	sup	89,23	1,21	36,00	2 Ø 20	6,28	2 Ø 16	0,23	0,15	0,50	32,73	1,50	5,81	1,75	0,30	0,30	2 Ø 8 // 0,100	393,58	74,00
	inf	32,32	1,21	36,00	2 Ø 12	2,26	2 Ø 16	0,23	0,15	0,50	32,73	1,50	5,81	1,75	0,30	0,30	2 Ø 8 // 0,100	393,58	90,00
VO-3	sup	0,44	1,21	36,00	2 Ø 10	1,57	2 Ø 10	0,23	0,15	0,50	3,60	0,17	0,39	1,75	0,30	0,30	2 Ø 8 // 0,200	196,79	94,00
	inf	9,53	1,21	36,00	2 Ø 10	1,57	2 Ø 10	0,23	0,15	0,50	3,60	0,17	0,39	1,75	0,30	0,30	2 Ø 8 // 0,200	196,79	94,00
VO-4	sup	60,44	1,21	36,00	2 Ø 16	4,02	2 Ø 10	0,23	0,15	0,50	23,78	1,09	3,39	1,75	0,30	0,30	2 Ø 8 // 0,200	196,79	82,00
	inf	24,46	1,21	36,00	2 Ø 10	1,57	2 Ø 10	0,23	0,15	0,50	23,78	1,09	3,39	1,75	0,30	0,30	2 Ø 8 // 0,200	196,79	94,00
VO-5	sup	1,98	1,21	36,00	2 Ø 10	1,57	2 Ø 10	0,23	0,15	0,50	1,06	0,05	0,43	1,75	0,30	0,30	2 Ø 8 // 0,200	196,79	94,00
	inf	15,40	1,21	36,00	2 Ø 10	1,57	2 Ø 10	0,23	0,15	0,50	1,06	0,05	0,43	1,75	0,30	0,30	2 Ø 8 // 0,200	196,79	94,00
VO-6	sup	15,77	1,21	36,00	2 Ø 10	1,57	2 Ø 10	0,23	0,15	0,50	15,45	0,71	1,74	1,75	0,30	0,30	2 Ø 8 // 0,200	196,79	94,00
	inf	10,00	1,21	36,00	2 Ø 10	1,57	2 Ø 10	0,23	0,15	0,50	15,45	0,71	1,74	1,75	0,30	0,30	2 Ø 8 // 0,200	196,79	94,00
VO-7	sup	19,66	1,21	36,00	2 Ø 10	1,57	2 Ø 10	0,23	0,15	0,50		-	1,67	1,75	0,30	0,30	2 Ø 8 // 0,200	196,79	94,00
	inf	31,59	1,21	36,00	2 Ø 12	2,26	2 Ø 10	0,23	0,15	0,50		-	1,67	1,75	0,30	0,30	2 Ø 8 // 0,200	196,79	94,00
VO-8	sup	7,13	1,21	36,00	2 Ø 10	1,57	2 Ø 10	0,23	0,15	0,50		-	1,52	1,75	0,30	0,30	2 Ø 8 // 0,200	196,79	94,00
	inf	30,28	1,21	36,00	2 Ø 12	2,26	2 Ø 10	0,23	0,15	0,50		-	1,52	1,75	0,30	0,30	2 Ø 8 // 0,200	196,79	94,00

5.2.3 Pilares e paredes

O programa de cálculo utilizado tem em consideração o Eurocódigo 2 e o Eurocódigo 8 no cálculo dos elementos à compressão, cumprindo as metodologias por eles preconizadas. Contudo ao longo do percurso académico no ISEP, o cálculo dos pilares foi lecionado tendo em consideração o REBAP. Segundo este regulamento, no estudo do efeito de encurvadura é necessário ter em conta a secção crítica dos elementos verticais, que está dependente de a estrutura ser de nós fixos ou de nós móveis. Para estruturas de nós fixos o efeito das excentricidades deve ser considerado aproximadamente a meia altura do pilar, pois as extremidades estão fixas. Para estruturas de nós móveis a secção crítica é considerada nas secções extremas.

Segundo o REBAP, uma estrutura é considerada de nós fixos se for verificada a seguinte expressão:

$$h_{total} \times \sqrt{\frac{\sum N}{\sum EI}} \leq \eta \quad (5.40)$$

onde:

h_{total} — altura total do edifício;

I — momento de inércia dos pilares;

E — módulo de elasticidade do betão;

$$\eta = \begin{cases} 0,2 + 0,1n, & \text{para } n \leq 4 \\ 0,6, & \text{para } n > 4 \end{cases} \quad (5.41)$$

Fazendo o cálculo da mobilidade na direção paralela à menor direção (que pareceu ser a mais desfavorável), considerando a primeira modelação dos pilares de secção quadrangular com aresta de 0,20 m, e com o valor do somatório das reações verticais referentes às cargas permanentes e sobrecarga, não majoradas, a expressão do REBAP fica:

$$9,7 \times \sqrt{\frac{26523}{31 \times 10^9 \times 0,0529}} = 0,039 \quad (5.42)$$

Sendo $\eta = 0,2 + 0,1 \times 4 = 0,6$, a estrutura é de nós fixos na direção em estudo. Como na direção perpendicular à agora estudada os elementos verticais apresentam maior inércia, então a estrutura será de nós fixos nas duas direções.

No cálculo dos elementos verticais começou-se por calcular a esbelteza nas duas direções:

$$\lambda_x = \frac{l_{ox}}{i_y} = \frac{n \times l}{\sqrt{12}} \quad (5.43)$$

$$\lambda_y = \frac{l_{oy}}{i_x} = \frac{n \times l}{\sqrt{12} \times b_y} \quad (5.44)$$

A verificação do Estado Limite Último de encurvadura poderá ser dispensada caso seja verificada uma das seguintes condições:

$$\lambda \leq 35 \quad (5.45)$$

$$\frac{M_{Ed}}{N_{Ed}} \geq 3,5 \times h \quad (5.46)$$

Quando é necessário considerar os efeitos da encurvadura, o cálculo das excentricidades realiza-se com as seguintes expressões:

$$ea \geq \begin{cases} l_0 \\ 300 \\ 0,02 \end{cases} \quad (5.47)$$

$$e_2 = \frac{1}{r} \times \frac{l_0^2}{10} \quad (5.48)$$

onde:

$$\frac{1}{r} = \frac{5}{h} \times 10^{-3} \times \eta \quad (5.49)$$

$$\eta \leq \begin{cases} \frac{0,4 \times f_{cd} \times A_c}{N_{Ed}} \\ 1 \end{cases} \quad (5.50)$$

A excentricidade de cada direção é o somatório de ea (excentricidade acidental) e e_2 (excentricidade de 2ª ordem). O valor da excentricidade de fluência é considerado nulo uma vez que as esbeltezas são inferiores a 70.

Para o cálculo dos esforços de dimensionamento é necessário adicionar o efeito da excentricidade nas zonas críticas. O facto de a estrutura ser de nós fixos em ambas as direções faz com que a secção crítica se localize na secção intermédia dos pilares, resultando nos seguintes esforços:

$$\begin{aligned} \text{Topo} &= \begin{vmatrix} N_{Ed} \\ M_{Edx} \\ M_{Edy} \end{vmatrix} \\ \text{S. C.} &= \begin{vmatrix} N_{Ed} \\ M_{Edx} + N_{Ed} \times e_y \\ M_{Edy} + N_{Ed} \times e_x \end{vmatrix} \\ \text{Base} &= \begin{vmatrix} N_{Ed} \\ M_{Edx} \\ M_{Edy} \end{vmatrix} \end{aligned} \quad (5.51)$$

Para estes três casos são calculadas as armaduras necessárias de forma a determinar a mais condicionante. Estes cálculos são feitos da seguinte forma:

$$v = \frac{N_{Ed}}{b_x \times b_y \times f_{cd}} \quad (5.52)$$

$$\mu_x = \frac{M_{Edx}}{b_x \times b_y^2 \times f_{cd}} \quad (5.53)$$

$$\mu_y = \frac{M_{Edy}}{b_y \times b_x^2 \times f_{cd}} \quad (5.54)$$

De modo a automatizar o processo de cálculo, recorrendo ao livro “Tabelas e Ábacos de Dimensionamento de Secções de Betão” assumiu-se a soma dos momentos reduzidos anteriormente calculados das duas direções como apenas uma para o cálculo do valor da percentagem de armadura.

$$\omega = \frac{A_s \times f_{yd}}{b_x \times b_y \times f_{cd}} \quad (5.55)$$

A armadura dos elementos verticais tem de respeitar alguns condicionamentos regulamentares, tais como quantidades mínimas (A_{smin}) e máximas ($A_{smáx}$) e afastamentos máximos ($s_{máx}$).

$$A_{smin} \geq \begin{cases} 0,1 \times N_{ed} \\ f_{yd} \\ 0,002 \times A_c \end{cases} \quad (5.56)$$

$$A_{smáx} \leq 0,04 \times A_c \quad (5.57)$$

$$s_{máx} = 30\text{cm} \quad (5.58)$$

Relativamente à armadura transversal dos pilares, esta deve verificar as seguintes condições:

$$\Phi_{cintas} \geq \begin{cases} 6\text{mm} \\ \frac{\Phi_l}{4} \end{cases} \quad (5.59)$$

$$s_{lt, máx} \leq \begin{cases} 15 \times \Phi_{min} \\ \text{lado menor} \\ 30\text{cm} \end{cases} \quad (5.60)$$

Tal como já anteriormente referido para as vigas, também para os pilares foram desenvolvidas folhas de *Excel* que automatizaram o cálculo e organizaram os resultados de forma a poderem ser apresentados nas memórias descritivas. Algumas dessas tabelas são apresentadas seguidamente.

Tabela 5-17 - Cálculo das armaduras dos pilares do segundo piso

P2-1	l	x	y	N	Mx	My	v	μx	μy	ω	As	Asmin	Asmax	Solução	Aseff	As	Solução	Robot
P2-1	3,00	0,20	0,30	78,04	14,48	4,88	0,07	0,01	0,06	0,00	2,98	1,20	24,00	4 Ø 12	4,52	6 // 0,150	4 Ø 10	4 Ø 10
P2-2	3,00	0,20	0,30	135,82	-11,44	5,74	0,11	0,02	0,05	0,10	1,20	1,20	24,00	4 Ø 12	4,52	6 // 0,150	4 Ø 10	4 Ø 10
P2-3	3,00	0,20	0,30	165,95	9,14	6,67	0,14	0,02	0,04	0,10	1,20	1,20	24,00	4 Ø 12	4,52	6 // 0,150	4 Ø 10	4 Ø 10
P2-4	3,00	0,20	0,30	171,96	12,32	5,16	0,14	0,01	0,05	0,10	1,20	1,20	24,00	4 Ø 12	4,52	6 // 0,150	4 Ø 10	4 Ø 10
P2-5	3,00	0,20	0,30	164,55	12,98	5,42	0,14	0,02	0,05	0,10	1,20	1,20	24,00	4 Ø 12	4,52	6 // 0,150	4 Ø 10	4 Ø 10
P2-6	3,00	0,20	0,30	147,70	11,16	5,19	0,12	0,01	0,05	0,10	1,20	1,20	24,00	4 Ø 12	4,52	6 // 0,150	4 Ø 10	4 Ø 10
P2-7	3,00	0,20	0,30	171,13	12,55	8,04	0,14	0,02	0,05	0,10	1,20	1,20	24,00	4 Ø 12	4,52	6 // 0,150	4 Ø 10	4 Ø 10
P2-8	3,00	0,30	0,20	174,82	10,25	31,47	0,15	0,13	0,03	0,10	6,88	1,20	24,00	4 Ø 16	8,04	6 // 0,150	6 Ø 10	6 Ø 10
P2-9	3,00	0,20	0,30	69,47	18,02	15,58	0,06	0,05	0,06	0,00	6,02	1,20	24,00	4 Ø 16	8,04	6 // 0,150	6 Ø 10	6 Ø 10
P2-10	3,00	0,20	0,30	88,80	19,70	-5,19	0,07	0,05	0,02	0,00	2,91	1,20	24,00	4 Ø 12	4,52	6 // 0,150	4 Ø 10	4 Ø 10
P2-11	3,00	0,20	0,30	169,68	18,81	-7,53	0,14	0,05	0,03	0,10	1,70	1,20	24,00	4 Ø 12	4,52	6 // 0,150	4 Ø 10	4 Ø 10
P2-14	3,00	0,20	0,30	223,12	17,92	-4,55	0,19	0,05	0,02	0,10	1,20	1,20	24,00	4 Ø 12	4,52	6 // 0,150	4 Ø 10	4 Ø 10
P2-15	3,00	0,20	0,30	127,15	25,10	17,43	0,11	0,05	0,10	0,10	7,39	1,20	24,00	4 Ø 16	8,04	6 // 0,150	10 Ø 10	10 Ø 10
P2-16	3,00	0,20	0,30	52,92	19,31	-7,05	0,04	0,05	0,03	0,00	4,19	1,20	24,00	4 Ø 12	4,52	6 // 0,150	4 Ø 10	4 Ø 10
P2-17	3,00	0,30	0,20	166,47	-3,38	18,96	0,14	0,08	0,01	0,10	2,10	1,20	24,00	4 Ø 12	4,52	6 // 0,150	4 Ø 10	4 Ø 10
P2-18	3,00	0,30	0,20	261,68	9,32	20,70	0,22	0,09	0,03	0,20	1,96	1,20	24,00	4 Ø 12	4,52	6 // 0,150	6 Ø 12	6 Ø 12
P2-19	3,00	0,30	0,20	440,38	14,77	23,31	0,37	0,10	0,04	0,30	1,73	1,20	24,00	4 Ø 16	8,04	6 // 0,150	10 Ø 10	10 Ø 10
P2-20	3,00	0,20	0,30	254,55	-18,65	-4,14	0,21	0,01	0,08	0,20	1,20	1,20	24,00	4 Ø 12	4,52	6 // 0,150	4 Ø 10	4 Ø 10
P2-21	3,00	0,20	0,30	47,05	17,77	-7,17	0,04	0,05	0,03	0,00	4,06	1,20	24,00	4 Ø 12	4,52	6 // 0,150	4 Ø 10	4 Ø 10
P2-22	3,00	0,20	0,30	130,28	-15,84	19,74	0,11	0,04	0,08	0,10	5,46	1,20	24,00	4 Ø 16	8,04	6 // 0,150	6 Ø 10	6 Ø 10
P2-23	3,00	0,30	0,20	69,57	1,18	15,21	0,06	0,06	0,00	0,00	2,66	1,20	24,00	4 Ø 12	4,52	6 // 0,150	4 Ø 10	4 Ø 10
P2-24	3,00	0,30	0,20	166,30	-4,10	-25,87	0,14	0,11	0,01	0,10	4,25	1,20	24,00	4 Ø 12	4,52	6 // 0,150	4 Ø 10	4 Ø 10
P2-25	3,00	0,30	0,20	153,23	1,55	17,88	0,13	0,07	0,00	0,10	1,72	1,20	24,00	4 Ø 12	4,52	6 // 0,150	4 Ø 10	4 Ø 10
P2-26	3,00	0,30	0,20	140,28	4,47	17,24	0,12	0,07	0,01	0,10	2,33	1,20	24,00	4 Ø 12	4,52	6 // 0,150	4 Ø 10	4 Ø 10
P2-27	3,00	0,30	0,20	179,75	-13,72	13,25	0,15	0,06	0,04	0,10	2,22	1,20	24,00	4 Ø 12	4,52	6 // 0,150	4 Ø 10	4 Ø 10
P2-28	3,00	0,30	0,20	101,72	-13,28	26,25	0,08	0,11	0,04	0,00	7,48	1,20	24,00	4 Ø 16	8,04	6 // 0,150	8 Ø 10	8 Ø 10
P2-29	3,00	0,20	0,30	125,33	-16,82	-11,00	0,10	0,05	0,05	0,10	3,22	1,20	24,00	4 Ø 12	4,52	6 // 0,150	4 Ø 10	4 Ø 10
P2-30	3,00	0,30	0,20	123,56	-3,11	14,18	0,10	0,06	0,01	0,10	1,53	1,20	24,00	4 Ø 12	4,52	6 // 0,150	4 Ø 10	4 Ø 10
P2-31	3,00	0,30	0,20	93,84	-11,75	22,84	0,08	0,10	0,03	0,00	6,36	1,20	24,00	4 Ø 16	8,04	6 // 0,150	6 Ø 10	6 Ø 10
P2-32	3,00	0,30	0,20	80,40	-7,89	11,76	0,07	0,05	0,02	0,00	2,71	1,20	24,00	4 Ø 12	4,52	6 // 0,150	4 Ø 10	4 Ø 10
P2-33	3,00	0,30	0,20	87,47	-5,68	12,24	0,07	0,05	0,02	0,00	2,26	1,20	24,00	4 Ø 12	4,52	6 // 0,150	4 Ø 10	4 Ø 10

Tabela 5-18 - Cálculo das armaduras dos pilares do primeiro piso

Pilar	l m	x m	y m	N kN	Mx kNm	My kNm	v	μx	μy	ω	As cm ²	Asmin cm ²	Asmax cm ²	Solução	Aseff cm ²	As Transversal	Solução Robot
P1-2	3,00	0,20	0,30	478,47	20,37	18,60	0,40	0,05	0,08	0,30	1,31	1,20	24,00	4 Ø 12	4,52	6 // 0,150	4 Ø 10
P1-3	3,00	0,20	0,30	390,09	22,85	13,15	0,33	0,04	0,10	0,30	1,69	1,20	24,00	4 Ø 12	4,52	6 // 0,150	4 Ø 10
P1-4	3,00	0,20	0,30	295,24	24,40	6,81	0,25	0,02	0,10	0,20	2,08	1,20	24,00	4 Ø 12	4,52	6 // 0,150	4 Ø 10
P1-5	3,00	0,20	0,30	287,70	24,98	6,80	0,24	0,02	0,10	0,20	2,35	1,20	24,00	4 Ø 12	4,52	6 // 0,150	4 Ø 10
P1-6	3,00	0,20	0,30	489,34	20,97	19,23	0,41	0,05	0,09	0,40	1,59	1,20	24,00	4 Ø 12	4,52	6 // 0,150	4 Ø 10
P1-7	3,00	0,20	0,30	585,53	22,27	22,13	0,49	0,06	0,09	0,40	2,51	1,35	24,00	4 Ø 12	4,52	6 // 0,150	4 Ø 10
P1-8	3,00	0,30	0,20	248,13	0,68	30,34	0,21	0,13	0,00	0,20	3,28	1,20	24,00	4 Ø 16	8,04	6 // 0,150	8 Ø 10
P1-9	3,00	0,20	0,30	128,63	22,20	8,61	0,11	0,02	0,09	0,10	4,81	1,20	24,00	4 Ø 16	8,04	6 // 0,150	4 Ø 10
P1-10	3,00	0,20	0,30	205,84	-21,44	3,43	0,17	0,01	0,09	0,10	2,04	1,20	24,00	4 Ø 12	4,52	6 // 0,150	4 Ø 10
P1-11	3,00	0,20	0,30	278,42	-22,53	5,35	0,23	0,01	0,09	0,20	1,49	1,20	24,00	4 Ø 12	4,52	6 // 0,150	4 Ø 10
P1-12	3,00	0,20	0,30	93,68	22,45	14,85	0,08	0,06	0,06	0,00	6,11	1,20	24,00	4 Ø 16	8,04	6 // 0,150	6 Ø 10
P1-13	3,00	0,20	0,30	43,14	24,22	-13,54	0,04	0,07	0,06	0,00	7,22	1,20	24,00	4 Ø 16	8,04	6 // 0,150	6 Ø 10
P1-14	3,00	0,20	0,30	389,88	24,72	4,90	0,32	0,01	0,10	0,30	1,20	1,20	24,00	4 Ø 12	4,52	6 // 0,150	4 Ø 10
P1-15	3,00	0,20	0,30	234,09	30,12	13,58	0,20	0,04	0,13	0,10	5,92	1,20	24,00	4 Ø 16	8,04	6 // 0,150	4 Ø 10
P1-16	3,00	0,20	0,30	147,58	-20,53	-5,89	0,12	0,02	0,09	0,10	3,42	1,20	24,00	4 Ø 12	4,52	6 // 0,150	4 Ø 10
P1-17	3,00	0,30	0,20	486,50	17,14	19,89	0,41	0,08	0,05	0,40	1,20	1,20	24,00	4 Ø 12	4,52	6 // 0,150	10 Ø 10
P1-18	3,00	0,30	0,20	770,07	-12,42	-23,42	0,64	0,05	0,07	0,60	1,77	1,77	24,00	4 Ø 12	4,52	6 // 0,150	14 Ø 12
P1-19	3,00	0,30	0,20	801,63	20,74	31,09	0,67	0,13	0,06	0,60	7,41	1,84	24,00	4 Ø 16	8,04	6 // 0,150	8 Ø 16
P1-20	3,00	0,20	0,30	804,66	15,98	26,43	0,67	0,07	0,07	0,60	3,38	1,85	24,00	4 Ø 12	4,52	6 // 0,150	4 Ø 10
P1-21	3,00	0,20	0,30	132,48	-21,40	-6,12	0,11	0,02	0,09	0,10	4,02	1,20	24,00	4 Ø 12	4,52	6 // 0,150	4 Ø 10
P1-22	3,00	0,20	0,30	251,38	15,30	-18,33	0,21	0,04	0,08	0,20	2,57	1,20	24,00	4 Ø 16	8,04	6 // 0,150	4 Ø 10
P1-23	3,00	0,30	0,20	145,98	3,81	17,48	0,12	0,07	0,01	0,10	2,16	1,20	24,00	4 Ø 12	4,52	6 // 0,150	4 Ø 10
P1-24	3,00	0,30	0,20	552,56	18,33	24,92	0,46	0,10	0,05	0,40	2,55	1,27	24,00	4 Ø 12	4,52	6 // 0,150	4 Ø 12
P1-25	3,00	0,30	0,20	309,00	15,13	-15,84	0,26	0,07	0,04	0,20	1,20	1,20	24,00	4 Ø 12	4,52	6 // 0,150	10 Ø 10
P1-26	3,00	0,30	0,20	441,23	16,36	18,29	0,37	0,08	0,05	0,30	1,20	1,20	24,00	4 Ø 12	4,52	6 // 0,150	8 Ø 10
P1-27	3,00	0,30	0,20	563,97	26,79	16,17	0,47	0,07	0,07	0,40	1,60	1,30	24,00	4 Ø 12	4,52	6 // 0,150	8 Ø 12
P1-28	3,00	0,30	0,20	198,04	-12,34	26,65	0,17	0,11	0,03	0,10	5,42	1,20	24,00	4 Ø 16	8,04	6 // 0,150	6 Ø 10
P1-29	3,00	0,20	0,30	242,29	16,63	13,56	0,20	0,04	0,07	0,20	1,87	1,20	24,00	4 Ø 12	4,52	6 // 0,150	4 Ø 10
P1-30	3,00	0,30	0,20	232,32	-4,95	18,93	0,19	0,08	0,01	0,10	1,20	1,20	24,00	4 Ø 12	4,52	6 // 0,150	8 Ø 10
P1-31	3,00	0,30	0,20	184,72	-10,01	25,07	0,15	0,10	0,03	0,10	4,78	1,20	24,00	4 Ø 16	8,04	6 // 0,150	6 Ø 10
P1-32	3,00	0,30	0,20	136,81	-5,58	-16,89	0,11	0,07	0,02	0,10	2,51	1,20	24,00	4 Ø 12	4,52	6 // 0,150	4 Ø 10
P1-33	3,00	0,30	0,20	175,66	-2,73	18,26	0,15	0,08	0,01	0,10	1,58	1,20	24,00	4 Ø 12	4,52	6 // 0,150	6 Ø 10

Tabela 5-19 - Cálculo das armaduras dos pilares do rés do chão

Pilar	l m	x m	y m	N kN	Mx kNm	My kNm	v	μx	μy	ω	As cm ²	Asmin cm ²	Asmax cm ²	Solução		As Transversal	Solução Robot	
														Aseff cm ²	Solução			
P0-1	3,80	0,30		481,07	19,87	19,88	0,34	0,05	0,05	0,30	1,41	1,41	28,27	4	Ø 12	6 // 0,150	8	Ø 10
P0-2	3,80	0,20	0,40	775,10	-2,46	2,31	0,48	0,00	0,01	0,40	1,78	1,78	32,00	4	Ø 12	6 // 0,150	4	Ø 10
P0-3	3,80	0,20	0,40	762,15	20,79	33,17	0,48	0,05	0,06	0,40	1,75	1,75	32,00	4	Ø 12	6 // 0,150	4	Ø 10
P0-4	3,80	0,20	0,40	479,02	-34,77	24,28	0,30	0,04	0,11	0,20	3,95	1,60	32,00	4	Ø 12	6 // 0,150	4	Ø 10
P0-5	3,80	0,20	0,40	487,41	-36,04	23,61	0,30	0,04	0,11	0,30	4,16	1,60	32,00	4	Ø 12	6 // 0,150	4	Ø 10
P0-6	3,80	0,20	0,40	742,84	21,94	33,90	0,46	0,05	0,07	0,40	1,71	1,71	32,00	4	Ø 12	6 // 0,150	4	Ø 10
P0-7	3,80	0,20	0,40	927,32	24,37	37,78	0,58	0,06	0,08	0,50	2,18	2,13	32,00	4	Ø 12	6 // 0,150	4	Ø 10
P0-8	3,80	0,40	0,20	404,46	19,21	27,78	0,25	0,09	0,03	0,20	2,26	1,60	32,00	4	Ø 16	6 // 0,150	16	Ø 12
P0-9	3,80	0,20	0,40	149,53	19,03	8,33	0,09	0,01	0,06	0,00	2,79	1,60	32,00	4	Ø 16	6 // 0,150	4	Ø 10
P0-10	3,80	0,20	0,40	428,80	14,48	20,60	0,27	0,03	0,05	0,20	1,60	1,60	32,00	4	Ø 12	6 // 0,150	4	Ø 10
P0-11	3,80	0,20	0,40	647,65	22,68	34,69	0,40	0,05	0,07	0,40	1,60	1,60	32,00	4	Ø 12	6 // 0,150	4	Ø 10
P0-14	3,80	0,20	0,40	951,10	31,02	38,95	0,59	0,06	0,10	0,50	4,86	2,19	32,00	4	Ø 12	6 // 0,150	4	Ø 10
P0-15	3,80	0,20	0,40	314,33	16,28	10,11	0,20	0,02	0,05	0,10	1,60	1,60	32,00	4	Ø 16	6 // 0,150	4	Ø 10
P0-16	3,80	0,20	0,40	202,54	-16,40	9,40	0,13	0,01	0,05	0,10	1,60	1,60	32,00	4	Ø 12	6 // 0,150	4	Ø 10
P0-17	3,80	0,40	0,20	728,34	34,01	30,48	0,46	0,10	0,05	0,40	2,80	1,67	32,00	4	Ø 12	6 // 0,150	16	Ø 12
P0-20	3,80	0,20	0,40	1252,72	32,55	44,52	0,78	0,07	0,10	0,60	10,51	2,88	32,00	4	Ø 12	6 // 0,150	6	Ø 10
P0-21	3,80	0,20	0,40	173,79	-16,25	-1,18	0,11	0,00	0,05	0,10	1,60	1,60	32,00	4	Ø 12	6 // 0,150	4	Ø 10
P0-22	3,80	0,20	0,40	609,80	-6,31	-13,27	0,38	0,01	0,04	0,30	1,60	1,60	32,00	4	Ø 16	6 // 0,150	4	Ø 10
P0-23	3,80	0,40	0,20	244,87	12,99	9,34	0,15	0,03	0,02	0,10	1,60	1,60	32,00	4	Ø 12	6 // 0,150	10	Ø 10
P0-24	3,80	0,40	0,20	884,24	38,78	40,12	0,55	0,13	0,06	0,50	7,29	2,03	32,00	4	Ø 16	6 // 0,150	14	Ø 16
P0-25	3,80	0,40	0,20	616,20	31,44	16,46	0,39	0,05	0,05	0,30	1,60	1,60	32,00	4	Ø 12	6 // 0,150	12	Ø 16
P0-26	3,80	0,40	0,20	669,03	33,88	30,77	0,42	0,10	0,05	0,40	2,88	1,60	32,00	4	Ø 12	6 // 0,150	10	Ø 16
P0-27	3,80	0,40	0,20	878,91	42,56	19,25	0,55	0,06	0,07	0,50	2,02	2,02	32,00	4	Ø 12	6 // 0,150	14	Ø 16
P0-28	3,80	0,40	0,20	297,68	-11,79	17,29	0,19	0,05	0,02	0,10	1,60	1,60	32,00	4	Ø 16	6 // 0,150	14	Ø 10
P0-29	3,80	0,20	0,40	426,86	20,31	22,95	0,27	0,04	0,06	0,20	1,60	1,60	32,00	4	Ø 12	6 // 0,150	4	Ø 10
P0-30	3,80	0,40	0,20	556,94	28,60	23,93	0,35	0,07	0,04	0,30	1,60	1,60	32,00	4	Ø 12	6 // 0,150	12	Ø 12
P0-31	3,80	0,40	0,20	275,55	-10,27	21,33	0,17	0,07	0,02	0,10	1,60	1,60	32,00	4	Ø 16	6 // 0,150	4	Ø 10
P0-32	3,80	0,40	0,20	281,09	16,91	12,19	0,18	0,04	0,03	0,10	1,60	1,60	32,00	4	Ø 12	6 // 0,150	4	Ø 10
P0-33	3,80	0,40	0,20	308,50	18,08	11,33	0,19	0,04	0,03	0,10	1,60	1,60	32,00	4	Ø 12	6 // 0,150	4	Ø 10

Tabela 5-20 - Cálculo das armaduras dos pilares da cave

P	l	x	y	N	Mx	My	v	μx	μy	ω	As	Asmin	Asmax	Solução		Aseff	As	Solução	
														cm2	cm2				cm2
P-1-1	3,05	0,30		485,53	2,51	1,76	0,34	0,01	0,00	0,30	1,41	1,41	28,27	4	Φ 12	4,52	6 // 0,150	4	Φ 10
P-1-2	3,05	0,20	0,40	784,23	-7,57	1,95	0,49	0,01	0,01	0,40	1,80	1,80	32,00	4	Φ 12	4,52	6 // 0,150	4	Φ 10
P-1-3	3,05	0,20	0,40	909,81	-11,74	-0,79	0,57	0,02	0,00	0,50	2,09	2,09	32,00	4	Φ 12	4,52	6 // 0,150	4	Φ 10
P-1-4	3,05	0,20	0,40	639,89	0,26	-0,95	0,40	0,00	0,00	0,30	1,60	1,60	32,00	4	Φ 12	4,52	6 // 0,150	4	Φ 10
P-1-5	3,05	0,20	0,40	621,27	0,56	0,64	0,39	0,00	0,00	0,30	1,60	1,60	32,00	4	Φ 12	4,52	6 // 0,150	4	Φ 10
P-1-6	3,05	0,20	0,40	882,71	-11,09	0,75	0,55	0,02	0,00	0,50	2,03	2,03	32,00	4	Φ 12	4,52	6 // 0,150	4	Φ 10
P-1-7	3,05	0,20	0,40	1097,21	22,51	34,24	0,69	0,05	0,07	0,60	3,03	2,52	32,00	4	Φ 12	4,52	6 // 0,150	4	Φ 10
P-1-8	3,05	0,40	0,20	751,70	-3,06	-6,69	0,47	0,01	0,01	0,40	1,73	1,73	32,00	4	Φ 16	8,04	6 // 0,150	12	Φ 10
P-1-11	3,05	0,20	0,40	872,55	23,76	31,03	0,55	0,05	0,07	0,50	2,01	2,01	32,00	4	Φ 12	4,52	6 // 0,150	4	Φ 10
P-1-14	3,05	0,20	0,40	1409,56	35,31	40,79	0,88	0,06	0,11	0,80	13,67	3,24	32,00	6	Φ 20	18,85	8 // 0,150	6	Φ 12
P-1-17	3,05	0,40	0,20	1007,57	32,42	28,87	0,63	0,09	0,05	0,60	3,69	2,32	32,00	4	Φ 12	4,52	6 // 0,150	12	Φ 12
P-1-20	3,05	0,20	0,40	1770,52	39,87	-0,16	1,11	0,00	0,12	1,00	16,04	4,07	32,00	6	Φ 20	18,85	8 // 0,150	10	Φ 16
P-1-25	3,05	0,40	0,20	1086,91	34,16	25,16	0,68	0,08	0,05	0,60	3,81	2,50	32,00	4	Φ 12	4,52	6 // 0,150	12	Φ 12
P-1-26	3,05	0,40	0,20	1036,87	33,43	30,19	0,65	0,09	0,05	0,60	4,75	2,38	32,00	4	Φ 16	8,04	6 // 0,150	18	Φ 12
P-1-27	3,05	0,40	0,20	1280,17	39,78	27,07	0,80	0,08	0,06	0,80	8,22	2,94	32,00	6	Φ 16	12,06	6 // 0,150	14	Φ 16
P-1-30	3,05	0,40	0,20	819,68	28,78	23,89	0,51	0,07	0,04	0,50	1,88	1,88	32,00	4	Φ 12	4,52	6 // 0,150	14	Φ 12
P-1-31	3,05	0,40	0,20	589,09	4,44	-8,54	0,37	0,01	0,01	0,30	1,60	1,60	32,00	4	Φ 16	8,04	6 // 0,150	18	Φ 10
P-1-32	3,05	0,40	0,20	492,08	2,87	2,19	0,31	0,01	0,00	0,30	1,60	1,60	32,00	4	Φ 12	4,52	6 // 0,150	8	Φ 10
P-1-33	3,05	0,40	0,20	516,18	2,99	-1,93	0,32	0,01	0,00	0,30	1,60	1,60	32,00	4	Φ 12	4,52	6 // 0,150	8	Φ 10

As paredes de contenção foram dimensionadas como lajes uma vez que funcionam sobretudo à flexão, devido aos impulsos do terreno a que estão submetidas. O processo de cálculo é o mesmo das lajes referido em 5.2.1, de onde resultam os resultados na Tabela 5-21. As paredes do núcleo de escadas foram calculadas tendo em conta os esforços axiais e os momentos fletores nas duas direções (ver Tabela 5-22).

Tabela 5-21 - Cálculo das armaduras dos muros de contenção

Muro	Vão m	b m	h m	d m	Med kN.m	Verificação Longitudinal						Robot			
						μ	ω	As t cm2	Asmin cm2	Asmax cm2	Solução de armadura	Aeff cm2	Solução de armadura	Aeff cm2	
M1	x+	3,05	1,00	0,20	0,16	26,08	0,051	0,053	3,89	2,41	80,00	10 // 0,200	3,93	10 // 0,100	7,85
	y+					9,11	0,018	0,018	1,31	2,41	80,00	10 // 0,200	3,93	10 // 0,100	7,85
	x-					7,73	0,015	0,015	1,11	2,41	80,00	10 // 0,200	3,93	10 // 0,100	7,85
	y-					3,63	0,007	0,007	0,52	2,41	80,00	10 // 0,200	3,93	10 // 0,100	7,85
M2	x+	3,05	1,00	0,20	0,16	51,53	0,101	0,107	7,85	2,41	80,00	10 // 0,100	7,85	12 // 0,100	11,31
	y+					14,47	0,028	0,029	2,15	2,41	80,00	10 // 0,200	3,93	10 // 0,100	7,85
	x-					8,14	0,016	0,016	1,17	2,41	80,00	10 // 0,200	3,93	12 // 0,100	11,31
	y-					3,86	0,008	0,008	0,55	2,41	80,00	10 // 0,200	3,93	10 // 0,100	7,85
M3	x+	3,05	1,00	0,20	0,16	35,01	0,068	0,071	5,23	2,41	80,00	10 // 0,100	7,85	10 // 0,100	7,85
	y+					7,75	0,015	0,015	1,11	2,41	80,00	10 // 0,200	3,93	10 // 0,100	7,85
	x-					7,65	0,015	0,015	1,10	2,41	80,00	10 // 0,200	3,93	10 // 0,100	7,85
	y-					2,47	0,005	0,005	0,35	2,41	80,00	10 // 0,200	3,93	10 // 0,100	7,85
M4	x+	3,05	1,00	0,20	0,16	32,17	0,063	0,065	4,77	2,41	80,00	10 // 0,100	7,85	10 // 0,100	7,85
	y+					13,31	0,026	0,027	1,99	2,41	80,00	10 // 0,200	3,93	10 // 0,100	7,85
	x-					7,29	0,014	0,014	1,05	2,41	80,00	10 // 0,200	3,93	10 // 0,100	7,85
	y-					2,56	0,005	0,005	0,37	2,41	80,00	10 // 0,200	3,93	10 // 0,100	7,85
M5	x+	3,05	1,00	0,20	0,16	16,51	0,032	0,033	2,45	2,41	80,00	10 // 0,200	3,93	10 // 0,100	7,85
	y+					9,91	0,019	0,019	1,42	2,41	80,00	10 // 0,200	3,93	10 // 0,100	7,85
	x-					7,47	0,015	0,015	1,07	2,41	80,00	10 // 0,200	3,93	10 // 0,100	7,85
	y-					3,82	0,007	0,007	0,55	2,41	80,00	10 // 0,200	3,93	10 // 0,100	7,85
M6	x+	3,05	1,00	0,20	0,16	37,24	0,073	0,076	5,57	2,41	80,00	10 // 0,100	7,85	12 // 0,100	11,31
	y+					11,01	0,022	0,022	1,60	2,41	80,00	10 // 0,200	3,93	10 // 0,100	7,85
	x-					7,89	0,015	0,015	1,13	2,41	80,00	10 // 0,200	3,93	12 // 0,100	11,31
	y-					3,53	0,007	0,007	0,51	2,41	80,00	10 // 0,200	3,93	10 // 0,100	7,85
M7	x+	3,05	1,00	0,20	0,16	18,34	0,036	0,037	2,71	2,41	80,00	10 // 0,200	3,93	10 // 0,200	3,93
	y+					10,80	0,021	0,021	1,57	2,41	80,00	10 // 0,200	3,93	10 // 0,100	7,85
	x-					7,79	0,015	0,015	1,12	2,41	80,00	10 // 0,200	3,93	10 // 0,200	3,93
	y-					4,29	0,008	0,008	0,62	2,41	80,00	10 // 0,200	3,93	10 // 0,100	7,85
M8	x+	3,05	1,00	0,20	0,16	25,68	0,050	0,052	3,84	2,41	80,00	10 // 0,200	3,93	10 // 0,200	3,93
	y+					10,80	0,021	0,021	1,57	2,41	80,00	10 // 0,200	3,93	10 // 0,100	7,85
	x-					8,17	0,016	0,016	1,17	2,41	80,00	10 // 0,200	3,93	10 // 0,200	3,93
	y-					3,88	0,008	0,008	0,56	2,41	80,00	10 // 0,200	3,93	10 // 0,100	7,85
M9	x+	3,05	1,00	0,20	0,16	15,14	0,030	0,031	2,25	2,41	80,00	10 // 0,200	3,93	10 // 0,100	7,85
	y+					10,49	0,020	0,021	1,51	2,41	80,00	10 // 0,200	3,93	10 // 0,100	7,85
	x-					7,35	0,014	0,014	1,06	2,41	80,00	10 // 0,200	3,93	10 // 0,100	7,85
	y-					4,48	0,009	0,009	0,64	2,41	80,00	10 // 0,200	3,93	10 // 0,100	7,85
M10	x+	3,05	1,00	0,20	0,16	27,39	0,053	0,055	4,08	2,41	80,00	10 // 0,100	7,85	10 // 0,100	7,85
	y+					9,39	0,018	0,018	1,35	2,41	80,00	10 // 0,200	3,93	10 // 0,100	7,85
	x-					7,20	0,014	0,014	1,03	2,41	80,00	10 // 0,200	3,93	10 // 0,100	7,85
	y-					3,32	0,006	0,006	0,48	2,41	80,00	10 // 0,200	3,93	10 // 0,100	7,85

Tabela 5-22 - Cálculo das armaduras das paredes do núcleo de escadas

	l	x	y	N	Mx	My	v	μ_x	μ_y	ω	As	Asmin	Asmax	Solução	Aeff	As
	m	m	m	kN	kNm	kNm					cm2	cm2	cm2		cm2	cm2
PE-0-1	3,80	0,20	3,90	-880,19	-628,76	108,98	0,06	0,00	0,20	0,00	158,47	15,60	312,00	79 Φ 16	158,47	20 // 0,20
PE-0-2	3,80	0,20	3,90	-991,80	-703,48	-125,01	0,06	0,00	0,23	0,00	174,12	15,60	312,00	87 Φ 16	174,12	20 // 0,20
PE-0-3	3,80	0,20	3,06	-719,94	255,10	34,33	0,06	0,00	0,10	0,00	54,21	12,24	244,80	27 Φ 16	54,21	20 // 0,20
PE-1-1	3,05	0,20	5,52	-1553,99	-1107,32	23,16	0,07	0,00	0,25	0,00	278,27	22,06	441,20	138 Φ 16	278,27	25 // 0,10
PE-1-2	3,05	0,20	5,52	-1589,35	-1575,59	16,74	0,07	0,00	0,36	0,00	412,92	22,06	441,20	205 Φ 16	412,92	25 // 0,10
PE-1-3	3,05	0,20	3,06	-941,18	-291,89	-38,63	0,08	0,00	0,12	0,00	58,52	12,24	244,80	29 Φ 16	58,52	20 // 0,20

5.2.4 Sapatas

O dimensionamento das fundações superficiais deve obedecer o estipulado no Eurocódigo 7.

Começou-se por localizar a resultante das forças em relação ao núcleo central, calculando a excentricidade das forças da seguinte forma:

$$e_y = \frac{M_z}{V + P} \quad (5.61)$$

$$e_z = \frac{M_y}{V + P} \quad (5.62)$$

onde:

M – momento fletor

V – ação vertical

P – peso próprio da sapata

Se $\frac{e_y}{B_y} + \frac{e_z}{B_z} \leq \frac{1}{6}$, a resultante encontra-se dentro do núcleo central, se $\frac{e_y}{B_y} + \frac{e_z}{B_z} > \frac{1}{6}$, a resultante encontra-se fora do núcleo central.

Como todas as sapatas estavam na primeira condição, só será apresentado o método de cálculo referente a esse caso.

Foram calculadas as tensões nos cantos da sapata através das seguintes fórmulas:

$$\sigma_1 = \frac{N + P}{B_y \times B_z} \times \left(1 + \frac{6e_y}{B_y} + \frac{6e_x}{B_z}\right) \quad (5.63)$$

$$\sigma_2 = \frac{N + P}{A \times B} \times \left(1 + \frac{6e_y}{B} - \frac{6e_x}{A}\right) \quad (5.64)$$

$$\sigma_3 = \frac{N + P}{A \times B} \times \left(1 - \frac{6e_y}{B} + \frac{6e_x}{A}\right) \quad (5.65)$$

$$\sigma_4 = \frac{N + P}{A \times B} \times \left(1 - \frac{6e_y}{B} - \frac{6e_x}{A}\right) \quad (5.66)$$

Foi calculada ainda a tensão de referência que tem de ser menor que a tensão admissível do terreno e se obtém da seguinte forma:

$$\sigma_{3/4} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_4}{4} \leq \sigma_{dm} \quad (5.67)$$

De seguida realizou-se a verificação de segurança ao esforço transversal em ambas as direções, ou seja:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd} \quad (5.68)$$

Para a avaliação do esforço transversal atuante nas sapatas foi necessário calcular uma tensão auxiliar a uma distância da extremidade com maior valor de tensão da sapata, x_1 e x_2 respectivamente para as duas direções estudadas.

$$x_1 = \frac{(Bx - bx)}{2} - d \quad (5.69)$$

$$x_2 = \frac{(By - by)}{2} - d \quad (5.70)$$

Nestas expressões B (maiúscula) representa a dimensão da sapata e b (minúscula) representa a dimensão do pilar.

A essas distâncias foi calculada a tensão auxiliar com a seguinte fórmula (sendo σ_1 a tensão máxima):

$$\sigma_{aux} = \sigma_1 + \frac{\sigma_1 - \sigma_4}{B} \times l \quad (5.71)$$

com

$$l = \frac{B - b}{2} + 0,15 \times b \quad (5.72)$$

Com estes valores estão reunidos os elementos necessários para o cálculo dos valores do esforço transversal atuante que resulta das seguintes expressões (onde σ_1 é a tensão máxima e σ_4 é a tensão mínima):

$$V_{Ed,I} = \frac{\sigma_1 + \sigma_{aux}}{2} \times x_1 \times A \quad (5.73)$$

$$V_{Ed,II} = \frac{(\sigma_1 + \sigma_4)}{2} \times x_2 \times B \quad (5.74)$$

Estes valores devem ser inferiores ao valor do esforço transversal resistente:

$$V_{Rd,c,I} \geq \begin{cases} 0,12 \times k \times (100 \times \rho_l \times f_{ck})^{\frac{1}{3}} \times A \times d(mm) \\ 0,035 \times k^{3/2} \times f_{ck}^{\frac{1}{2}} \times A \times d(mm) \end{cases} \quad (5.75)$$

$$V_{Rd,c,II} \geq \begin{cases} 0,12 \times k \times (100 \times \rho_l \times f_{ck})^{\frac{1}{3}} \times B \times d(mm) \\ 0,035 \times k^{3/2} \times f_{ck}^{\frac{1}{2}} \times B \times d(mm) \end{cases} \quad (5.76)$$

onde:

$$k \leq \begin{cases} 1 + \sqrt{\frac{200}{d(mm)}} \\ 2,0 \end{cases} \quad (5.77)$$

$$\rho l = \begin{cases} 0,26 \times \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \\ 0,02 \end{cases} \quad (5.78)$$

Em casos em que é dispensada a armadura transversal aplica-se uma armadura mínima, que de acordo com o ponto 6.2.1 (8) do EC2 pode ser omitida em elementos como sapatas onde é possível a redistribuição transversal das ações.

A verificação da segurança à flexão foi também realizada nas duas direções com base nos seguintes momentos:

$$M_{Ed,1} = \sigma_{aux} \times \frac{l^2}{2} + \frac{(\sigma_1 - \sigma_{aux}) \times l}{2} \times \frac{2l}{3} \quad (5.79)$$

$$M_{Ed,2} = \sigma_3/4 \times \frac{l^2}{2} \quad (5.80)$$

A armadura longitudinal foi calculada com:

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{b \times d^2 \times f_{cd}} \quad (5.81)$$

onde:

μ — momento fletor reduzido;

M_{Ed} — momento máximo atuante.

De seguida procedeu-se ao cálculo da percentagem de armadura mecânica

$$\omega = \frac{A_s \times f_{yd}}{b \times d \times f_{cd}} \quad (5.82)$$

onde:

A_s — área da secção de armadura;

f_{yd} — valor de cálculo da tensão de cedência do aço das armaduras ordinárias.

A armadura resultante da fórmula anterior tem de respeitar as condicionantes da armadura máxima e mínima impostas pelos regulamentos.

A armadura mínima ($A_{s_{min}}$) e máxima ($A_{s_{max}}$) obtém-se da seguinte forma (EC2):

$$A_{s_{min}} \geq \begin{cases} 0,26 \times \left(\frac{f_{ctm}}{f_{yk}}\right) \times b \times d \\ 0,0013 \times b \times d \end{cases} \quad (5.83)$$

$$A_{s_{max}} = 0,04 \times A_c \quad (5.84)$$

onde:

f_{ctm} — valor médio da resistência à tração do betão;

f_{yk} — valor característico da tensão de cedência do aço das armaduras ordinárias;

b — largura média da zona tracionada;

A_c — área de betão da secção.

Foi ainda necessário estudar o punçoamento, tendo-se verificado que a tensão atuante é menor que a resistente em seções de controlo com distância à face do pilar de $2d$.

O valor da tensão resistente foi calculado da seguinte forma

$$v_{Rd,c} = 0,12 \times k \times (100 \times \rho_l \times f_{ck})^{\frac{1}{3}} \times \frac{2d}{a} \quad (5.85)$$

onde:

a — distância da face do pilar ao perímetro de controlo;

$$\rho_l = \sqrt{\frac{A_{sx}}{b \times dx} + \frac{A_{sy}}{b \times dy}};$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}}.$$

Tendo em conta que este valor deve ser superior a:

$$v_{Rd,c} = 0,035 \times k^{3/2} \times f_{ck}^{\frac{1}{3}} \times \frac{2d}{a} \quad (5.86)$$

O cálculo da tensão atuante é semelhante à verificação executada nas lajes

$$v_{Ed} = \frac{\beta \times V_{Ed_{red}}}{u \times d} \quad (5.87)$$

Para obter este valor foi necessário calcular outros parâmetros, tais como

$$\beta = 1 + 1,8 \sqrt{\left(\frac{ex}{bx}\right)^2 + \left(\frac{ey}{by}\right)^2} \quad (5.88)$$

onde:

ex e ey — representam as excentricidades segundo os respetivos eixos;

bx e by — representam as dimensões em planta do perímetro de controlo .

O valor do esforço $V_{Ed_{red}}$ consiste no valor transmitido pelo pilar à sapata reduzindo o valor da reação vertical útil no interior do perímetro considerado. Esse valor resulta da tensão média multiplicada pela área de controlo.

$$V_{Ed_{red}} = V_{Ed} - \Delta V_{Ed} = V_{Ed} - \sigma_{med} \times A_{cont} \quad (5.89)$$

CAPÍTULO 5

Também para o cálculo das sapatas foram desenvolvidas as seguintes folhas Excel:

- quantificação das tensões transmitidas ao solo e verificação da tensão admissível;
- cálculo das armaduras longitudinais;
- verificação do esforço transversal;
- verificação da resistência ao punçamento.

Seguidamente são apresentadas as tabelas anteriormente referidas.

Tabela 5-23 – Verificação da tensão admissível

	Mx	My	N	p	bx	by	Bx	By	H	ex	ey	e/B	σ1	σ2	σ3	σ4	σ3/4
	kN.m	kN.m	kN	kN	m	m	m	m	m	m	m		kPa	kPa	kPa	kPa	kPa
S1	2,51	1,76	485,53	30,38	0,27	0,27	1,50	1,50	0,40	0,00	0,00	0,01	236,88	230,62	227,96	221,70	233,09
S2	-7,57	1,95	784,23	34,43	0,20	0,40	1,50	1,70	0,40	-0,01	0,00	0,00	311,87	306,47	335,61	330,22	316,45
S3	-11,74	-0,79	909,81	48,60	0,20	0,40	1,80	2,00	0,40	-0,01	0,00	-0,01	254,70	256,01	276,44	277,75	260,46
S4	0,26	-0,95	639,89	34,43	0,20	0,40	1,50	1,70	0,40	0,00	0,00	0,00	263,53	266,16	262,71	265,34	263,98
S5	0,56	0,63	621,27	34,43	0,20	0,40	1,50	1,70	0,40	0,00	0,00	0,00	258,89	257,14	257,13	255,38	258,01
S6	-11,09	0,75	882,71	48,60	0,20	0,40	1,80	2,00	0,40	-0,01	0,00	-0,01	249,05	247,80	269,59	268,34	253,88
S7	-13,69	0,54	1096,30	60,75	0,20	0,40	1,80	2,00	0,50	-0,01	0,00	-0,01	309,18	308,28	334,53	333,63	315,29
S8	-3,06	-6,69	751,70	34,43	0,40	0,20	1,70	1,50	0,40	0,00	-0,01	-0,01	293,55	314,54	302,03	323,01	300,92
S11	0,62	3,78	868,75	48,60	0,20	0,40	1,80	2,00	0,40	0,00	0,00	0,00	258,54	252,24	257,40	251,10	256,68
S14	2,66	1,14	1409,83	97,03	0,20	0,40	2,30	2,50	0,50	0,00	0,00	0,00	263,75	262,79	261,33	260,38	262,90
S17	0,51	6,25	1008,61	48,60	0,40	0,20	2,00	1,80	0,40	0,00	0,01	0,00	299,88	288,31	299,03	287,46	296,78
S20	-4,03	0,13	1767,29	116,44	0,20	0,40	2,30	2,50	0,60	0,00	0,00	0,00	325,83	325,72	329,49	329,38	326,72
S25	0,64	-6,48	1083,45	60,75	0,40	0,20	2,00	1,80	0,50	0,00	-0,01	0,00	312,37	324,37	311,30	323,30	315,10
S26	1,40	8,50	1039,57	48,60	0,40	0,20	2,00	1,80	0,40	0,00	0,01	0,00	311,31	295,57	308,97	293,23	306,79
S27	5,21	11,52	1281,69	97,03	0,40	0,20	2,50	2,30	0,50	0,00	0,01	0,01	247,18	236,73	242,83	232,38	243,48
S30	0,82	3,66	819,68	48,60	0,40	0,20	2,00	1,80	0,40	0,00	0,00	0,00	245,26	238,48	243,89	237,12	243,23
S31	4,44	-8,54	589,09	26,33	0,40	0,20	1,50	1,30	0,40	0,01	-0,01	-0,01	304,49	344,92	286,28	326,70	310,04
S32	2,87	2,19	492,08	26,33	0,40	0,20	1,50	1,30	0,40	0,01	0,00	0,01	276,92	266,55	265,14	254,78	271,38
S33	2,99	-1,93	516,18	26,33	0,40	0,20	1,50	1,30	0,40	0,01	0,00	0,00	279,77	288,91	267,51	276,64	278,99
SM1	4,56	-0,06	41,04	13,50	0,20	1,00	1,00	1,00	0,40	0,08	0,00	0,08	81,54	82,26	26,82	27,54	68,04
SM2	1,40	0,95	190,35	13,50	0,20	1,00	1,00	1,00	0,40	0,01	0,00	0,01	217,95	206,55	201,15	189,75	210,90
SM3	-5,17	-2,18	154,02	13,50	0,20	1,00	1,00	1,00	0,40	-0,03	-0,01	-0,04	123,42	149,58	185,46	211,62	145,47
SM4	-2,00	0,47	63,38	13,50	0,20	1,00	1,00	1,00	0,40	-0,03	0,01	-0,02	67,70	62,06	91,70	86,06	72,29
SM5	-5,31	0,00	30,58	13,50	0,20	1,00	1,00	1,00	0,40	-0,12	0,00	-0,12	12,22	12,22	75,94	75,94	28,15
SM6	-0,81	-2,06	176,90	13,50	0,20	1,00	1,00	1,00	0,40	0,00	-0,01	-0,02	173,18	197,90	182,90	207,62	181,79
SM7	-3,23	-1,22	184,64	13,50	0,20	1,00	1,00	1,00	0,40	-0,02	-0,01	-0,02	171,44	186,08	210,20	224,84	184,79
SM8	0,01	-7,94	93,29	13,50	0,20	1,00	1,00	1,00	0,40	0,00	-0,07	-0,07	59,21	154,49	59,09	154,37	83,00
SM9	4,84	-0,74	95,90	13,50	0,20	1,00	1,00	1,00	0,40	0,04	-0,01	0,04	134,00	142,88	75,92	84,80	121,70
SM10	0,37	-4,83	42,11	13,50	0,20	1,00	1,00	1,00	0,40	0,01	-0,09	-0,08	28,85	86,81	24,41	82,37	42,23
SP1	3,92	-2,58	64,33	13,50	0,20	1,00	1,00	1,00	0,40	0,05	-0,03	0,02	85,87	116,83	38,83	69,79	81,85
SP2	4,10	2,40	62,57	13,50	0,20	1,00	1,00	1,00	0,40	0,05	0,03	0,09	115,07	86,27	65,87	37,07	95,57
SP3	-10,81	10,77	355,31	20,25	0,20	1,00	1,50	1,00	0,40	-0,03	0,03	0,01	264,63	178,47	322,28	236,12	257,50

Tabela 5-24 – Cálculo da armadura longitudinal

	Asmin	Asmax	smax	l	σaux	Med	μ	ω	As	Solucao de armadura	Aeff	l	σaux	Med	μ	ω	As	Solucao de armadura	Aeff
	cm2	cm2	m	m	kPa	kN.m				cm2	cm2		kPa	kN.m				cm2	kPa
S1	6,41	136,00	0,25	0,66	230,23	50,64	0,02	0,02	6,41	12 // 0,100	11,31	0,66	234,14	50,92	0,02	0,02	6,41	12 // 0,100	11,31
S2	6,41	136,00	0,25	0,71	320,55	79,34	0,03	0,04	6,90	12 // 0,100	11,31	0,68	309,42	71,91	0,03	0,03	6,41	12 // 0,100	11,31
S3	6,41	136,00	0,25	0,86	265,71	95,54	0,04	0,04	8,27	12 // 0,100	11,31	0,83	255,30	87,80	0,04	0,04	7,62	12 // 0,100	11,31
S4	6,41	136,00	0,25	0,71	264,39	66,49	0,03	0,03	6,41	12 // 0,100	11,31	0,68	264,72	61,02	0,03	0,03	6,41	12 // 0,100	11,31
S5	6,41	136,00	0,25	0,71	257,23	65,11	0,03	0,03	6,41	12 // 0,100	11,31	0,68	258,10	59,79	0,03	0,03	6,41	12 // 0,100	11,31
S6	6,41	136,00	0,25	0,86	258,27	93,24	0,04	0,04	8,08	12 // 0,100	11,31	0,83	248,48	85,72	0,04	0,04	7,44	12 // 0,100	11,31
S7	8,29	176,00	0,25	0,86	320,86	115,77	0,03	0,03	8,29	12 // 0,100	11,31	0,83	308,76	106,45	0,03	0,03	8,29	12 // 0,100	11,31
S8	6,41	136,00	0,25	0,68	305,34	68,78	0,03	0,03	6,41	12 // 0,100	11,31	0,71	302,32	74,73	0,03	0,03	6,51	12 // 0,100	11,31
S11	6,41	136,00	0,25	0,86	254,98	95,17	0,04	0,04	8,24	12 // 0,100	11,31	0,83	255,64	88,72	0,04	0,04	7,69	12 // 0,100	11,31
S14	8,29	176,00	0,25	1,11	262,12	162,15	0,04	0,04	10,84	12 // 0,100	11,31	1,08	263,30	153,73	0,04	0,04	10,29	12 // 0,100	11,31
S17	6,41	136,00	0,25	0,83	294,73	102,70	0,04	0,05	8,88	12 // 0,100	11,31	0,86	294,90	110,28	0,05	0,05	9,62	12 // 0,100	11,31
S20	10,18	216,00	0,25	1,11	327,54	201,08	0,03	0,04	11,01	12 // 0,100	11,31	1,08	325,78	190,01	0,03	0,03	10,42	12 // 0,100	11,31
S25	8,29	176,00	0,25	0,83	316,90	108,12	0,03	0,03	8,29	12 // 0,100	11,31	0,86	317,53	116,15	0,03	0,03	8,29	12 // 0,100	11,31
S26	6,41	136,00	0,25	0,83	303,81	106,37	0,05	0,05	9,22	12 // 0,100	11,31	0,86	304,54	114,29	0,05	0,05	10,03	12 // 0,100	11,31
S27	8,29	176,00	0,25	1,08	240,78	142,91	0,04	0,04	9,59	12 // 0,100	11,31	1,11	242,54	151,32	0,04	0,04	10,14	12 // 0,100	11,31
S30	6,41	136,00	0,25	0,83	241,88	84,09	0,04	0,04	7,30	12 // 0,100	11,31	0,86	242,35	90,34	0,04	0,04	7,83	12 // 0,100	11,31
S31	6,41	136,00	0,25	0,58	313,08	51,70	0,02	0,02	6,41	12 // 0,100	11,31	0,61	320,93	57,67	0,02	0,03	6,41	12 // 0,100	11,31
S32	6,41	136,00	0,25	0,58	268,36	46,10	0,02	0,02	6,41	12 // 0,100	11,31	0,61	272,70	51,26	0,02	0,02	6,41	12 // 0,100	11,31
S33	6,41	136,00	0,25	0,58	278,56	46,99	0,02	0,02	6,41	12 // 0,100	11,31	0,61	283,49	52,28	0,02	0,02	6,41	12 // 0,100	11,31
SM1	6,41	136,00	0,25	0,15	73,44	0,89	0,00	0,00	6,41	12 // 0,100	11,31	0,43	81,85	7,55	0,00	0,00	6,41	12 // 0,100	11,31
SM2	6,41	136,00	0,25	0,15	213,72	2,44	0,00	0,00	6,41	12 // 0,100	11,31	0,43	213,05	20,00	0,01	0,01	6,41	12 // 0,100	11,31
SM3	6,41	136,00	0,25	0,15	136,65	1,44	0,00	0,00	6,41	12 // 0,100	11,31	0,43	134,67	11,76	0,01	0,01	6,41	12 // 0,100	11,31
SM4	6,41	136,00	0,25	0,15	70,45	0,77	0,00	0,00	6,41	12 // 0,100	11,31	0,43	65,27	6,18	0,00	0,00	6,41	12 // 0,100	11,31
SM5	6,41	136,00	0,25	0,15	21,78	0,17	0,00	0,00	6,41	12 // 0,100	11,31	0,43	12,22	1,13	0,00	0,00	6,41	12 // 0,100	11,31
SM6	6,41	136,00	0,25	0,15	178,35	1,97	0,00	0,00	6,41	12 // 0,100	11,31	0,43	183,81	16,34	0,01	0,01	6,41	12 // 0,100	11,31
SM7	6,41	136,00	0,25	0,15	179,45	1,96	0,00	0,00	6,41	12 // 0,100	11,31	0,43	177,74	16,04	0,01	0,01	6,41	12 // 0,100	11,31
SM8	6,41	136,00	0,25	0,15	73,48	0,72	0,00	0,00	6,41	12 // 0,100	11,31	0,43	100,18	6,74	0,00	0,00	6,41	12 // 0,100	11,31
SM9	6,41	136,00	0,25	0,15	126,62	1,48	0,00	0,00	6,41	12 // 0,100	11,31	0,43	137,82	12,51	0,01	0,01	6,41	12 // 0,100	11,31
SM10	6,41	136,00	0,25	0,15	36,88	0,35	0,00	0,00	6,41	12 // 0,100	11,31	0,43	53,77	3,44	0,00	0,00	6,41	12 // 0,100	11,31
SP1	6,41	136,00	0,25	0,15															

Tabela 5-25 – Verificação do esforço transverso

	x1	σ_{aux}	Ved I	x2	σ_{aux}	Ved II	k	plmin	Vrd,c
	m	kPa	kN/m	m	kPa	kN/m		%	kN/m
S1	0,28	235,73	98,21	0,28	234,08	97,87	1,77	0,0024	242,19
S2	0,31	310,75	164,06	0,31	315,21	145,80	1,77	0,0024	242,19
S3	0,46	255,03	234,48	0,46	260,00	213,08	1,77	0,0024	290,63
S4	0,31	264,07	139,02	0,31	263,86	122,62	1,77	0,0024	242,19
S5	0,31	258,53	136,34	0,31	258,25	120,23	1,77	0,0024	242,19
S6	0,46	248,73	228,98	0,46	253,49	208,05	1,77	0,0024	290,63
S7	0,36	309,00	222,54	0,36	313,58	201,77	1,67	0,0024	345,26
S8	0,31	297,38	137,39	0,31	299,64	156,31	1,77	0,0024	242,19
S11	0,46	256,93	237,12	0,46	256,83	213,36	1,77	0,0024	290,63
S14	0,61	263,49	402,02	0,61	262,92	369,46	1,67	0,0024	441,17
S17	0,46	297,22	247,20	0,46	296,71	274,43	1,77	0,0024	290,63
S20	0,51	325,81	415,42	0,51	326,55	382,62	1,61	0,0024	509,68
S25	0,36	314,53	203,11	0,36	314,55	225,69	1,67	0,0024	345,26
S26	0,46	307,69	256,26	0,46	306,69	284,28	1,77	0,0024	290,63
S27	0,61	244,63	345,00	0,61	243,25	373,95	1,67	0,0024	441,17
S30	0,46	243,70	202,43	0,46	243,18	224,68	1,77	0,0024	290,63
S31	0,21	310,15	83,90	0,21	308,08	96,48	1,77	0,0024	209,90
S32	0,21	275,47	75,40	0,21	273,34	86,67	1,77	0,0024	209,90
S33	0,21	281,05	76,55	0,21	279,27	88,05	1,77	0,0024	209,90
SM1	0,06	81,58	4,89	0,00	78,30	0,00	1,77	0,0024	161,46
SM2	0,06	217,27	13,06	0,00	216,26	0,00	1,77	0,0024	161,46
SM3	0,06	124,99	7,45	0,00	128,71	0,00	1,77	0,0024	161,46
SM4	0,06	67,36	4,05	0,00	68,80	0,00	1,77	0,0024	161,46
SM5	0,06	12,22	0,73	0,00	16,04	0,00	1,77	0,0024	161,46
SM6	0,06	174,66	10,44	0,00	175,25	0,00	1,77	0,0024	161,46
SM7	0,06	172,32	10,31	0,00	174,64	0,00	1,77	0,0024	161,46
SM8	0,06	64,93	3,72	0,00	64,92	0,00	1,77	0,0024	161,46
SM9	0,06	134,53	8,06	0,00	131,05	0,00	1,77	0,0024	161,46
SM10	0,06	32,33	1,84	0,00	32,06	0,00	1,77	0,0024	161,46
SP1	0,06	87,73	5,21	0,00	84,91	0,00	1,77	0,0024	161,46
SP2	0,06	113,34	6,85	0,00	110,39	0,00	1,77	0,0024	161,46
SP3	0,31	246,82	79,27	0,00	255,79	0,00	1,77	0,0024	161,46

Tabela 5-26 – Verificação da resistência ao punçamento

	Acont	σ_{med}	Ved,red	bx	by	β	u	vEd	vRd
	m ²	kPa	kN	m	m		m	kPa	kPa
S1	0,80	215,79	313,88	0,95	0,95	1,01	3,20	290,57	900,53
S2	0,85	307,54	522,46	0,88	1,08	1,01	3,34	465,83	900,53
S3	0,85	252,73	694,70	0,88	1,08	1,01	3,34	619,94	900,53
S4	0,85	250,94	426,30	0,88	1,08	1,00	3,34	376,40	900,53
S5	0,85	243,64	413,90	0,88	1,08	1,00	3,34	365,41	900,53
S6	0,85	245,20	674,01	0,88	1,08	1,01	3,34	601,27	900,53
S7	1,22	304,53	725,93	1,08	1,28	1,01	3,96	421,07	830,56
S8	0,85	294,78	500,79	1,08	0,88	1,01	3,34	446,34	900,53
S11	0,85	241,32	663,35	0,88	1,08	1,00	3,34	586,99	900,53
S14	1,22	245,19	1 111,63	1,08	1,28	1,00	3,96	638,19	830,56
S17	0,85	280,17	770,14	1,08	0,88	1,01	3,34	682,96	900,53
S20	1,64	307,35	1 261,97	1,28	1,48	1,00	4,59	509,68	782,21
S25	1,22	300,96	717,42	1,28	1,08	1,01	3,96	413,60	830,56
S26	0,85	288,77	793,78	1,08	0,88	1,01	3,34	705,30	900,53
S27	1,22	222,90	1 010,59	1,28	1,08	1,01	3,96	583,43	830,56
S30	0,85	227,69	625,88	1,08	0,88	1,00	3,34	554,13	900,53
S31	0,85	302,10	331,95	1,08	0,88	1,02	3,34	298,81	900,53
S32	0,85	252,35	277,29	1,08	0,88	1,01	3,34	246,61	900,53
S33	0,85	264,71	290,87	1,08	0,88	1,01	3,34	258,54	900,53
SM1	1,38	41,04	- 15,56	0,88	1,68	1,15	4,54	- 11,61	900,53
SM2	1,38	190,35	- 72,17	0,88	1,68	1,01	4,54	- 47,49	900,53
SM3	1,38	154,02	- 58,40	0,88	1,68	1,06	4,54	- 40,15	900,53
SM4	1,38	63,38	- 24,03	0,88	1,68	1,05	4,54	- 16,33	900,53
SM5	1,38	30,58	- 11,59	0,88	1,68	1,22	4,54	- 9,15	900,53
SM6	1,38	176,90	- 67,07	0,88	1,68	1,02	4,54	- 44,40	900,53
SM7	1,38	184,64	- 70,01	0,88	1,68	1,03	4,54	- 46,82	900,53
SM8	1,38	93,29	- 35,37	0,88	1,68	1,13	4,54	- 26,00	900,53
SM9	1,38	95,90	- 36,36	0,88	1,68	1,08	4,54	- 25,48	900,53
SM10	1,38	42,11	- 15,97	0,88	1,68	1,16	4,54	- 11,98	900,53
SP!	1,38	64,33	- 24,39	0,88	1,68	1,11	4,54	- 17,53	900,53
SP2	1,38	62,57	- 23,72	0,88	1,68	1,11	4,54	- 17,11	900,53
SP3	1,38	236,87	28,62	0,88	1,68	1,06	4,54	19,71	900,53

CAPÍTULO 6

CONSIDERAÇÕES FINAIS

O presente trabalho teve como principal objetivo a aplicação de conhecimentos adquiridos no curso de Engenharia Civil e o estudo de ferramentas informáticas de cálculo estrutural.

Pretendeu-se o desenvolvimento de um projeto de estabilidade de um edifício desde a análise do projeto de arquitetura, discussão e avaliação de soluções estruturais alternativas, modelação e cálculo da estrutura e produção das peças desenhadas constituintes do projeto.

Tendo o projeto seguido as fases que normalmente tem um projeto real, a solução final só foi conseguida após várias iterações, sendo necessário fazer algumas alterações que deveriam ser propostas à Arquitetura, papel que no presente trabalho foi realizado pela Orientadora.

A utilização de ferramentas informáticas implica um investimento na sua aprendizagem, tendo no presente caso sido estudados os programas *Revit* e *Robot*. Uma aplicação consciente desses programas requer a avaliação das suas potencialidades e limitações, pois uma utilização descuidada será um ato irresponsável que poderá ter implicações graves. Os programas de cálculo como o *Robot* possuem já na sua rotina controlo de erros que são uma ajuda preciosa para o utilizador.

O *Robot*, sendo um programa comercial, realiza as verificações de segurança segundo os Eurocódigos ou regulamentações nacionais se o utilizador o pretender. No presente trabalho foram usados os Eurocódigos, tendo sido constatado que a verificação do Eurocódigo 8 implica soluções estruturais por vezes muito gravosas, sobretudo no que respeita a cálculo de pilares e espaçamentos de estribos de vigas.

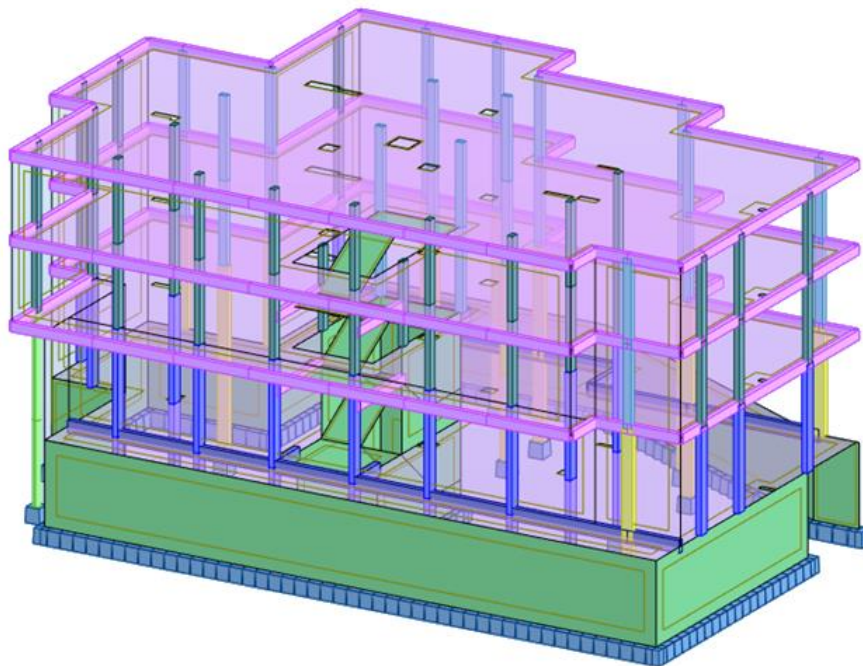


Figura 6-1 - Modelo do *Robot*

Outra competência adquirida com o presente trabalho, foi a produção de peças desenhadas correspondentes ao projeto de estabilidade. O domínio do programa de desenho AutoCad mostrou-se fundamental não só para a realização de peças desenhadas como também para a troca de informação com os outros intervenientes no projeto, nomeadamente a Arquitetura.

Como desenvolvimento de conhecimentos ainda muito poderá ser investido no estudo do programa *Robot*, sobretudo nos módulos de cálculo e verificação de armaduras de elementos de betão armado, saídas de resultados gráficas (ver Figura 6-2 - Deformação da estrutura Figura 6-2 e Figura 6-3) e interação com outros programas, como por exemplo, o *Revit*. Também uma prática continuada de utilização do *Robot* poderá otimizar os processos de obtenção de resultados e seu tratamento, quer através de funcionalidades do próprio programa como com outras ferramentas desenvolvidas pelos projetistas, aproveitando a portabilidade de ficheiros de resultados.

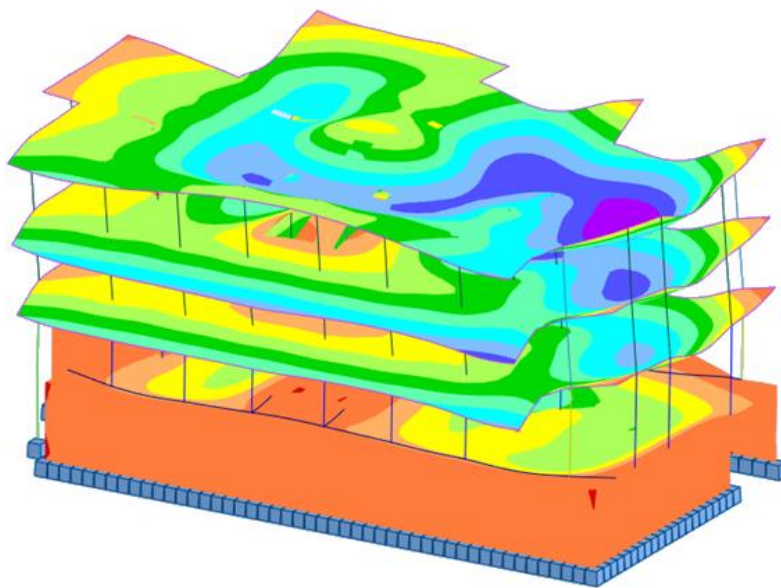


Figura 6-2 - Deformação da estrutura

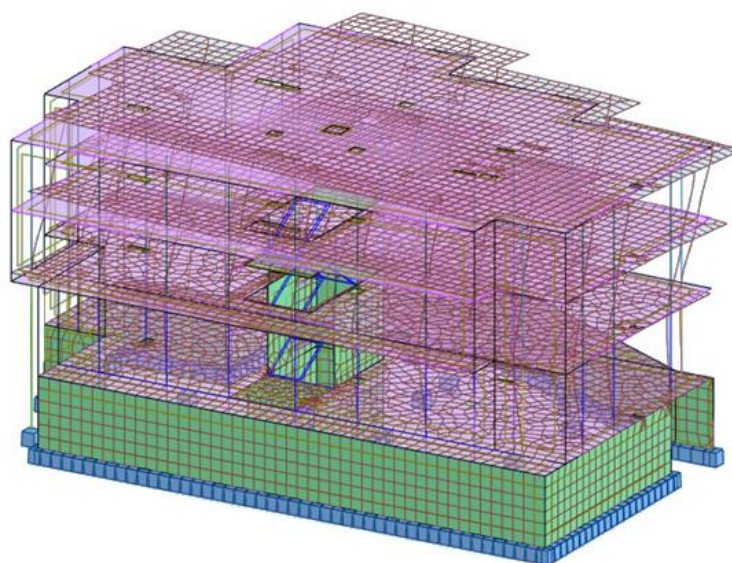


Figura 6-3 - Modo de vibração

A realização deste trabalho permitiu uma visão global do desenvolvimento do projeto de estruturas e o documento produzido será um elemento de consulta que se pretende que seja útil numa futura aplicação na vida profissional.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. NP EN 1992-1-1 - Eurocódigo 2 - Projeto de estruturas de betão, Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifício. Caparica : Instituto Português de Qualidade, 2010.
2. NP EN 1991-1-1 - Eurocódigo 1 - Ações em estruturas, Parte 1: Acções gerais. Caparica : Instituto Português da Qualidade, 2009.
3. NP EN 1991-1-4 - Eurocódigo 1 - Ações em estruturas, Parte 1-4: Ações gerais, Ações do vento. Caparica : Instituto Português de Qualidade, 2010.
4. NP EN 1997-1 - Eurocódigo 7 - Projeto geotécnico, Parte 1: Regras gerais. Caparica : Instituto Português de Qualidade, 2010.
5. NP EN 1998-1 - Eurocódigo 8 - Projecto de estruturas para resistências aos sismos, Parte 1: Regras gerais, ações sísmicas e regras para edifícios. Caparica : Instituto Português da Qualidade, 2010.
6. NP EN 206-1:2007 Betão – Parte 1: Especificação, desempenho, produção e conformidade. Caparica : Instituto Português da Qualidade, 2007.

ANEXO 1 - PROJETO DE ESTABILIDADE

Lista de desenhos

EST.1 – Planta Estrutural das Fundações

EST.2 – Plantas Estruturais

EST.3 – Muros de contenção

EST.4 – Paredes

EST.5 – Lajes -Armaduras superiores

EST.6 – Lajes – Armaduras inferiores

EST.7 – Lajes – Armaduras de corte

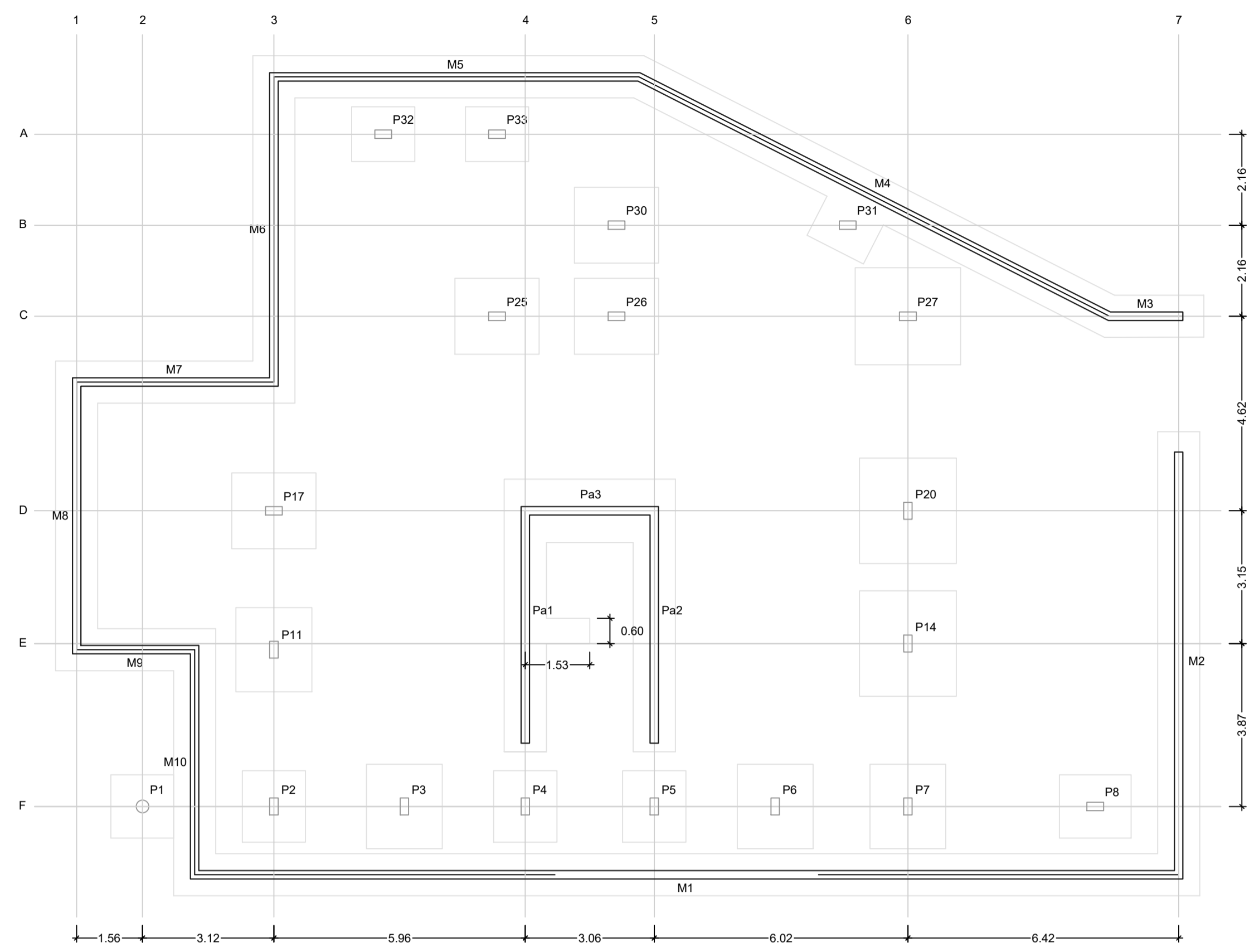
EST.8 – Vigas 1/2

EST.9 – Vigas 2/2

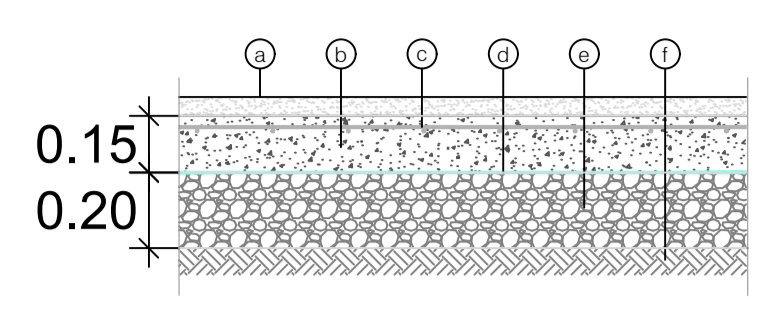
EST.10 – Escadas

EST.11 – Pormenores

Planta de fundações
Escala 1/100

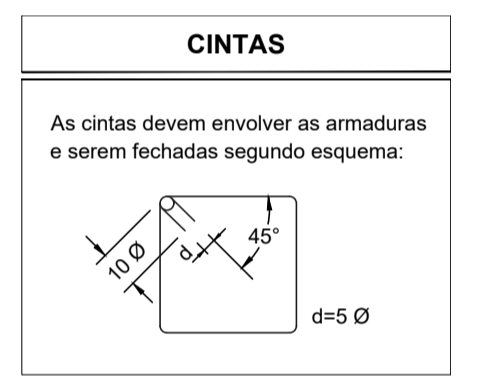
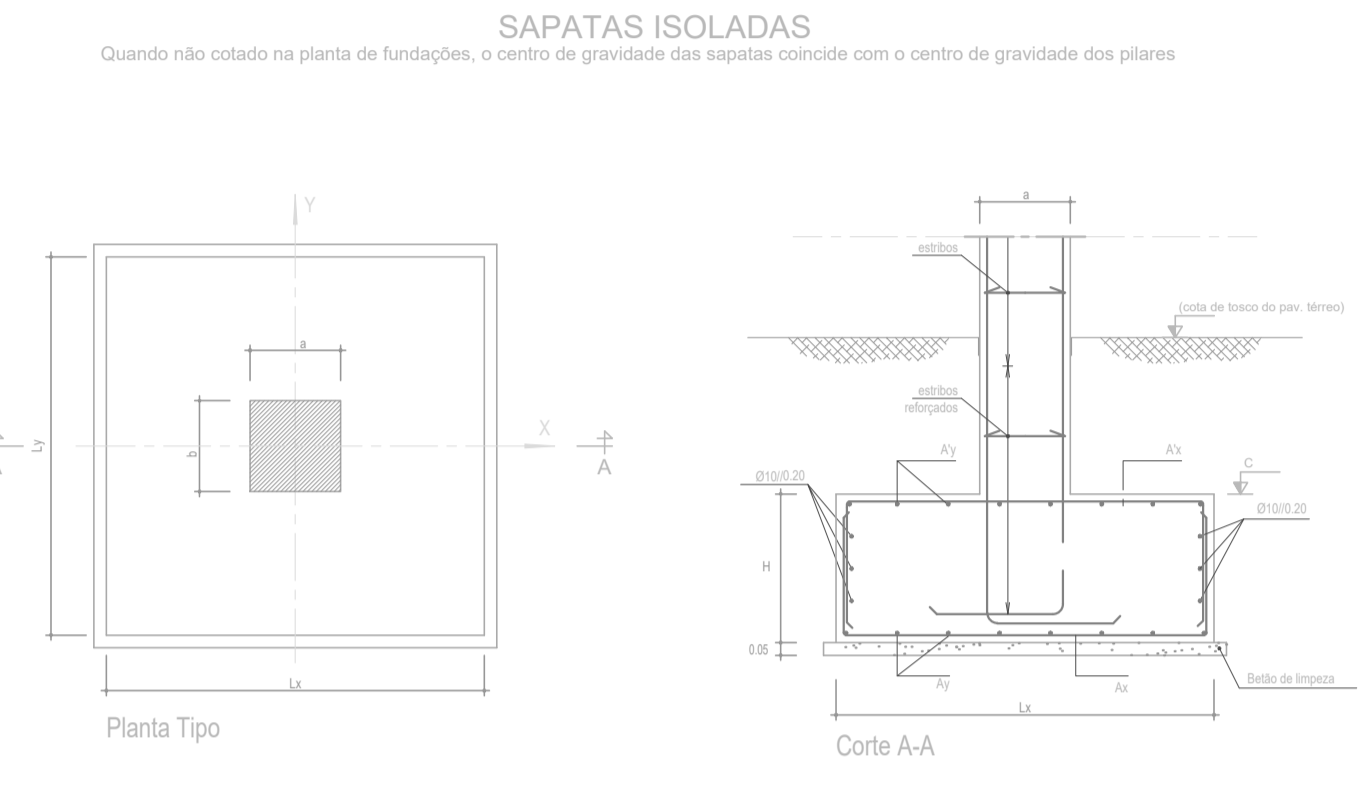


SAPATA	GEOMETRIA					C	ARM. INFERIOR		ARM. SUPERIOR	
	Lx	Ly	H	a	b		Ax	Ay	A'x	A'y
S1	1.50	1.50	0.40	0.20	0.20	-3.50	Ø12/0.10	Ø12/0.10	Ø12/0.20	Ø12/0.20
S2 S4 S5	1.50	1.70	0.40	0.20	0.40	-3.50	Ø12/0.10	Ø12/0.10	Ø12/0.20	Ø12/0.20
S13 S14 S15	1.80	2.00	0.40	0.20	0.40	-3.50	Ø12/0.10	Ø12/0.10	Ø12/0.20	Ø12/0.20
S7	1.80	2.00	0.50	0.20	0.40	-3.50	Ø12/0.10	Ø12/0.10	Ø12/0.20	Ø12/0.20
S8	1.70	1.50	0.40	0.40	0.20	-3.50	Ø12/0.10	Ø12/0.10	Ø12/0.20	Ø12/0.20
S14	2.30	2.50	0.50	0.20	0.40	-3.50	Ø12/0.10	Ø12/0.10	Ø12/0.20	Ø12/0.20
S17 S18 S19	2.00	1.80	0.40	0.20	0.20	-3.50	Ø12/0.10	Ø12/0.10	Ø12/0.20	Ø12/0.20
S20	2.30	2.50	0.50	0.20	0.40	-3.50	Ø12/0.10	Ø12/0.10	Ø12/0.20	Ø12/0.20
S25	2.00	1.80	0.50	0.40	0.20	-3.50	Ø12/0.10	Ø12/0.10	Ø12/0.20	Ø12/0.20
S27	2.50	2.30	0.50	0.40	0.20	-3.50	Ø12/0.10	Ø12/0.10	Ø12/0.20	Ø12/0.20
S31 S32 S33	1.50	1.30	0.50	0.40	0.20	-3.50	Ø12/0.10	Ø12/0.10	Ø12/0.20	Ø12/0.20



LAJE TÉRREA
Escala 1/20

- LEGENDA**
- Ⓐ - Revestimento: Consultar projecto de Arquitectura;
 - Ⓑ - Laje: Betão armado com adjuvante hidrófugo;
 - Ⓒ - Malhasol C038
 - Ⓓ - Membrana de separação: Duplo filme de polietileno com 2mm de espessura (devidamente sobreposto);
 - Ⓔ - Base: Camada de agregado britado de granulometria extensa 0/40 devidamente compactada;
 - Ⓣ - Fundação: Terreno bem compactado (95% PROCTOR modificado).



- ELEMENTOS DE FUNDAÇÃO**
- No dimensionamento das fundações do edifício considerou-se uma tensão admissível para o solo igual a **250 kPa**. Este valor será obrigatoriamente confirmado em obra após abertura dos caboucos.
 - Todas as superfícies de betão em contacto com o terreno deverão ser pintadas com duas demãos cruzadas de emulsão betuminosa do tipo "FLINTKOTE" ou equivalente, totalizando 2.0 Kg/m².

- EMENDAS POR SOBREPOSIÇÃO**
- A distância entre os dois varões que se pretende emendar não pode exceder 4Ø
 - As armaduras das faces superiores devem ser emendadas a meio vão, com comprimentos de sobreposição 50Ø.
 - As armaduras principais das faces inferiores devem ser emendadas sobre os pilares com comprimentos de sobreposição 50Ø.

QUADRO DE PILARES

	P1	P2 P3 P4 P5 P6 P7 P11 P17	P8 P31	P9 P15 P22	P10 P16 P21 P29	P12 P13	P14 P20	P18 P23	P19 P28	P24	P25 P30 P32 P33	P26	P27
COB.													
PISO 2													
PISO 1													
PISO R/C													
FUNDAÇÃO													

MATERIAIS ESTRUTURAIS

Betão (NP EN 206-1):
 Betão de limpeza - C20/25; XC3(P); D20; Cl 0.4; S3
 Betão em lajes térreas - C20/25; XC3(P); D20; Cl 0.4; S3
 Fundações e elementos em contacto com o terreno - C30/37; XC2(P); D20; Cl 0.4; S3, com hidrófugo
 Restantes elementos estruturais - C30/37; XC3(P); D20; Cl 0.4; S3

Aço:
 Aço em varão - A500 NRSD
 Redes electrosoldadas - A500 EL

RECOBRIMENTO DE ARMADURAS
 Lajes - 40 mm
 Vigas, escadas e pavimentos térreos - 50 mm
 Elementos em contacto com terras - 50 mm
 Pilares e restantes elementos estruturais - 50 mm

CLIENTE:
 Instituto Superior de Engenharia do Porto
 Mestrado em Engenharia Civil
 DIPRE - Dissertação / Projecto / Estágio

PROJECTO:
 Edifício de Habitação Coletiva e Comércio
 Cepelos, Amarante

AUTOR DO PROJETO: Hugo Faria
COLABORADORES:

ESPECIALIDADE: Estabilidade Estrutural
FASE DO PROJETO: Execução

DESIGNAÇÃO: Planta Estrutural das Fundações. Quadro de Sapatas. Quadro de pilares. Pormenores
ESCALA: 1/100

DATA: Outubro 2019
DESENHO: EST.1

MUROS DE SUPORTE * QUADRO RESUMO

MURO	GEOMETRIA						ARM. INTERIOR		ARM. EXTERIOR		ARM. FUNDAÇÃO	
	L	H	e	B	h	cota	Vertical	Horizontal	Vertical	Horizontal	INFERIOR	SUPERIOR
M1	23.35	3.05	0.20	1.50	0.40	-3.55	Ø12//0.10	Ø8//0.20	Ø12//0.10	Ø8//0.20	Ø12//0.10	Ø8//0.20
M2	10.03	3.05	0.20	1.70	0.40	-3.55	Ø12//0.10	Ø8//0.20	Ø12//0.10	Ø8//0.20	Ø12//0.10	Ø8//0.20
M3	1.74	3.05	0.20	2.00	0.40	-3.55	Ø12//0.10	Ø8//0.20	Ø12//0.10	Ø8//0.20	Ø12//0.10	Ø8//0.20
M4	12.53	3.05	0.20	2.00	0.40	-3.55	Ø12//0.10	Ø8//0.20	Ø12//0.10	Ø8//0.20	Ø12//0.10	Ø8//0.20
M5	8.66	3.05	0.20	1.50	0.40	-3.55	Ø12//0.10	Ø8//0.20	Ø12//0.10	Ø8//0.20	Ø12//0.10	Ø8//0.20
M6	7.24	3.05	0.20	2.50	0.40	-3.55	Ø12//0.10	Ø8//0.20	Ø12//0.10	Ø8//0.20	Ø12//0.10	Ø8//0.20
M7	4.68	3.05	0.20	1.80	0.40	-3.55	Ø12//0.10	Ø8//0.20	Ø12//0.10	Ø8//0.20	Ø12//0.10	Ø8//0.20
M8	6.35	3.05	0.20	2.50	0.40	-3.55	Ø12//0.10	Ø8//0.20	Ø12//0.10	Ø8//0.20	Ø12//0.10	Ø8//0.20
M9	2.80	3.05	0.20	1.80	0.40	-3.55	Ø12//0.10	Ø8//0.20	Ø12//0.10	Ø8//0.20	Ø12//0.10	Ø8//0.20
M10	5.34	3.05	0.20	2.30	0.40	-3.55	Ø12//0.10	Ø8//0.20	Ø12//0.10	Ø8//0.20	Ø12//0.10	Ø8//0.20

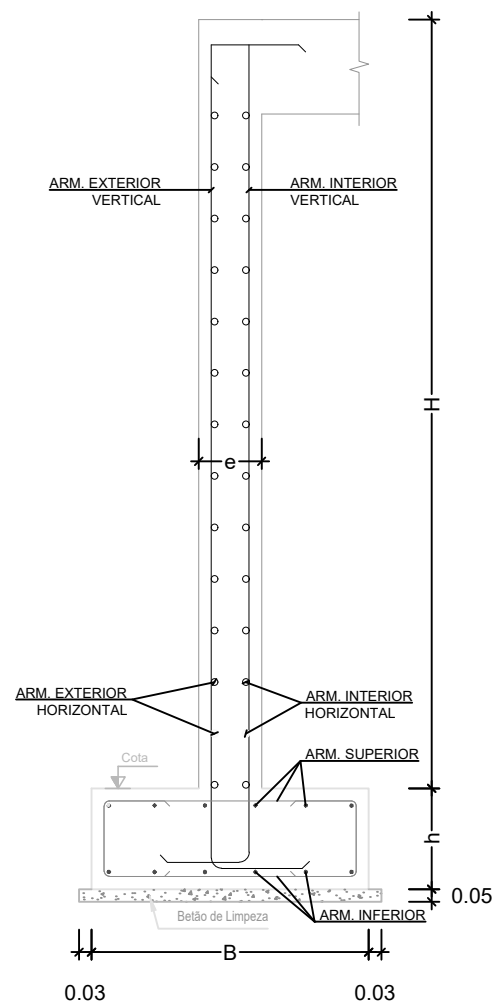
ELEMENTOS DE FUNDAÇÃO

- No dimensionamento das fundações do edifício considerou-se uma tensão admissível para o solo igual a **250 kPa**. Este valor será obrigatoriamente confirmado em obra após bertura dos caboucos.
- Todas as superfícies de betão em contacto com o terreno deverão ser pintadas com duas demãos cruzadas de emulsão betuminosa do tipo "FLINTKOTE" ou equivalente, totalizando 2.0 Kg/m².

EMENDAS POR SOBREPOSIÇÃO

- A distancia entre os dois varões que se pretende emendar não pode exceder 4Ø
- As armaduras das faces superiores devem ser emendadas a meio vão, com comprimentos de sobreposição 50Ø.
- As armaduras principais das faces inferiores devem ser emendadas sobre os pilares com comprimentos de sobreposição 50Ø.

MURO DE CONTENÇÃO



MATERIAIS ESTRUTURAIS

Betão (NP EN 206-1):

- Betão de limpeza - C20/25; XC3(P); D20, CI 0,4; S3
- Betão em lajes térras - C20/25; XC3(P); D20, CI 0,4; S3
- Fundações e elementos em contacto com o terreno - C30/37; XC2(P); D20; CI 0,4; S3, com hidrófugo
- Restantes elementos estruturais - C30/37; XC3(P); D20, CI 0,4; S3

Aço:

- Aço em varão - A500 NRSĐ
- Redes electrossoldadas - A500 EL

RECOBRIMENTO DE ARMADURAS

- Lajes - 40 mm
- Vigas, escadas e pavimentos térreos - 50 mm
- Elementos em contacto com terras - 50 mm
- Pilares e restantes elementos estruturais - 50 mm

CLIENTE:

Instituto Superior de Engenharia do Porto
 Mestrado em Engenharia Civil
 DIPRE - Dissertação / Projecto / Estágio

PROJECTO:

Edifício de Habitação Coletiva e Comércio
 Cepelos, Amarante

AUTOR DO PROJETO:

Hugo Faria

COLABORADORES:

-

ESPECIALIDADE:

Estabilidade Estrutural

FASE DO PROJETO:

Execução

DESIGNAÇÃO:

Muros de contenção

ESCALA:

1/20

DATA:

Outubro 2019

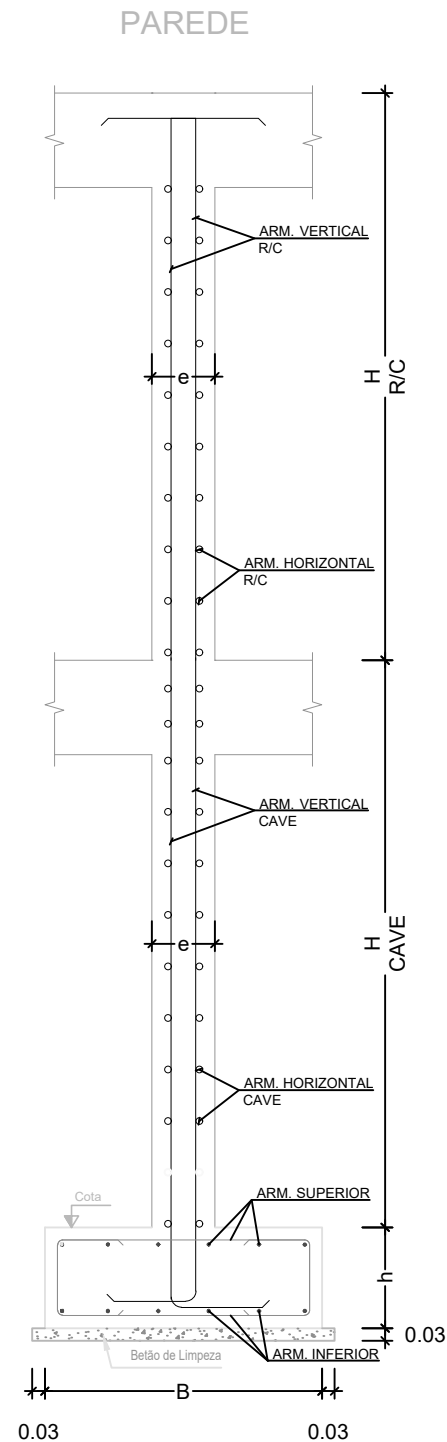
DESENHO:

EST.3

PAREDES * QUADRO RESUMO													
PAREDE	GEOMETRIA							ARM. VERTICAL		ARM. HORIZONTAL		ARM. FUNDAÇÃO	
	L	HCAVE	H R/C	e	B	h	cota	CAVE	R/C	CAVE	R/C	INFERIOR	SUPERIOR
Pa1	5.52	3.05	3.80	0.20	1.00	0.40	-3.55	Ø25/0.10	Ø25/0.20	Ø10/0.20	Ø10/0.20	Ø12/0.10	Ø8/0.20
Pa2	5.52	3.05	3.80	0.20	1.00	0.40	-3.55	Ø25/0.10	Ø25/0.20	Ø10/0.20	Ø10/0.20	Ø12/0.10	Ø8/0.20
Pa3	3.06	3.05	3.80	0.20	1.50	0.40	-3.55	Ø16/0.20	Ø16/0.20	Ø8/0.20	Ø8/0.20	Ø12/0.10	Ø8/0.20

ELEMENTOS DE FUNDAÇÃO
<ul style="list-style-type: none"> No dimensionamento das fundações do edifício considerou-se uma tensão admissível para o solo igual a 250 kPa. Este valor será obrigatoriamente confirmado em obra após bertura dos caboucos. Todas as superfícies de betão em contacto com o terreno deverão ser pintadas com duas demãos cruzadas de emulsão betuminosa do tipo "FLINTKOTE" ou equivalente, totalizando 2.0 Kg/m².

EMENDAS POR SOBREPOSIÇÃO
<ul style="list-style-type: none"> A distancia entre os dois varões que se pretende emendar não pode exceder 4Ø As armaduras das faces superiores devem ser emendadas a meio vão, com comprimentos de sobreposição 50Ø. As armaduras principais das faces inferiores devem ser emendadas sobre os pilares com comprimentos de sobreposição 50Ø.



MATERIAIS ESTRUTURAIS

Betão (NP EN 206-1):

Betão de limpeza	- C20/25; XC3(P); D20, CI 0,4; S3
Betão em lajes térras	- C20/25; XC3(P); D20, CI 0,4; S3
Fundações e elementos em contacto com o terreno	- C30/37; XC2(P); D20; CI 0,4; S3, com hidrófugo
Restantes elementos estruturais	- C30/37; XC3(P); D20, CI 0,4; S3

Aço:

Aço em varão	- A500 NRSD
Redes electrossoldadas	- A500 EL

RECOBRIMENTO DE ARMADURAS

Lajes	- 40 mm
Vigas, escadas e pavimentos térras	- 50 mm
Elementos em contacto com terras	- 50 mm
Pilares e restantes elementos estruturais	- 50 mm

CLIENTE:

Instituto Superior de Engenharia do Porto

Mestrado em Engenharia Civil
DIPRE - Dissertação / Projecto / Estágio

PROJECTO:

Edifício de Habitação Coletiva e Comércio
Cepelos, Amarante

AUTOR DO PROJETO:

Hugo Faria

COLABORADORES:

-

ESPECIALIDADE:

Estabilidade Estrutural

FASE DO PROJETO:

Execução

DESIGNAÇÃO:

Paredes

ESCALA:

1/20

DATA:

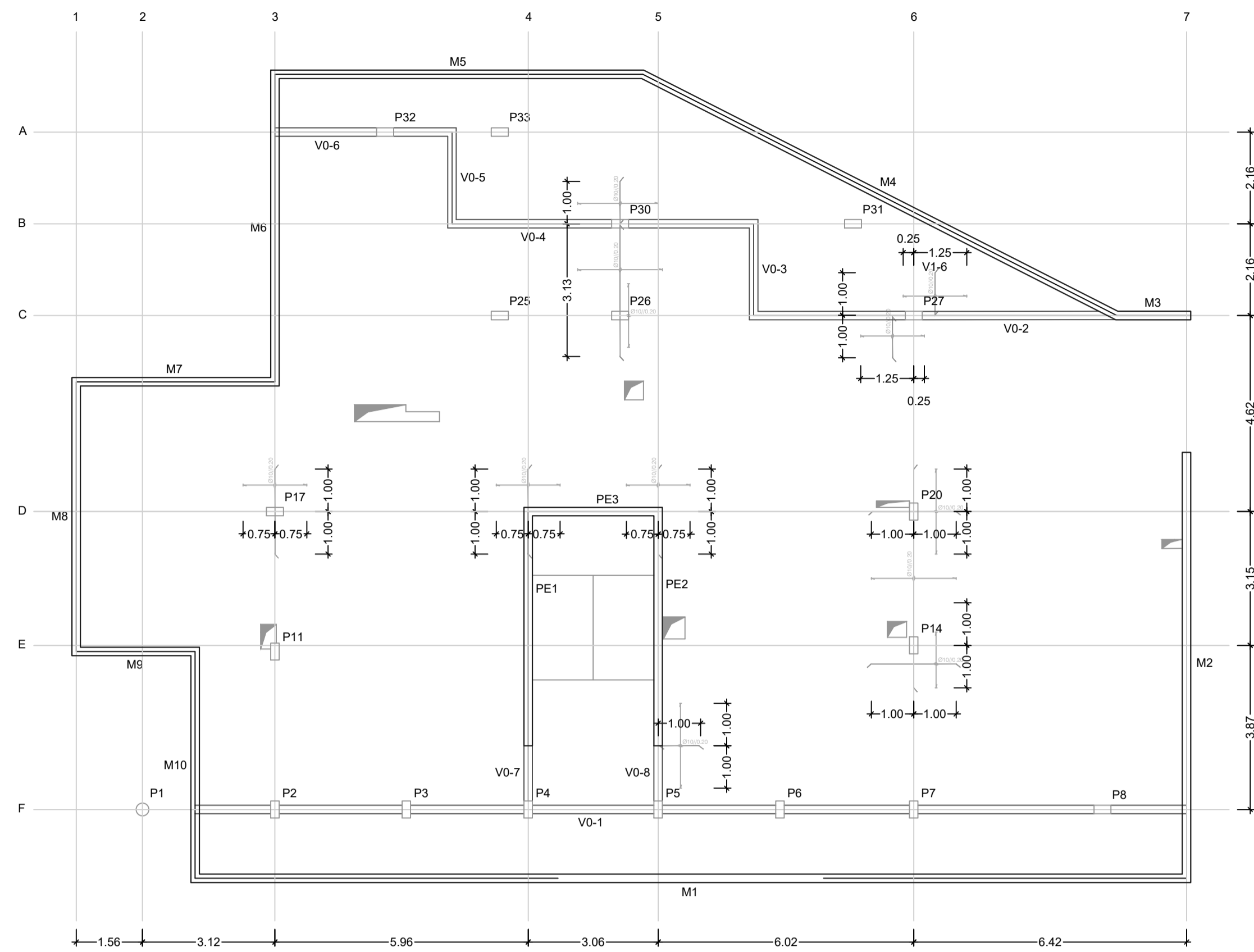
Outubro 2019

DESENHO:

EST.4

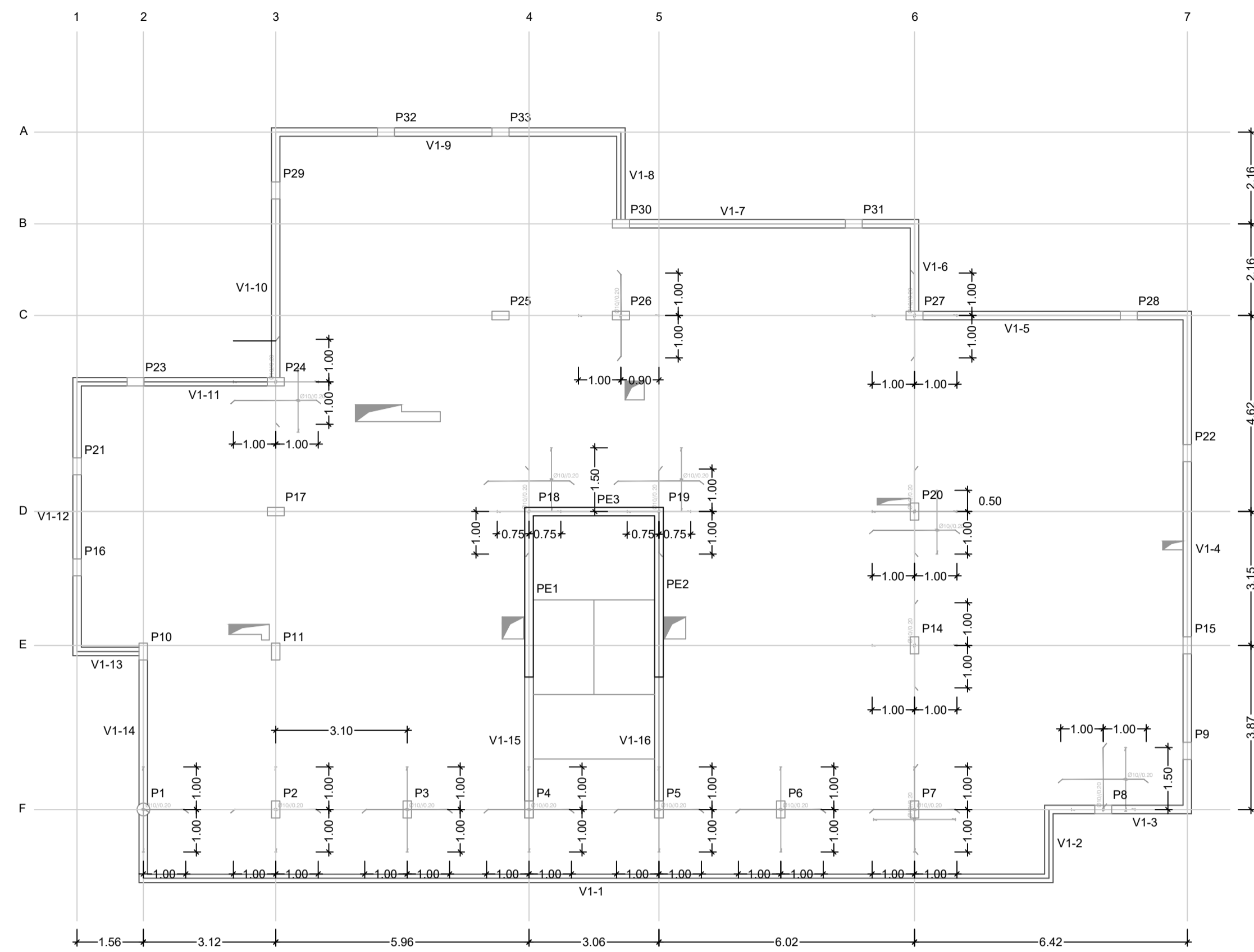
Armadura Superior R/C

Escala: 1/100



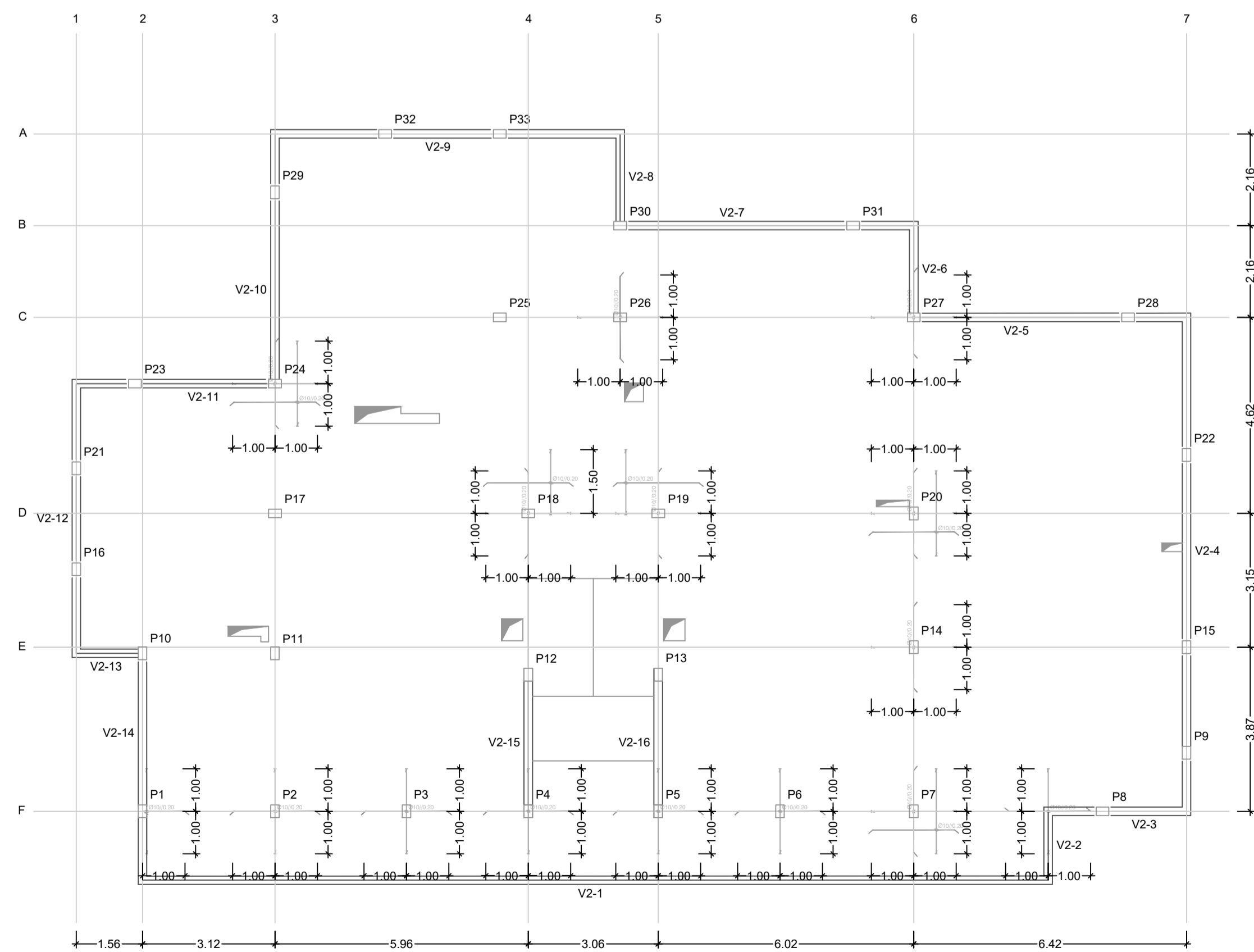
Armadura Superior 1º Piso

Escala: 1/100



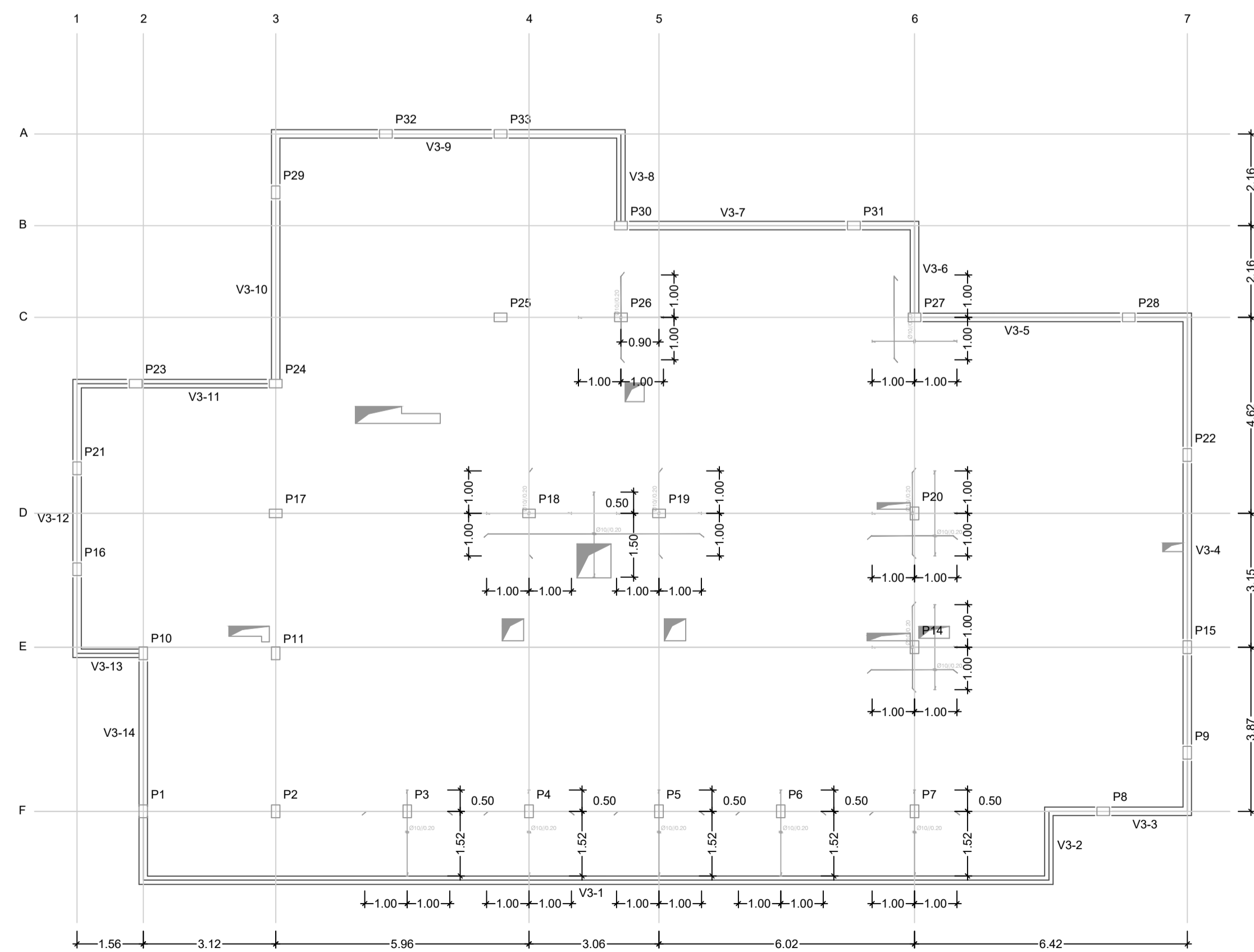
Armadura Superior 2º Piso

Escala: 1/100



Armadura Superior Cobertura

Escala: 1/100



MATERIAIS ESTRUTURAIS

Betão (NP EN 206-1):
 Betão de limpeza - C20/25; XC3(P); D20, Cl 0.4; S3
 Betão em lajes térreas - C20/25; XC3(P); D20, Cl 0.4; S3
 Fundações e elementos em contacto com o terreno - C30/37; XC2(P); D20, Cl 0.4; S3, com hidrófugo
 Restantes elementos estruturais - C30/37; XC3(P); D20, Cl 0.4; S3

Aço:
 Aço em varão - A500 NRSD
 Redes electrossoldadas - A500 EL

RECOBRIMENTO DE ARMADURAS

Lajes - 40 mm
 Vigas, escadas e pavimentos térreos - 50 mm
 Elementos em contacto com terras - 50 mm
 Pilares e restantes elementos estruturais - 50 mm

CLIENTE:

Instituto Superior de Engenharia do Porto
 Mestrado em Engenharia Civil
 DIPRE - Dissertação / Projecto / Estágio

PROJECTO:

Edifício de Habitação Coletiva e Comércio
 Cepelos, Amarante

AUTOR DO PROJETO:

Hugo Faria

COLABORADORES:

-

ESPECIALIDADE:

Estabilidade Estrutural

FASE DO PROJETO:

Execução

DESIGNAÇÃO:

Lajes - Armaduras superiores

ESCALA:

1/100

DATA:

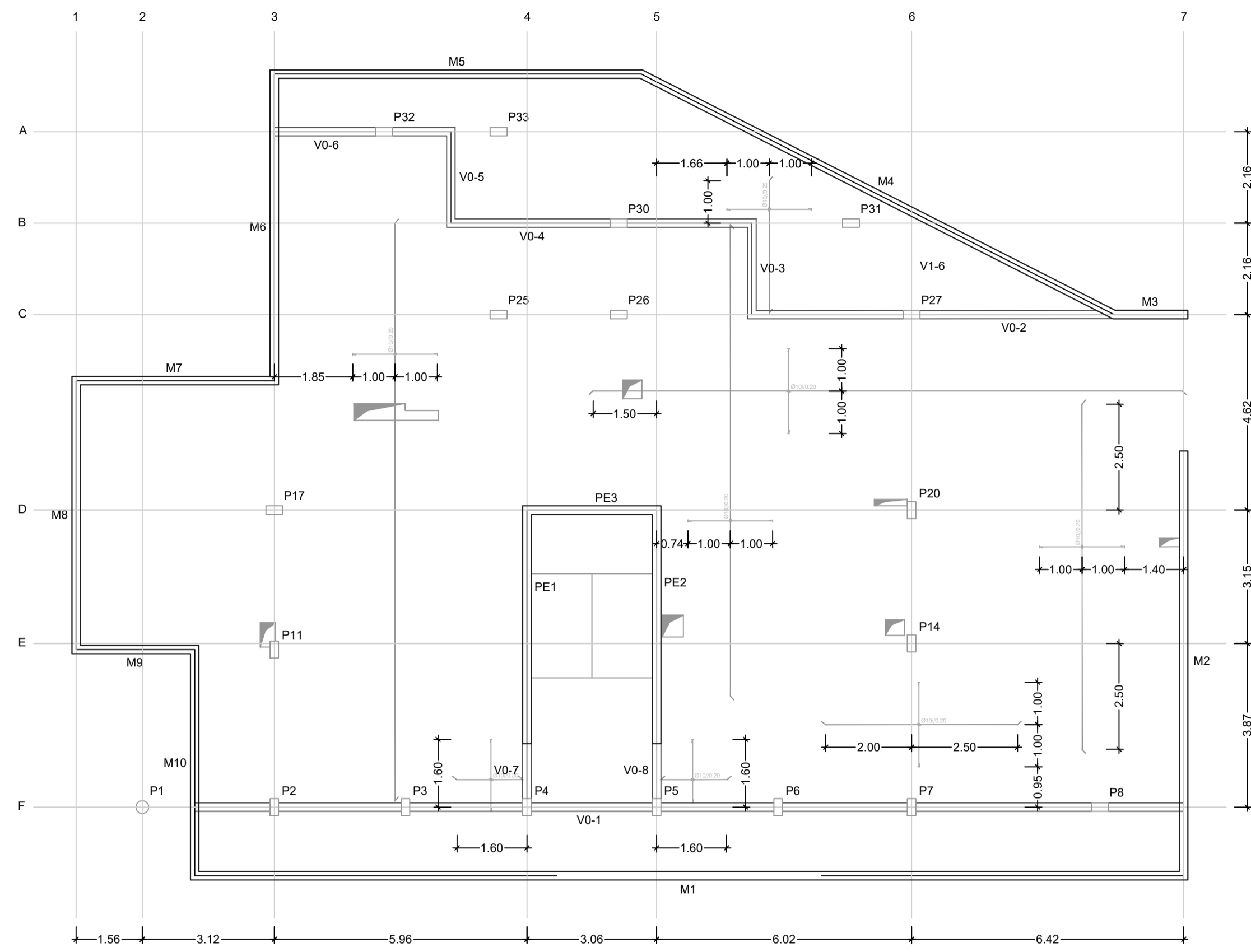
Outubro 2019

DESENHO:

EST.5

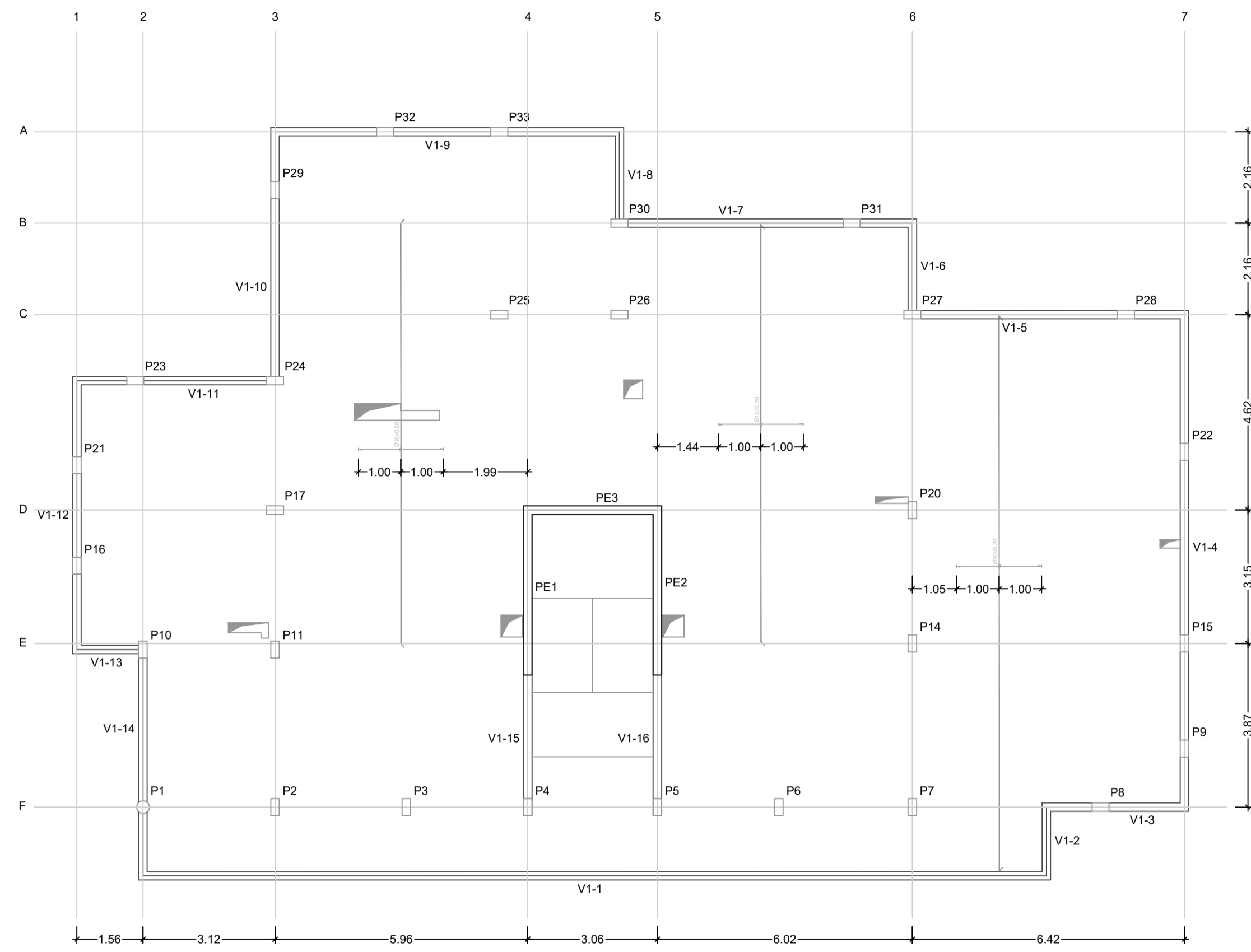
Armadura Inferior R/C

Escala: 1/100



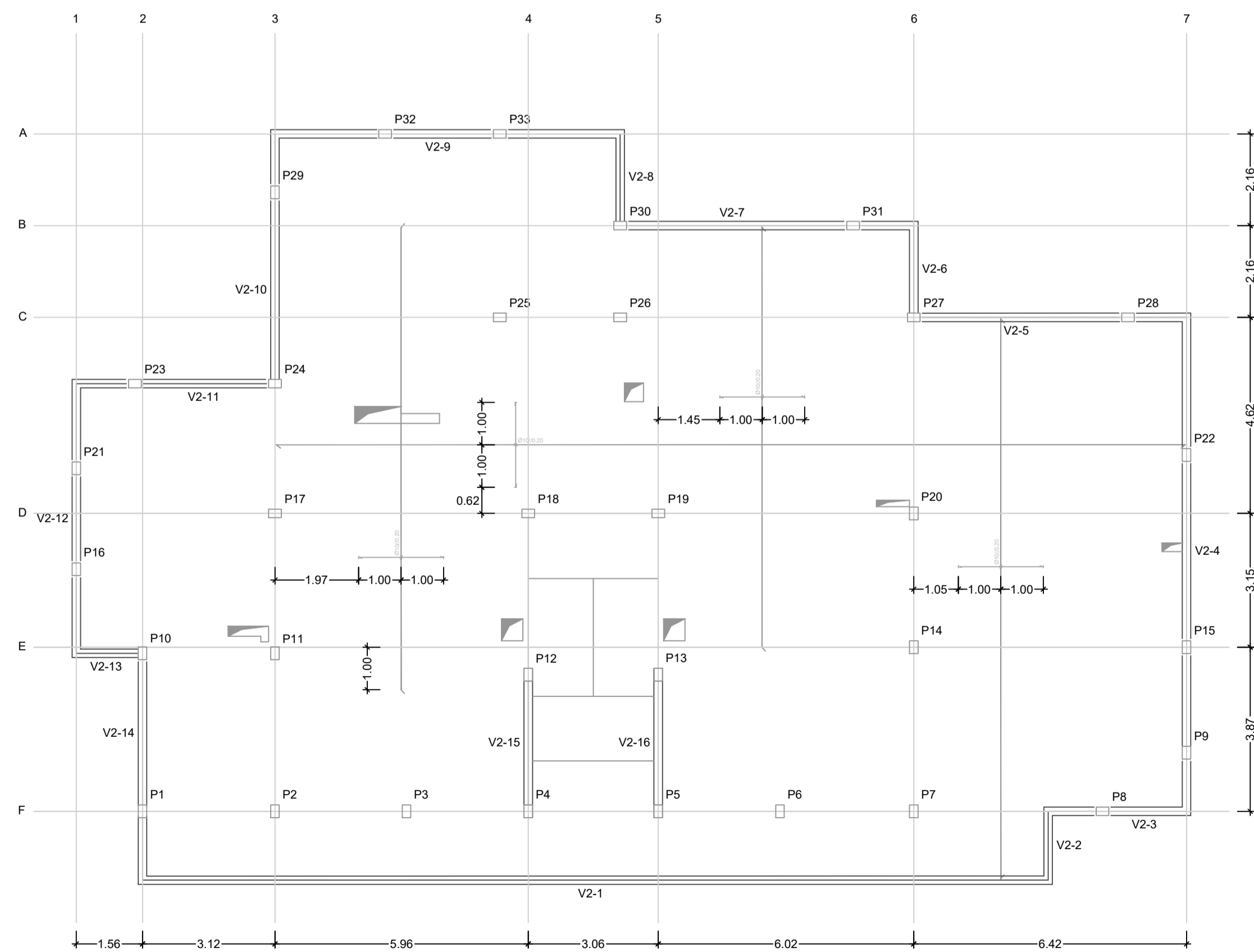
Armadura Inferior 1º Piso

Escala: 1/100



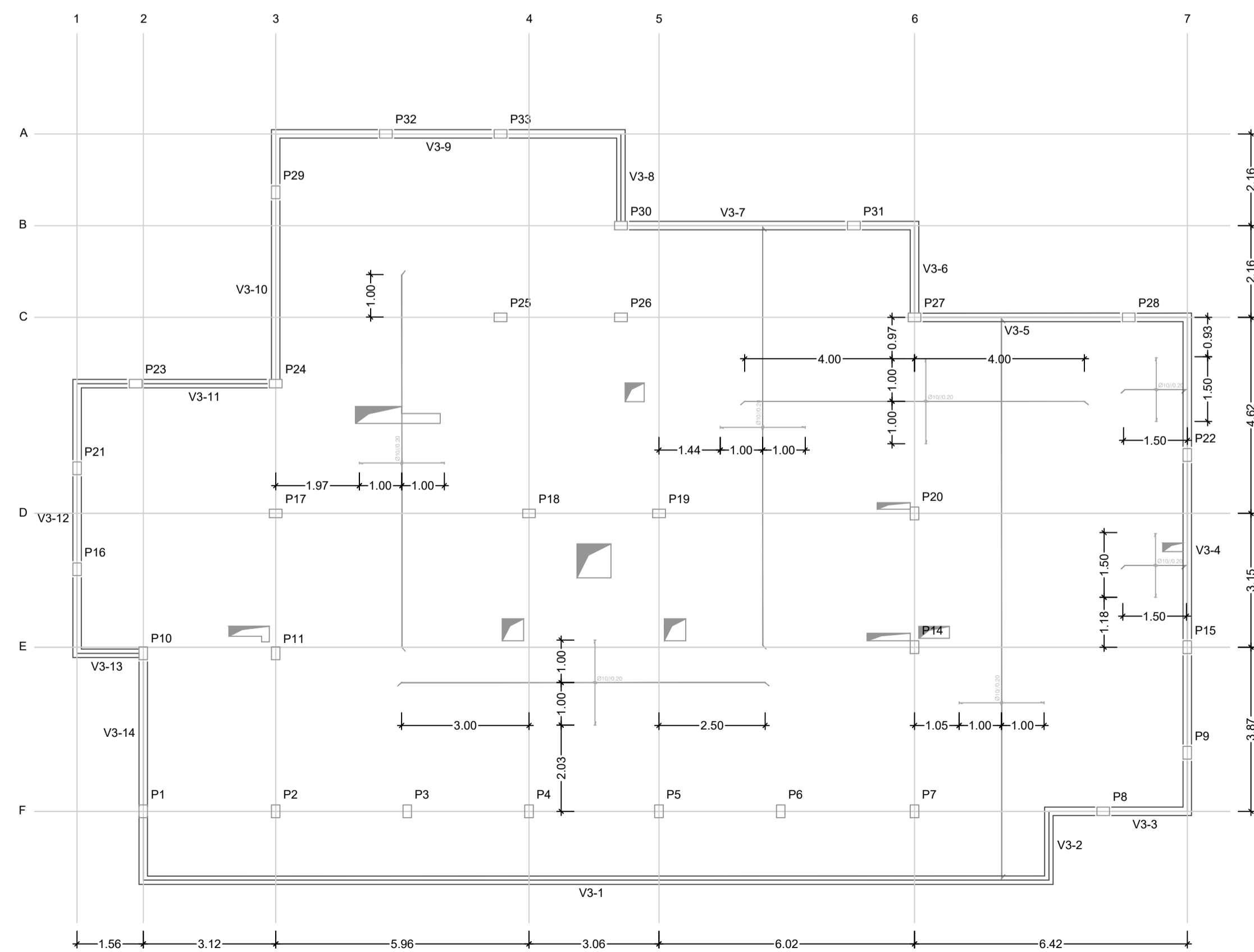
Armadura Inferior 2º Piso

Escala: 1/100



Armadura Inferior Cobertura

Escala: 1/100



MATERIAIS ESTRUTURAIS

Betão (NP EN 206-1):

Betão de limpeza
 Betão em lajes térreas
 Fundações e elementos em contacto com o terreno
 Restantes elementos estruturais

- C20/25; XC3(P); D20, Cl 0.4; S3
 - C20/25; XC3(P); D20, Cl 0.4; S3
 - C30/37; XC2(P); D20, Cl 0.4; S3, com hidrófugo
 - C30/37; XC3(P); D20, Cl 0.4; S3

Aço:

Aço em varão
 Redes electrosoldadas

- A500 NRSD
 - A500 EL

RECOBRIMENTO DE ARMADURAS

Lajes
 Vigas, escadas e pavimentos térreos
 Elementos em contacto com terras
 Pilares e restantes elementos estruturais

- 40 mm
 - 50 mm
 - 50 mm
 - 50 mm

CLIENTE:

Instituto Superior de Engenharia do Porto
 Mestrado em Engenharia Civil
 DIPRE - Dissertação / Projecto / Estágio

PROJECTO:

Edifício de Habitação Coletiva e Comércio
 Cepelos, Amarante

AUTOR DO PROJETO:

Hugo Faria

COLABORADORES:

-

ESPECIALIDADE:

Estabilidade Estrutural

FASE DO PROJETO:

Execução

DESIGNAÇÃO:

Lajes - Armaduras inferiores

ESCALA:

1/100

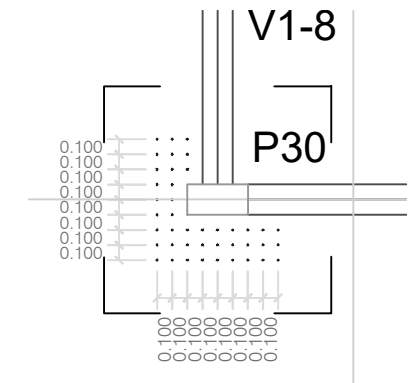
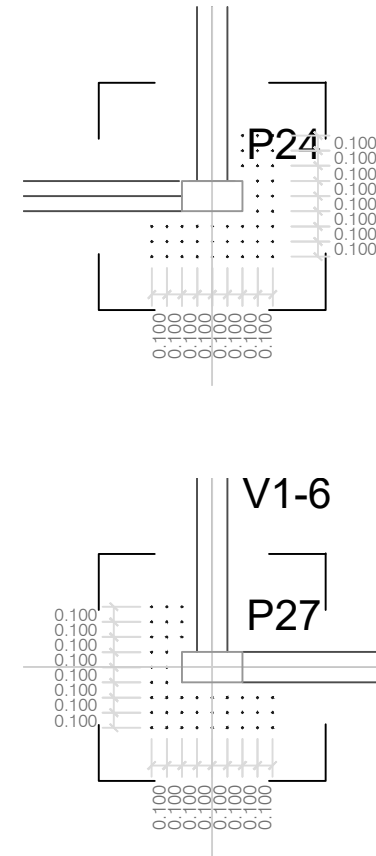
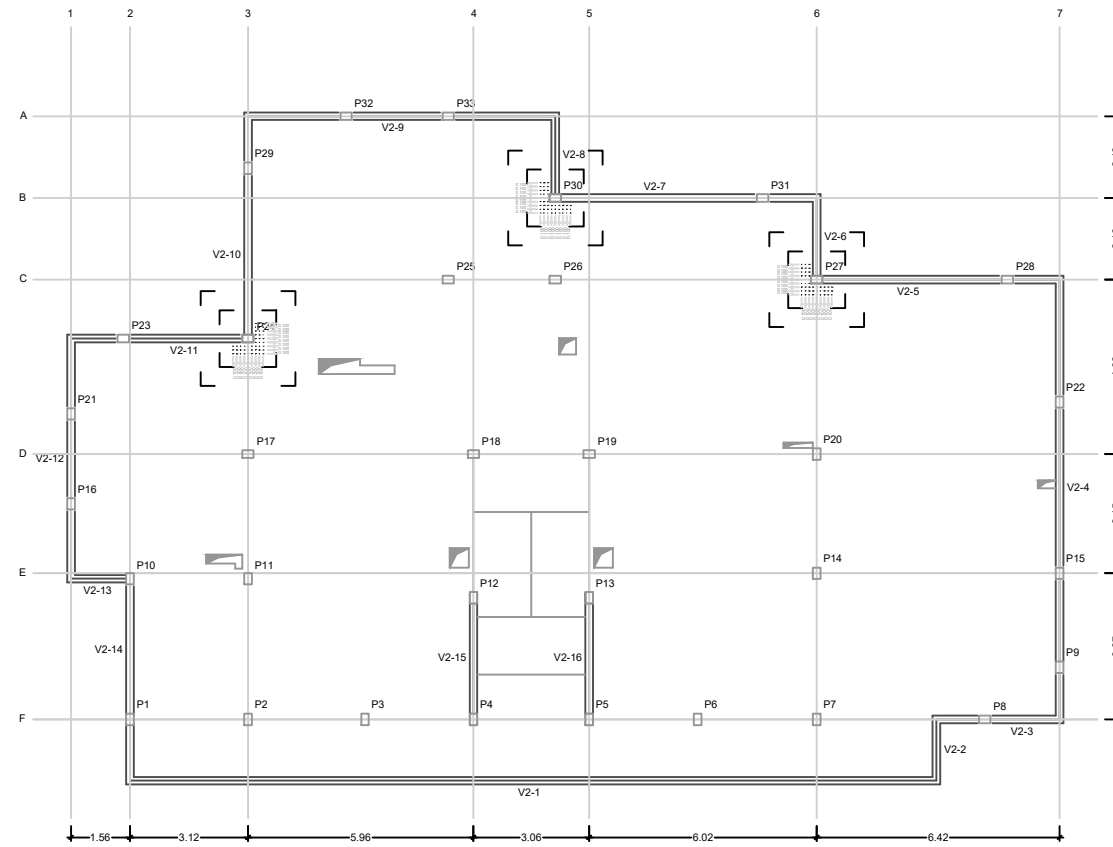
DATA:

Outubro 2019

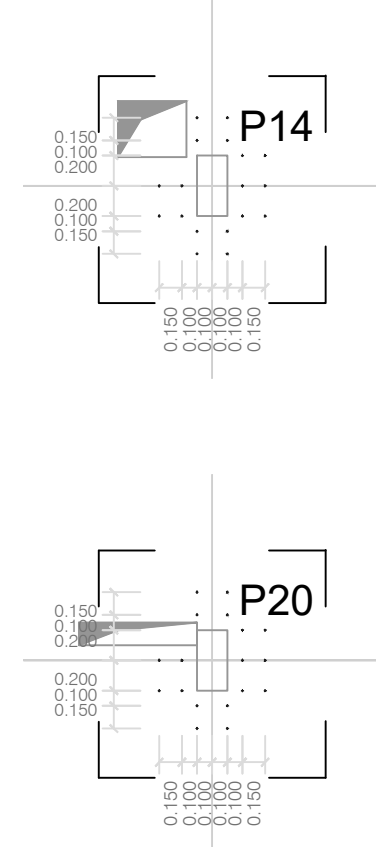
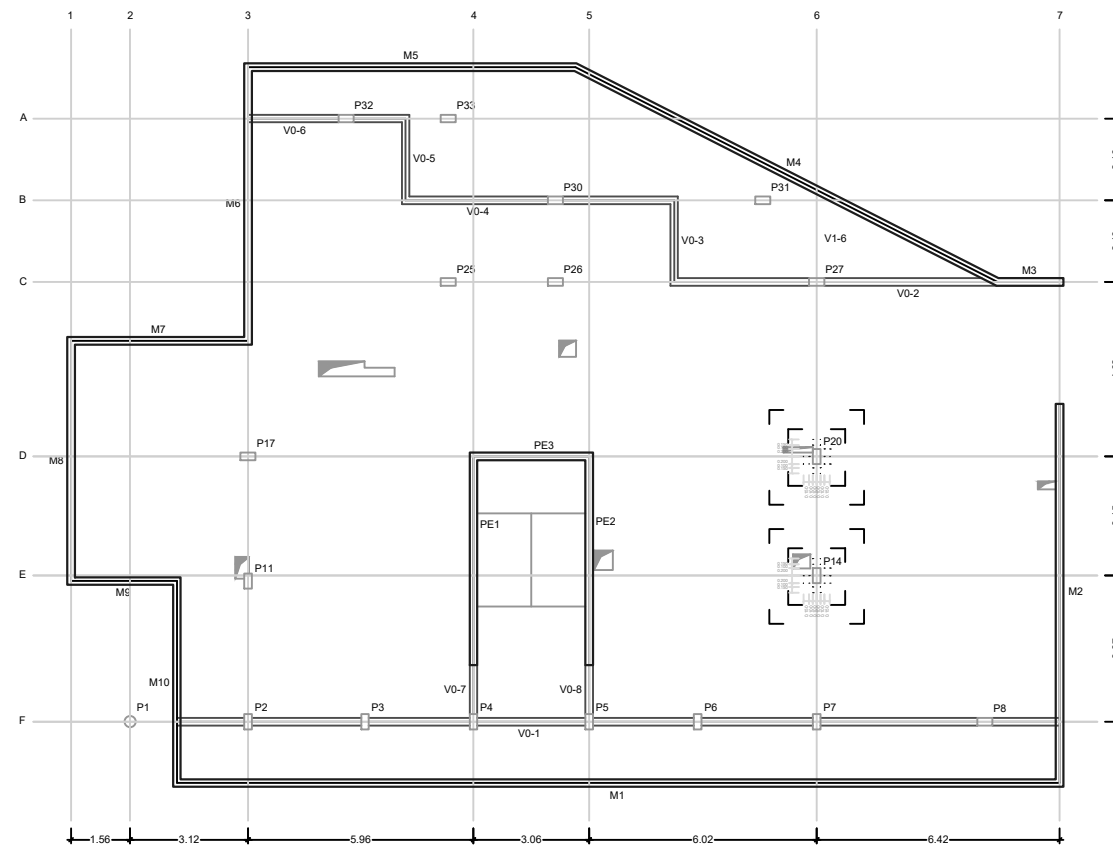
DESENHO:

EST.6

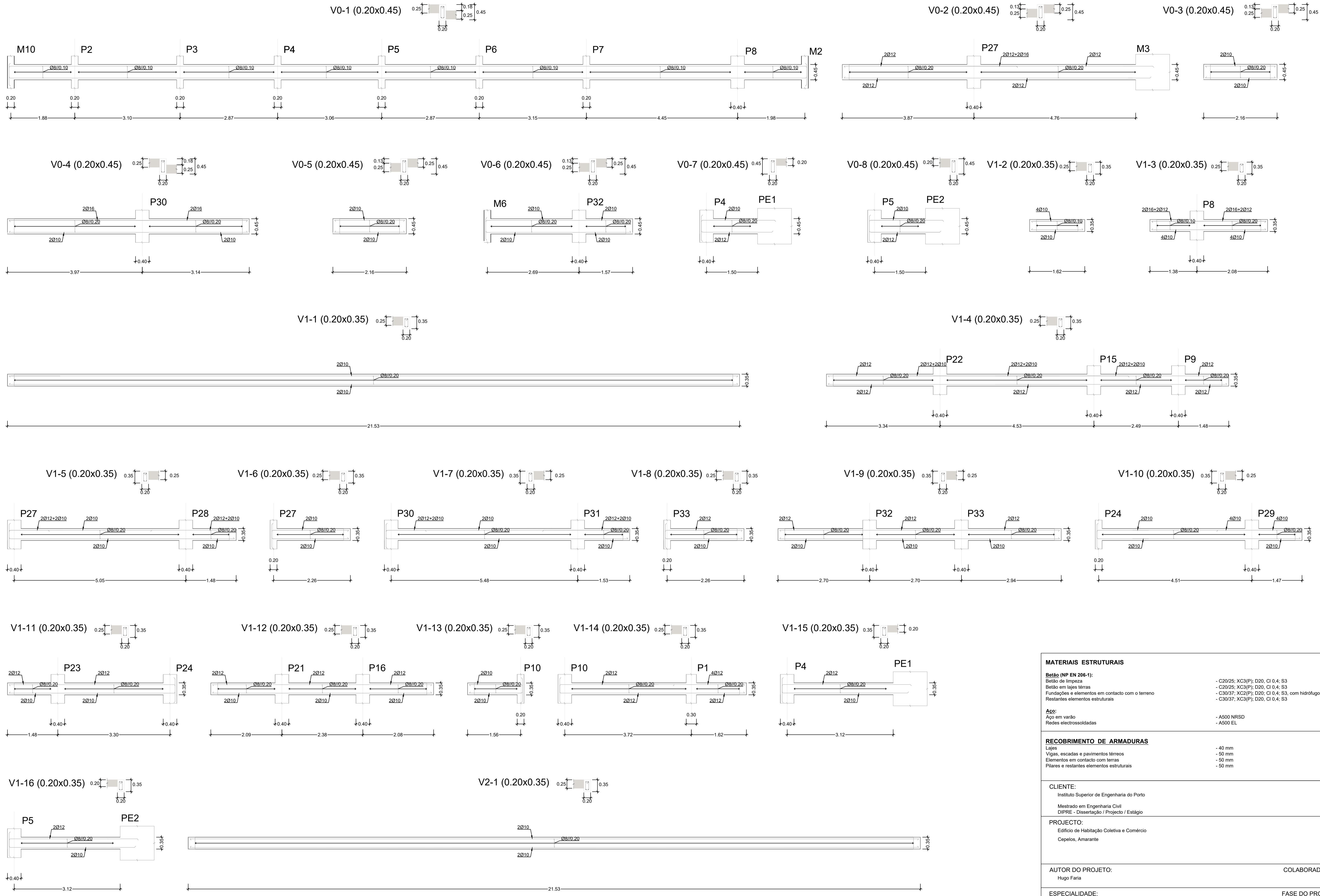
Pisos 1, 2 e Cobertura - Armaduras de corte
Escala 1/100



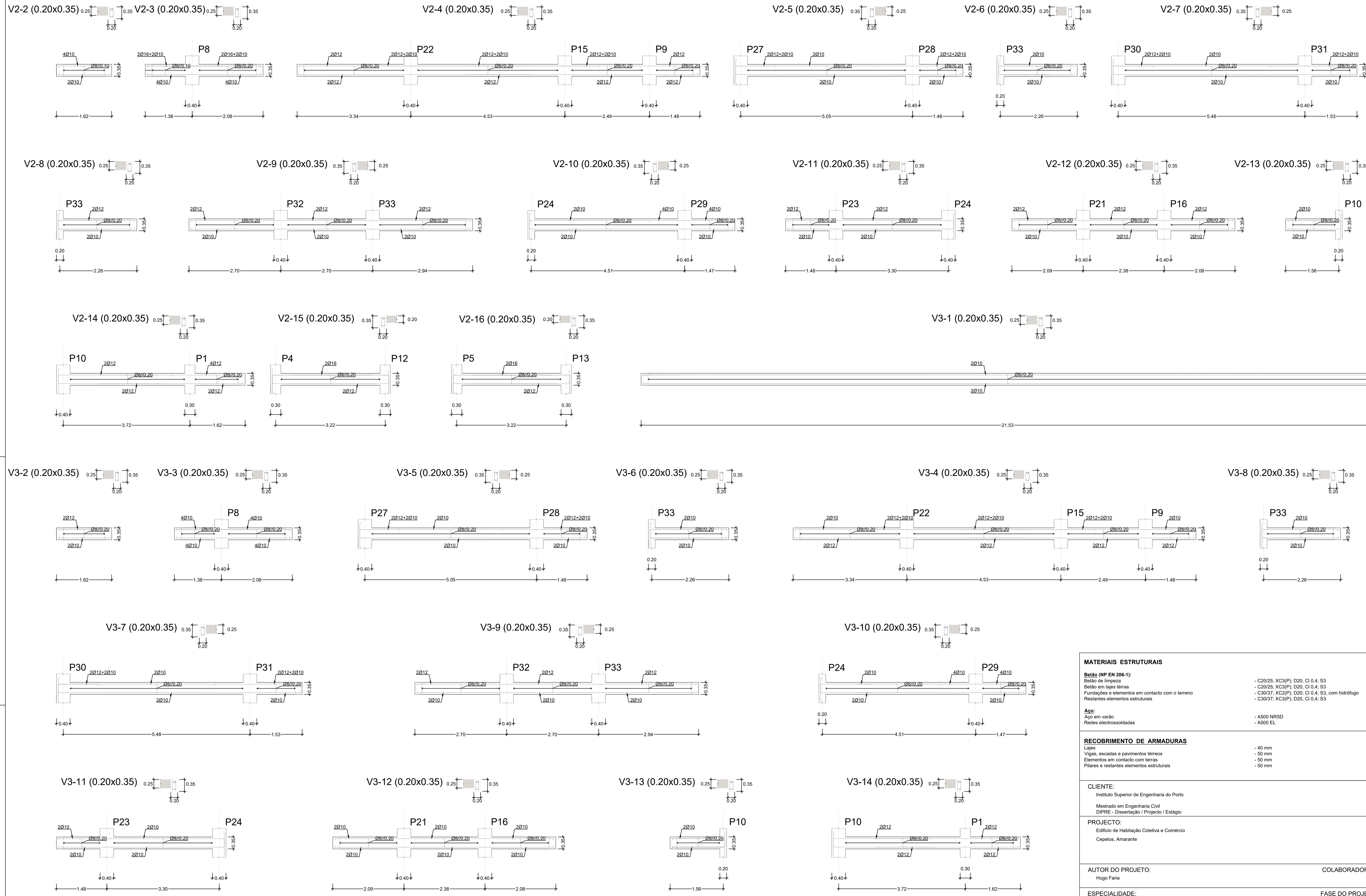
R/C - Armaduras de corte
Escala 1/200



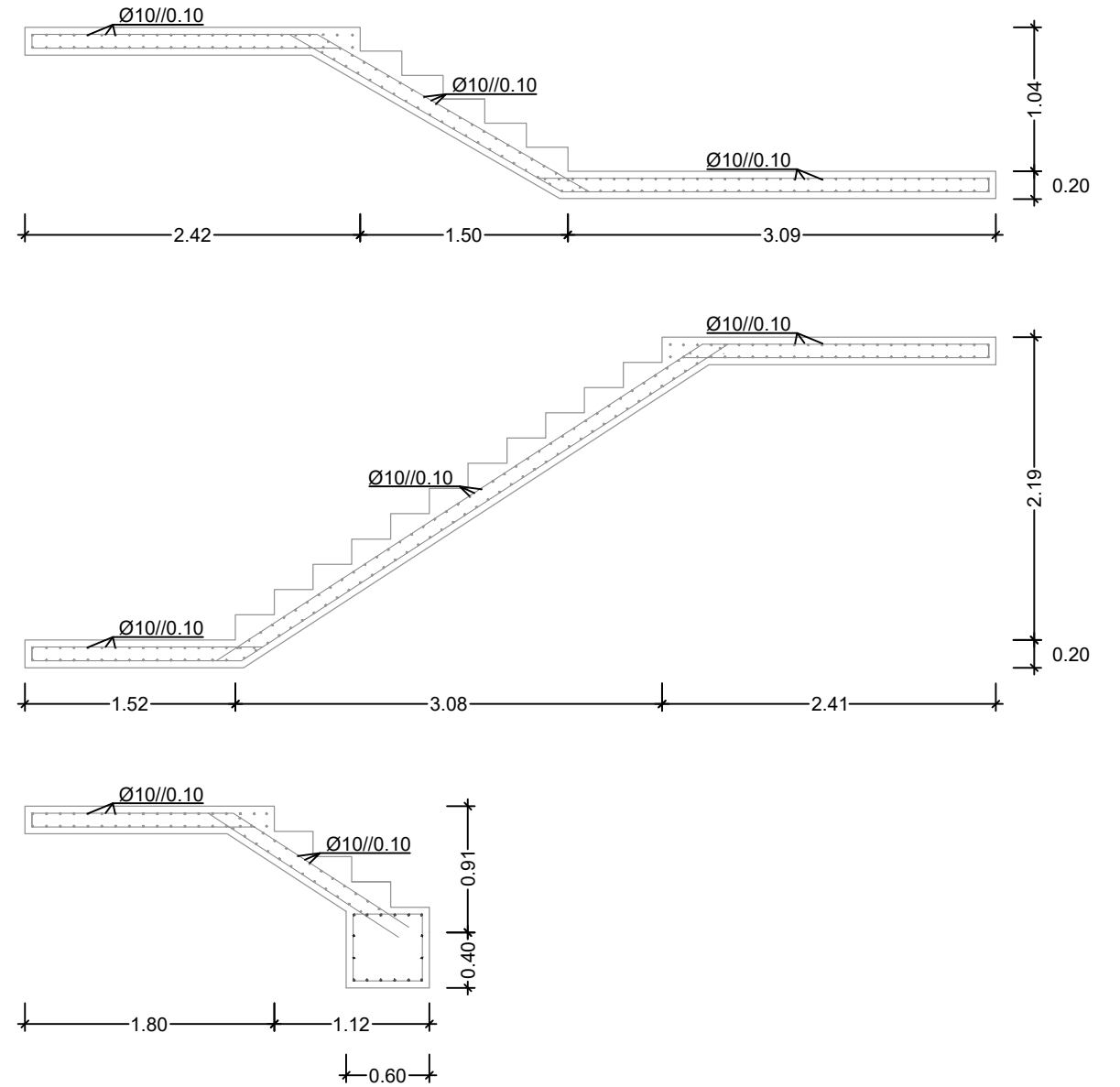
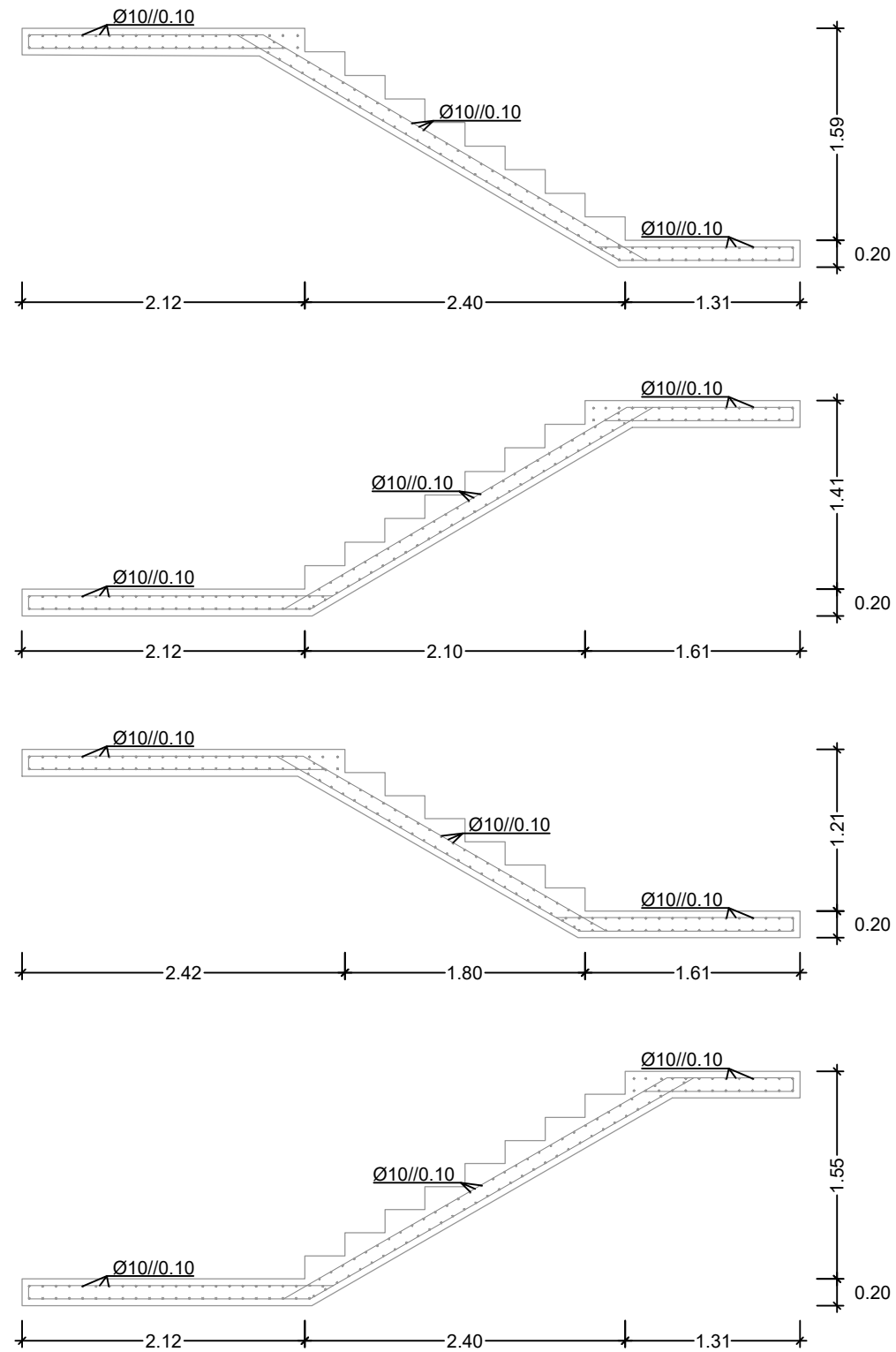
MATERIAIS ESTRUTURAIS	
Betão (NP EN 206-1):	
Betão de limpeza	- C20/25; XC3(P); D20; Cl 0,4; S3
Betão em lajes térreas	- C20/25; XC3(P); D20; Cl 0,4; S3
Fundações e elementos em contacto com o terreno	- C30/37; XC2(P); D20; Cl 0,4; S3, com hidrófugo
Restantes elementos estruturais	- C30/37; XC3(P); D20; Cl 0,4; S3
Aço:	
Aço em varão	- A500 NRSD
Redes electrossoldadas	- A500 EL
RECOBRIMENTO DE ARMADURAS	
Lajes	- 40 mm
Vigas, escadas e pavimentos térreos	- 50 mm
Elementos em contacto com terras	- 50 mm
Pilares e restantes elementos estruturais	- 50 mm
CLIENTE:	
Instituto Superior de Engenharia do Porto	
Mestrado em Engenharia Civil	
DIPRE - Dissertação / Projecto / Estágio	
PROJECTO:	
Edifício de Habitação Coletiva e Comércio	
Cepelos, Amarante	
AUTOR DO PROJECTO:	COLABORADORES:
Hugo Faria	-
ESPECIALIDADE:	FASE DO PROJECTO:
Estabilidade Estrutural	Execução
DESIGNAÇÃO:	ESCALA:
Lajes - Armaduras de Corte	1/200 1/50
DATA:	DESENHO:
Outubro 2019	EST.7



MATERIAIS ESTRUTURAIS	
Betão (NP EN 206-1):	
Betão de limpeza	- C20/25; XC3(P); D20; Cl 0.4; S3
Betão em lajes térras	- C20/25; XC3(P); D20; Cl 0.4; S3
Fundações e elementos em contacto com o terreno	- C30/37; XC2(P); D20; Cl 0.4; S3, com hidrófugo
Restantes elementos estruturais	- C30/37; XC3(P); D20; Cl 0.4; S3
Aço:	
Aço em varão	- A500 NRSD
Redes electrosoldadas	- A500 EL
RECOBRIMENTO DE ARMADURAS	
Lajes	- 40 mm
Vigas, escadas e pavimentos térras	- 50 mm
Elementos em contacto com terras	- 50 mm
Pilares e restantes elementos estruturais	- 50 mm
CLIENTE:	
Instituto Superior de Engenharia do Porto	
Mestrado em Engenharia Civil	
DIPRE - Dissertação / Projecto / Estágio	
PROJECTO:	
Edifício de Habitação Coletiva e Comércio	
Cepelos, Amarané	
AUTOR DO PROJETO:	COLABORADORES:
Hugo Faria	-
ESPECIALIDADE:	FASE DO PROJETO:
Estabilidade Estrutural	Execução
DESIGNAÇÃO:	ESCALA:
Vigas 1/2	1/50
DATA:	DESENHO:
Outubro 2019	EST.8

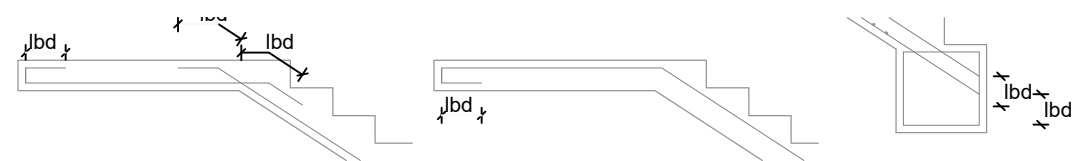


MATERIAIS ESTRUTURAIS	
Betão (NP EN 206-1): Betão de limpeza Betão em lajes térreas Fundações e elementos em contacto com o terreno Restantes elementos estruturais	- C20/25; XC3(P); D20; Cl 0.4; S3 - C20/25; XC3(P); D20; Cl 0.4; S3 - C30/37; XC2(P); D20; Cl 0.4; S3, com hidrófugo - C30/37; XC3(P); D20; Cl 0.4; S3
Aço: Aço em varão Redes electrosoldadas	- A500 NRSD - A500 EL
RECOBRIMENTO DE ARMADURAS	
Lajes Vigas, escadas e pavimentos térreos Elementos em contacto com terras Pilares e restantes elementos estruturais	- 40 mm - 50 mm - 50 mm - 50 mm
CLIENTE: Instituto Superior de Engenharia do Porto Mestrado em Engenharia Civil DIPRE - Dissertação / Projecto / Estágio	
PROJECTO: Edifício de Habitação Coletiva e Comércio Cepelos, Amarante	
AUTOR DO PROJETO: Hugo Faria	COLABORADORES: -
ESPECIALIDADE: Estabilidade Estrutural	FASE DO PROJETO: Execução
DESIGNAÇÃO: Vigas 2/2	ESCALA: 1/50
DATA: Outubro 2019	DESENHO: EST.9



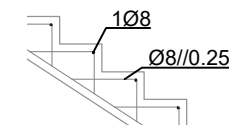
Amarração

As armaduras longitudinais devem seguir os seguintes esquemas de amarração:



Degraus

Os degraus devem conter armaduras segundo esquema:



MATERIAIS ESTRUTURAIS

Betão (NP EN 206-1):
 Betão de limpeza - C20/25; XC3(P); D20; Cl 0,4; S3
 Betão em lajes térreas - C20/25; XC3(P); D20; Cl 0,4; S3
 Fundações e elementos em contacto com o terreno - C30/37; XC2(P); D20; Cl 0,4; S3, com hidrófugo
 Restantes elementos estruturais - C30/37; XC3(P); D20; Cl 0,4; S3

Aço:
 Aço em varão - A500 NRSD
 Redes electrossoldadas - A500 EL

RECOBRIMENTO DE ARMADURAS

Lajes - 40 mm
 Vigas, escadas e pavimentos térreos - 50 mm
 Elementos em contacto com terras - 50 mm
 Pilares e restantes elementos estruturais - 50 mm

CLIENTE:
 Instituto Superior de Engenharia do Porto
 Mestrado em Engenharia Civil
 DIPRE - Dissertação / Projecto / Estágio

PROJECTO:
 Edifício de Habitação Coletiva e Comércio
 Cepelos, Amarante

AUTOR DO PROJETO:
 Hugo Faria

COLABORADORES:
 -

ESPECIALIDADE:
 Estabilidade Estrutural

FASE DO PROJETO:
 Execução

DESIGNAÇÃO:
 Escadas

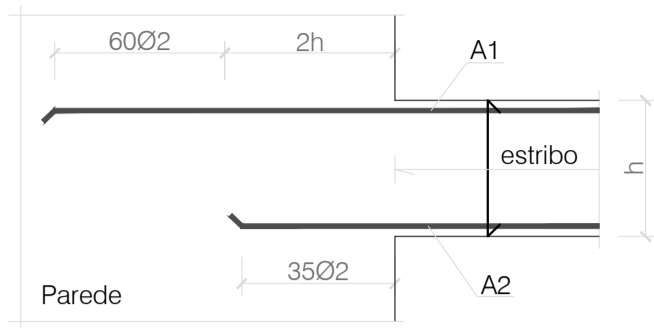
ESCALA:
 1/50

DATA:
 Outubro 2019

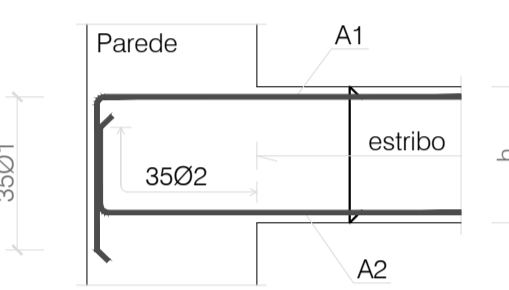
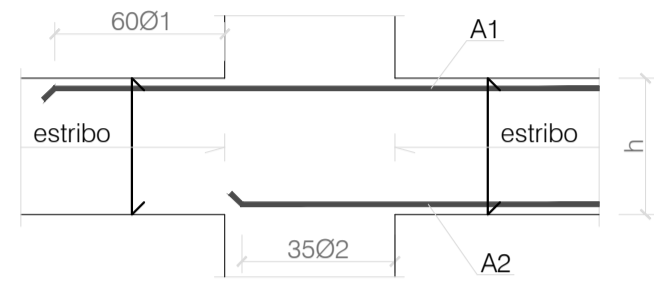
DESENHO:
 EST.10

● Emenda e amarração de varões de vigas

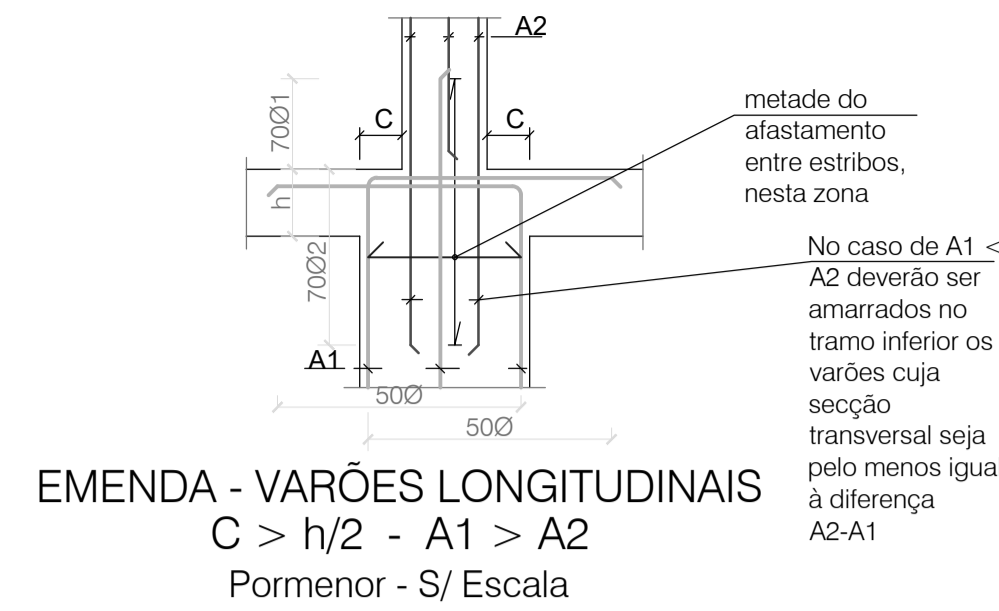
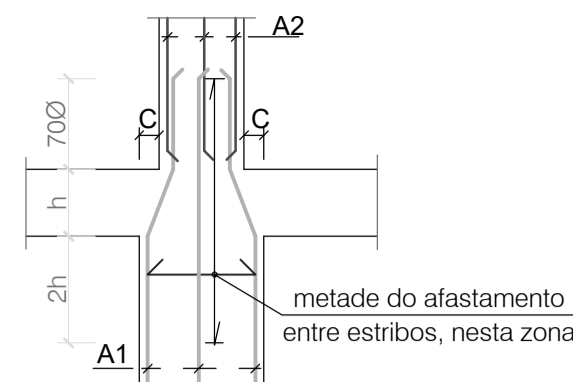
(quando não expressamente representada em alçado ou corte tipo)
Pormenor de amarração da armadura longitudinal das vigas representadas em secção transversal tipo



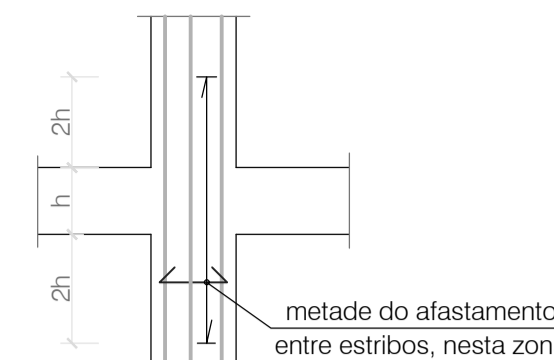
EMENDA - VARÕES LONGITUDINAIS
 $C < h/2 - A1 > A2$
Pormenor - S/ Escala



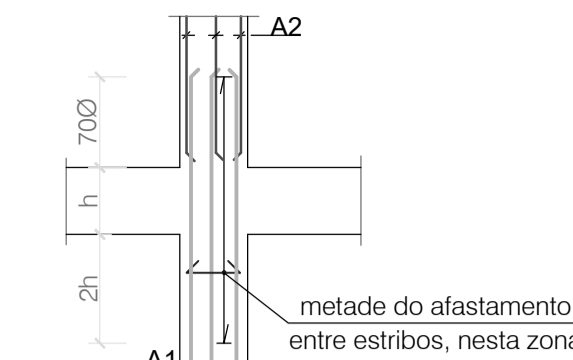
Ø1 - Diâmetro da secção da armadura A1
Ø2 - Diâmetro da secção da armadura A2



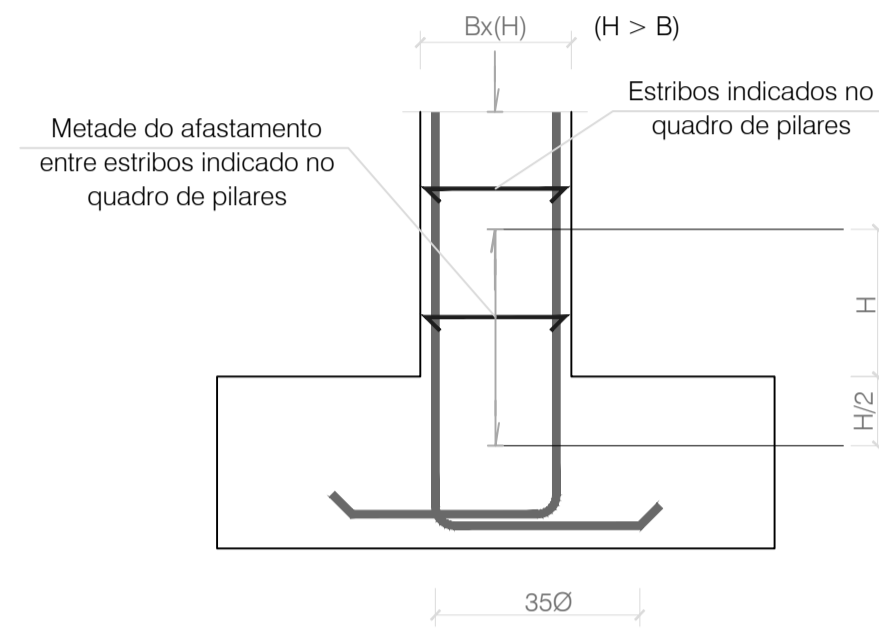
EMENDA - VARÕES LONGITUDINAIS
 $C > h/2 - A1 > A2$
Pormenor - S/ Escala



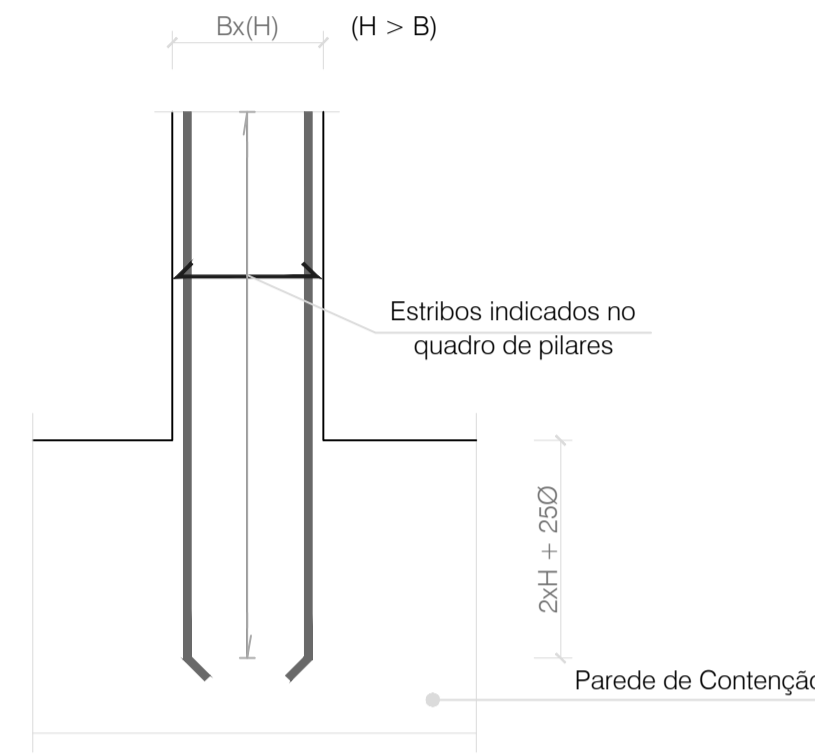
EMENDA - VARÕES LONGITUDINAIS
Pormenor - S/ Escala



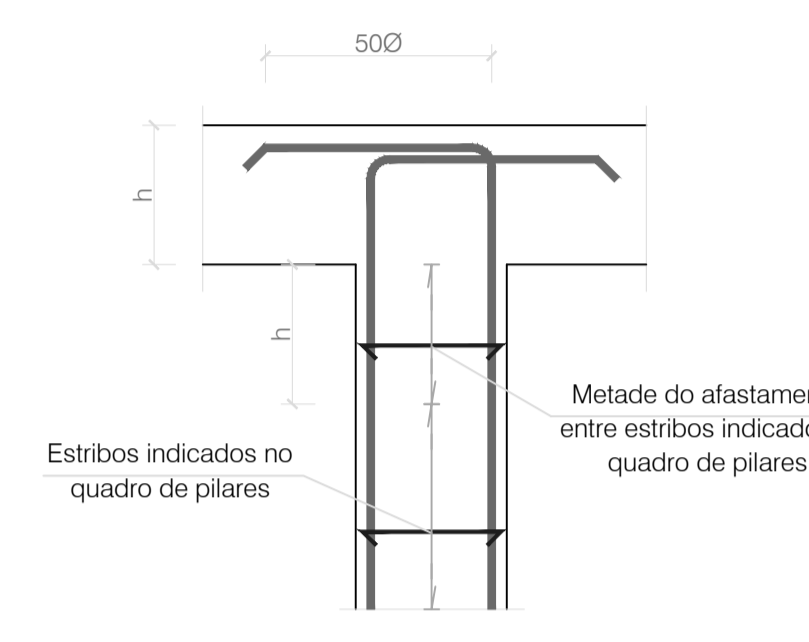
EMENDA - VARÕES LONGITUDINAIS
 $A1 > A2$
Pormenor - S/ Escala



PORMENOR DE AMARRAÇÃO DAS ARMADURAS DE PILARES A ELEMENTOS DE FUNDAÇÃO

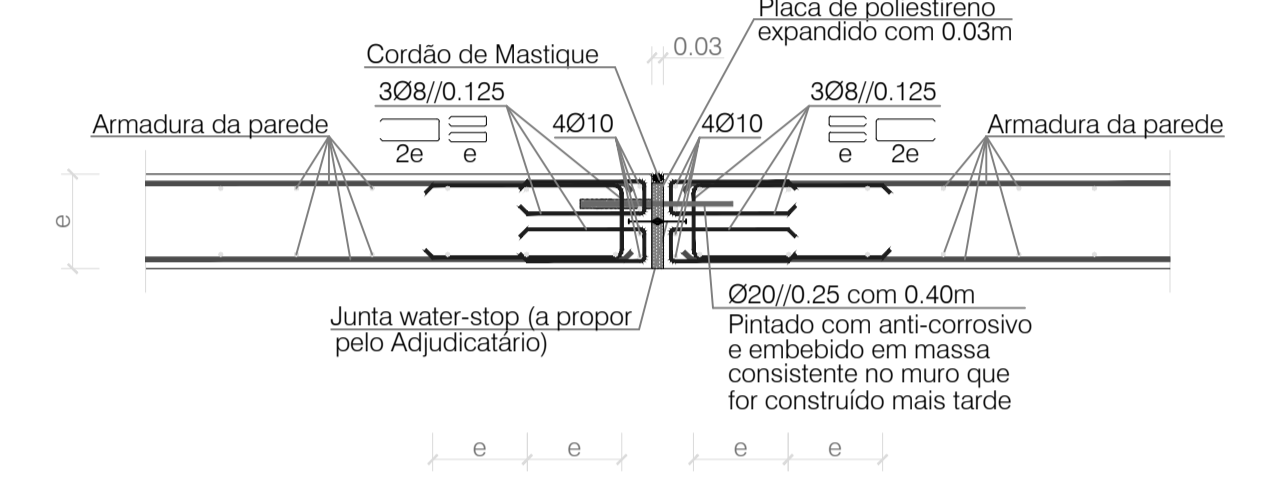


PORMENOR DE AMARRAÇÃO DAS ARMADURAS DE PILARES A PAREDÉS DE CONTENÇÃO



PORMENOR DE AMARRAÇÃO DAS ARMADURAS DE PILARES A LAJES

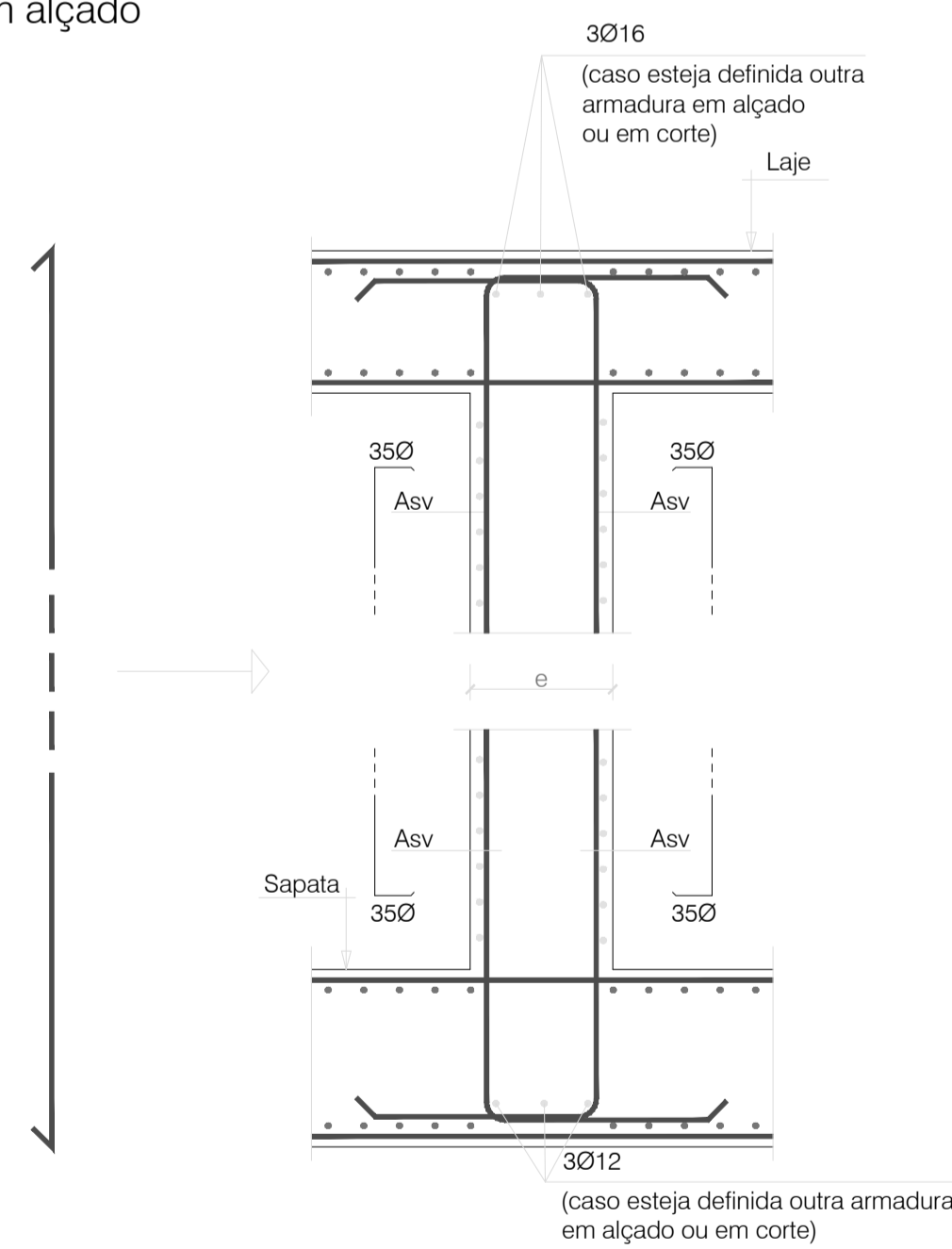
● Junta de Dilatação em Muros de Suporte e Paredes de Contenção Corte horizontal



● Pormenor de ligação entre paredes e lajes entre paredes e maciços de encabeçamentos de estacas ou sapatas

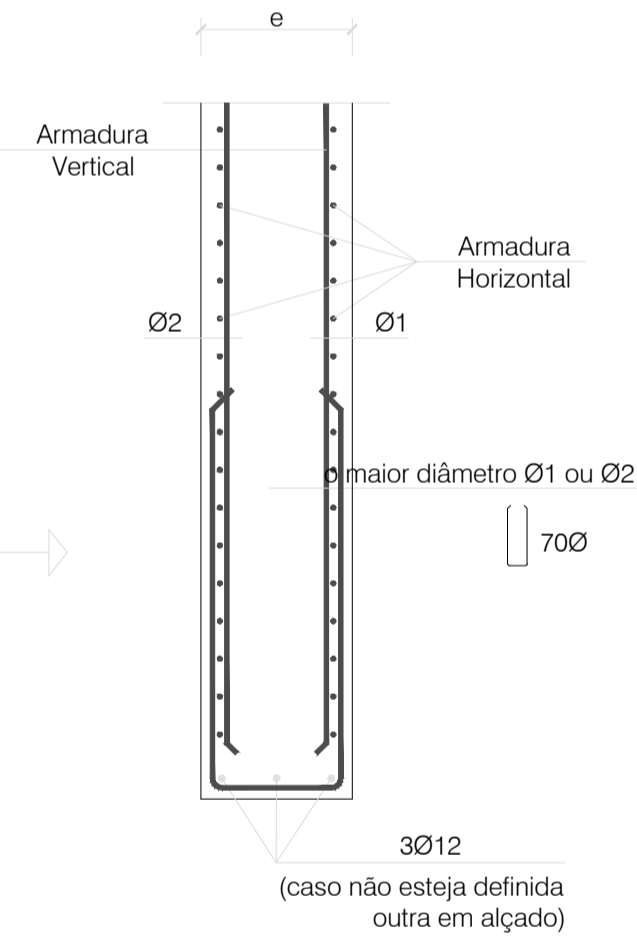
Representação em alçado

Corte vertical

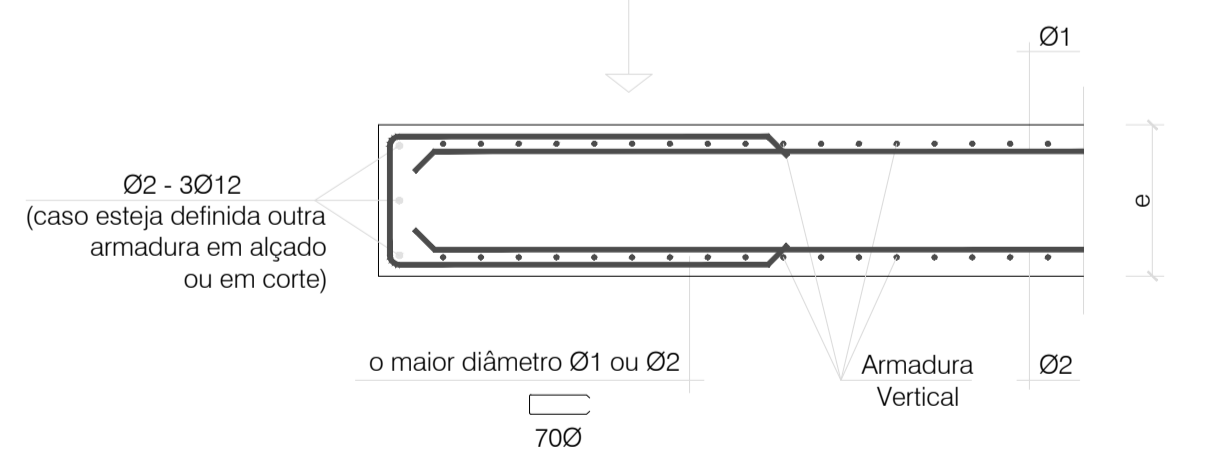


● Pormenor de armaduras em bordos livres

Representação em alçado

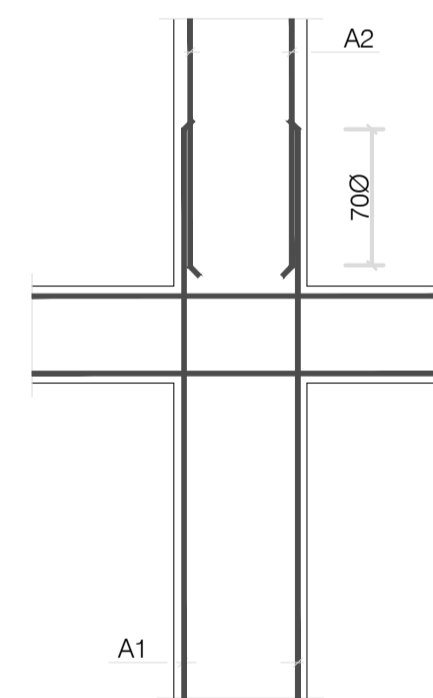


Representação em alçado



● Pormenor em emenda de armaduras verticais em paredes

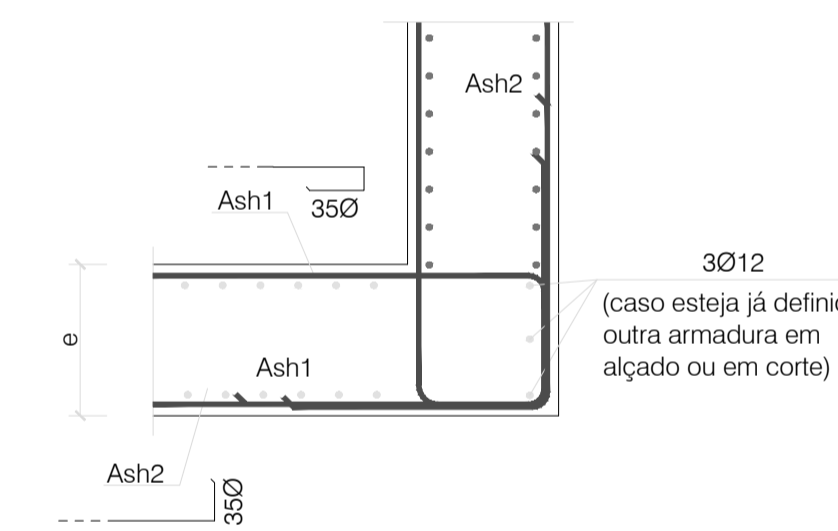
Este pormenor só deverá ser considerado se houver alteração de armadura vertical, nos restantes casos será adoptado o estipulado na nota de emenda de armadura vertical em paredes



● Pormenor de ligação entre paredes e entre paredes

(quando não estiverem outras definidas em alçado ou em corte)

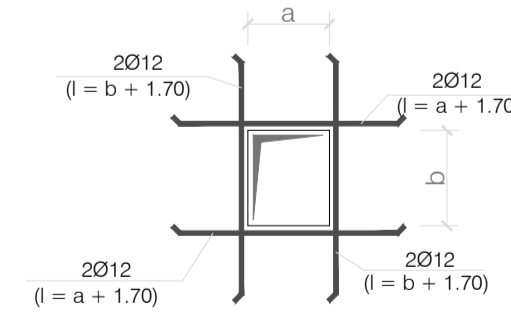
Corte horizontal



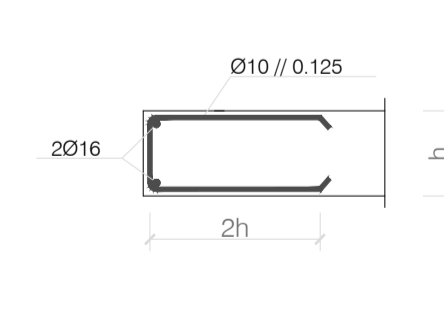
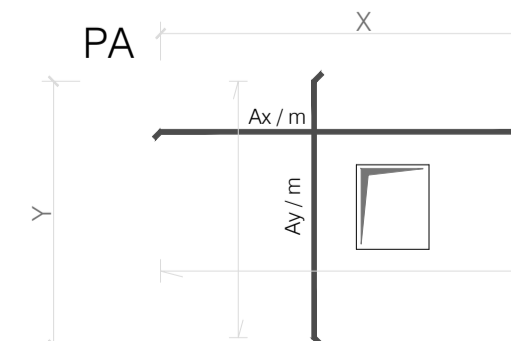
● Pormenores de reforço em aberturas, rasgos e bordos livres

NOTAS:

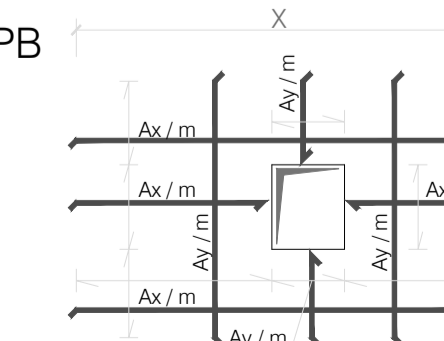
Na pormenorização das armaduras não foram tidas em conta aberturas com dimensão igual ou inferior a 0.30m; aquando da disposição das armaduras no local, estas deverão ser desviadas para um e outro lado das aberturas. Os negativos a introduzir nas lajes, assim como sua correcta localização, deverá ser consultada nos projectos das especialidades a que se destinam.



Reforço de armaduras nos negativos (inferior e superior)



Armadura em bordos livres (incluindo negativos)



Pormenor da armadura em negativos

A armadura representada em planta como no pormenor PA, deve ser executada como indicado no pormenor PB.

MATERIAIS ESTRUTURAIS

Betão (NP EN 206-1):

Betão de limpeza
Betão em lajes térras
Fundações e elementos em contacto com o terreno
Restantes elementos estruturais

- C20/25; XC3(P); D20; Cl 0.4; S3
- C20/25; XC3(P); D20; Cl 0.4; S3
- C30/37; XC2(P); D20; Cl 0.4; S3, com hidrófugo
- C30/37; XC3(P); D20; Cl 0.4; S3

Aço:

Aço em varão
Redes electrosoldadas

- A500 NRSD
- A500 EL

RECOBRIMENTO DE ARMADURAS

Lajes
Vigas, escadas e pavimentos térrcos
Elementos em contacto com terras
Pilares e restantes elementos estruturais

- 40 mm
- 50 mm
- 50 mm
- 50 mm

CLIENTE:

Instituto Superior de Engenharia do Porto
Mestrado em Engenharia Civil
DIPRE - Dissertação / Projecto / Estágio

PROJECTO:

Edifício de Habitação Coletiva e Comércio
Cepelos, Amarante

AUTOR DO PROJETO:

Hugo Faria

COLABORADORES:

-

ESPECIALIDADE:

Estabilidade Estrutural

FASE DO PROJETO:

Execução

DESIGNAÇÃO:

Pormenores

ESCALA:

SI/Esc

DATA:

Outubro 2019

DESENHO:

EST.11