



AVALIAÇÃO DA SEGURANÇA ESTRUTURAL DE UM EDIFÍCIO MULTIFAMILIAR CONSIDERANDO DIFERENTES CENÁRIOS DE PERIGOSIDADE SÍSMICA

JOSÉ MANUEL NOGUEIRA COELHO

novembro de 2023



AVALIAÇÃO DA SEGURANÇA ESTRUTURAL DE UM EDIFÍCIO MULTIFAMILIAR CONSIDERANDO DIFERENTES CENÁRIOS DE PERIGOSIDADE SÍSMICA

JOSÉ MANUEL NOGUEIRA COELHO

Outubro de 2023

AVALIAÇÃO DA SEGURANÇA ESTRUTURAL DE UM EDIFÍCIO MULTIFAMILIAR CONSIDERANDO DIFERENTES CENÁRIOS DE PERIGOSIDADE SÍSMICA

JOSÉ MANUEL NOGUEIRA COELHO

Projeto submetida(o) para satisfação parcial dos requisitos do grau de
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL – RAMO DE ESTRUTURAS

Orientador: Rodrigo Falcão Moreira

OUTUBRO DE 2023

Eu, José Manuel Nogueira Coelho, estudante nº 1161314, do Mestrado em Engenharia Civil do Instituto Superior de Engenharia do Porto, declaro que não fiz plágio nem auto-plágio, pelo que o trabalho intitulado "AVALIAÇÃO DA SEGURANÇA ESTRUTURAL DE UM EDIFÍCIO MULTIFAMILIAR CONSIDERANDO DIFERENTES CENÁRIOS DE PERIGOSIDADE SÍSMICA" é original e da minha autoria, não tendo sido usado previamente para qualquer outro fim. Mais declaro que todas as fontes usadas estão citadas, no texto e na bibliografia final, segundo as regras de referência adotadas na instituição.

Porto e ISEP, 2023/10/22

José M. NOGUEIRA COELHO

ÍNDICE GERAL

Avaliação da segurança estrutural de um edifício multifamiliar considerando diferentes cenários de perigosidade sísmica.....	i
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 Descrição do Edifício.....	3
CAPÍTULO 3 Dimensionamento Sísmico do Edifício	20
CAPÍTULO 4 Avaliação do impacto da ação sísmica no custo de construção	59
CAPÍTULO 5 Considerações Finais	62
Referências Bibliográficas	65
Anexo	67

RESUMO

O presente trabalho de projeto teve como objetivo aprofundar conhecimentos sobre o processo de dimensionamento sísmico de edifícios de betão armado, de acordo com os critérios definidos na norma NP EN 1998-1. Foram trabalhadas e desenvolvidas competências específicas de simulação numérica por elementos finitos, recorrendo a ferramentas de cálculo automático, levando a cabo análises elásticas lineares com coeficientes de comportamento, considerando espectros de resposta regulamentares.

Após apresentação arquitetónica do edifício em estudo, que à data deste documento se encontra em construção, e conceção estrutural de acordo com as normas NP EN 1992-1-1 e NP EN 1991-1-4, são revistos os critérios de dimensionamento constantes da norma NP EN 1998-1 (gerais e específicos para edifícios de betão armado). Determinados os atributos dinâmicos da estrutura original, segue-se uma simulação do mesmo edifício, com as mesmas características, numa zona de maior sismicidade, no caso em Lisboa. No final, são comparadas as diferenças entre dimensionamentos, analisados os impactos económicos que o dimensionamento sísmico possa originar e retiradas conclusões.

Palavras-chave: Projeto de edifícios de betão armado; dimensionamento sísmico; NP EN 1998-1

ABSTRACT

The aim of this project was to deepen our knowledge of the seismic design process for reinforced concrete buildings, in accordance with the criteria defined in the NP EN 1998-1 standard. Specific finite element numerical simulation skills were developed, using automatic calculation tools, carrying out linear elastic analyses with behavioural coefficients, considering regulatory response spectra.

After an architectural presentation of the building under study, which at the time of writing is under construction, and structural design in accordance with the NP EN 1992-1-1 and NP EN 1991-4 standards, the design criteria contained in the NP EN 1998-1 standard (general and specific for reinforced concrete buildings) are reviewed. After determining the dynamic attributes of the original structure, a simulation of the same building with the same characteristics is carried out in an area with higher seismicity, in this case Lisbon. In the end, the differences between the designs are compared, the economic impacts of seismic design are analysed and conclusions are drawn.

Keywords: Design of reinforced concrete buildings; seismic design; NP EN 1998-1

AGRADECIMENTOS

A realização deste trabalho de projeto foi o remate de diversos objetivos delineados ao longo do percurso acadêmico, os quais só foi possível alcançar, com o apoio, cooperação e auxílio de várias pessoas, a quem expresseo o meu sincero agradecimento, entre os quais:

- Ao meu orientador, Professor Rodrigo Falcão Moreira, pelo constante apoio, disponibilidade e transmissão de conhecimentos ao longo da elaboração deste trabalho. Por tudo que fez em prol deste projeto, tempo despendido e verdadeiro sentido critico, agradeço profundamente;
- Agradeço, a todos os professores do Departamento de Engenharia Civil (DEC) do ISEP, nomeadamente da área de estruturas, pela forma como me cativaram e ajudaram a alcançar este objetivo;
- Um agradecimento muito especial à minha família, à minha mulher e às minhas filhas, que me encorajaram e apoiaram incondicionalmente;
- Ao meu colega e amigo Armando Vale, pelo apoio e conhecimento transmitido;
- Ao Arquiteto Manuel Varela e ao meu amigo Pedro Borges, pelo apoio e permissões de utilização dos projetos de arquitetura e estruturas;
- Aos amigos, que não querendo nomear sob a pena de falhar algum, para eles deixo aqui também uma palavra de apreço e estima.

A todos, a minha profunda e sincera gratidão.

ÍNDICE DE TEXTO

CAPÍTULO 1	Introdução.....	1
1.1	Considerações Iniciais	1
1.2	Objetivos	2
1.3	Estrutura do trabalho.....	2
CAPÍTULO 2	Descrição do Edifício.....	3
2.1	Conceção Arquitetónica	3
2.2	Conceção Estrutural	8
CAPÍTULO 3	Dimensionamento Sísmico do Edifício	20
3.1	Princípios.....	20
3.2	Cenário de projeto (zona do Porto)	29
3.3	Cenário hipotético (zona de Lisboa)	49
CAPÍTULO 4	Avaliação do impacto da ação sísmica no custo de construção	59
CAPÍTULO 5	Considerações Finais	62
5.1	Conclusões.....	62
5.2	Desenvolvimentos Futuros.....	63

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2-1 – Imagem aérea da localização do edifício	3
Figura 2-2 – Imagem tridimensional da fachada principal retirada do Revit	3
Figura 2-3 – Planta arquitetônica da cave (Projeto de Arquitetura)	4
Figura 2-4 – Planta arquitetônica do piso 0 (Projeto de Arquitetura)	5
Figura 2-5 – Planta arquitetônica dos pisos 1 a 3 (Projeto de Arquitetura)	6
Figura 2-6 – Planta arquitetônica da cobertura (Projeto de Arquitetura)	6
Figura 2-7 – Alçado principal (Projeto de Arquitetura)	7
Figura 2-8 – Alçado lateral direito (Projeto de Arquitetura)	7
Figura 2-9 – Corte longitudinal (Projeto de Arquitetura)	7
Figura 2-10 – Corte transversal (Projeto de Arquitetura)	8
Figura 2-11 – Definição estrutural do projeto original	8
Figura 2-12 – Planta estrutural do piso 2	9
Figura 2-13 – Perspetiva tridimensional do piso 2	9
Figura 2-14 – Corte estrutural CT3	10
Figura 2-15 – Viga de transição	10
Figura 2-16 – Planta estrutural do piso 0	11
Figura 2-17 – Planta parcial do projeto original do piso 0	12
Figura 2-18 – Paredes transferência de cargas	12
Figura 2-19 – Pilares adicionais da cave	13
Figura 2-20 – Planta de fundações	15
Figura 2-21 – Vista geral do modelo de calculo	16
Figura 2-22 – Restantes cargas permanentes (RCP)	16

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2-23 – Sobrecargas (Q)	17
Figura 2-24 – Vento direção Y positivo (WY+).....	17
Figura 2-25 – Impulsos de terras (TERRAS).....	17
Figura 3-1 – Perspetiva tridimensional do edifício	22
Figura 3-2 – Perspetiva dos elementos em estudo	23
Figura 3-3 – Modelo numérico	23
Figura 3-4 – Definição da análise modal no Robot	24
Figura 3-5 – Centro de massa e centro de rigidez, ao nível do piso 1	25
Figura 3-6 – Planta estrutural do piso 2.....	25
Figura 3-7 – Primeiro modo de vibração.....	26
Figura 3-8 – Segundo modo de vibração	26
Figura 3-9 – Terceiro modo de vibração	27
Figura 3-10 – Quarto modo de vibração.....	27
Figura 3-11 – Quinto modo de vibração	28
Figura 3-12 – Sexto modo de vibração	28
Figura 3-13 – Zonamento sísmico em Portugal Continental (EC8-1).....	29
Figura 3-14 – Parâmetros sísmicos no Robot	30
Figura 3-15 – Espectros de resposta	30
Figura 3-16 – Deslocamentos na direção x para sismo tipo 1	32
Figura 3-17 - Deslocamentos na direção y para sismo tipo 1	32
Figura 3-18 – Deslocamentos na direção x para sismo tipo 2.....	33
Figura 3-19 - Deslocamentos na direção x para sismo tipo 2.....	33
Figura 3-20 – Forças de Corte na direção x para sismo tipo 1	34
Figura 3-21 - Forças de Corte na direção y para sismo tipo 1	35
Figura 3-22 - Forças de Corte na direção x para sismo tipo 2	35
Figura 3-23 - Forças de Corte na direção y para sismo tipo 2	36
Figura 3-24 – Pormenor das vigas da fachada.....	37

Figura 3-25 – Valores de calculo pela capacidade real dos esforços transversos nas vigas. (EC8-1)	40
Figura 3-26 – – Valores de calculo pela capacidade real dos esforços transversos nos pilares (EC8-1)	41
Figura 3-27 – Localização da parede Pa.1	43
Figura 3-28 – Tensões na parede Pa.1	43
Figura 3-29 – Áreas de armadura necessária (Robot).....	44
Figura 3-30 – Definição da armadura da parede Pa.1	44
Figura 3-31 – Áreas de armadura necessária para as paredes do núcleo Nu.1	45
Figura 3-32 – Definição da armadura para as paredes do núcleo Nu.1.....	45
Figura 3-33 – Área de armadura necessária para as paredes do núcleo Nu.2.....	46
Figura 3-34 - Definição da armadura para as paredes do núcleo Nu.2	46
Figura 3-35 – Áreas de armadura inferior necessária.....	47
Figura 3-36 – Áreas de armadura superior necessária	47
Figura 3-37 – Definição de armaduras inferiores no piso 1	47
Figura 3-38 – Definição de armaduras superiores no piso 1	48
Figura 3-39 – Armadura base	48
Figura 3-40 – Parâmetros sísmicos no Robot	49
Figura 3-41 – Espectros de resposta.....	49
Figura 3-42 – Forças de Corte na direção x para sismo tipo 1.....	51
Figura 3-43 – Forças de Corte na direção y para sismo tipo 1	51
Figura 3-44 – Forças de Corte na direção x para sismo tipo 2.....	51
Figura 3-45 – Forças de Corte na direção y para sismo tipo 2	52
Figura 3-46 – Reações nos pilares para sismo tipo 1, direção x, no Porto.....	53
Figura 3-47 - Reações nos pilares para sismo tipo 1, direção x, em Lisboa	54
Figura 3-48 – Localização do pilar P9 – Barra 109	54
Figura 3-49 – Resultados do cálculo do pilar P9, no Porto.....	54
Figura 3-50 – Resultados do cálculo do pilar P9, em Lisboa	55
Figura 3-51 – Armadura inferior na direção x, no Porto	55

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 3-52 - Armadura inferior na direção x, em Lisboa	56
Figura 3-53 – Áreas de armaduras, à esquerda Porto, à direita Lisboa.....	56
Figura 3-54 – Áreas de armadura para a parede Pa.1	57
Figura 3-55 – Perspetiva da definição de armadura da Pa.1.....	57
Figura 3-56 – Áreas de armadura para as paredes do núcleo Nu.1	58
Figura 3-57 – Áreas de armadura para as paredes do núcleo Nu.2	58

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 1 – Profundidade das sondagens (Relatório Geotécnico).....	13
Tabela 2 – Níveis de água (Relatório Geotécnico).....	14
Tabela 3 - Combinações.....	18
Tabela 4 – Ações.....	23
Tabela 5 – Análise modal com e sem excentricidades.....	24
Tabela 6 – Drifts para sismo tipo 1.....	33
Tabela 7 – Drifts para sismo tipo 2.....	34
Tabela 8 – Coeficientes de sensibilidade.....	36
Tabela 9 – Distribuição do corte basal.....	38
Tabela 10 – Distribuição dos esforços gravíticos.....	42
Tabela 11 – Coeficientes de sensibilidade.....	50
Tabela 12 – Drifts para sismo tipo 1.....	50
Tabela 13 – Drifts para sismo tipo 2.....	50
Tabela 14 – Comparação do corte basal.....	52
Tabela 15 – Distribuição do corte basal.....	53
Tabela 16 – Quantificação das armaduras.....	60
Tabela 17 -Comparação dos custos.....	60

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Entende-se por sismo a libertação de uma grande quantidade de energia que provoca vibrações na superfície terrestre. A ocorrência deste fenómeno natural pode provocar perdas avultadas de vidas humanas, assim como destruição e degradação de bens materiais, conduzindo em última instância ao colapso social e económico de uma região. Estas perdas resultam principalmente do colapso de estruturas existentes, sendo por isso preponderante o papel da engenharia sísmica na resistência das estruturas novas e no reforço estrutural de estruturas existentes.

Quando se reflete sobre como acautelar as consequências da ocorrência sísmica, conclui-se que a gravidade de um sismo é definida pela sua intensidade, pela ocupação territorial e pelas condições do edificado, o que mais uma vez remete para a importância da engenharia sísmica, pois a intensidade é incontroável e a ocupação territorial é de difícil gestão em território nacional, pelo simples facto de os epicentros poderem ocorrer em zonas metropolitanas, como Lisboa.

No entanto, apesar do fenómeno ser frequente em Portugal, a maior parte dos sismos não é sentida pelo ser humano, facto que contribui para a pouca relevância dada ao projeto sísmico estrutural, sendo que as estruturas existentes são mais vulneráveis do que estruturas novas.

No presente trabalho é estudado o Eurocódigo 8 – Projeto de estruturas para a resistência aos sismos, nomeadamente a parte 1 do Eurocódigo 8 (EC8-1) (CEN,2010) que remete para as regras gerais e quantificação das ações sísmicas para dimensionamento e cálculo de estruturas novas.

1.2 OBJETIVOS

O presente trabalho tem como objetivo a comparação da análise sísmica do edifício em estudo em duas zonas sísmicas distintas em Portugal. O caso em estudo é um projeto que está, à data de redação deste trabalho, a ser executado na zona norte, mais concretamente em Vila Nova de Gaia. Foi dimensionado de acordo, maioritariamente, pelo EC2, e pelo EC8-1, e será feita a análise sísmica simulando que o mesmo edifício seria para construir em Lisboa, de modo a verificar as implicações que o zonamento sísmico definido no anexo nacional do EC8-1 tem nos projetos.

1.3 ESTRUTURA DO TRABALHO

Este trabalho divide-se em 5 capítulos, sendo o primeiro capítulo uma breve descrição dos objetivos do mesma. O segundo capítulo descreve a conceção arquitetónica e estrutural do edifício em estudo. O terceiro capítulo demonstra como foi dimensionado o edifício, considerando um modelo parcial, na situação sísmica no Porto. No capítulo 4, será dimensionado o mesmo edifício, com as mesmas características, mas em Lisboa. Por fim, no capítulo 5, apresentam-se as principais conclusões da elaboração deste trabalho, indicando-se possíveis trabalhos futuros.

CAPÍTULO 2

DESCRIÇÃO DO EDIFÍCIO

2.1 CONCEÇÃO ARQUITETÓNICA

O edifício em estudo localiza-se na Rua Armando Tavares, Vilar do Paraíso, Vila Nova de Gaia. Trata-se de um edifício multifamiliar, constituído por uma cave enterrada e 4 pisos elevados.



Figura 2-1 – Imagem aérea da localização do edifício



Figura 2-2 – Imagem tridimensional da fachada principal retirada do Revit

A cave conta com uma área total de 1.613,20 m² e dispõe de 65 lugar de estacionamento. O acesso automóvel é efetuado por rampa e pedonal através do elevador e caixa de escadas que servem os pisos elevados. Na cave encontra-se também uma escada de acesso à zona de convívio exterior.

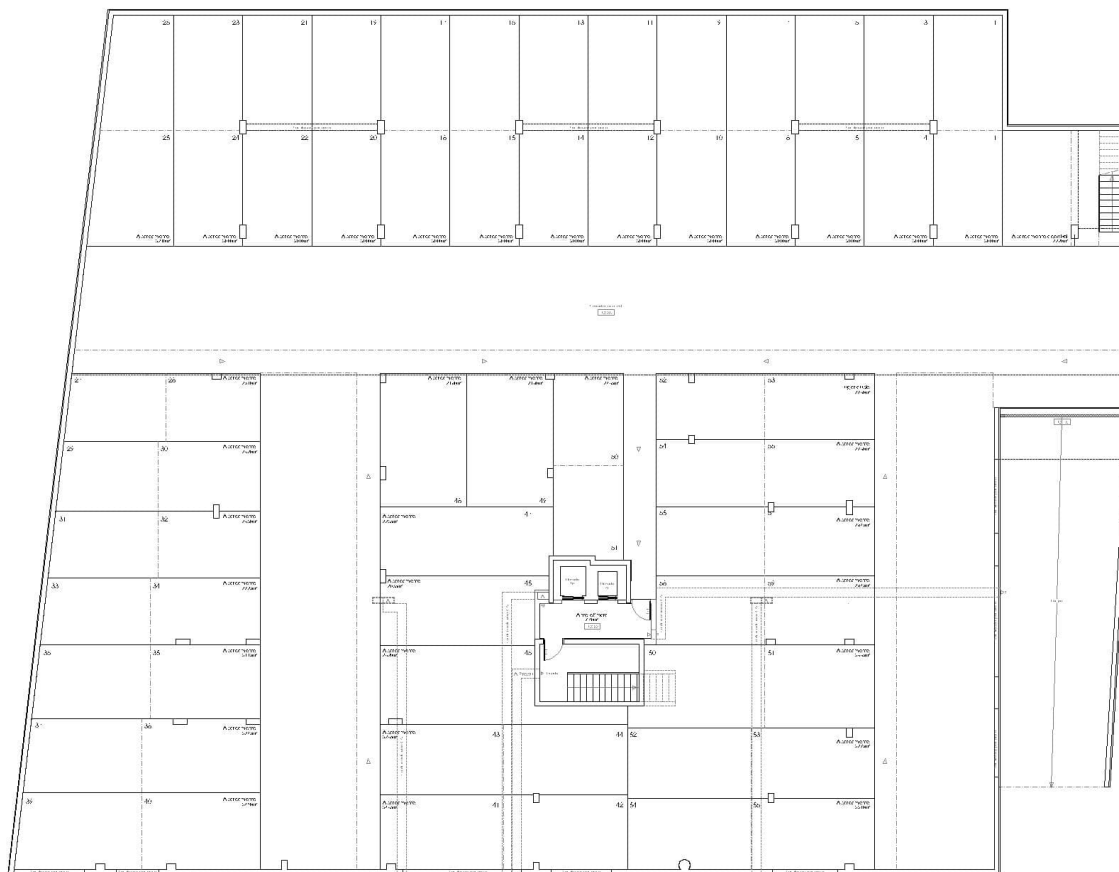


Figura 2-3 – Planta arquitetónica da cave (Projeto de Arquitetura)

No piso 0 tem-se o acesso principal ao edifício, através de uma rampa até ao átrio, onde se encontram os equipamentos técnicos gerais, a chegada da escada da cave e um compartimento de arrumos do condomínio. O átrio tem ligação com o hall de distribuição das frações e acesso ao elevador e caixa de escadas. O piso 0 conta com oito frações, tipologias entre T1 e T2, com 995,80 m² de área total, incluindo varandas e terraços. Cada fração tem um terraço exterior com ligação ao logradouro próprio. O empreendimento conta ainda, ao nível do piso 0, com uma zona de convívio comum, composta por jardim, piscina e sala de condomínio. A piscina, apesar de estar incluída no projeto de arquitetura, não será construída, sendo que à data da redação deste trabalho, ainda não havia decisão sobre que tratamento a dar a esta área.



Figura 2-4 – Planta arquitetônica do piso 0 (Projeto de Arquitetura)

Os pisos 1 a 3 são exatamente iguais entre si, contando com 9 frações, tipologias entre T1 e T2 e área total de 920,60 m², incluindo varandas. Todas as frações têm uma varanda, que além de espaço exterior, são também zona de lavanderia. No hall de distribuição estão situados armários técnicos com os contadores individuais.

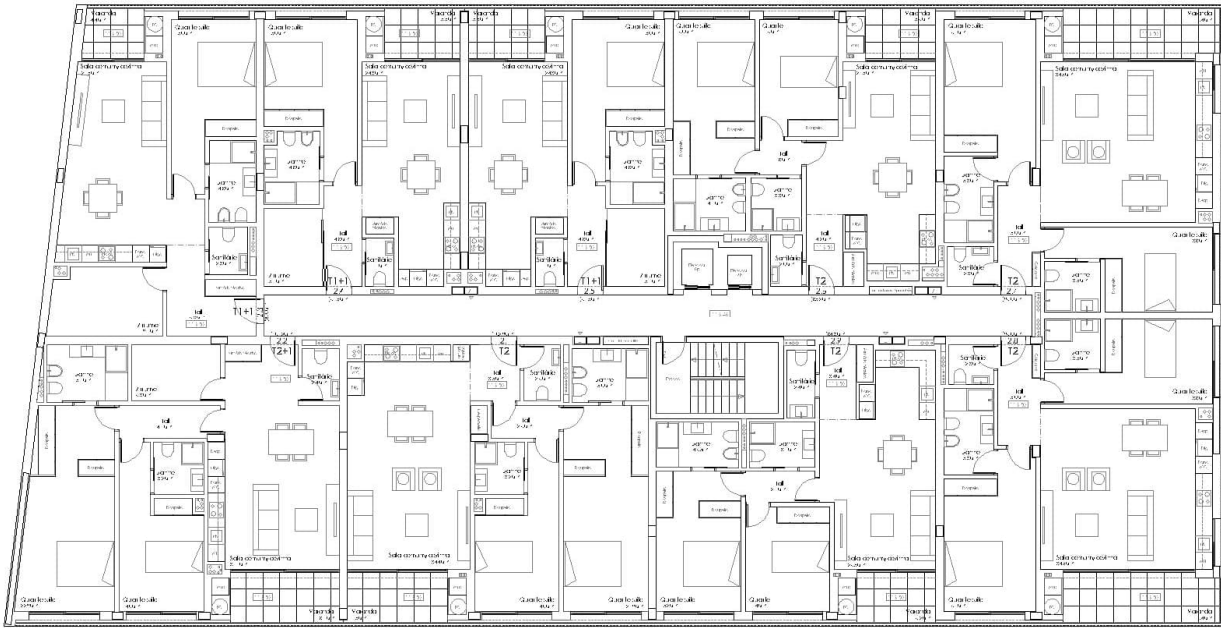


Figura 2-5 – Planta arquitetônica dos pisos 1 a 3 (Projeto de Arquitetura)

A cobertura é plana, acessível através de um alçapão na caixa de escadas. Existe uma claraboia na caixa de escadas, bem como quatro claraboias que servem os arrumos das frações.

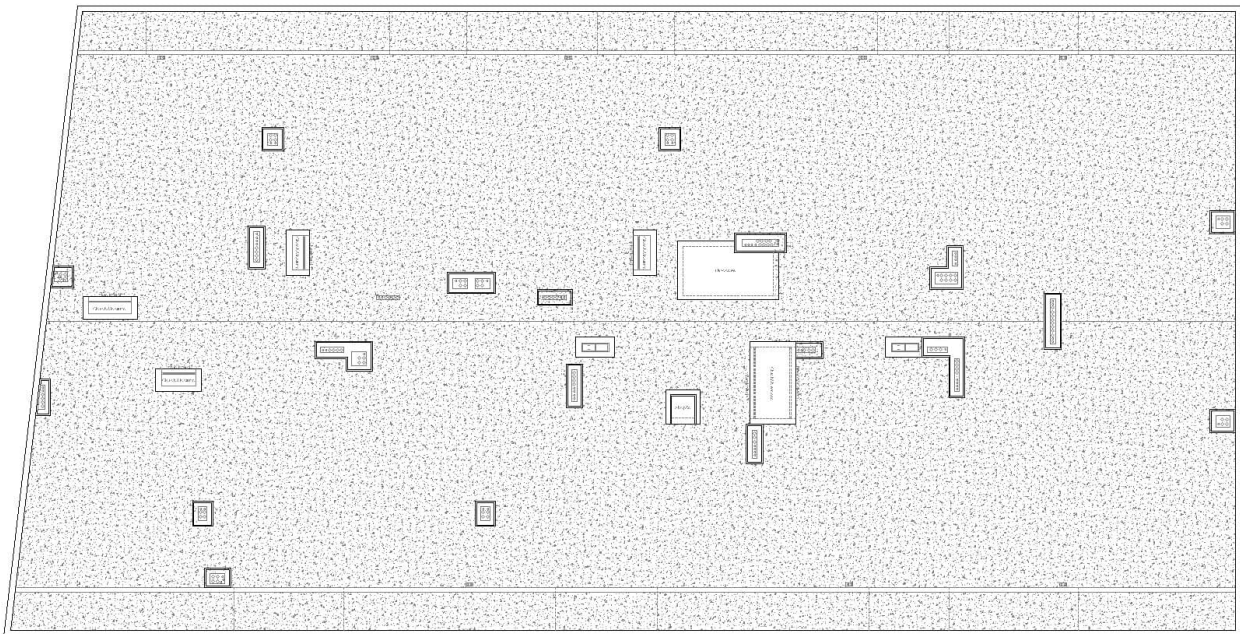


Figura 2-6 – Planta arquitetônica da cobertura (Projeto de Arquitetura)

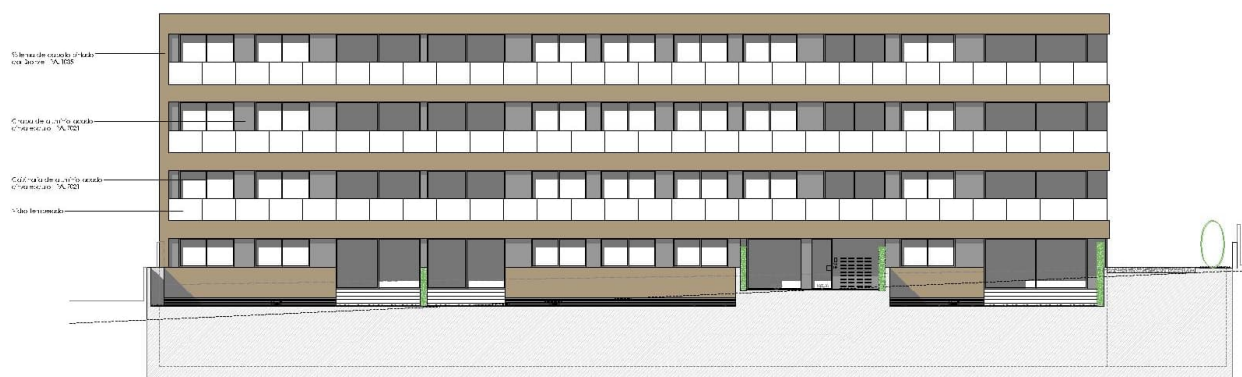


Figura 2-7 – Alçado principal (Projeto de Arquitetura)

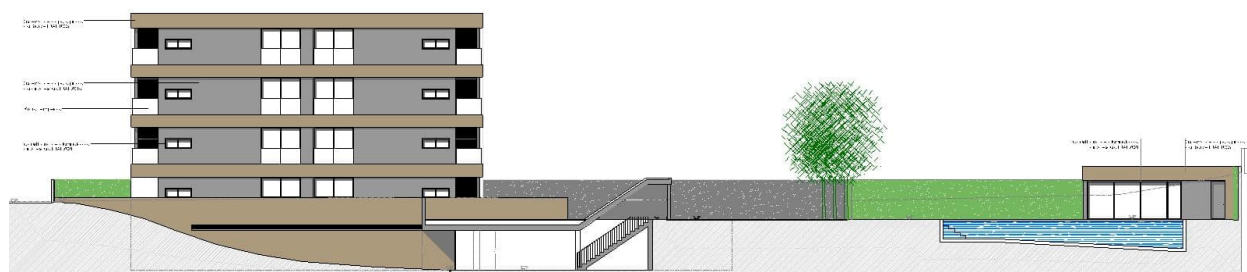


Figura 2-8 – Alçado lateral direito (Projeto de Arquitetura)

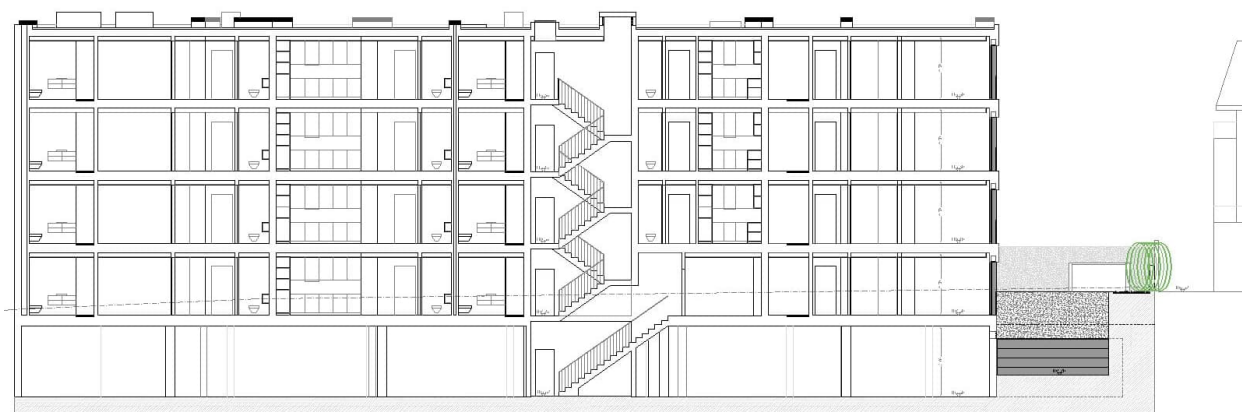


Figura 2-9 – Corte longitudinal (Projeto de Arquitetura)

Em termos altimétricos, todos os pisos elevados têm uma altura entre pisos de 3,10 m, e 2,50 m de pé-direito, sendo que todas as frações têm tetos falsos. Na cave estão previstos dois pés-direitos, 3,10 m na zona debaixo dos pisos elevados e 2,50 m na zona com cobertura ajardinada.



Figura 2-10 – Corte transversal (Projeto de Arquitetura)

2.2 CONCEÇÃO ESTRUTURAL

A conceção estrutural deste projeto estava já definida quando se iniciou o trabalho, pois trata-se de um empreendimento cujo projeto foi negociado com o terreno. Portanto, já havia uma definição estrutural, que até já se encontrava licenciada. Este processo foi iniciado devido a uma mudança de paradigma no setor da construção em Portugal. Cada vez mais se assiste a uma dificuldade enorme em contratar mão de obra especializada, o que origina um aumento significativo dos custos, e os empreiteiros acabam por preferir um aumento dos custos com material e desta forma reduzir custos com mão de obra. Neste sentido, foi solicitada uma revisão ao projeto original, que tinha uma estrutura porticada como base, sendo que estavam definidas vigas em toda a área do edifício, mesmo no seu interior. A caixa de escadas era também realizada em pórticos. As lajes eram maciças com 20 cm de espessura.

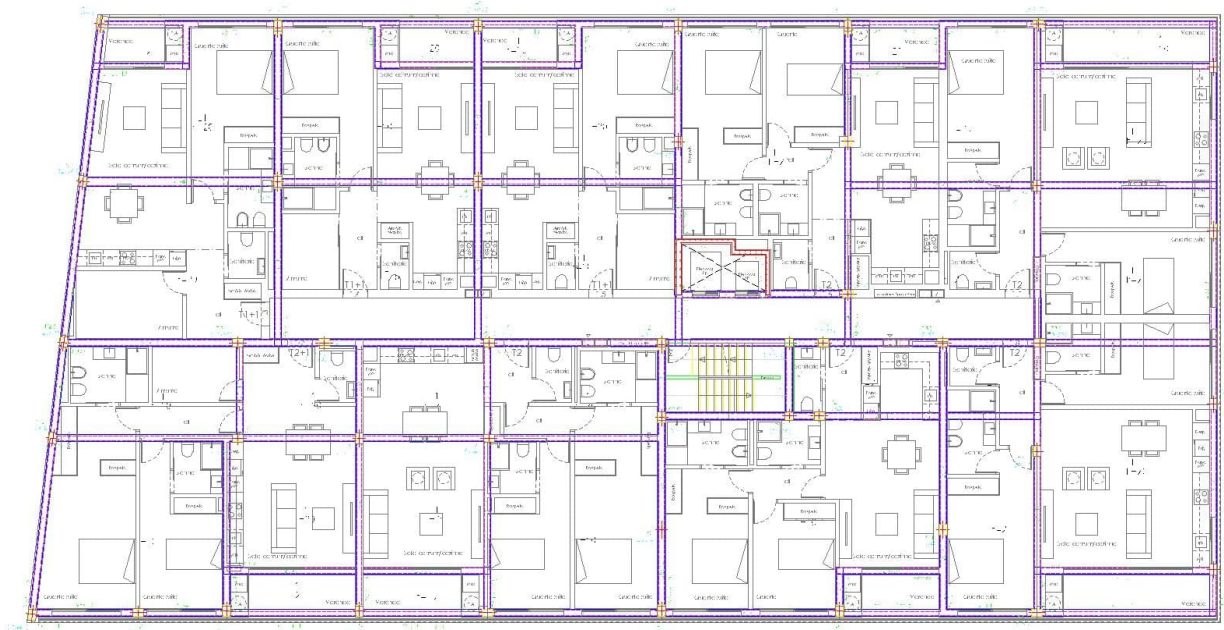


Figura 2-11 – Definição estrutural do projeto original

Como já havia uma definição e posicionamento de pilares, sendo que a base de arquitetura já contemplava esses pilares e todas as frações já estavam vendidas, o que inviabiliza qualquer alteração de fundo ao projeto, esta foi uma condicionante a respeitar.

Uma das primeiras alterações consideradas foi a definição dos núcleos em betão armado, com paredes de 20 cm de espessura. Esta alteração permitiu ter rigidez nos núcleos suficiente para aliviar as cargas nos pilares. A solução estrutural passou para lajes fungiforme, pois trata-se de uma solução mais “limpa” em termos de mão de obra, devido à anulação quase total de vigas, o que permite efetuar a cofragem e betonagem de uma só vez. A espessura das lajes teve que ser ligeiramente aumentada para 22 cm. Apesar de não existir uma métrica regular de eixos de pilares, isso torna-se um ponto menos relevante devido à solução de laje fungiforme.

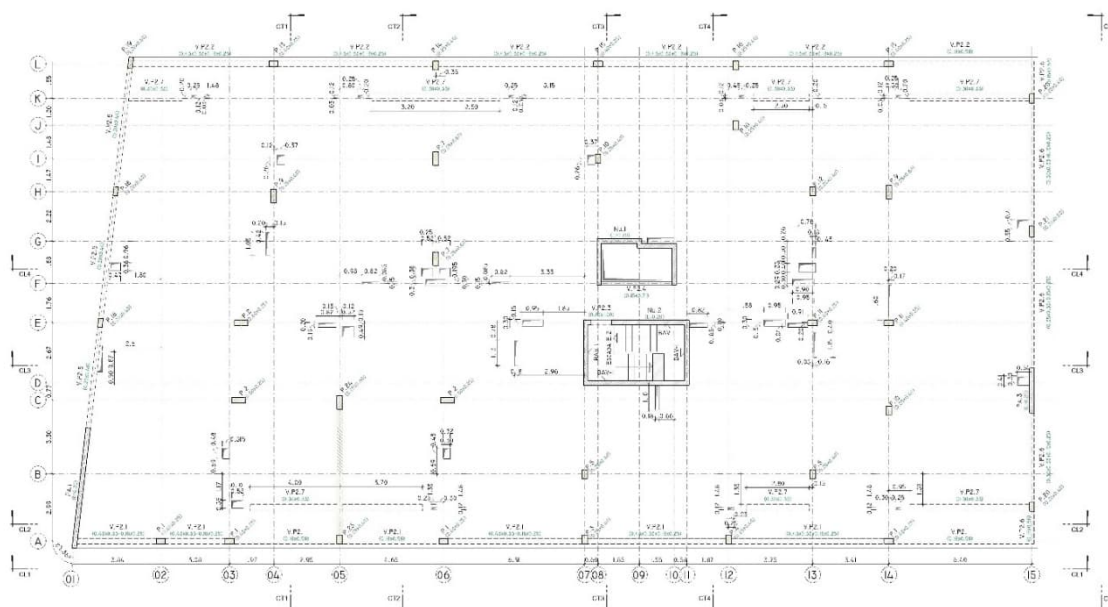


Figura 2-12 – Planta estrutural do piso 2

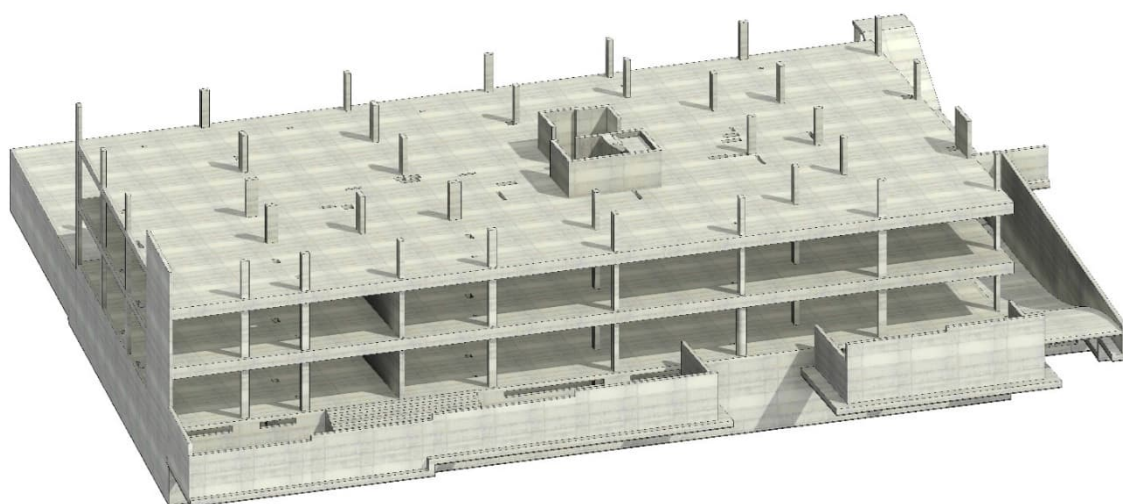


Figura 2-13 – Perspetiva tridimensional do piso 2

As vigas consideradas nos pisos elevados apenas existem por questões arquitetônicas, apesar das vigas no perímetro do edifício acabarem por ajudar a controlar a deformação das lajes. Foram também consideradas no modelo de cálculo as vigas padieira dos núcleos, com o intuito de serem dimensionadas, e não como elemento relevante para o funcionamento da estrutura, ou seja, o comportamento da estrutura na análise sísmica não está dependente da consideração desses elementos.

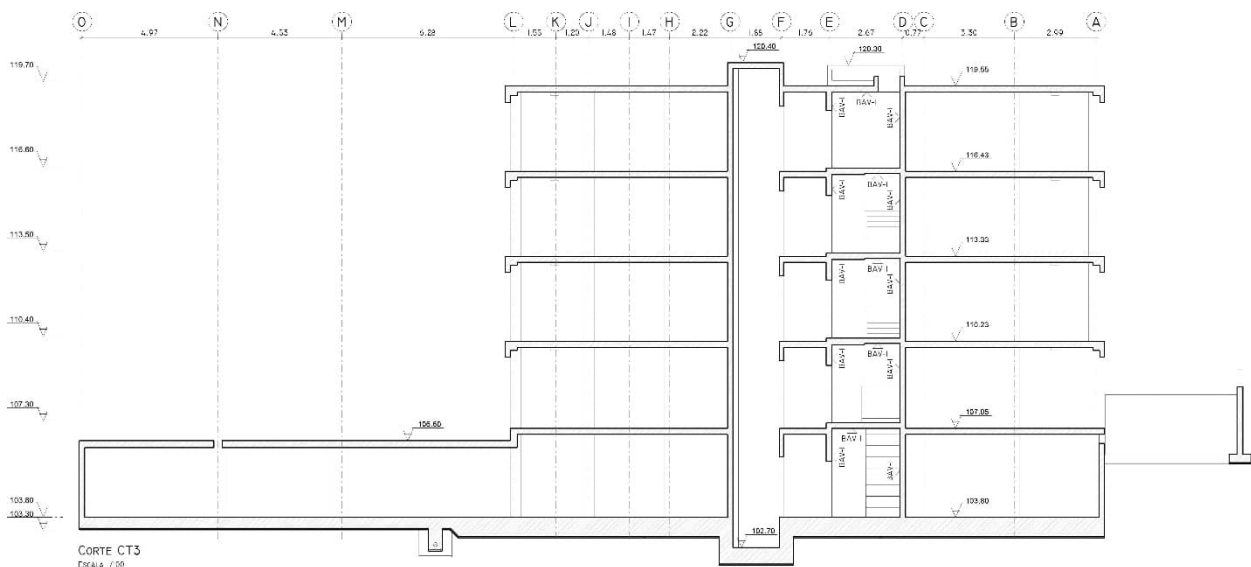


Figura 2-14 – Corte estrutural CT3

Em termos estruturais, a viga que tem maior importância para o desempenho da estrutura é a viga que faz a transição de cotas no teto da cave.

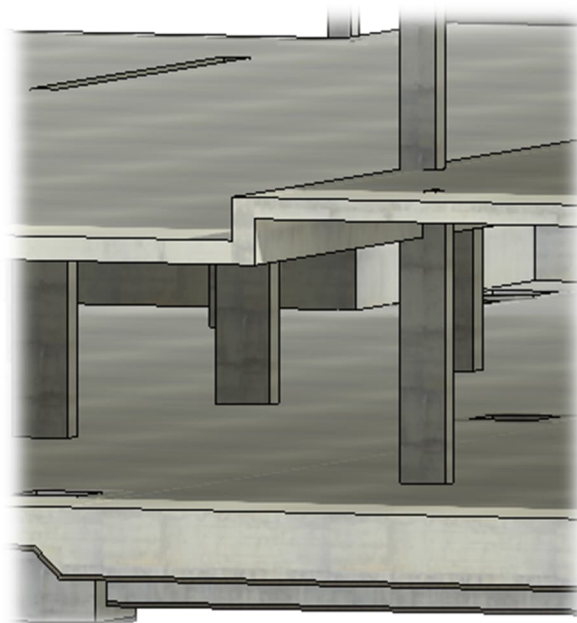


Figura 2-15 – Viga de transição

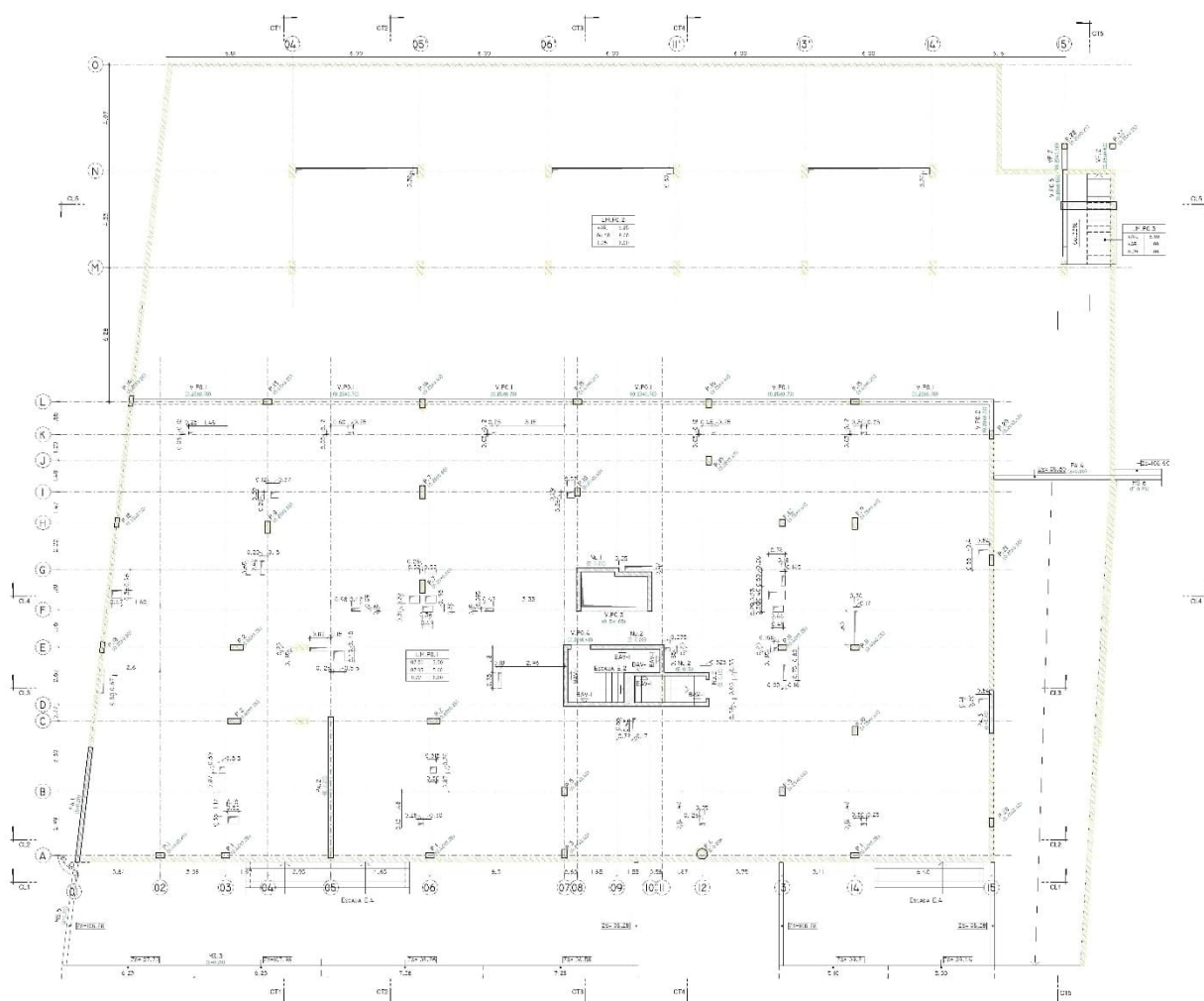


Figura 2-16 – Planta estrutural do piso 0

Como o principal objetivo do empreiteiro era a eliminação de vigas, surgiu o problema mais singular deste projeto. Por questões arquitetônicas, um dos pilares definidos inicialmente não poderia ser contínuo até à fundação, porque a sua localização coincidia com uma área de circulação automóvel. A solução adotada pelo projetista inicial foi a colocação de uma viga ao nível da laje do piso 0, que serviu de apoio indireto ao pilar, transferindo as cargas para dois pilares, sendo um deles adicional, ou seja, apenas existe na cave. Isto é um desafio comum em projetos de construção e requer a análise cuidadosa dos projetistas para resolvê-lo de maneira segura e eficaz, sendo, contudo, um problema para a análise sísmica, pois potencia a criação de um “Soft Story” (entre outros problemas).

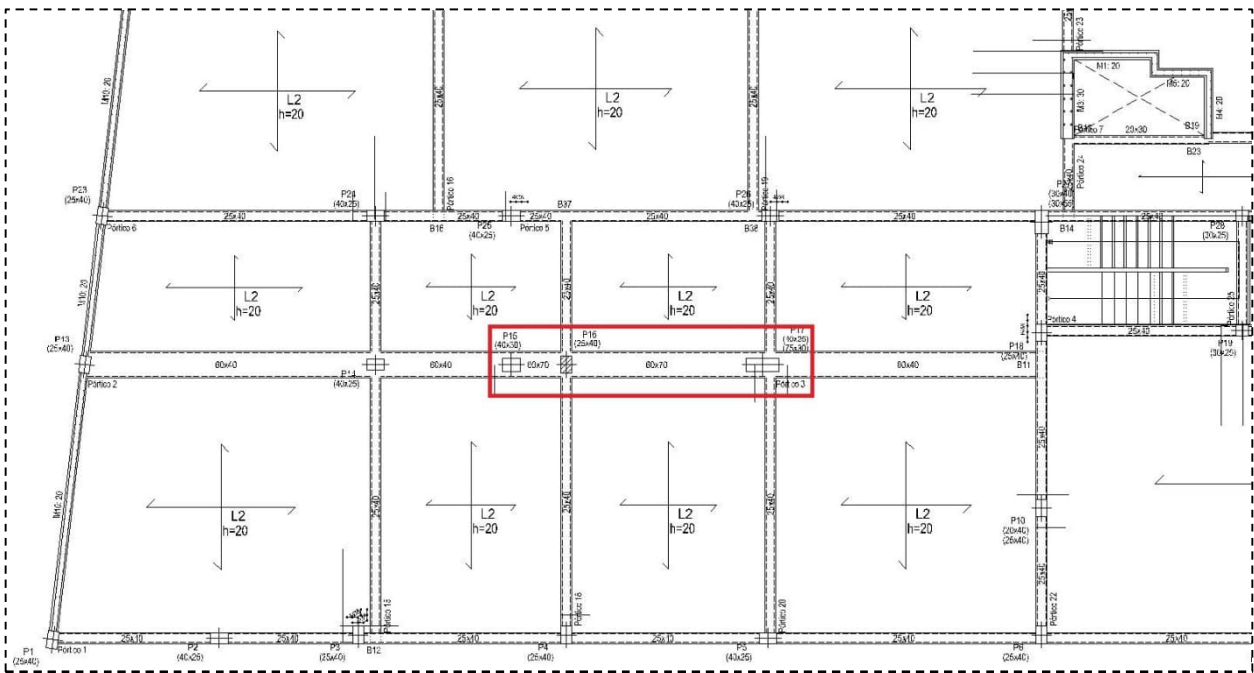


Figura 2-17 – Planta parcial do projeto original do piso 0

Contudo essa viga ficou com uma seção considerável de 60x70 cm, o que originava também problemas com as redes suspensas no teto da cave. Para colmatar esta situação colocou-se dois tramos de parede de betão nos pisos 0 e 1, que funciona quase como uma viga-parede e permite a degradação das cargas para o pilar junto à parede de contenção.

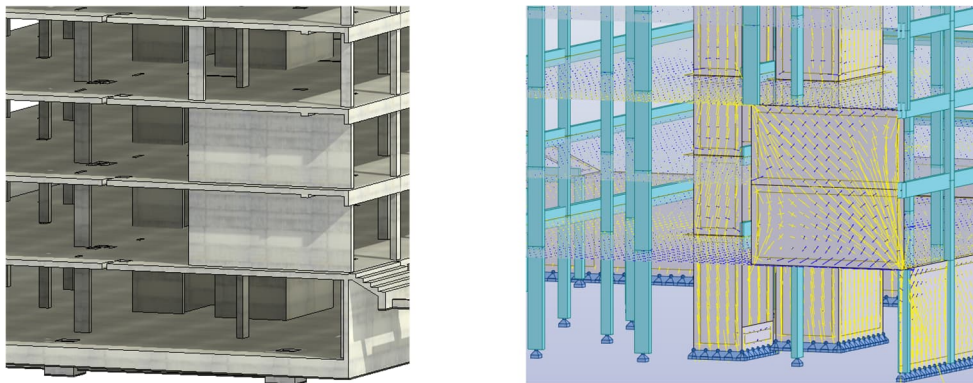


Figura 2-18 – Paredes de transferência de cargas

Esta solução permitiu eliminar a viga de transição, todavia foram considerados dois pilares adicionais na cave, enquadrados com os lugares de estacionamento, para aliviar os esforços na laje e pilares adjacentes.



Figura 2-19 – Pilares adicionais da cave

Quando o projeto de licenciamento foi realizado, não havia estudo geotécnico do terreno onde seria implantado o edifício. Por esse motivo, o projetista inicial tinha previsto uma solução de fundações superficiais, composta por sapatas isoladas na base dos pilares e sapata continua nas paredes de contenção. Após a adjudicação, o empreiteiro requisitou esse estudo, e visando a caracterização geotécnica, associada ao ambiente geológico ocorrente na área em estudo, foi implementada uma campanha de prospeção geotécnica, que constou na execução de cinco sondagens a trado oco com ensaio SPT e instalação de um piezômetro para aferição do nível freático. As sondagens atingiram as profundidades da tabela 1.

Tabela 1 – Profundidade das sondagens (Relatório Geotécnico)

Referência	Cota aproximada (m)	Solos ou rocha branda (m)	Rocha (m)	Profundidade máxima (m)	Ensaio SPT
S1	108,25	15,0	0,0	15,0	10
S2(pz)	108,30	15,0	0,0	15,0	10
S3	107,95	12,0	0,0	12,0	8
S4	107,90	16,5	0,0	16,5	11
S5	108,13	16,5	0,0	16,5	11
TOTAL		75,0	0,0	75,0	50

Nota: as cotas de boca apresentadas correspondem a valores aproximados deduzidos com base no levantamento topográfico do terreno facultado pelo cliente

O piezómetro instalado na sondagem S2 detetou os seguintes níveis de água

Tabela 2 – Níveis de água (Relatório Geotécnico)

Referência	Cota aproximada (m)	Profundidade Nível água (m)	Cota Nível água (m)
S1	108,25	5,10	103,15
S2 (pz)	108,30	5,30	103,00
S3	107,95	5,00	102,95
S4	107,90	4,90	103,00
S5	108,13	5,00	103,13

Como as sondagens tinham sido realizadas em junho (2022) e o inverno foi particularmente húmido, foi solicitada uma medição do piezómetro em meados de março (2023), a qual revelou um aumento significativo no nível da água. A profundidade medida foi de 4,00 m, o que significa um aumento de cerca de 1,30 m do nível da água. Este facto foi importante na definição da solução de fundação.

Os boletins de sondagens e perfis interrelativos serão apresentados no anexo 1. As conclusões do relatório foram as seguintes:

“Tendo em conta o cenário geológico-geotécnico revelado pela campanha de sondagens, a cota de fundação do piso -1 (103.80m), que obriga a uma escavação na ordem dos 4-4.5m, poderão considerar-se as seguintes opções para as fundações da estrutura:

- Fundações diretas com sapatas, assentes no terreno natural (UN1C), onde se admitem tensões de contacto até 180kPa.
- Fundações indiretas, por estacas ou microestacas, penetrando no granito decomposto (UN1A), que surge a partir dos 9-13.5m e profundidade.

A tensão apresentada corresponde a uma estimativa da capacidade de suporte do subsolo ao nível da fundação e do seu comportamento deformável, a verificação relativa aos estados limites últimos e de utilização deverá ser feita pelo engenheiro projetista da obra tendo em conta o plano de cargas previsto para as fundações da estrutura e as características geotécnicas evidenciadas pelo maciço de fundação.

No que respeita às escavações, que atingem uma altura de 4-4.5m de profundidade, será realizável com equipamento mecânico corrente; poderão adotar-se taludes temporários com inclinação máxima de 1V:1.5H, uma vez que interessam aterros e sedimentos arenosos.

Uma vez que o nível freático se situa, à data dos trabalhos de prospeção, abaixo da cota do piso -1, prevê-se que durante a construção não haja interferência, mas recomenda-se prever dispositivos de estabilização, impermeabilização e drenagem, uma vez que o nível de água poderá subir nas alturas de maior pluviosidade.”

Apesar de ser admitida uma solução de fundação direta através de sapatas isoladas, a opção recaiu sobre a execução de um ensoleiramento geral do edifício, em primeiro lugar devido à tensão admissível sugerida de 180 kPa, o que iria originar sapatas de dimensão considerável, e principalmente devido ao nível freático elevado, resultante da segunda medição. A profundidade medida de 4,00 m, indica que a cota da água andaria aproximadamente à cota 104,30, e sendo que a laje de fundo ficará à cota do pronto, 103,80 m, o nível freático está 50 cm acima do pavimento. Portanto, a solução de ensoleiramento associada à aplicação de telas especiais dá mais garantias de estanquidade.

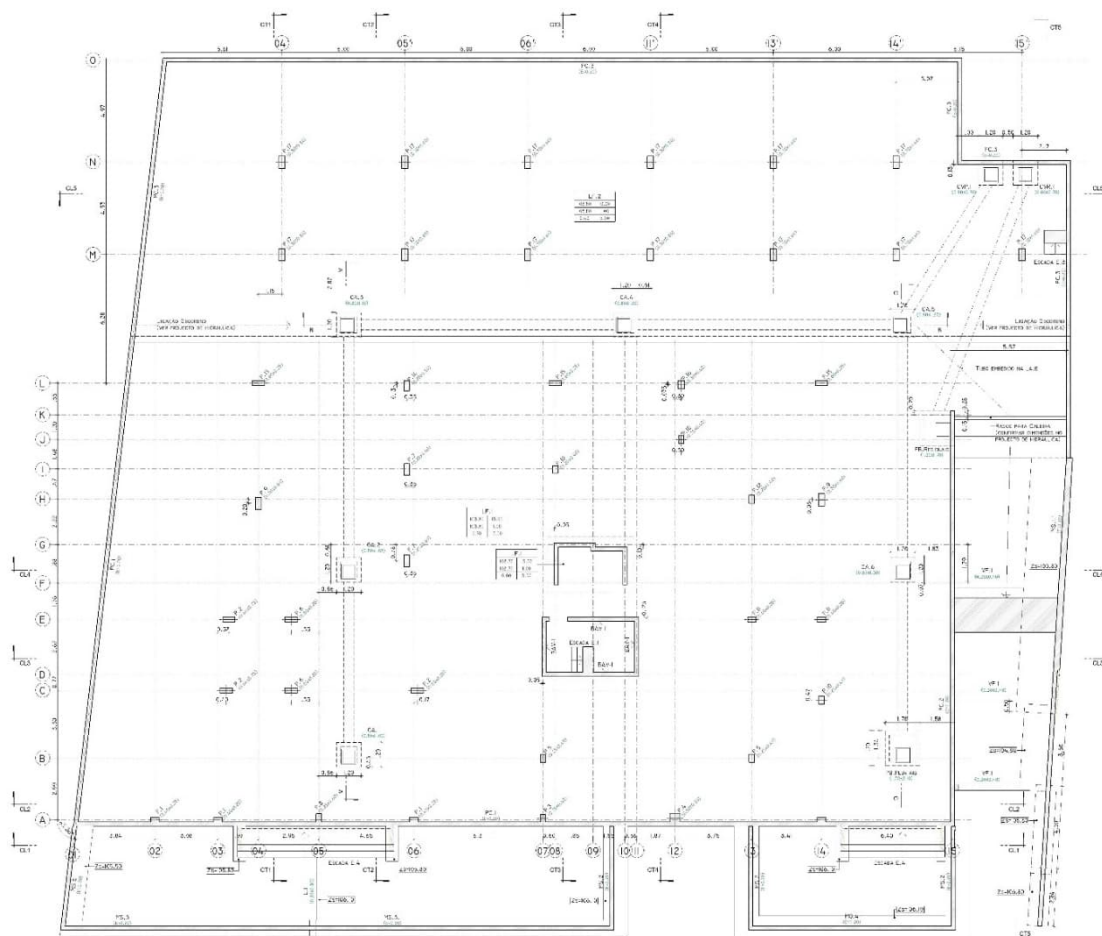


Figura 2-20 – Planta de fundações

Todas as condicionantes descritas anteriormente originaram o modelo de calculo conforme a figura 2-21, o qual foi calculado e dimensionado de acordo com os eurocódigos. Serão apresentadas abaixo imagens com algumas das cargas aplicadas no modelo.

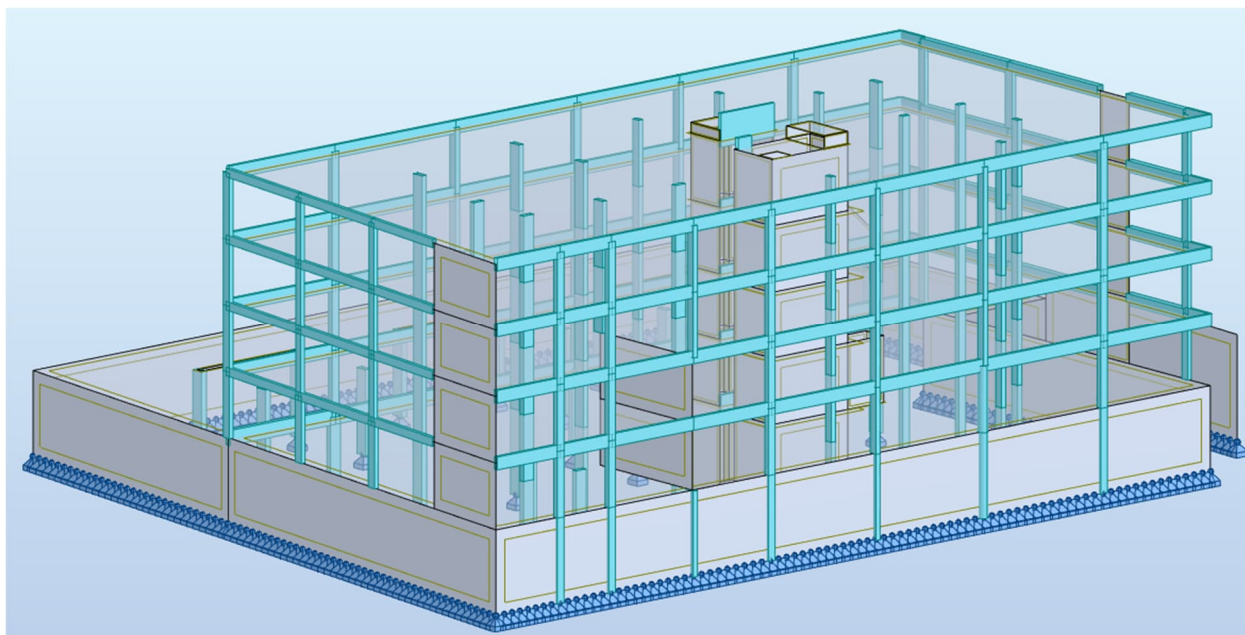


Figura 2-21 – Vista geral do modelo de calculo

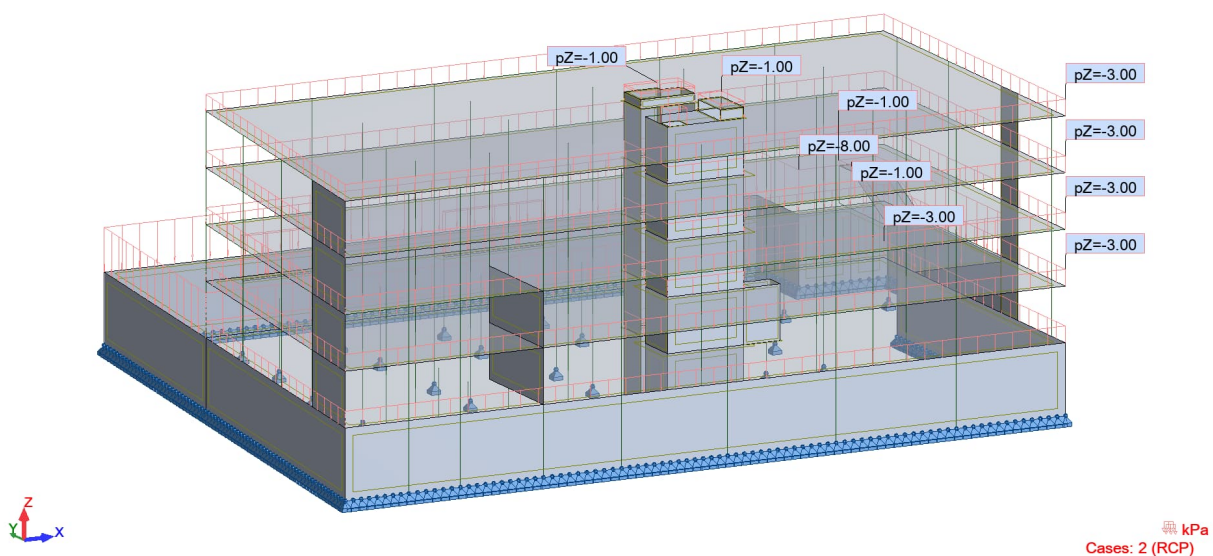


Figura 2-22 – Restantes cargas permanentes (RCP)

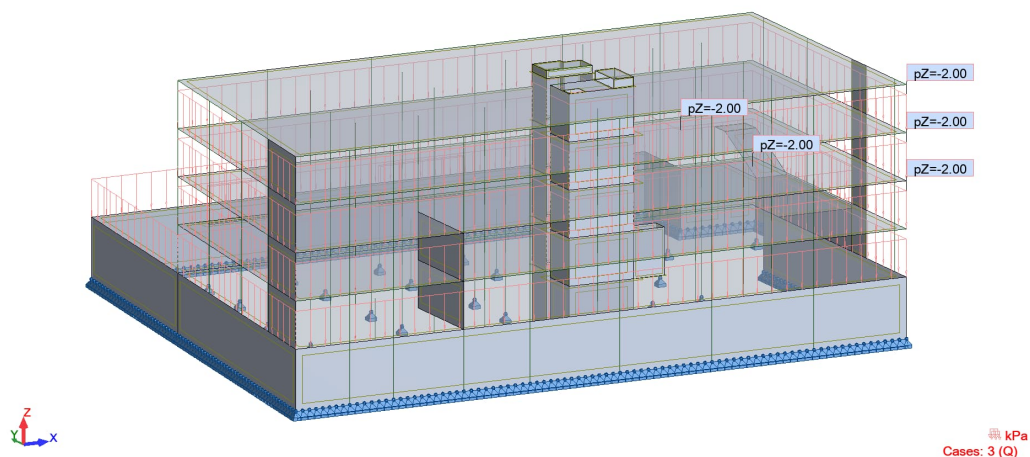


Figura 2-23 – Sobrecargas (Q)

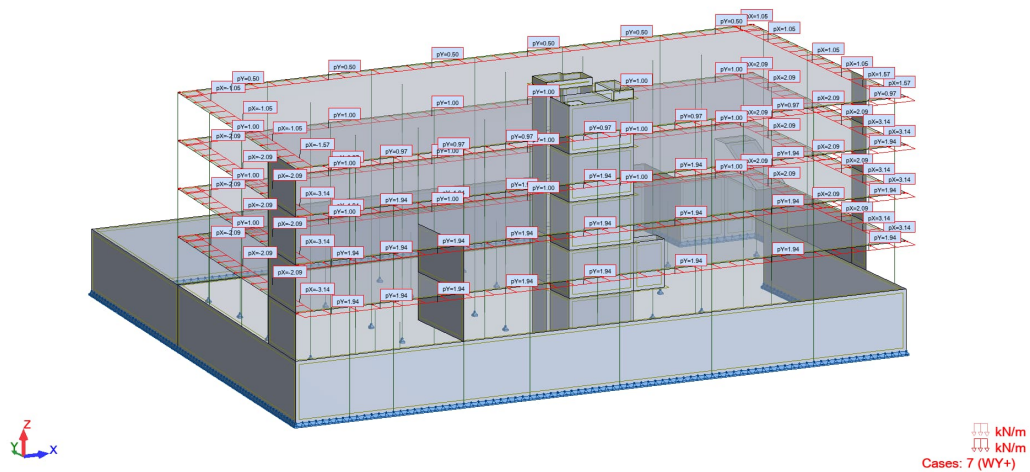


Figura 2-24 – Vento direção Y positivo (WY+)

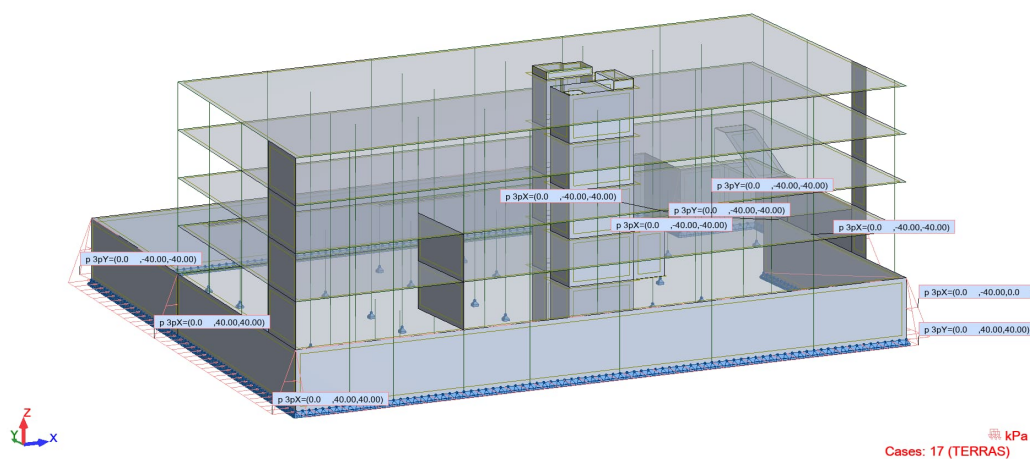


Figura 2-25 – Impulsos de terras (TERRAS)

Tabela 3 - Combinações

Combinations	Name	Analysis type	Definition
100 (C)	ULS AVB Q	Linear Combination	$(1+2+17)*1.35+(3+4+16)*1.50$
101 (C)	ULS AVB Q Wx+ 1	Linear Combination	$(1+2+17)*1.35+(3+4+16)*1.50+(5+9)*0.90$
102 (C)	ULS AVB Q Wx- 1	Linear Combination	$(1+2+17)*1.35+(3+4+16)*1.50+(6+9)*0.90$
103 (C)	ULS AVB Q Wy+ 1	Linear Combination	$(1+2+17)*1.35+(3+4+16)*1.50+(7+9)*0.90$
104 (C)	ULS AVB Q Wy- 1	Linear Combination	$(1+2+17)*1.35+(3+4+16)*1.50+(8+9)*0.90$
105 (C)	ULS AVB Q Wx+ 1	Linear Combination	$(1+2+17)*1.35+(3+4+16)*1.50+(5+10)*0.90$
106 (C)	ULS AVB Q Wx- 1	Linear Combination	$(1+2+17)*1.35+(3+4+16)*1.50+(6+10)*0.90$
107 (C)	ULS AVB Q Wy+ 1	Linear Combination	$(1+2+17)*1.35+(3+4+16)*1.50+(7+10)*0.90$
108 (C)	ULS AVB Q Wy- 1	Linear Combination	$(1+2+17)*1.35+(3+4+16)*1.50+(8+10)*0.90$
109 (C)	ULS AVB Wx+ vert máx 1	Linear Combination	$(1+2+17)*1.35+(3+16)*1.05+(5+9)*1.50$
110 (C)	ULS AVB Wx- vert máx 1	Linear Combination	$(1+2+17)*1.35+(3+16)*1.05+(6+9)*1.50$
111 (C)	ULS AVB Wy+ vert máx 1	Linear Combination	$(1+2+17)*1.35+(3+16)*1.05+(7+9)*1.50$
112 (C)	ULS AVB Wy- vert máx 1	Linear Combination	$(1+2+17)*1.35+(3+16)*1.05+(8+9)*1.50$
113 (C)	ULS AVB Wx+ vert mín 1	Linear Combination	$(1+2)*0.90+(5+9)*1.50+16*1.05+17*1.35$
114 (C)	ULS AVB Wx- vert mín 1	Linear Combination	$(1+2)*0.90+(6+9)*1.50+16*1.05+17*1.35$
115 (C)	ULS AVB Wy+ vert mín 1	Linear Combination	$(1+2)*0.90+(7+9)*1.50+16*1.05+17*1.35$
116 (C)	ULS AVB Wy- vert mín 1	Linear Combination	$(1+2)*0.90+(8+9)*1.50+16*1.05+17*1.35$
117 (C)	ULS AVB Wx+ vert máx 1	Linear Combination	$(1+2+17)*1.35+(3+16)*1.05+(5+10)*1.50$
118 (C)	ULS AVB Wx- vert máx 1	Linear Combination	$(1+2+17)*1.35+(3+16)*1.05+(6+10)*1.50$
119 (C)	ULS AVB Wy+ vert máx 1	Linear Combination	$(1+2+17)*1.35+(3+16)*1.05+(7+10)*1.50$
120 (C)	ULS AVB Wy- vert máx 1	Linear Combination	$(1+2+17)*1.35+(3+16)*1.05+(8+10)*1.50$
121 (C)	ULS AVB Wx+ vert mín 1	Linear Combination	$(1+2)*0.90+(5+10)*1.50+16*1.05+17*1.35$
122 (C)	ULS AVB Wx- vert mín 1	Linear Combination	$(1+2)*0.90+(6+10)*1.50+16*1.05+17*1.35$
123 (C)	ULS AVB Wy+ vert mín 1	Linear Combination	$(1+2)*0.90+(7+10)*1.50+16*1.05+17*1.35$
124 (C)	ULS AVB Wy- vert mín 1	Linear Combination	$(1+2)*0.90+(8+10)*1.50+16*1.05+17*1.35$
125 (C) (CQC)	ULS AVB Ex I + vert máx 1	Linear Combination	$(1+2+4+12)*1.00+(3+13)*0.30+16*1.05+17*1.35$
126 (C) (CQC)	ULS AVB Ex I + vert máx 2	Linear Combination	$(1+2+4+12)*1.00+3*0.30+13*-0.30+16*1.05+17*1.35$
127 (C) (CQC)	ULS AVB Ex I - vert máx 1	Linear Combination	$(1+2+4)*1.00+(3+13)*0.30+12*-1.00+16*1.05+17*1.35$
128 (C) (CQC)	ULS AVB Ex I - vert máx 2	Linear Combination	$(1+2+4)*1.00+3*0.30+12*-1.00+13*-0.30+16*1.05+17*1.35$
129 (C) (CQC)	ULS AVB Ey I + vert máx 1	Linear Combination	$(1+2+4+13)*1.00+(3+12)*0.30+16*1.05+17*1.35$
130 (C) (CQC)	ULS AVB Ey I + vert máx 2	Linear Combination	$(1+2+4+13)*1.00+3*0.30+12*-0.30+16*1.05+17*1.35$
131 (C) (CQC)	ULS AVB Ey I - vert máx 1	Linear Combination	$(1+2+4)*1.00+(3+12)*0.30+13*-1.00+16*1.05+17*1.35$
132 (C) (CQC)	ULS AVB Ey I - vert máx 2	Linear Combination	$(1+2+4)*1.00+3*0.30+12*-0.30+13*-1.00+16*1.05+17*1.35$
133 (C) (CQC)	ULS AVB Ex I + vert mín 1	Linear Combination	$(1+2)*0.90+12*1.00+13*0.30+16*1.05+17*1.35$
134 (C) (CQC)	ULS AVB Ex I + vert mín 2	Linear Combination	$(1+2)*0.90+12*1.00+13*-0.30+16*1.05+17*1.35$
135 (C) (CQC)	ULS AVB Ex I - vert mín 1	Linear Combination	$(1+2)*0.90+12*-1.00+13*0.30+16*1.05+17*1.35$
136 (C) (CQC)	ULS AVB E I x- vert mín 2	Linear Combination	$(1+2)*0.90+12*-1.00+13*-0.30+16*1.05+17*1.35$
137 (C) (CQC)	ULS AVB Ey I + vert mín 1	Linear Combination	$(1+2)*0.90+12*0.30+13*1.00+16*1.05+17*1.35$
138 (C) (CQC)	ULS AVB Ey I + vert mín 2	Linear Combination	$(1+2)*0.90+12*-0.30+13*1.00+16*1.05+17*1.35$
139 (C) (CQC)	ULS AVB Ey I - vert mín 1	Linear Combination	$(1+2)*0.90+12*0.30+13*-1.00+16*1.05+17*1.35$
140 (C) (CQC)	ULS AVB Ey I - vert mín 2	Linear Combination	$(1+2)*0.90+12*-0.30+13*-1.00+16*1.05+17*1.35$
141 (C) (CQC)	ULS AVB Ex II + vert máx 1	Linear Combination	$(1+2+4+14)*1.00+(3+15)*0.30+16*1.05+17*1.35$
142 (C) (CQC)	ULS AVB Ex II + vert máx 2	Linear Combination	$(1+2+4+14)*1.00+3*0.30+15*-0.30+16*1.05+17*1.35$
143 (C) (CQC)	ULS AVB Ex II - vert máx 1	Linear Combination	$(1+2+4)*1.00+(3+15)*0.30+14*-1.00+16*1.05+17*1.35$
144 (C) (CQC)	ULS AVB Ex II - vert máx 2	Linear Combination	$(1+2+4)*1.00+3*0.30+14*-1.00+15*-0.30+16*1.05+17*1.35$
145 (C) (CQC)	ULS AVB Ey II + vert máx 1	Linear Combination	$(1+2+4+15)*1.00+(3+14)*0.30+16*1.05+17*1.35$
146 (C) (CQC)	ULS AVB Ey II + vert máx 2	Linear Combination	$(1+2+4+15)*1.00+3*0.30+14*-0.30+16*1.05+17*1.35$
147 (C) (CQC)	ULS AVB Ey II - vert máx 1	Linear Combination	$(1+2+4)*1.00+(3+14)*0.30+15*-1.00+16*1.05+17*1.35$
148 (C) (CQC)	ULS AVB Ey II - vert máx 2	Linear Combination	$(1+2+4)*1.00+3*0.30+14*-0.30+15*-1.00+16*1.05+17*1.35$
149 (C) (CQC)	ULS AVB Ex II + vert mín 1	Linear Combination	$(1+2)*0.90+14*1.00+15*0.30+16*1.05+17*1.35$
150 (C) (CQC)	ULS AVB Ex II + vert mín 2	Linear Combination	$(1+2)*0.90+14*1.00+15*-0.30+16*1.05+17*1.35$
151 (C) (CQC)	ULS AVB Ex II - vert mín 1	Linear Combination	$(1+2)*0.90+14*-1.00+15*0.30+16*1.05+17*1.35$
152 (C) (CQC)	ULS AVB E II x- vert mín 2	Linear Combination	$(1+2)*0.90+14*-1.00+15*-0.30+16*1.05+17*1.35$
153 (C) (CQC)	ULS AVB Ey II + vert mín 1	Linear Combination	$(1+2)*0.90+14*0.30+15*1.00+16*1.05+17*1.35$
154 (C) (CQC)	ULS AVB Ey II + vert mín 2	Linear Combination	$(1+2)*0.90+14*-0.30+15*1.00+16*1.05+17*1.35$
155 (C) (CQC)	ULS AVB Ey II - vert mín 1	Linear Combination	$(1+2)*0.90+14*0.30+15*-1.00+16*1.05+17*1.35$
156 (C) (CQC)	ULS AVB Ey II - vert mín 2	Linear Combination	$(1+2)*0.90+14*-0.30+15*-1.00+16*1.05+17*1.35$
157 (C)	SLS Rara Q	Linear Combination	$(1+2)*1.00+(3+4)*0.70$
158 (C)	SLS Freq Q	Linear Combination	$(1+2)*1.00+(3+4)*0.50$
159 (C)	SLS CQP Q	Linear Combination	$(1+2)*1.00+(3+4)*0.30$
160 (C)	SLS Freq Total Tinf	Linear Combination	$(1+2)*3.00+3*1.10$
161 (C)	SLS Freq Activa Tinf	Linear Combination	$1*2.00+2*3.00+3*1.10$

CAPÍTULO 3

DIMENSIONAMENTO SÍSMICO DO EDIFÍCIO

3.1 PRINCÍPIOS DE CONCEPÇÃO

A ação sísmica, também conhecida como carga sísmica ou força sísmica, refere-se às forças e acelerações que ocorrem devido a um terremoto ou sismo. Essas forças são geradas pela libertação de energia devido ao movimento das placas tectônicas da Terra, causando vibrações e movimentos no solo. Esta ação é caracterizada por uma série de parâmetros, incluindo a aceleração sísmica máxima, a frequência do terremoto e a duração das vibrações. Esses parâmetros variam de acordo com a localização geográfica e a magnitude do terremoto. Quando ocorre um terremoto, as estruturas e edifícios são submetidos a essas forças sísmicas, que podem causar movimentos laterais, oscilações e deformações nas estruturas. Portanto, o projeto de estruturas em áreas suscetíveis a terremotos deve considerar a ação sísmica para garantir que as estruturas sejam capazes de resistir a essas forças e permanecerem seguras durante e após um sismo. Nos pontos seguintes são apresentados os princípios básicos de concepção mais relevantes para o bom comportamento estrutural, de acordo com o EC8-1.

- ❖ Simplicidade estrutural (art.º 4.2.1.1 do EC8-1)

A simplicidade estrutural, caracterizada pela existência de trajetórias claras e directas de transmissão das forças sísmicas, é um objectivo importante a cumprir dado que a modelação, a análise, o dimensionamento, a pormenorização construtiva e a construção de estruturas simples estão sujeitas a uma incerteza muito menor e, portanto, a previsão do seu comportamento sísmico é muito mais fiável.

- ❖ Uniformidade, simetria e redundância da estrutura (art.º 4.2.1.2 do EC8-1)

A uniformidade em planta é caracterizada por uma distribuição regular dos elementos estruturais a qual permite transmissões curtas e directas das forças de inércia relacionadas com as massas distribuídas no edifício. Se necessário, a uniformidade poderá ser realizada subdividindo todo o edifício em unidades dinamicamente independentes através de juntas sísmicas, desde que essas juntas sejam projectadas para evitar o choque entre unidades, de acordo com 4.4.2.7 do EC8-1. A uniformidade da estrutura ao longo da altura do edifício é também importante, uma vez que tende a eliminar a ocorrência de zonas sensíveis onde concentrações de tensões ou grandes exigências de ductilidade podem provocar um colapso

premature. Se o edifício tiver uma configuração simétrica ou quase-simétrica, uma disposição simétrica dos elementos estruturais, que deverão ter uma distribuição regular em planta, é adequada para se obter uniformidade. A utilização de elementos estruturais regularmente distribuídos contribui para a redundância e permite uma redistribuição mais favorável dos esforços e uma dissipação de energia distribuída em todo o conjunto da estrutura.

❖ Resistência e rigidez bidirecional (art.º 4.2.1.3 do EC8-1)

O movimento sísmico horizontal é um fenómeno bidireccional, pelo que a estrutura do edifício deve ser capaz de resistir a acções horizontais em qualquer direcção. De forma a satisfazer este pressuposto, os elementos estruturais deverão ser dispostos em planta numa malha estrutural ortogonal, garantindo características de resistência e rigidez semelhantes nas duas direcções principais. A escolha das características de rigidez da estrutura deverá, além de procurar minimizar os esforços sísmicos (tendo em conta as suas características específicas relacionadas com o local), limitar também deslocamentos excessivos que possam provocar ou instabilidades devidas aos efeitos de segunda ordem ou danos excessivos.

❖ Resistência e rigidez à torção (art.º 4.2.1.4 do EC8-1)

Além da resistência e da rigidez em relação a acções laterais, as estruturas dos edifícios deverão possuir uma resistência e uma rigidez à torção adequadas para limitar os movimentos devidos à torção que tendem a solicitar de forma não uniforme os diferentes elementos estruturais. Para este efeito, são claramente vantajosas as disposições em que os principais elementos de contraventamento são distribuídos perto da periferia do edifício.

❖ Acção de diafragma ao nível dos pisos (art.º 4.2.1.5(1) do EC8-1)

Nos edifícios, os pavimentos (incluindo a cobertura) têm um papel muito importante no comportamento sísmico global da estrutura. Actuam como diafragmas horizontais que recebem e transmitem as forças de inércia aos sistemas estruturais verticais e garantem a solidariedade desses sistemas na resistência à acção sísmica horizontal. A acção de diafragma dos pavimentos é particularmente importante no caso de disposições complexas e não uniformes dos elementos estruturais verticais ou quando se utilizam em conjunto sistemas com diferentes características de deformabilidade horizontal (por exemplo, sistemas mistos ou compostos).

❖ Fundações (art.º 4.2.1.6 do EC8)

No que respeita à acção sísmica, o projecto e a construção das fundações e a sua ligação à superestrutura devem assegurar uma excitação sísmica uniforme de todo o edifício. Para as estruturas constituídas por um número reduzido de paredes estruturais, que diferem em espessura e rigidez, deverá escolher-se em geral uma fundação rígida, do tipo caixão ou celular, que inclua uma laje de fundação e uma laje superior.

Para edifícios com elementos de fundação isolados (sapatas ou estacas), recomenda-se a utilização de uma laje de fundação ou de vigas de fundação que liguem esses elementos nas duas direcções principais, tendo em atenção os critérios e as regras da EN 1998-5:2004, 5.4.1.2. No entanto, em edifícios que possuem subsolos (caves), os maiores esforços de flexão e corte são predominantemente observados no nível do rés-do-chão. Isso significa que as fundações são principalmente submetidas a esforços de compressão. Portanto, a orientação presente no EC8-1 não oferece vantagens significativas em relação ao desempenho das fundações nesse contexto.

Em situações em que o solo apresenta uma capacidade de carga limitada, pode ser considerada a utilização de uma fundação em ensoleiramento geral. Essa abordagem pode ser eficaz para suportar cargas verticais, mas pode se revelar inadequada em caso de um terremoto, especialmente se a estrutura estiver construída sobre terrenos suscetíveis à liquefação. Em tais situações, o solo pode sofrer movimentos de afundamento e/ou rotação. Portanto, em solos propensos à liquefação, é aconselhável optar por fundações profundas como uma medida de segurança. [5]

Para a análise comparativa que será efetuada ter o rigor necessário que permita uma comparação efetiva, alguns critérios e definições serão alteradas e ajustadas. Começando pela geometria do edifício, como a garagem se encontra parcialmente enterrada, apenas a zona da rampa é que não está em contato com a terra.

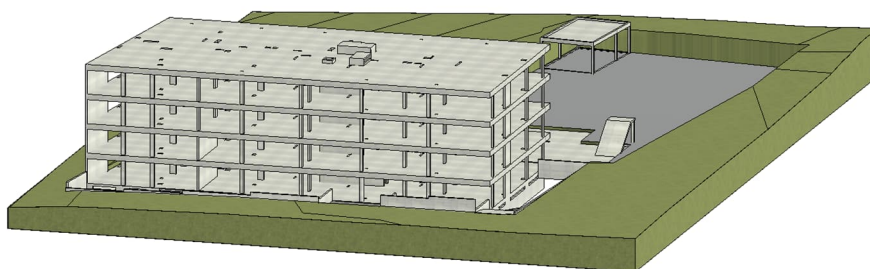


Figura 3-1 – Perspetiva tridimensional do edifício

Neste sentido será apenas analisada a estrutura elevada, ou seja, acima do piso 0.

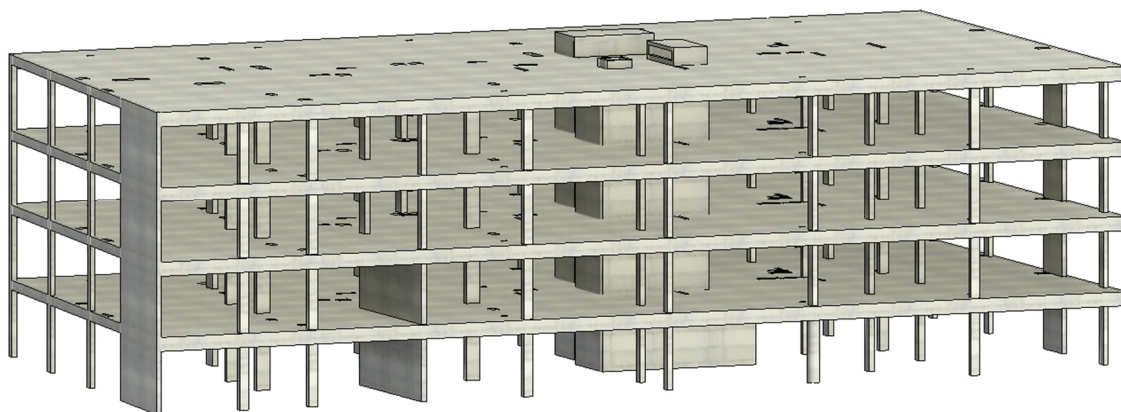


Figura 3-2 – Perspetiva dos elementos em estudo

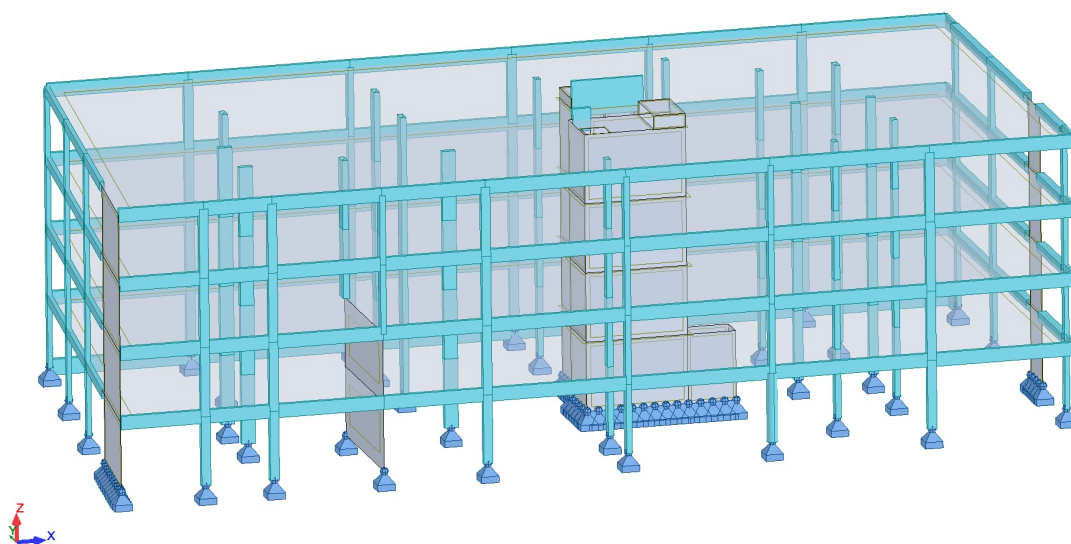


Figura 3-3 – Modelo numérico

As ações atuantes no edifício mantiveram-se as mesmas que estavam definidas no projeto, com exceção dos impulsos de terras e sobrecargas de terras, que não se aplicam no modelo simplificado. A ação do vento também não foi considerada, pois não se enquadrava com o objetivo do presente trabalho.

Tabela 4 – Ações

<i>Permanentes</i>	
RCP	3,0 kN/m ²
<i>Sobrecargas</i>	
Pisos (cat. A)	2,0 kN/m ²
Coberturas não acessíveis	1,0 kN/m ²

Com o modelo de cálculo carregado com as cargas gravíticas, analisou-se o impacto que tem a consideração ou não das excentricidades acidentais no Robot.

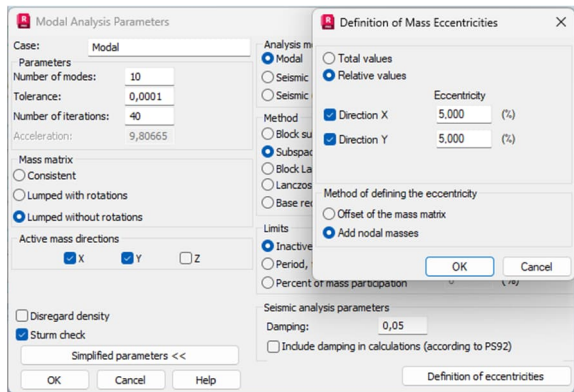


Figura 3-4 – Definição da análise modal no Robot

Tabela 5 – Análise modal com e sem excentricidades

Análise modal com excentricidades											
Modo	Frequency (Hz)	Period (sec)	Rel.mas.UX (%)	Rel.mas.UY (%)	Rel.mas.UZ (%)	Cur.mas.UX (%)	Cur.mas.UY (%)	Cur.mas.UZ (%)	Total mass UX (kg)	Total mass UY (kg)	Total mass UZ (kg)
1	2,338	0,428	2,127	38,273	0,000	2,127	38,273	0,000	3597280,07	3597280,07	0,00
2	3,082	0,324	65,026	47,706	0,000	62,899	9,433	0,000	3597280,07	3597280,07	0,00
3	3,770	0,265	73,263	74,620	0,000	8,238	26,914	0,000	3597280,07	3597280,07	0,00
4	8,001	0,125	73,673	82,137	0,000	0,410	7,517	0,000	3597280,07	3597280,07	0,00
5	10,453	0,096	92,729	83,524	0,000	19,056	1,387	0,000	3597280,07	3597280,07	0,00
6	12,896	0,078	94,232	94,254	0,000	1,503	10,731	0,000	3597280,07	3597280,07	0,00
7	14,141	0,071	94,475	94,679	0,000	0,243	0,425	0,000	3597280,07	3597280,07	0,00
8	16,538	0,060	98,198	95,129	0,000	3,722	0,451	0,000	3597280,07	3597280,07	0,00
9	17,965	0,056	98,594	95,601	0,000	0,396	0,472	0,000	3597280,07	3597280,07	0,00
10	19,744	0,051	98,622	97,313	0,000	0,028	1,712	0,000	3597280,07	3597280,07	0,00

Análise modal sem excentricidades											
Modo	Frequency (Hz)	Period (sec)	Rel.mas.UX (%)	Rel.mas.UY (%)	Rel.mas.UZ (%)	Cur.mas.UX (%)	Cur.mas.UY (%)	Cur.mas.UZ (%)	Total mass UX (kg)	Total mass UY (kg)	Total mass UZ (kg)
1	2,521	0,397	0,314	31,373	0,000	0,314	31,373	0,000	3597280,07	3597280,07	0,00
2	3,093	0,323	60,606	40,991	0,000	60,292	9,617	0,000	3597280,07	3597280,07	0,00
3	3,433	0,291	73,191	73,944	0,000	12,586	32,954	0,000	3597280,07	3597280,07	0,00
4	8,639	0,116	73,191	79,967	0,000	0,000	6,023	0,000	3597280,07	3597280,07	0,00
5	10,564	0,095	92,711	80,630	0,000	19,520	0,663	0,000	3597280,07	3597280,07	0,00
6	11,793	0,085	93,999	93,557	0,000	1,287	12,927	0,000	3597280,07	3597280,07	0,00
7	15,305	0,065	94,083	93,873	0,000	0,084	0,316	0,000	3597280,07	3597280,07	0,00
8	16,593	0,060	98,259	93,978	0,000	4,176	0,106	0,000	3597280,07	3597280,07	0,00
9	17,949	0,056	98,355	96,933	0,000	0,097	2,955	0,000	3597280,07	3597280,07	0,00
10	19,257	0,052	98,960	96,981	0,000	0,605	0,048	0,000	3597280,07	3597280,07	0,00

Como se pode verificar, existe uma diferença significativa na percentagem da massa mobilizada, principalmente nos modos de vibração 1 e 3, que pode ser devida à excentricidade dos núcleos, que na direção x não se encontram ao centro do edifício e também devido a geometria do edifício, que tem uma forma trapezoidal na direção y. Estes pormenores geométricos provocam por si só uma excentricidade no edifício, conforme se pode verificar pela diferença entre o centro de massa e centro de rigidez.

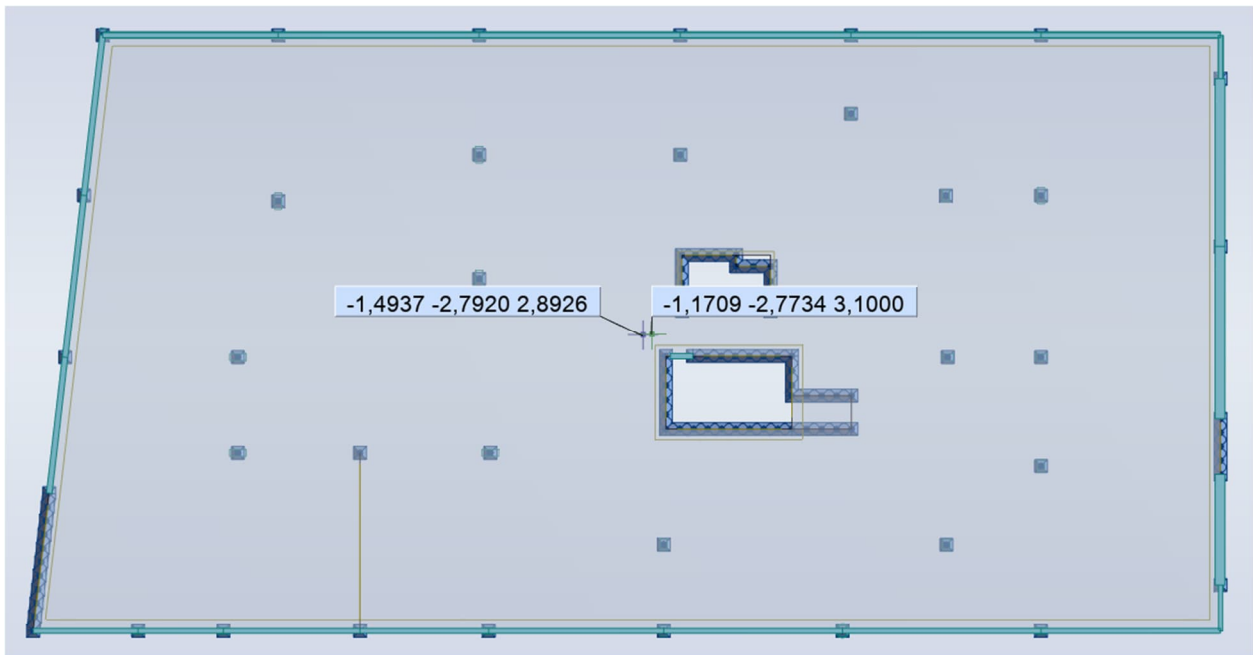


Figura 3-5 – Centro de massa e centro de rigidez, ao nível do piso 1

Apesar de ser uma estrutura regular em altura, em planta é ligeiramente irregular, devido a questões arquitetônicas. A distribuição de pilares é aleatória, no sentido em que não formam uma grelha regular, e até a orientação dos pilares é alternada.

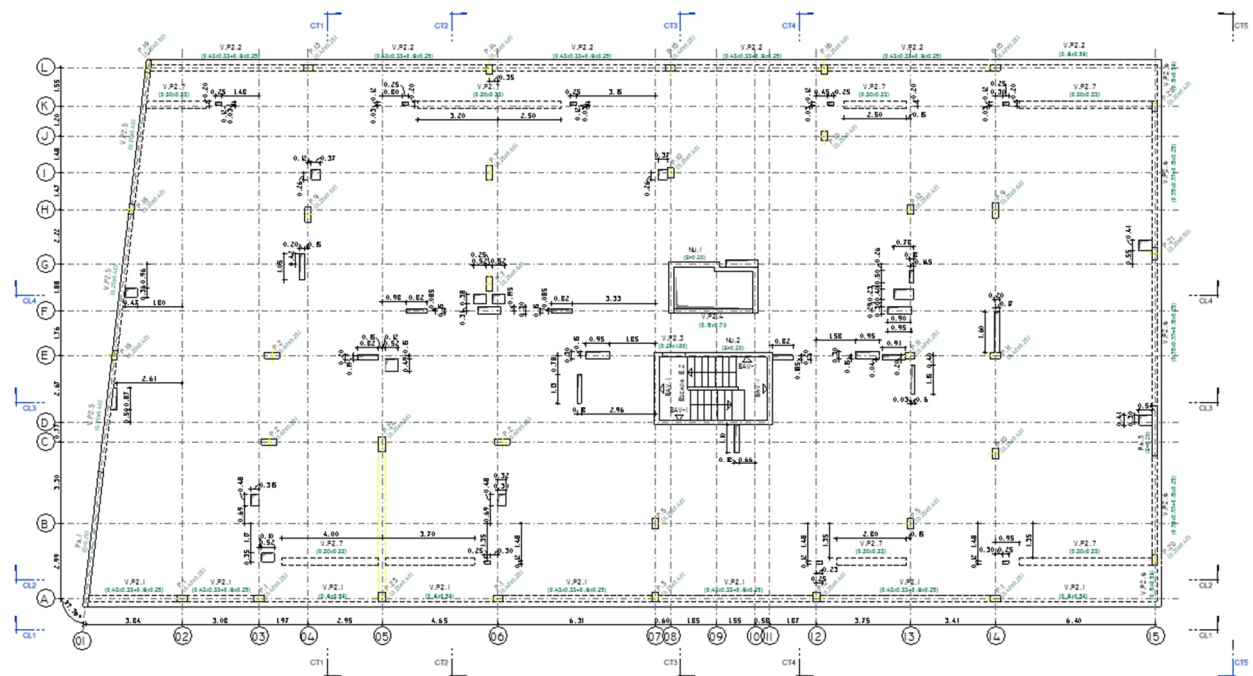


Figura 3-6 – Planta estrutural do piso 2

Todos estes pontos somados originam um primeiro modo de vibração algo “estranho”, pois a deformação é maioritariamente na direção do eixo do y, e uma torção do modelo.

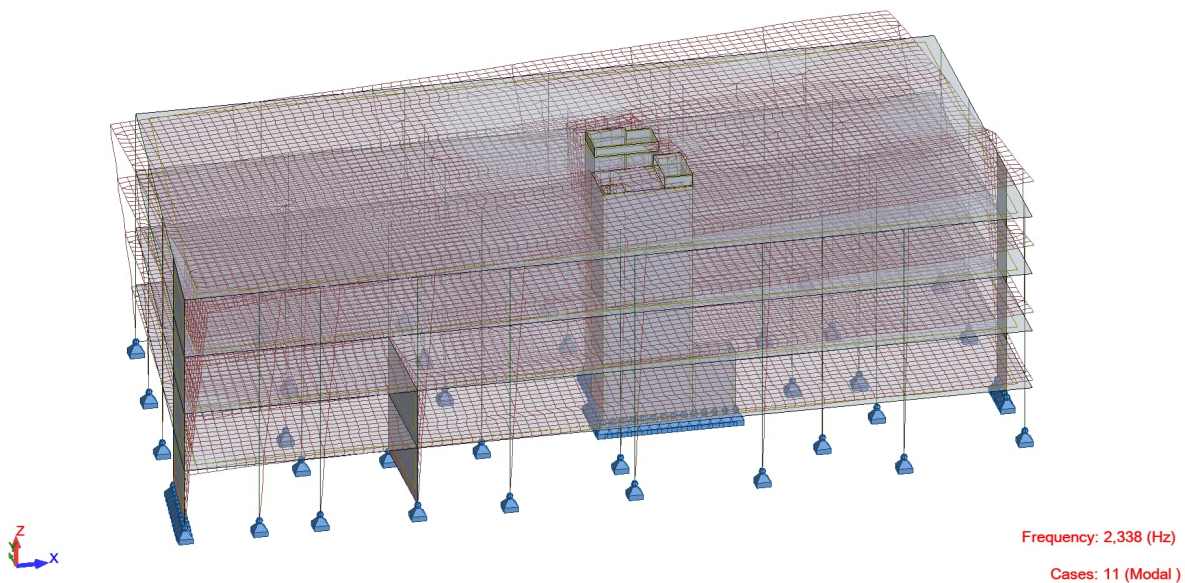


Figura 3-7 – Primeiro modo de vibração

O segundo modo de vibração já é praticamente apenas de translação na direção x, ou seja, a rotação é praticamente nula. Este é o modo fundamental no eixo x.

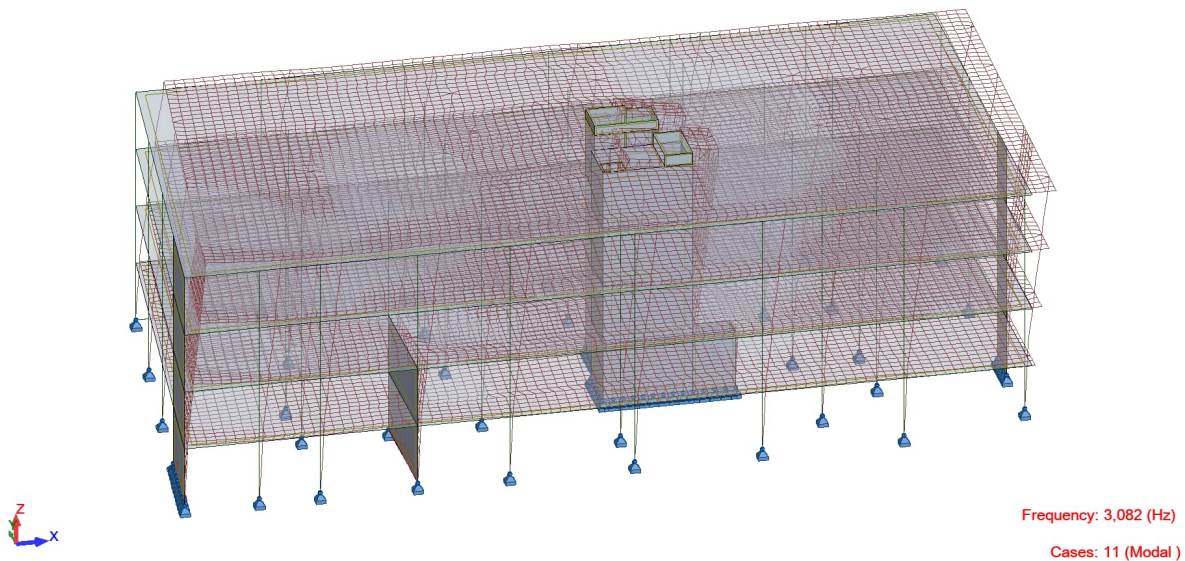


Figura 3-8 – Segundo modo de vibração

O terceiro modo de vibração é muito similar ao primeiro, em sentidos oposto, verificando-se uma rotação da estrutura.

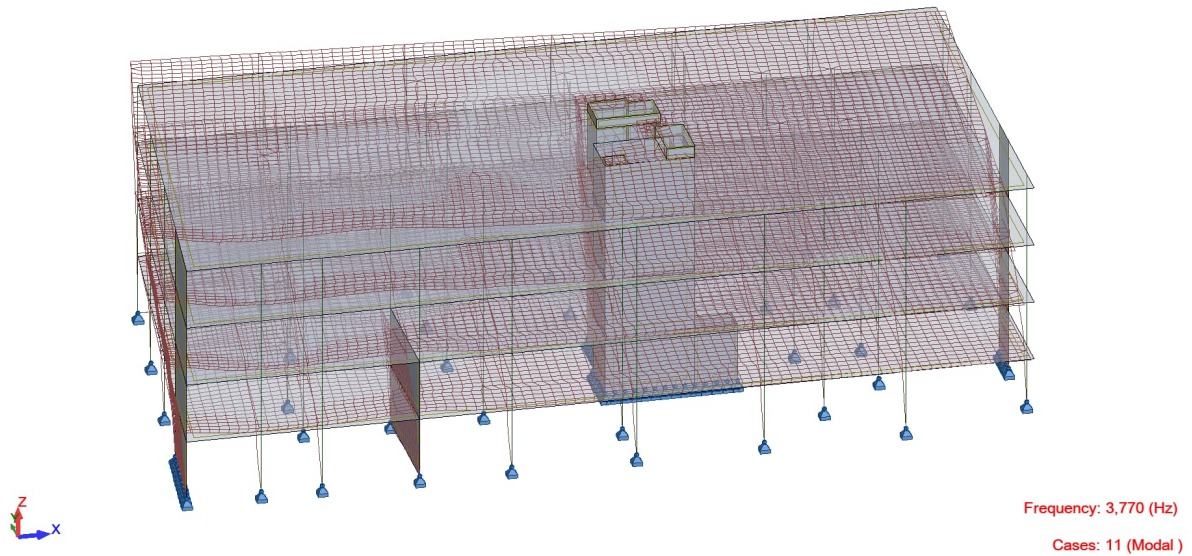


Figura 3-9 – Terceiro modo de vibração

Os restantes modos de vibração mobilizam pouca massa, sendo que a partir do sexto modo já não são relevantes, pois já se verifica a condição imposta no artigo 4.3.3.3.1(3) do EC8.1, que diz que quando está considerada pelo menos 90% da soma das massas modais e os modos seguintes nenhum tenha uma massa modal efetiva superior a 5% da massa modal, consideram-se satisfeitos os requisitos de contribuição para a resposta global da estrutura.

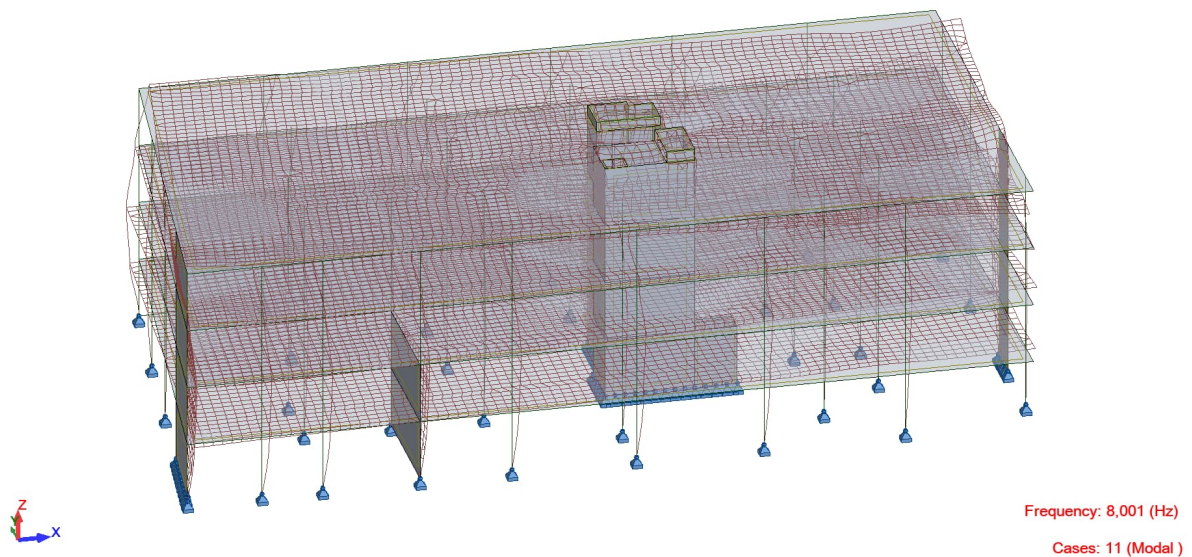


Figura 3-10 – Quarto modo de vibração

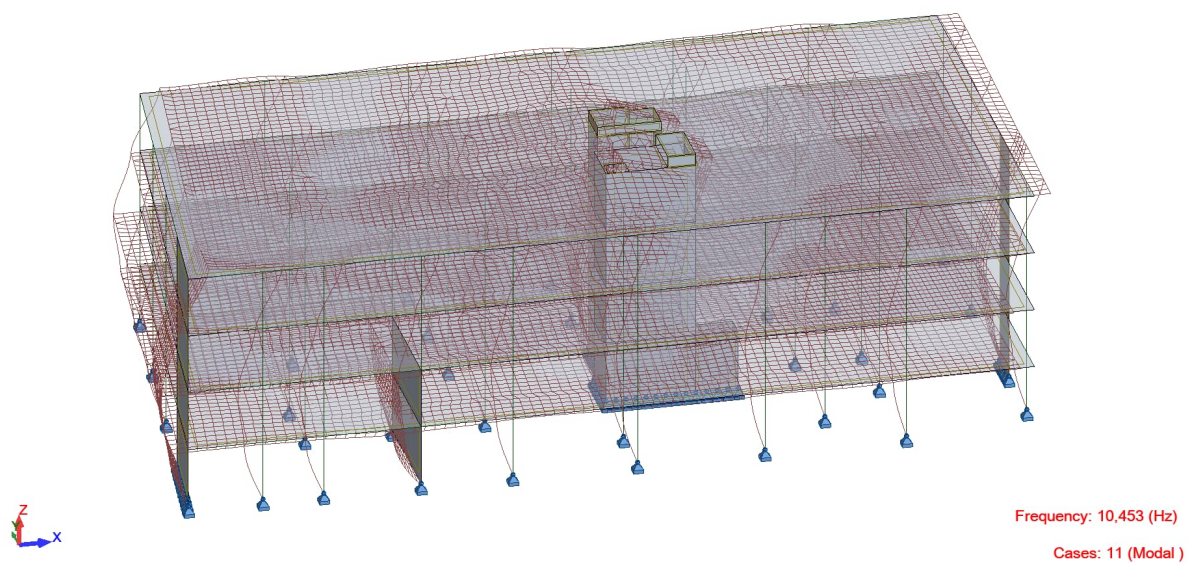


Figura 3-11 – Quinto modo de vibração

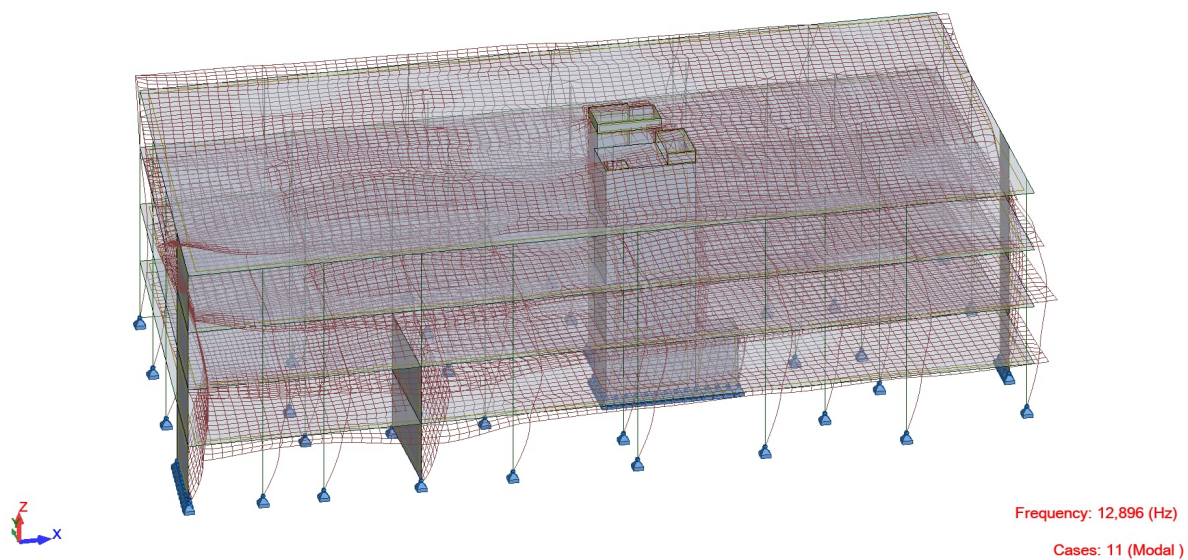


Figura 3-12 – Sexto modo de vibração

3.2 CENÁRIO DE PROJETO (ZONA DO PORTO)

Para efectuar as verificações requeridas pelo EC8-1, tem que se analisar o modelo com o espectro de resposta de cálculo, sendo que a principal diferença é a redução dos valores da aceleração através da aplicação de um coeficiente de comportamento, simulando os resultados de uma análise não linear. Esse coeficiente é calculado através da formula 3.5, apresentada no artigo 5.2.2.2 do EC8-1.

$$q = q_0 * k_w \geq 1,5 \tag{3.1}$$

Como a estrutura em estudo está considerada como com condições de média ductilidade (DCM), o valor de q_0 é igual a $3,0 \alpha_u/\alpha_1$, de acordo com o quadro 5.1 e o factor de majoração α_u/α_1 toma um valor de 1,3, pois trata-se de um edifício de vários pisos e sistema misto. O valor do coeficiente k_w é 1,0.

$$q = 3,0 * 1,3 * 1,0 \Leftrightarrow 3,9 \tag{3.2}$$

O edifício encontra-se nas zonas sísmicas 1.6 e 2.5, de acordo com o zonamento do território nacional descrito no anexo nacional NA-3.2.1(2).

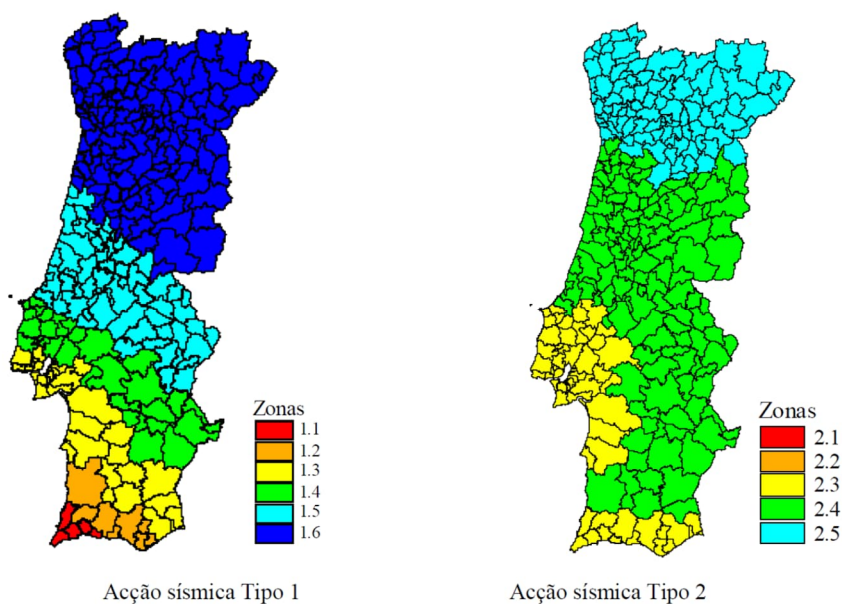


Figura 3-13 – Zonamento sísmico em Portugal Continental (EC8-1)

A classe de importância do edifício é II, pois trata-se de um edifício de habitação, e o tipo de terreno considerado é tipo C. No Robot é possível introduzir estes parâmetros, sem necessidade de utilizar folhas de cálculo para criar os espectros de resposta. A Autodesk incluiu o anexo nacional do EC8 na versão 2023 do Robot, o que veio facilitar bastante a introdução das ações sísmicas no modelo de cálculo. Este facto torna-se ainda mais relevante se se atender que o Robot tem em consideração a compatibilização de deslocamentos. Ou seja, deixou de haver a necessidade de se avaliar os esforços com os espectros de cálculo e para os deslocamentos utilizar os espectros elásticos.

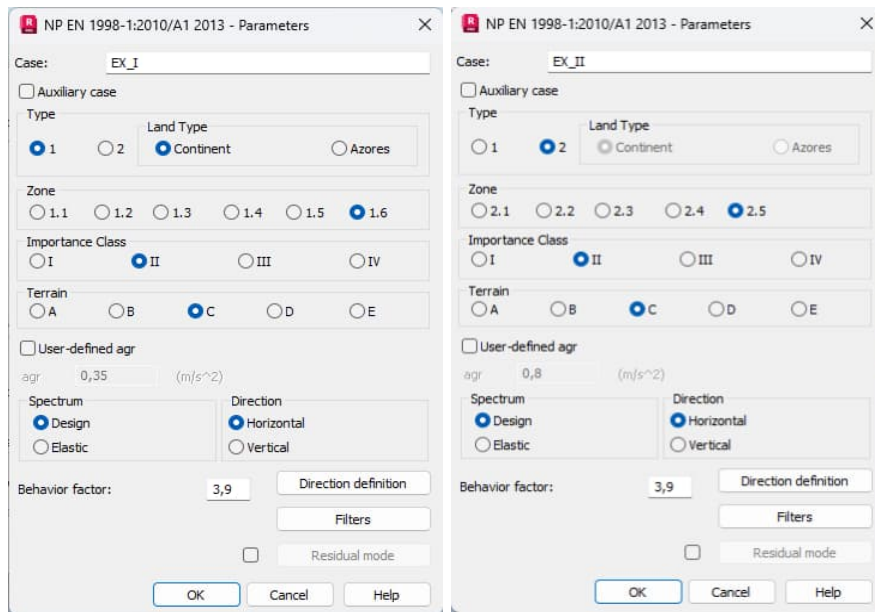


Figura 3-14 – Parâmetros sísmicos no Robot

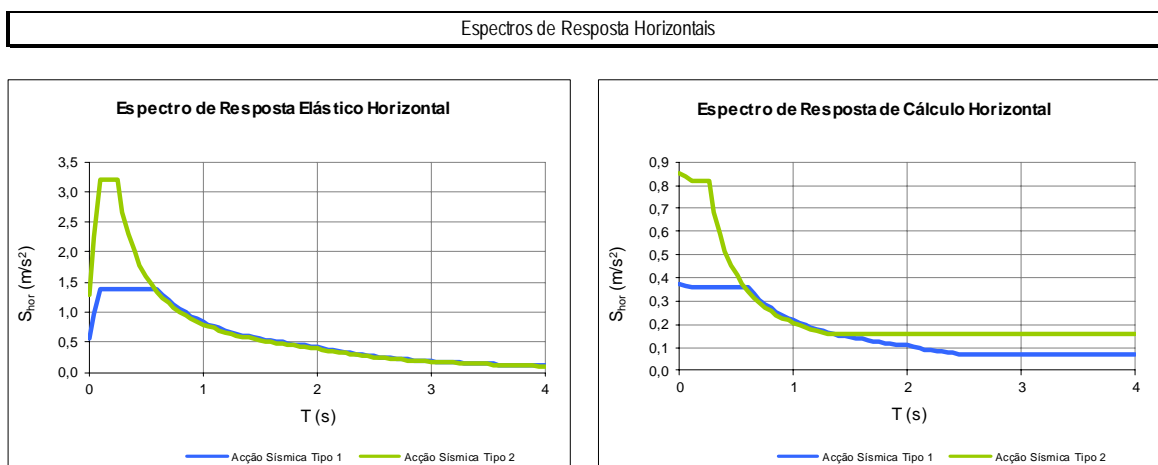


Figura 3-15 – Espectros de resposta

As verificações iniciais a ter em conta são as indicadas no capítulo 4.4 do EC8-1. O primeiro ponto a ter em conta é a verificação da necessidade de considerar ou não os efeitos de segunda ordem (P-Δ). Para isso o EC8-1 propõe uma fórmula para calcular o coeficiente de sensibilidade ao deslocamento relativo entre pisos.

$$\theta = \frac{P_{tot} * d_r}{V_{tot} * h} \leq 0,10 \quad (3.3)$$

em que:

θ coeficiente de sensibilidade;

P_{tot} carga gravítica total devida a todos os pisos acima do piso considerado, incluindo este;

d_r valor de cálculo do deslocamento relativo entre pisos, avaliado como a diferença dos deslocamentos laterais médios;

V_{tot} força de corte sísmica total no piso considerado;

h altura entre pisos.

Se o valor de θ for inferior a 0,10, não há necessidade de considerar os efeitos de segunda ordem. Caso o valor estiver no intervalo entre 0,10 e 0,20, os efeitos de segunda ordem podem ser avaliados de forma aproximada multiplicando os esforços sísmicos pelo fator $1/(1-\theta)$. Um valor superior a 0,30 não é aceitável, sendo necessário efetuar ajustes as secções definidas, de modo a aumentar o peso total da estrutura.

Como os deslocamentos laterais médios foram retirados do modelo de cálculo, não há necessidade de serem multiplicados pelo coeficiente de comportamento, conforme indicado no capítulo 4.3.4 do EC8-1, pois o Robot considera a compatibilidade de deslocamentos.

Após esta análise seria verificada a cláusula 4.4.3.2 do EC8-1, onde é imposta uma limitação do deslocamento entre pisos. Considerando que todos os elementos são estruturais, deve-se garantir o seguinte limite:

$$d_r \leq 0,010h \quad (3.4)$$

em que:

d_r valor de cálculo do deslocamento relativo entre pisos, avaliado como a diferença dos deslocamentos laterais médios;

h altura entre pisos;

ν coeficiente de redução que tem em conta o mais baixo período de retorno da ação sísmica associada. Para ação sísmica tipo 1, $\nu = 0,4$, para ação sísmica tipo 2, $\nu = 0,55$

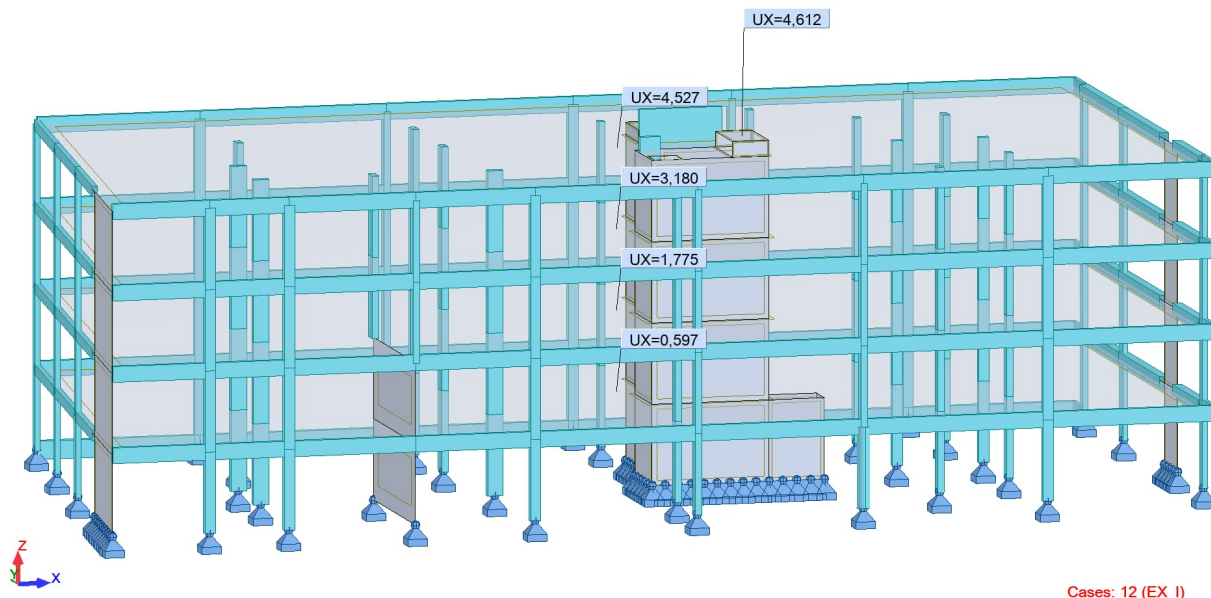


Figura 3-16 – Deslocamentos na direção x para sismo tipo 1

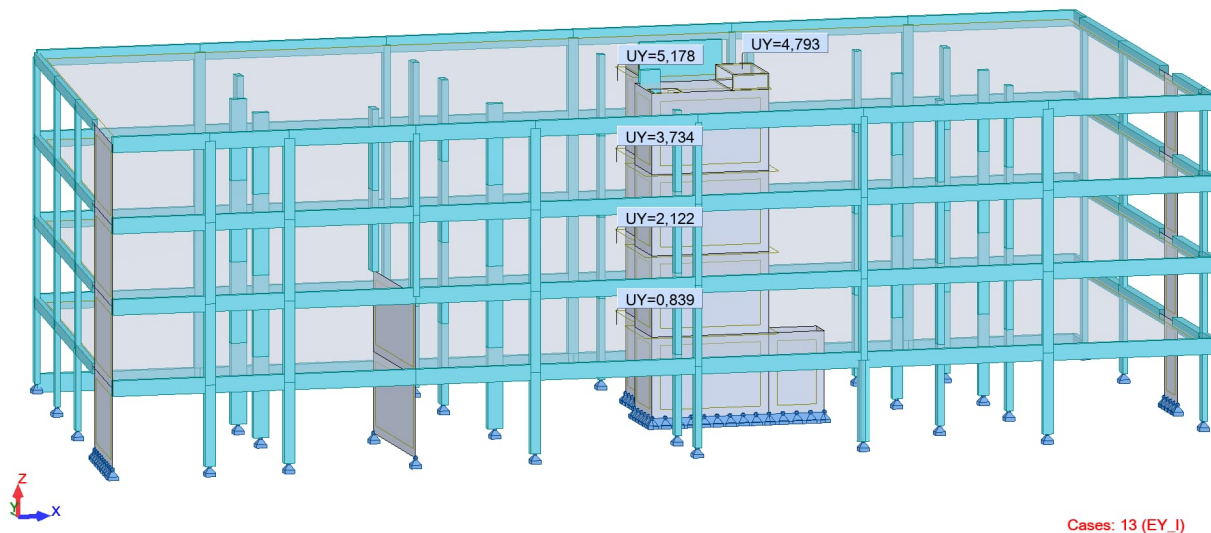


Figura 3-17 - Deslocamentos na direção y para sismo tipo 1

Tabela 6 – Drifts para sismo tipo 1

Sismo Tipo 1 - Direção XX				Sismo Tipo 1 - Direção YY			
Piso	ds (mm)	dr (mm)	drv/h	Piso	ds (mm)	dr (mm)	drv/h
3-4	4,477	1,328	✔ 0,0002	3-4	5,178	1,444	✔ 0,0002
2-3	3,149	1,389	✔ 0,0002	2-3	3,734	1,612	✔ 0,0002
1-2	1,760	1,167	✔ 0,0002	1-2	2,122	1,283	✔ 0,0002
0-1	0,593	0,593	✔ 0,0001	0-1	0,839	0,839	✔ 0,0001

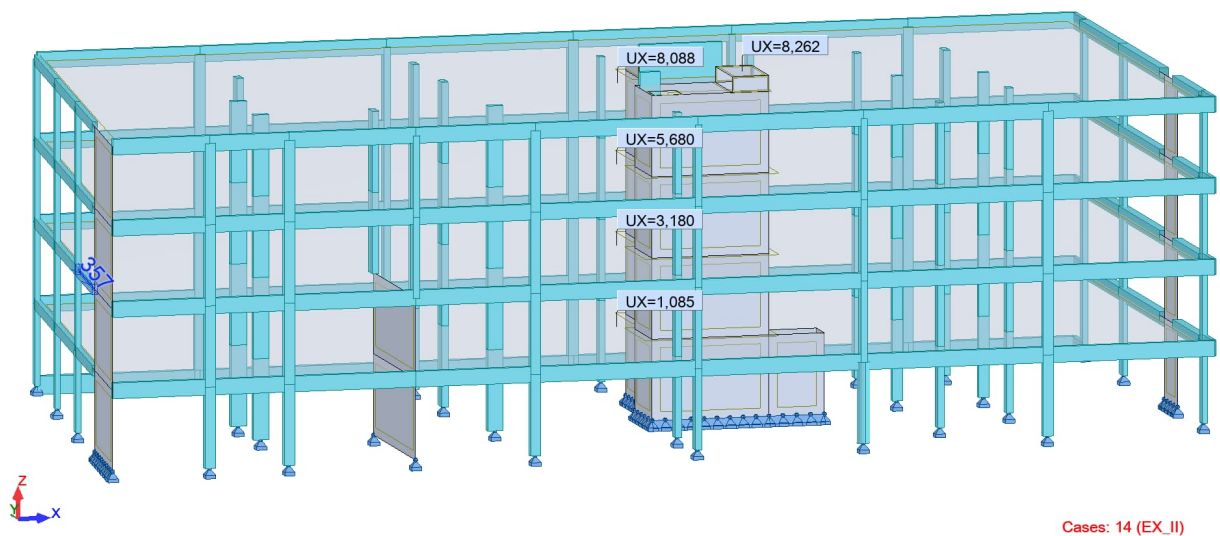


Figura 3-18 – Deslocamentos na direção x para sismo tipo 2

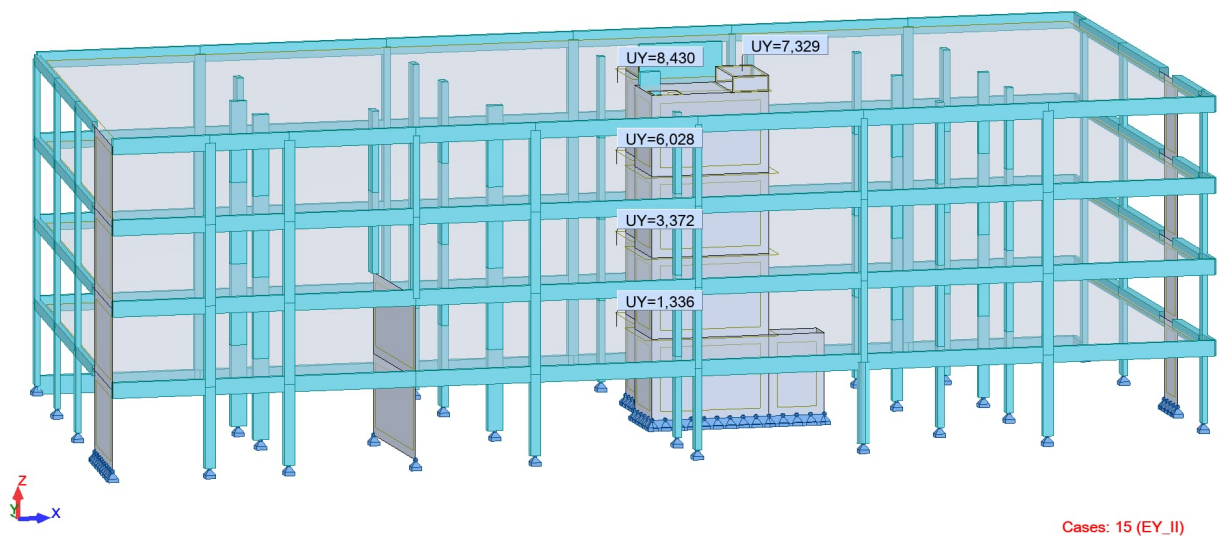


Figura 3-19 - Deslocamentos na direção x para sismo tipo 2

Tabela 7 – Drifts para sismo tipo 2

Sismo Tipo 2 - Direção XX				Sismo Tipo 2 - Direção YY			
Piso	ds (mm)	dr (mm)	drv/h	Piso	ds (mm)	dr (mm)	drv/h
3-4	8,088	2,408	✔ 0,0004	3-4	8,430	2,402	✔ 0,0004
2-3	5,680	2,500	✔ 0,0004	2-3	6,028	2,656	✔ 0,0005
1-2	3,180	2,095	✔ 0,0004	1-2	3,372	2,036	✔ 0,0003
0-1	1,085	1,085	✔ 0,0002	0-1	1,336	1,336	✔ 0,0002

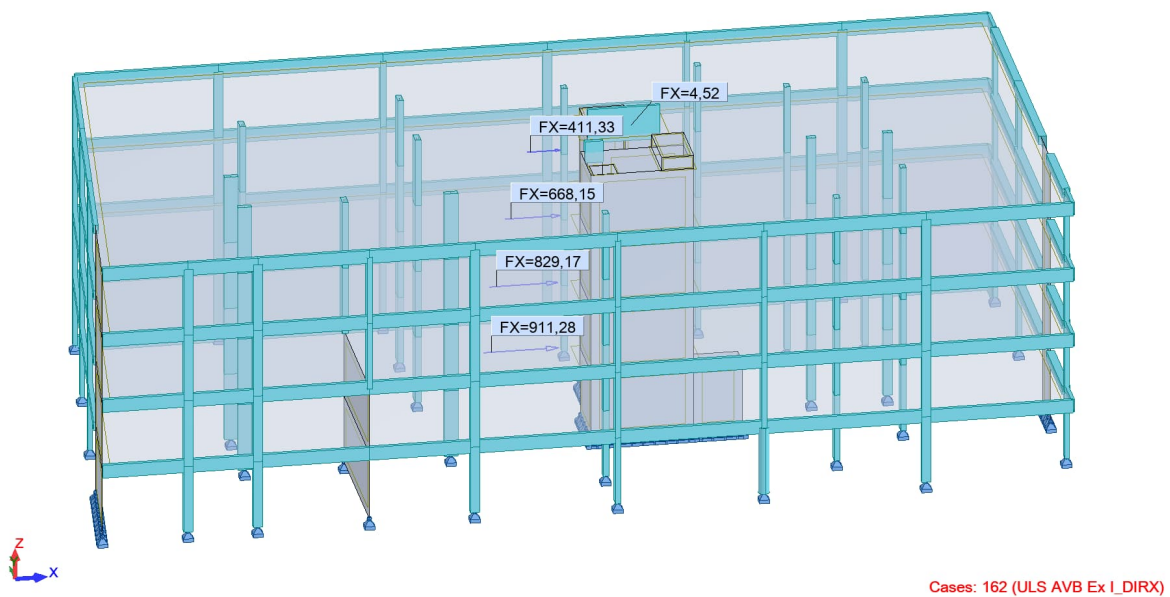


Figura 3-20 – Forças de Corte na direção x para sismo tipo 1

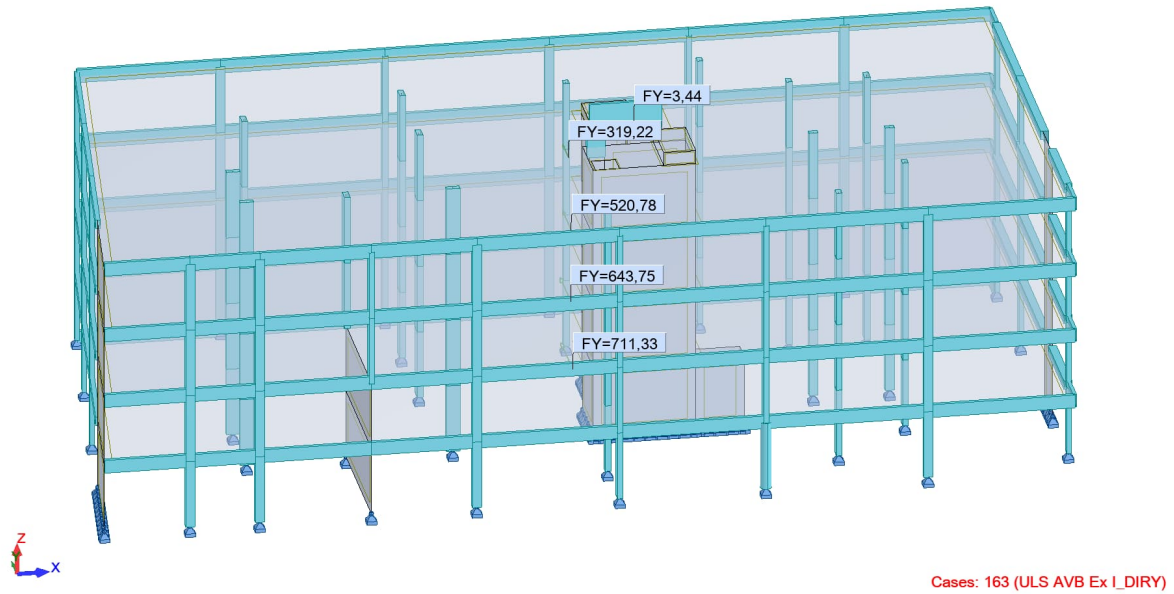


Figura 3-21 - Forças de Corte na direção y para sismo tipo 1

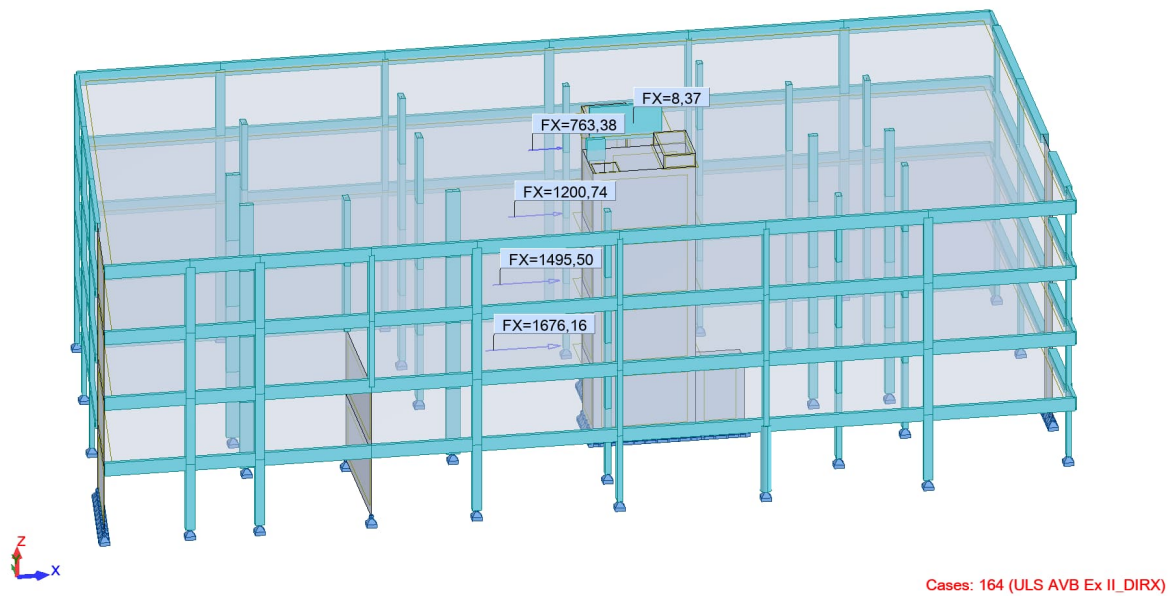


Figura 3-22 - Forças de Corte na direção x para sismo tipo 2

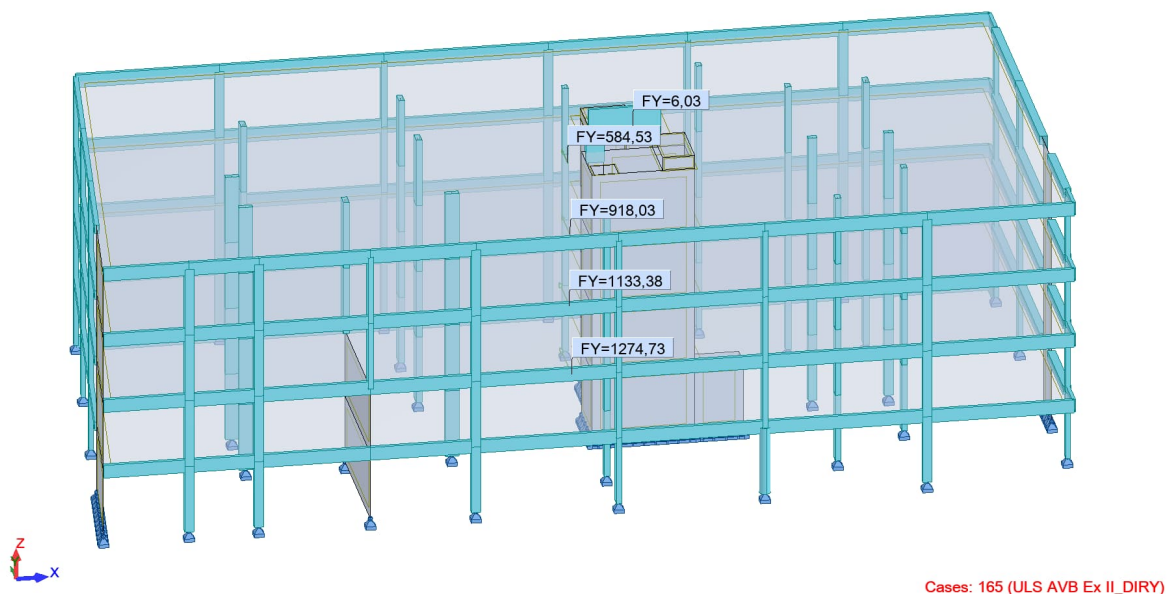


Figura 3-23 - Forças de Corte na direção y para sismo tipo 2

Tabela 8 – Coeficientes de sensibilidade

Sismo Tipo 1 - Coeficiente de sensibilidade									Factor (P-Δ)	
Piso	Ptot (kN)	drx (mm)	dry (mm)	Vtotx (kN)	Vtoty (kN)	h (m)	θx	θy	x	y
3	8632,24	1,328	1,444	411,33	319,22	3,10	0,009	0,013	-	-
2	17540,36	1,389	1,612	668,15	520,78	3,10	0,012	0,018	-	-
1	26552,15	1,167	1,283	829,17	643,75	3,10	0,012	0,017	-	-
0	35980,14	0,593	0,839	911,28	711,33	3,10	0,008	0,014	-	-

Sismo Tipo 2 - Coeficiente de sensibilidade									Factor (P-Δ)	
Piso	Ptot (kN)	drx (mm)	dry (mm)	Vtotx (kN)	Vtoty (kN)	h (m)	θx	θy	x	y
3	8632,24	2,408	2,402	763,38	584,73	3,10	0,009	0,011	-	-
2	17540,36	2,500	2,656	1200,74	918,03	3,10	0,012	0,016	-	-
1	26552,15	2,095	2,036	1495,50	1133,38	3,10	0,012	0,015	-	-
0	35980,14	1,085	1,336	1676,16	1274,73	3,10	0,008	0,012	-	-

Como se pode confirmar na tabela 8, não existe a necessidade de considerar os efeitos de segunda ordem no edifício. Seguindo a ordem das verificações de segurança, a próxima condição a verificar é a condição de ductilidade global e local. Esta verificação, de forma sucinta, pretende garantir que não se formam rotulas plásticas nos pilares, mas sim nas vigas, evitando deste modo a formação de modos de rotura frágil. Também designada por “pilar forte – viga fraca”, esta verificação visa garantir que em todos os nós de ligação entre vigas e pilares o somatório dos momentos resistentes dos pilares deve ser superior ao valor do somatório dos momentos resistentes das vigas multiplicados por 1,30.

$$\sum M_{Rc} \geq 1,3 \sum M_{Rb} \quad (3.5)$$

Este é um requisito importante e que permite “controlar” e conhecer os pontos frágeis da estrutura. Contudo, no edifício em estudo, não é possível esta análise de forma criteriosa, pois o sistema estrutural consiste em lajes fungiformes maciças. A utilização de lajes fungiformes como elementos sísmicos primários ainda não se encontra totalmente coberta pelo EC8, como indicado no artigo 5.1.1(2), e é até desaconselhada no anexo nacional, com a premissa de que é um tipo de estrutura que não está totalmente esclarecido e que não tem grande capacidade de dissipação histerética de energia.

Outra condicionante na definição estrutural para o cálculo da ductilidade local prende-se com uma questão arquitetónica, que “obrigou” a que as vigas nas fachadas ficassem fora da seção dos pilares. Alguns tramos das vigas de fachada têm uma seção composta, onde parte da viga intersesta os pilares.

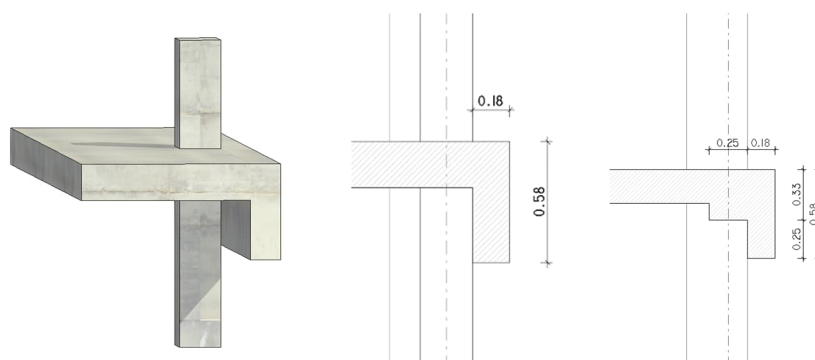


Figura 3-24 – Pormenor das vigas da fachada

De acordo com o artigo 5.4.1.2.1(2), a distância entre os eixos dos dois elementos, viga e pilar, deve ser inferior a um quarto da largura do pilar. Como alguns pilares têm a sua menor dimensão no alinhamento da fachada, e essa dimensão é de 25 cm, no máximo a viga deveria ter uma excentricidade ao eixo do pilar de 6,25 cm, e não 22 cm como estão definidas no projeto.

Este facto por si só obrigaria a considerar todas as vigas como elementos sísmicos secundários. Para ser possível a validação das vigas e dos pilares como elementos sísmicos secundários, o EC8 impõe que as paredes dúcteis absorvam pelo menos 85% do corte basal em cada direção. Como se pode verificar nas tabelas abaixo, esta imposição está garantida no caso em estudo.

Tabela 9 – Distribuição do corte basal

Sismo Tipo I - Direção X						Sismo Tipo I - Direção Y					
Pisos	FX (kN)	FX (kN)		Percentagem		Pisos	FY (kN)	FY (kN)		Percentagem	
		Pilares	Paredes	Pilares	Paredes			Pilares	Paredes		
1	884,09	4,39	879,71	0,50%	99,50%	1	679,14	-4,63	683,77	-0,68%	100,68%
2	803,97	50,99	752,98	6,34%	93,66%	2	611,97	99,37	512,6	16,24%	83,76%
3	647,92	58,98	588,95	9,10%	90,90%	3	491,61	48,6	443,01	9,89%	90,11%
4	398,38	70,89	327,49	17,79%	82,21%	4	296,11	62,77	233,35	21,20%	78,81%

Sismo Tipo II - Direção X						Sismo Tipo II - Direção Y					
Pisos	FX (kN)	FX (kN)		Percentagem		Pisos	FY (kN)	FY (kN)		Percentagem	
		Pilares	Paredes	Pilares	Paredes			Pilares	Paredes		
1	1614,71	13,68	1601,03	0,85%	99,15%	1	1170,23	-0,4	1170,63	-0,03%	100,03%
2	1438,72	99,59	1339,14	6,92%	93,08%	2	1033,15	125,47	907,68	12,14%	87,86%
3	1155,22	115,25	1039,97	9,98%	90,02%	3	836,39	90,45	745,94	10,81%	89,19%
4	733,88	131,63	602,25	17,94%	82,06%	4	524,79	101,61	423,18	19,36%	80,64%

Se não se verificasse a condição indicada, teria que se calcular os momentos resistentes dos pilares e das vigas, conforme será descrito abaixo. Para o cálculo dos momentos das vigas, após dimensionamento das armaduras, calculava-se a percentagem mecânica de armadura (3.6).

$$\omega = \frac{A_s * f_{yd}}{b d f_{cd}} \tag{3.6}$$

Com esse valor, recorrendo a fórmula 3.7, pode-se obter o valor do momento reduzido, que por sua vez permite calcular o momento resistente da secção.

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2\mu} \tag{3.7}$$

$$\mu = \frac{M_{Rd}}{b d^2 f_{cd}} \tag{3.8}$$

Os pilares seriam calculados de forma análoga, mas com a adição da contribuição do esforço axial, ou seja, em flexão composta. As fórmulas para o cálculo do momento resistente e taxa mecânica de armadura são similares, apenas passa a ser considerada a altura total da secção.

$$\omega = \frac{A_s * f_{yd}}{b h f_{cd}} \tag{3.9}$$

$$\mu = \frac{M_{Rd}}{b h^2 f_{cd}} \tag{3.10}$$

$$\omega = \frac{(\mu - 0,485\nu\nu_c)}{\lambda\beta} \Rightarrow 0 \leq \nu < 1 \tag{3.11}$$

Esta formulação é proposta para secções retangulares com armadura simétrica [4]. Considerava-se que o esforço axial atuante, com a combinação quase-permanente, era igual ao esforço axial resistente.

$$v = \frac{N_{Rd}}{bh f_{cd}} \quad (3.12)$$

Calculado o valor do esforço axial reduzido, poder-se-ia verificar a condição imposta no artigo 5.1.2 do EC.8-1, que define que os pilares, para poderem ser considerados elementos sísmicos primários, teriam que ter um valor do esforço reduzido superior a 0,10. Contudo não será necessária esta validação, pois no caso em estudo, conforme já mencionado, os pilares serão todos considerados elementos secundários.

Os elementos no piso 3 não seriam avaliados, de acordo com o 4.4.2.3 (6), que refere que a verificação da ductilidade não se aplica ao nível superior de edifícios com vários pisos. O próximo passo é efetuar as verificações específicas para betão armado apresentadas no capítulo 5.

Para estruturas projetadas para resistir a ações sísmicas em regime não linear é necessário que no projeto se assegure que o comportamento real corresponde às hipóteses adotadas, para isso é necessário que a estrutura esteja projetada para responder às solicitações em regime não linear. Este é o objetivo do dimensionamento pela capacidade real (Capacity Design). Como a entrada no regime não linear não ocorre em simultâneo em todos os elementos, é necessário determinar as zonas críticas e assegurar a sua ductilidade e capacidade de dissipação de energia, mantendo as restantes zonas da estrutura em regime elástico durante as deformações plásticas nas zonas críticas. Para que isto se verifique é necessário dimensionar as zonas da estrutura que se pretende manter em regime elástico com um excesso de resistência em relação às zonas a plastificar e garantir a ductilidade das zonas plásticas. Ao aplicar-se o dimensionamento pela capacidade real é possível ter um conhecimento à priori das zonas onde os danos vão ocorrer, um controlo do tipo de danos e ainda forçar uma dada sequência na formação das rotulas plásticas.

De modo a garantir as condições de ductilidade local, o EC8-1 impõe um limite ao fator de ductilidade nas zonas críticas, que deve ser inferior a:

$$\begin{aligned} \mu_{\theta} &= 2q_0 - 1 & \text{se } T_1 \geq T_C \\ \mu_{\theta} &= 1 + 2(q_0 - 1)T_C/T_1 & \text{se } T_1 < T_C \end{aligned} \quad (3.13)$$

Em termos de restrições e definições de dimensionamento, o EC8-1 impõe regras principalmente referentes a disposições construtivas, com grande ênfase nas armaduras transversais, de modo a garantir 2 objetivos primordiais. Nas vigas, garantir resistência ao corte, e nos pilares, confinar o betão nas zonas críticas. Em termos de esforços, o EC8-1 apenas apresenta indicações referentes ao esforço transversal, remetendo o cálculo dos restantes esforços para o EC2.

Sendo assim o art.º 5.4.2.2 do EC8-1 reafirma a necessidade do cálculo do esforço transversal pelo método de cálculo pela capacidade real, garantindo deste modo a formação de rotulas plásticas em vez de roturas frágeis.

De acordo com a filosofia do método de cálculo pela capacidade real, o valor do esforço transversal deve ser determinado, com base no equilíbrio da viga sob a ação, de:

- A carga transversal que nela atua na situação de projeto sísmico;
- Dos momentos nas extremidades $M_{i,d}$, onde $i= 1,2$, designando as seções de extremidade da viga, associadas a formação de rotulas plásticas para o sentido positivo e negativo da ação sísmica, calculados pela seguinte expressão:

$$M_{i,d} = \gamma_{Rd} M_{Rb,i} \min \left(1, \frac{\sum M_{Rc}}{\sum M_{Rb}} \right) \tag{3.14}$$

Onde:

γ_{Rd} Coeficiente que tem em conta a possível sobrerresistência por endurecimento do aço, que, no caso das vigas de DCM, toma o valor $\gamma_{Rd} = 1,0$;

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

$\sum M_{Rc}$ e $\sum M_{Rb}$ Soma dos valores de cálculo dos momentos resistentes dos pilares e soma dos valores de cálculo dos momentos resistentes das vigas que concorrem no nó, respetivamente.

O cálculo do esforço transversal máximo ($V_{Ed, max}$), nas seções de extremidade da viga primária, deve ser determinado pela seguinte formula, como ilustrado na Figura 19.

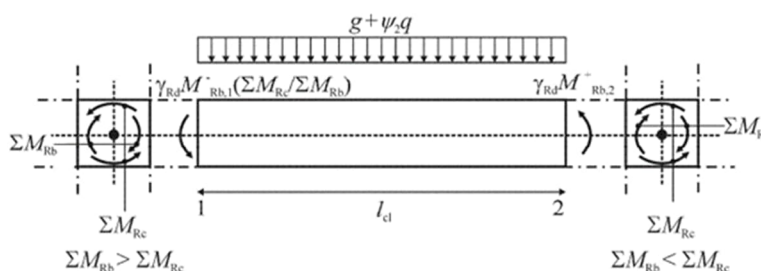


Figura 3-25 – Valores de cálculo pela capacidade real dos esforços transversos nas vigas. (EC8-1)

$$V_{Ed,max} = \gamma_{Rd} \frac{M_{Rb,2} + M_{Rb,1}}{l_{cl}} \pm \frac{g + \psi_2 q * l_{cl}}{2} \tag{3.21}$$

Onde:

- $MRb,1$ Momento resistente na extremidade 1 da viga;
- $MRb,2$ Momento resistente na extremidade 2 da viga;
- $(g + \psi 2q)$ Carregamento uniforme para a combinação quase-permanente de ações;
- l_{cl} Comprimento livre da viga.

Segundo o art.º 5.4.2.3 do EC8-1, nos pilares sísmicos primários, o valor do esforço transversal deve ser determinado de acordo com o equilíbrio dos esforços atuantes na extremidade do pilar ($M_{i,d}$), seguindo a filosofia do dimensionamento pelo método da capacidade real. Deverá considerar-se a formação de rótulas plásticas nas extremidades das vigas concorrentes com os nós viga/pilar, ou nas extremidades dos pilares concorrentes com os nós viga/pilar.

$$M_{i,d} = \gamma_{Rd} M_{Rc,i} \min \left(1, \frac{\sum M_{Rd}}{\sum M_{Rc}} \right) \quad (3.22)$$

Tal como acontece nas vigas o esforço transversal de cálculo nos pilares, para cada sentido da ação sísmica, é determinado pelo equilíbrio de momentos resistentes dado pela seguinte fórmula:

$$V_{Ed,max} = \gamma_{Rd} \frac{M_{Rc,2} + M_{Rc,1}}{l_{cl}} \quad (3.23)$$

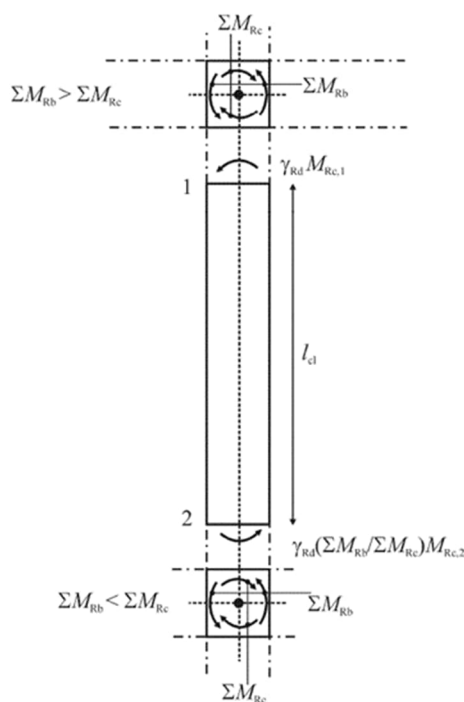


Figura 3-26 -- Valores de cálculo pela capacidade real dos esforços transversos nos pilares (EC8-1)

As paredes também têm requisitos que devem ser cumpridos, sendo o primeiro restrições geométricas, que todas as paredes do projeto respeitam, impostas no artigo 5.4.1.2.3(1) do EC8.

$$b_{wo} \geq \max\left\{0.15; \frac{h_s}{20}\right\}$$

Sendo "hs" a altura entre pisos, que no caso em estudo é igual a 3.10m, as paredes deveriam ter uma espessura mínima de 0,155m. A parede Pa.1 tem uma espessura de 0,25m e as paredes do núcleo têm 0,20m, portanto espessuras superiores às requeridas.

De forma análoga aos pilares, as paredes têm um limite imposto no EC8 para o esforço axial reduzido, que deve ser inferior a 0.4.

$$vd = \frac{N_{Ed}}{Ac f_{cd}} \tag{3.17}$$

Este limite está garantido em todas paredes, pois, ao contrário do corte basal, que é absorvido maioritariamente pelas paredes, uma grande parte do esforço axial é absorvido pelos pilares, em média 75%, como se pode verificar na tabela abaixo.

Tabela 10 – Distribuição dos esforços gravíticos

ULS					
Pisos	FZ (kN)	FZ (kN)		Percentagem	
		Pilares	Paredes	Pilares	Paredes
1	55290,84	40790,42	14500,22	73,77%	26,23%
2	40649,00	30331,15	10317,85	74,62%	25,38%
3	26569,03	21214,97	5354,06	79,85%	20,15%
4	12629,00	10070,88	2558,13	79,74%	20,26%

Para confirmar este argumento será analisada a parede Pa.1, assinalada na imagem abaixo. Com um esforço axial máximo de 610 kN e com uma seção de 4.98x0.20, o valor do esforço axial reduzido é de 0.03.

$$vd = \frac{610}{4.98 * 0.20 * 20000} \leftrightarrow vd = 0.03$$

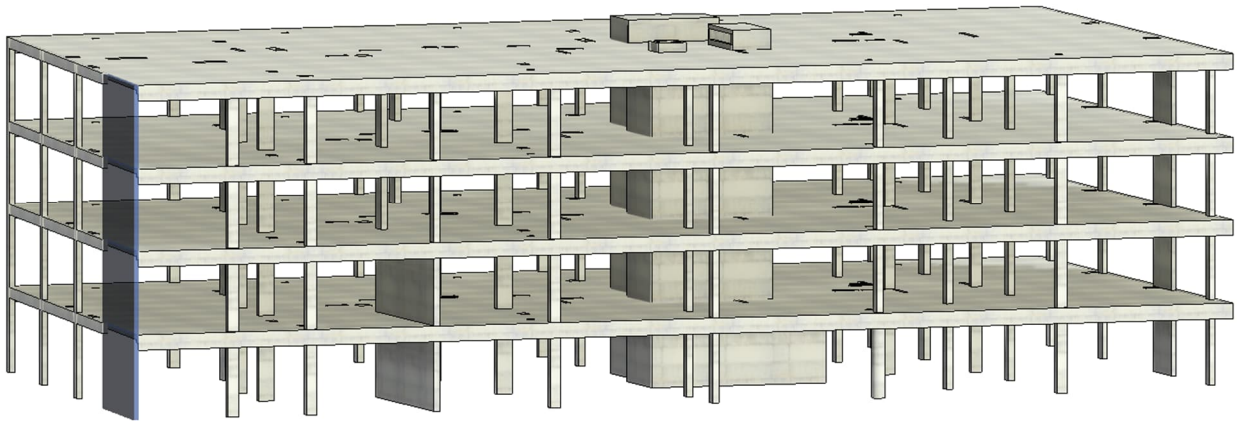


Figura 3-27 – Localização da parede Pa.1

Após esta verificação, é necessário confirmar que as tensões na parede não ultrapassem os limites do material, no caso no betão C30/37, em compressão, é de 20 MPa (fcd) e em tração é de 2.9 MPa (fctm).

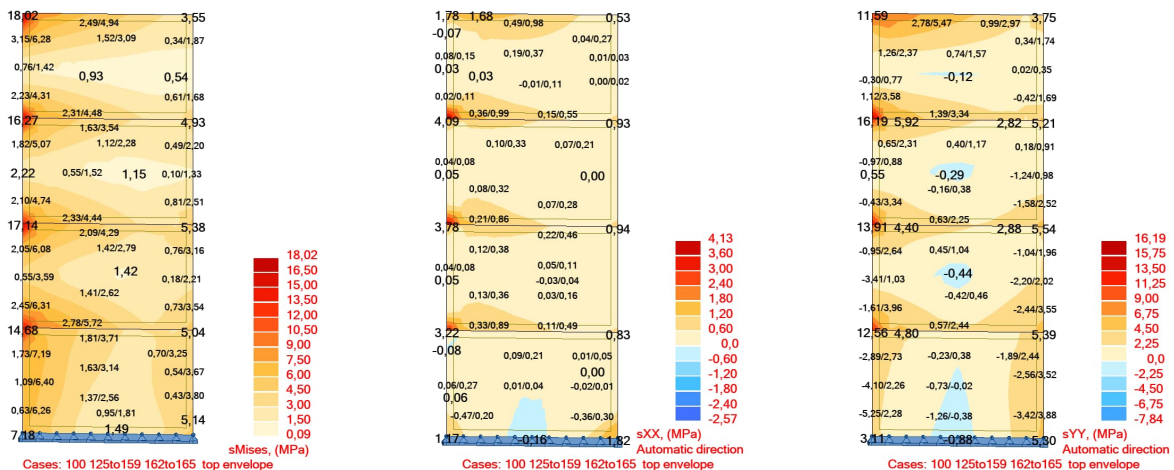


Figura 3-28 – Tensões na parede Pa.1

Verificadas as tensões, que validam a secção da parede, pode-se calcular a armadura necessária para resistir às solicitações, recorrendo ao modelo de “Required Reinforcement” do Robot.

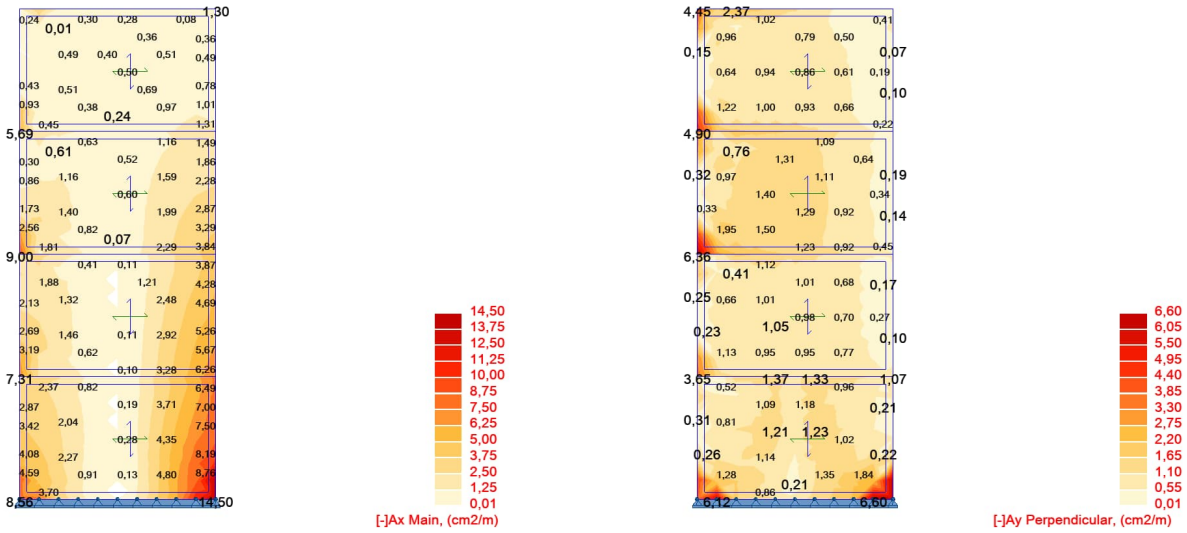


Figura 3-29 – Áreas de armadura necessária (Robot)

Para esta parede definiu-se uma armadura horizontal de varões de 10 afastados de 20 cm e para a armadura vertical varões de 10 afastados de 15 cm e um reforço dos bordos com 4 varões de 16.

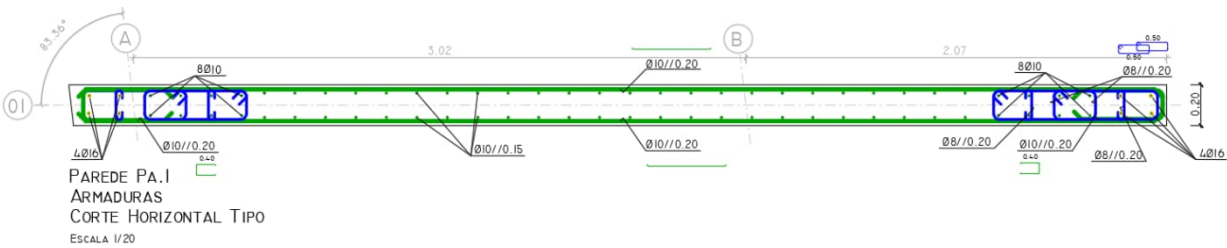


Figura 3-30 – Definição da armadura da parede Pa.1

As paredes do núcleo do elevador (Nu.1) foram também dimensionadas recorrendo ao Robot, tendo sido definida uma armadura de varões de 8 afastados de 12,5 cm na horizontal e varões de 10 com o mesmo afastamento na vertical.

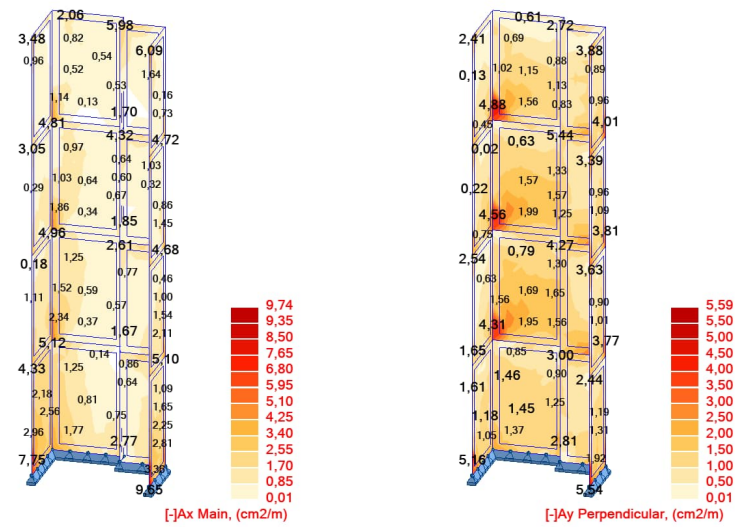


Figura 3-31 – Áreas de armadura necessária para as paredes do núcleo Nu.1

Nos cantos e nos bordos livres foram colocados 4 varões de 12 de modo a reforçar e confinar a malha.

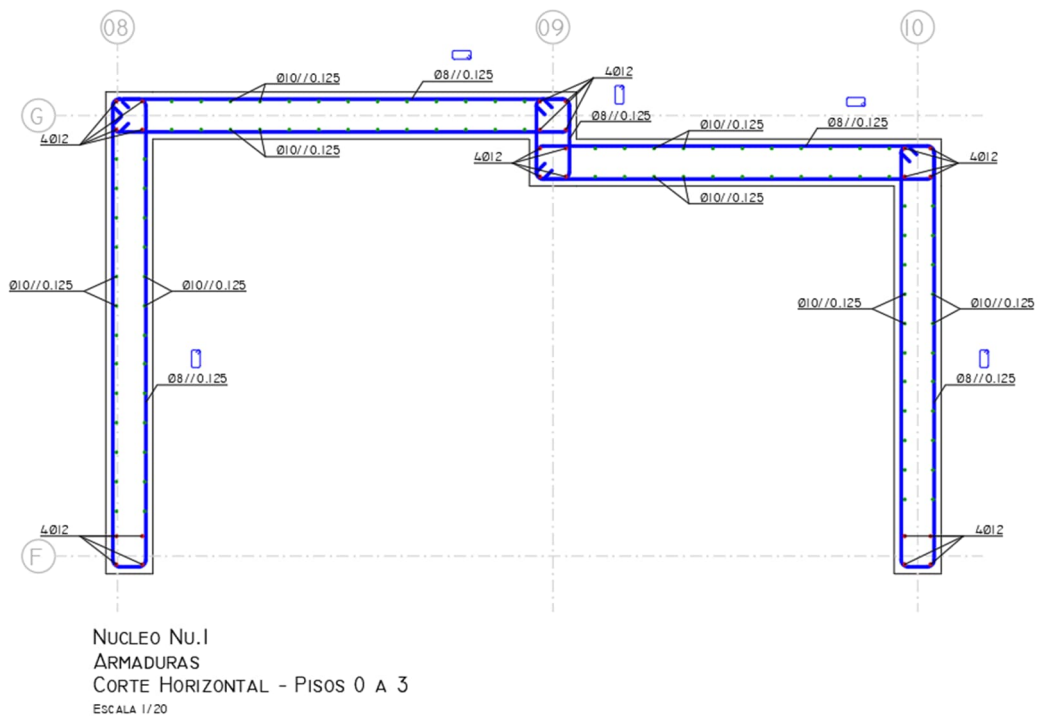


Figura 3-32 – Definição da armadura para as paredes do núcleo Nu.1

O núcleo das escadas, Nu.2, como tem esforços similares e requisitos de armadura muito parecidos, optou-se por aplicar a mesma malha que no núcleo Nu.1.

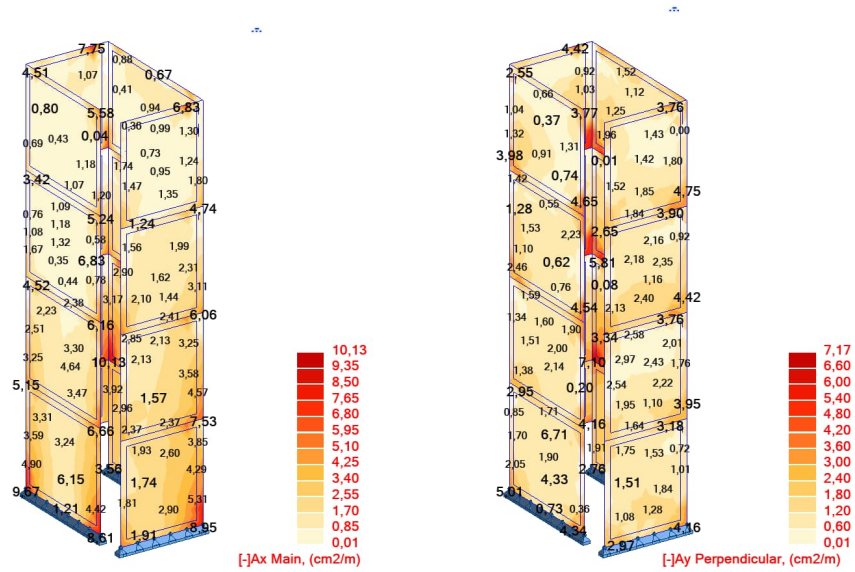


Figura 3-33 – Área de armadura necessária para as paredes do núcleo Nu.2

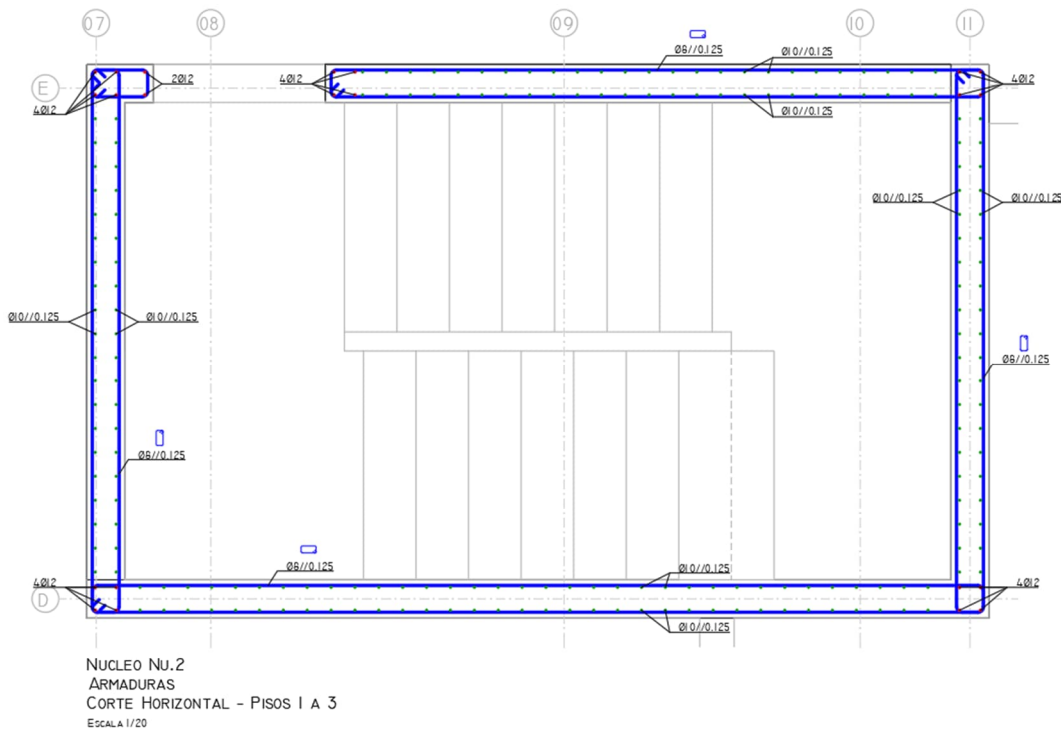


Figura 3-34 - Definição da armadura para as paredes do núcleo Nu.2

Como o EC8 é omissivo relativamente a lajes fungiforme, conforme já descrito, as lajes foram todas dimensionadas de acordo com o EC2, quer ao nível de esforços de flexão, quer ao nível do punçoamento. Nas imagens abaixo, como exemplo, é apresentada a laje do piso 1.

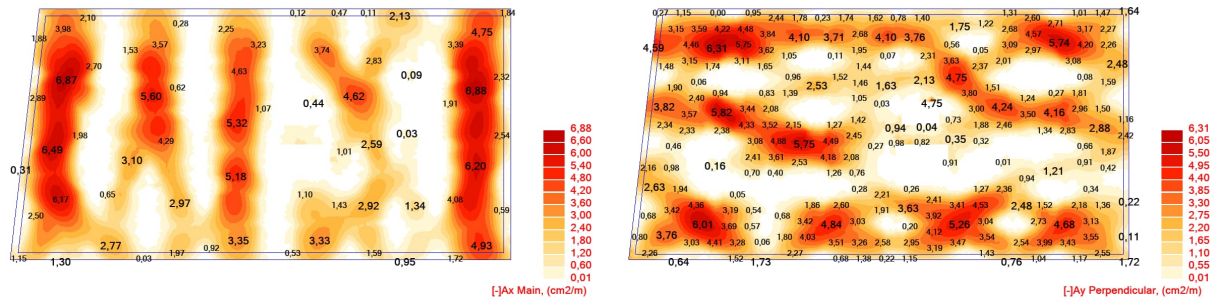


Figura 3-35 – Áreas de armadura inferior necessária

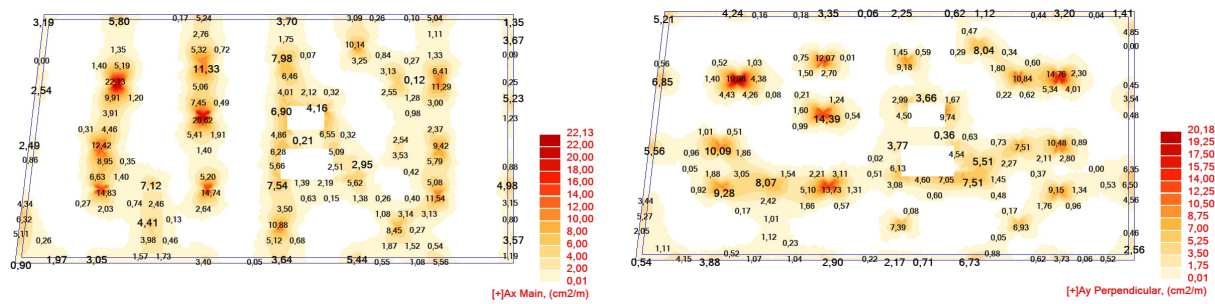


Figura 3-36 – Áreas de armadura superior necessária

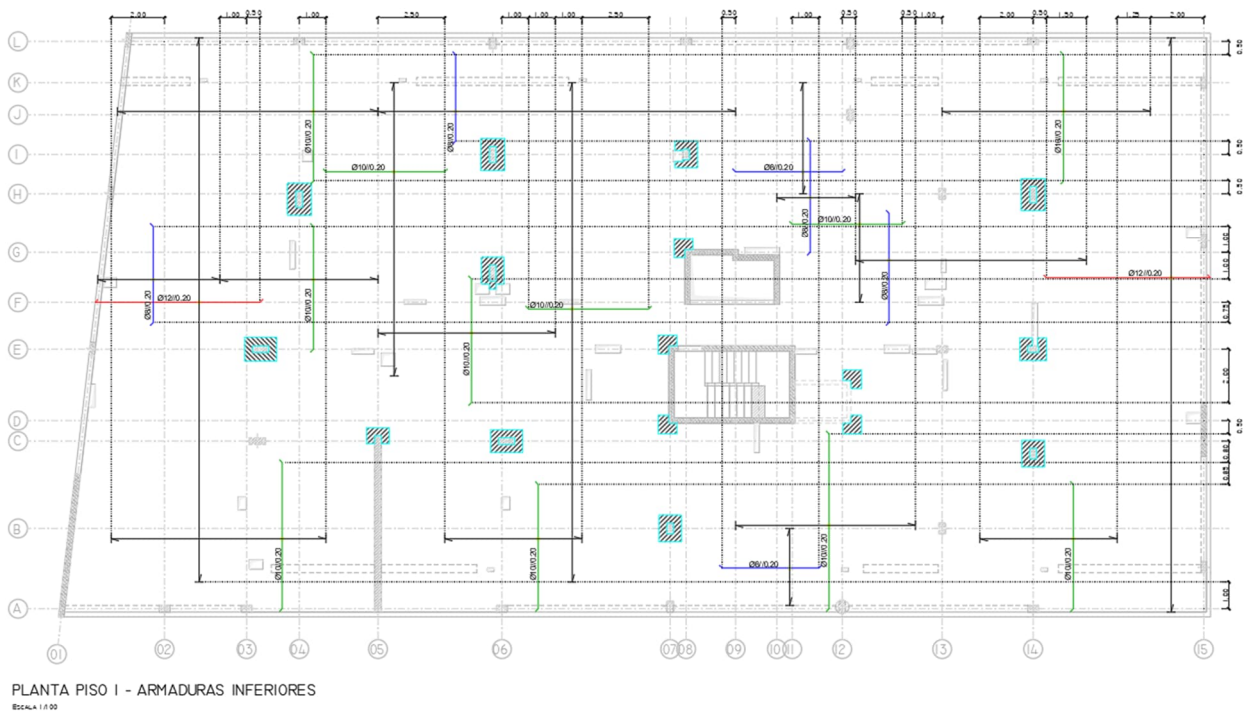
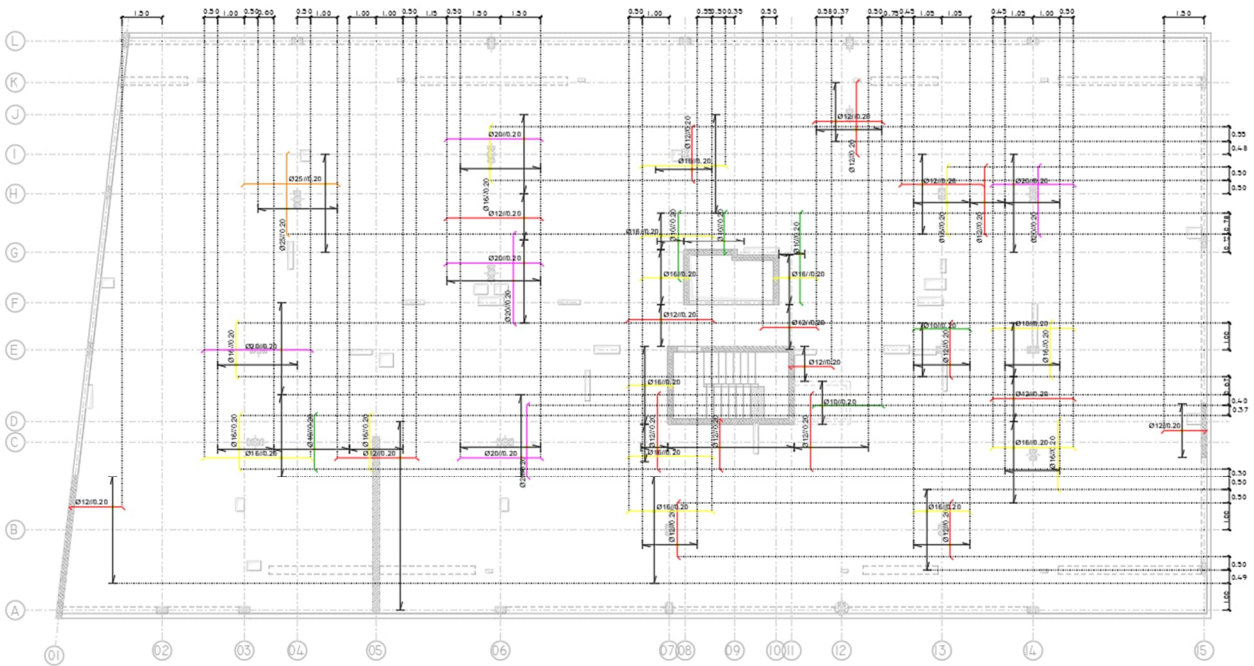


Figura 3-37 – Definição de armaduras inferiores no piso 1



PLANTA PISO I - ARMADURAS SUPERIORES
Escala: 1/100

Figura 3-38 – Definição de armaduras superiores no piso 1

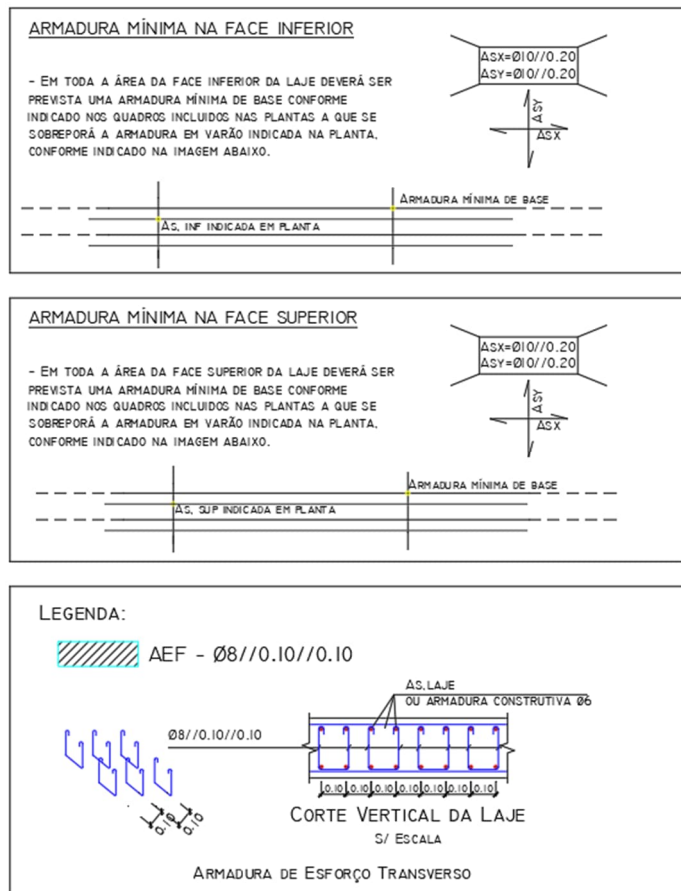


Figura 3-39 – Armadura base

3.3 CENÁRIO HIPOTÉTICO (ZONA DE LISBOA)

Para o cálculo do edifício na zona de Lisboa todos os parâmetros definidos anteriormente para o Porto se mantêm validos, à exceção da zona sísmica, que passa a ser zona 1.3, para sismo tipo 1 e 2.3 para sismo tipo 2.

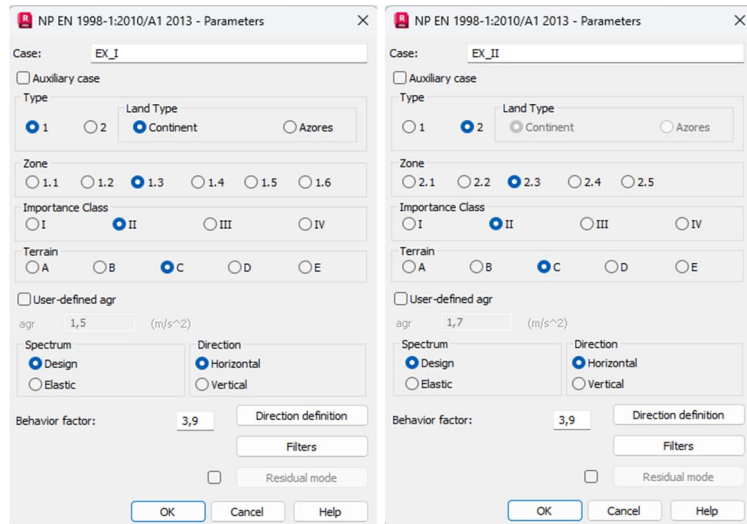


Figura 3-40 – Parâmetros sísmicos no Robot

Os espectros de resposta demonstram uma maior importância da ação sísmica tipo 1, comparativamente com os espectros obtidos no Porto.

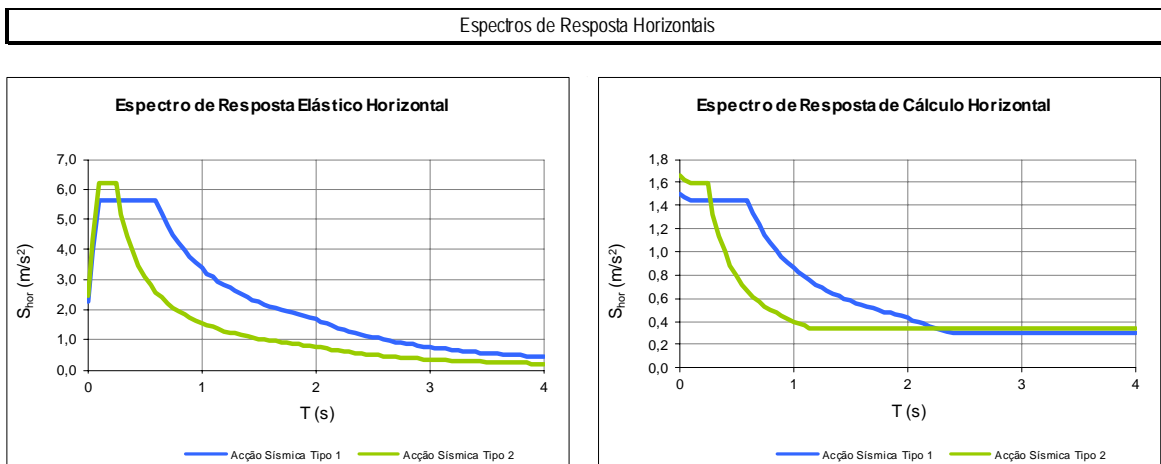


Figura 3-41 – Espectros de resposta

A limitação de deslocamentos e coeficiente de sensibilidade também estão controlados, de forma análoga ao verificado no Porto, apesar de os deslocamentos serem muito superiores, conforme seria expectável.

Tabela 11 – Coeficientes de sensibilidade

Sismo Tipo 1 - Coeficiente de sensibilidade									Factor (P-Δ)	
Piso	Ptot (kN)	drx (mm)	dry (mm)	Vtotx (kN)	Vtoty (kN)	h (m)	θx	θy	x	y
3	8632,24	5,705	6,353	1762,83	1368,07	3,10	0,009	0,013	-	-
2	17540,36	5,937	7,101	2863,50	2231,92	3,10	0,012	0,018	-	-
1	26552,15	4,980	5,976	3553,58	2758,92	3,10	0,012	0,019	-	-
0	35980,14	2,542	3,920	3905,50	3048,54	3,10	0,008	0,015	-	-

Sismo Tipo 2 - Coeficiente de sensibilidade									Factor (P-Δ)	
Piso	Ptot (kN)	drx (mm)	dry (mm)	Vtotx (kN)	Vtoty (kN)	h (m)	θx	θy	x	y
3	8632,24	5,019	5,037	1622,19	1242,13	3,10	0,009	0,011	-	-
2	17540,36	5,195	5,565	2551,56	1950,82	3,10	0,012	0,016	-	-
1	26552,15	4,351	4,443	3177,94	2408,44	3,10	0,012	0,016	-	-
0	35980,14	2,268	2,919	3561,84	2708,80	3,10	0,007	0,013	-	-

Tabela 12 – Drifts para sismo tipo 1

Sismo Tipo 1 - Direção XX				Sismo Tipo 1 - Direção YY			
Piso	ds (mm)	dr (mm)	drv/h	Piso	ds (mm)	dr (mm)	drv/h
3-4	19,164	5,705	✓ 0,0007	3-4	23,350	6,353	✓ 0,0008
2-3	13,459	5,937	✓ 0,0008	2-3	16,997	7,101	✓ 0,0010
1-2	7,522	4,98	✓ 0,0006	1-2	9,896	5,976	✓ 0,0009
0-1	2,542	2,542	✓ 0,0003	0-1	3,920	3,92	✓ 0,0005

Tabela 13 – Drifts para sismo tipo 2

Sismo Tipo 2 - Direção XX				Sismo Tipo 2 - Direção YY			
Piso	ds (mm)	dr (mm)	drv/h	Piso	ds (mm)	dr (mm)	drv/h
3-4	16,833	5,019	✓ 0,0009	3-4	17,964	5,037	✓ 0,0009
2-3	11,814	5,195	✓ 0,0009	2-3	12,927	5,565	✓ 0,0011
1-2	6,619	4,351	✓ 0,0008	1-2	7,362	4,443	✓ 0,0006
0-1	2,268	2,268	✓ 0,0004	0-1	2,919	2,919	✓ 0,0004

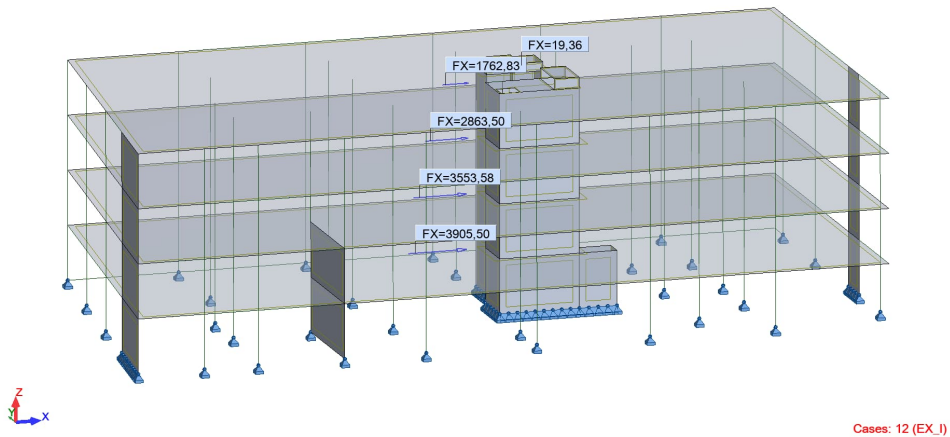


Figura 3-42 – Forças de Corte na direção x para sismo tipo 1

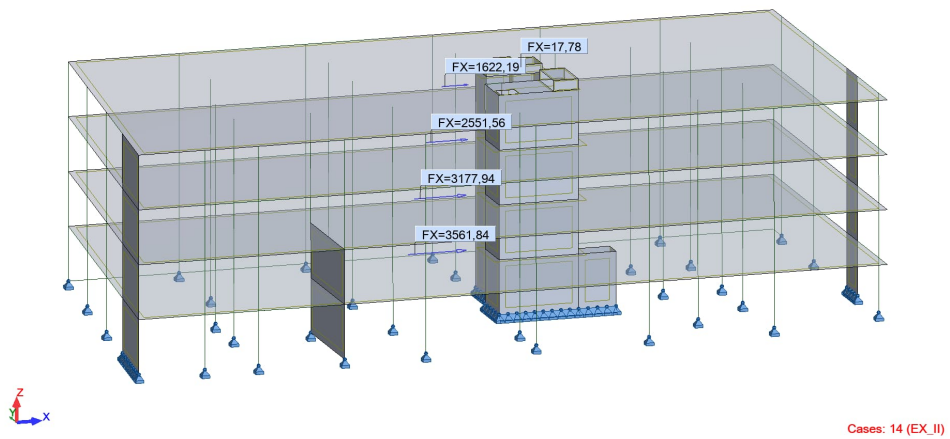


Figura 3-43 – Forças de Corte na direção y para sismo tipo 1

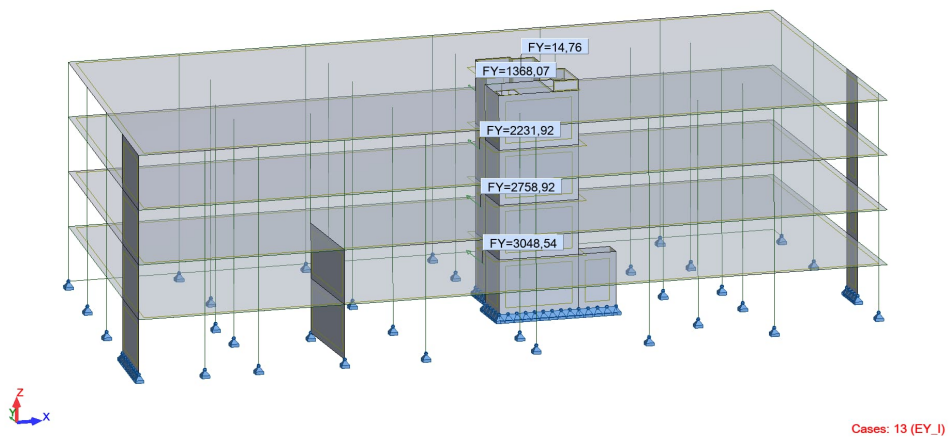


Figura 3-44 – Forças de Corte na direção x para sismo tipo 2

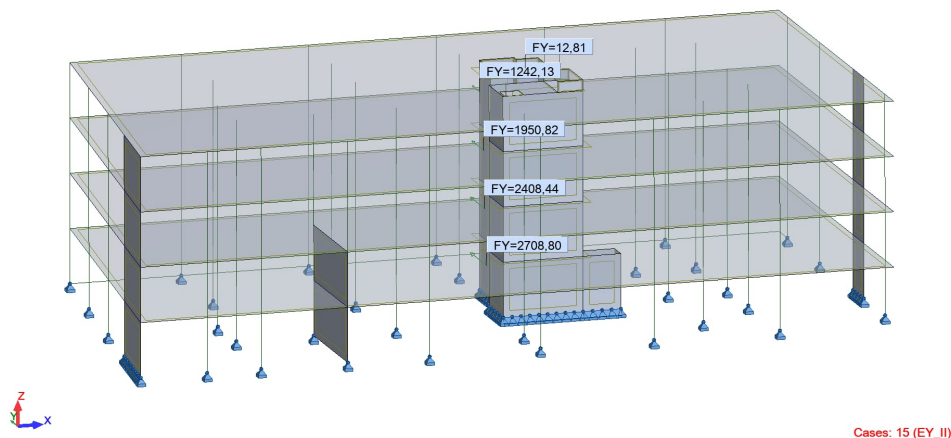


Figura 3-45 – Forças de Corte na direção y para sismo tipo 2

Como se pode verificar e seria expectável, os valores do corte basal são significativamente superiores ao edifício no Porto, principalmente no caso do sismo tipo 1, onde o aumento é de 328%, ou seja, um corte basal mais de três vezes superior.

Outro fator que se verifica é que na situação no Porto, o sismo tipo 2 é preponderante, como se pode apurar nas curvas dos espectros, a linha do sismo tipo 2 é sempre superior, sendo que a diferença nos patamares de aceleração é mais do dobro. Já em Lisboa, os patamares de aceleração constante têm uma diferença reduzida e o sismo tipo 1 é sempre mais impactante, à exceção de estruturas com um período abaixo dos 0,30s. Como os períodos fundamentais em cada direção para os modos principais de vibração da estrutura em análise são superiores a este valor (0,397s para o primeiro modo e 0,323s para o segundo), a análise em Lisboa é também condicionada pelo sismo tipo 2. Um fator a ter em atenção na análise em Lisboa é que se surgisse a necessidade de alterar a estrutura poderia originar uma frequência tal que que deslocaria o período fundamental para o patamar de aceleração constante do espectro do sismo tipo 2, provocando um aumento significativo da aceleração.

Tabela 14 – Comparação do corte basal

Sismo	Direção	FX (kN)		FY (kN)		Δ(%)
		Porto	Lisboa	Porto	Lisboa	
Tipo 1	XX	911,28	3905,50	-	-	328,6%
	YY	-	-	711,33	3048,54	328,6%
Tipo 2	XX	1676,16	3561,54	-	-	112,5%
	YY	-	-	1274,73	2708,80	112,5%

Contudo, e conforme já verificado no Porto, o esforço é absorvido praticamente na totalidade pelas paredes, principalmente ao nível do piso 0, onde o esforço é maior, e apenas 1% do esforço é absorvido pelos pilares, na direção X. Na direção Y essa percentagem ainda é menor.

Tabela 15 – Distribuição do corte basal

Sismo Tipo I - Direção X						Sismo Tipo I - Direção Y					
Pisos	FX (kN)	FX (kN)		Percentagem		Pisos	FY (kN)	FY (kN)		Percentagem	
		Pilares	Paredes	Pilares	Paredes			Pilares	Paredes	Pilares	Paredes
1	3905,5	40,05	3865,46	1,03%	98,97%	1	3048,54	18,76	3029,77	0,62%	99,38%
2	3553,58	263,26	3290,33	7,41%	92,59%	2	2758,92	287,38	2471,54	10,42%	89,58%
3	2863,5	304,39	2559,11	10,63%	89,37%	3	2231,92	288,63	1943,29	12,93%	87,07%
4	1762,83	332,33	1430,5	18,85%	81,15%	4	1368,07	284	1084,07	20,76%	79,24%

Sismo Tipo II - Direção X						Sismo Tipo II - Direção Y					
Pisos	FX (kN)	FX (kN)		Percentagem		Pisos	FY (kN)	FY (kN)		Percentagem	
		Pilares	Paredes	Pilares	Paredes			Pilares	Paredes	Pilares	Paredes
1	3561,84	37,14	3524,7	1,04%	98,96%	1	2708,8	12,28	2696,52	0,45%	99,55%
2	3177,94	232,62	2945,33	7,32%	92,68%	2	2408,44	223,7	2184,73	9,29%	90,71%
3	2551,56	269,54	2282,02	10,56%	89,44%	3	1950,82	235,56	1715,26	12,07%	87,93%
4	1622,19	296,71	1325,48	18,29%	81,71%	4	1242,13	235,1	1007,02	18,93%	81,07%

As figuras 3-46 e 3-47, onde se pode ver as reações nos pilares para o sismo tipo 1, na direção X, usada como exemplo, comprovam os valores apresentados nas tabelas acima. O corte basal (FX) é muito reduzido em ambas as localidades, e os esforços gravíticos (FZ) são praticamente iguais. Daqui pode-se afirmar que os pilares podem ser dimensionados apenas para as forças gravíticas.

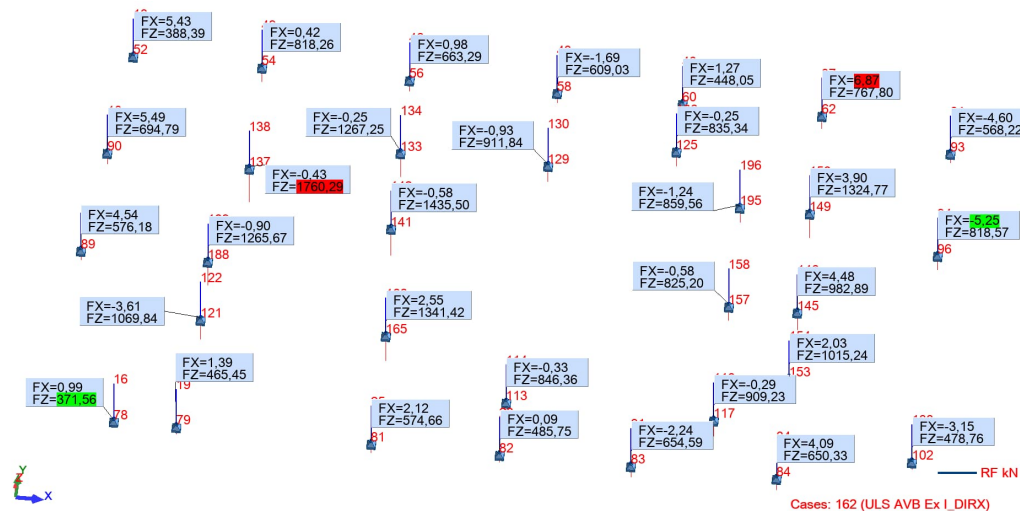


Figura 3-46 – Reações nos pilares para sismo tipo 1, direção x, no Porto

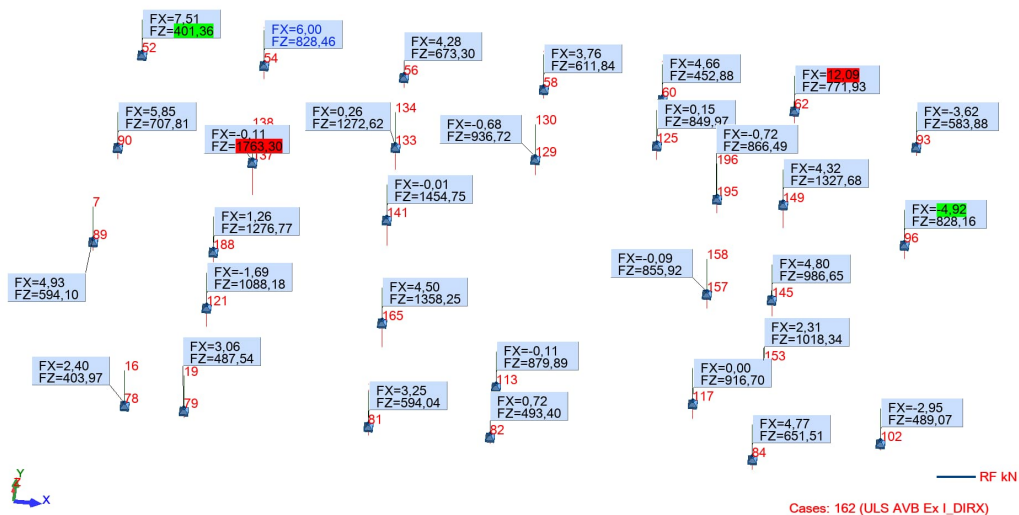


Figura 3-47 - Reações nos pilares para sismo tipo 1, direção x, em Lisboa

Para comprovar esse argumento, serão apresentados os dimensionamentos efetuados no Robot do pilar mais esforçado em ambas as situações em estudo, tratando-se da barra 109, que corresponde ao pilar P9 no projeto. Esse pilar tem uma seção de 60x25 cm e foi dimensionado com 8 varões de 20.

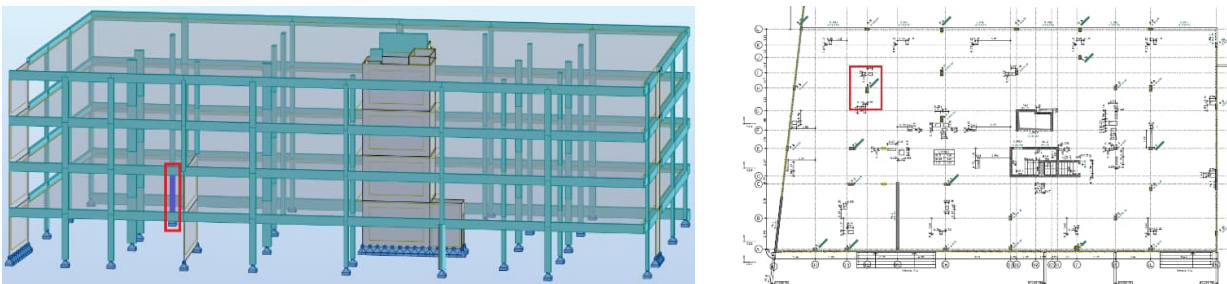


Figura 3-48 – Localização do pilar P9 – Barra 109

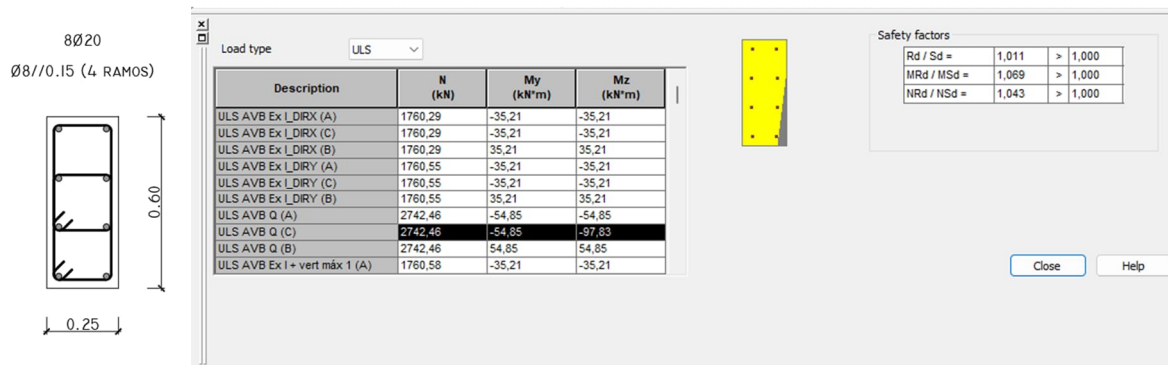


Figura 3-49 – Resultados do cálculo do pilar P9, no Porto

Como se verifica na figura 3-49, a combinação preponderante é a combinação fundamental, portanto o efeito do sismo não foi condicionante para o dimensionamento do pilar, para a situação no Porto.

Na situação em Lisboa verificam-se exatamente os mesmos resultados. Um fator importante para que os resultados tenham sido os mesmos é o tipo de apoio definido para os pilares, que foram todos considerados apoios duplos, logo os pilares não estão dimensionados para absorver os momentos.

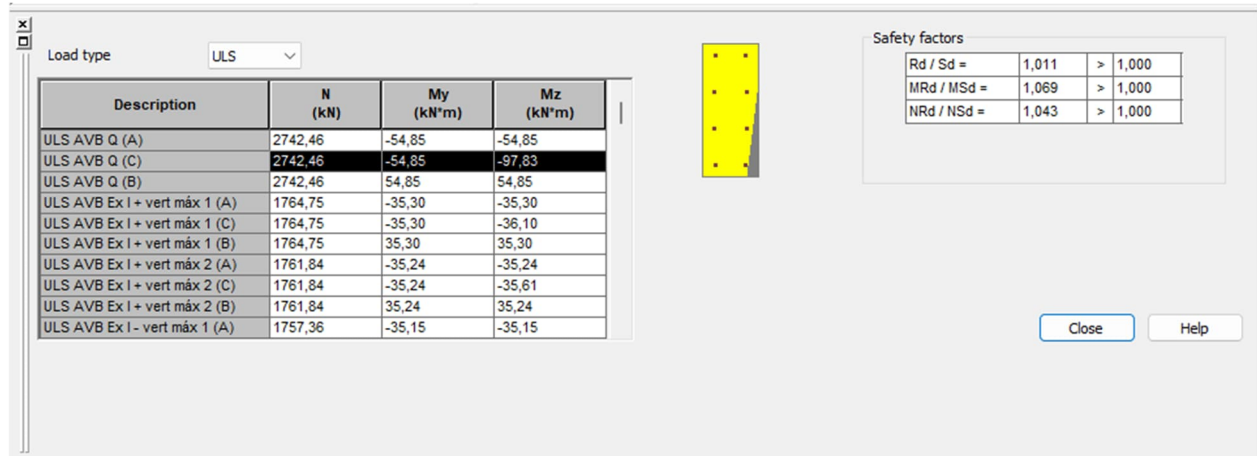


Figura 3-50 – Resultados do cálculo do pilar P9, em Lisboa

Em relação as lajes, como seria expectável, os resultados são os mesmos comparativamente com a situação do Porto, pois as lajes apenas transmitem os esforços gravíticos aos restantes elementos.

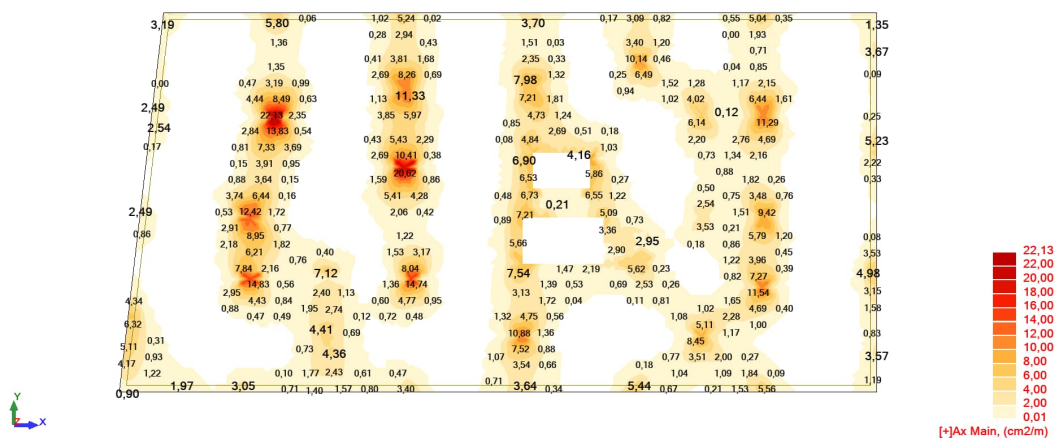


Figura 3-51 – Armadura inferior na direção x, no Porto

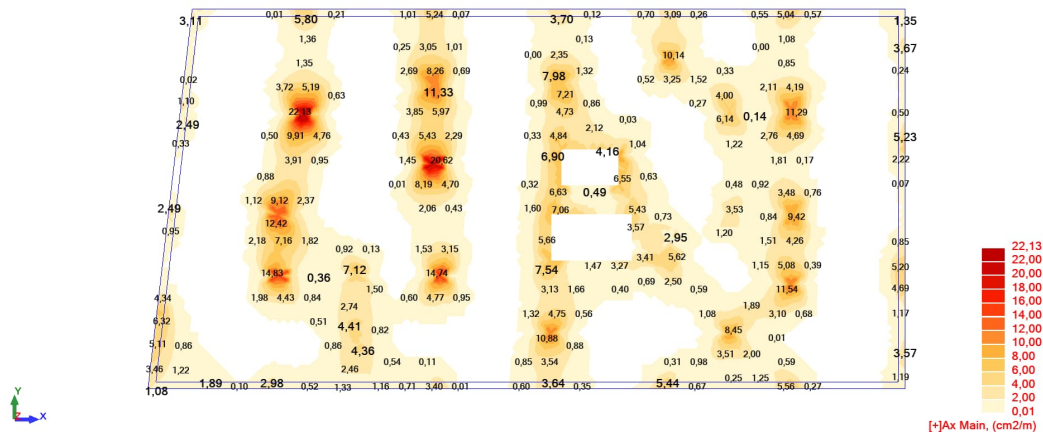


Figura 3-52 - Armadura inferior na direção x, em Lisboa

Conforme já mencionado, as paredes são os elementos que absorvem a grande maioria dos esforços no edifício, e nestes elementos, de facto, verifica-se uma diferença bem notável em termos de armadura necessária, em média três vezes superior, como se pode verificar na imagem abaixo, que apresenta uma das paredes laterais do núcleo Nu.1.

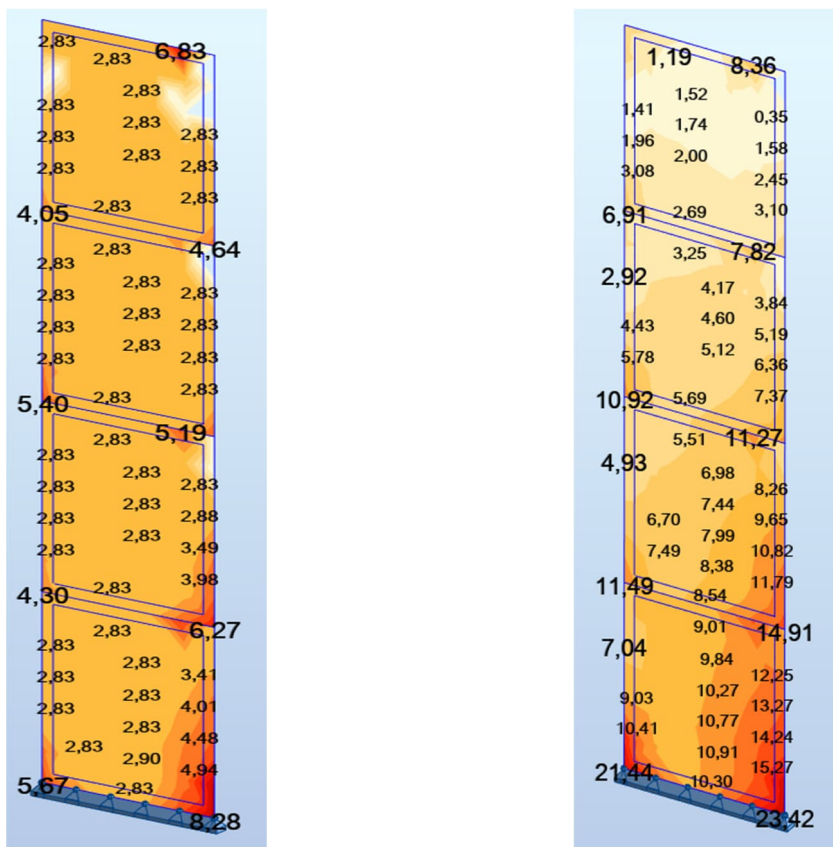


Figura 3-53 – Áreas de armaduras, à esquerda Porto, à direita Lisboa

Na parede Pa.1, para a malha vertical, considerou-se uma armadura de varões de 16 afastados de 15 cm com reforços nos bordos com 4 varões de 20, nos pisos 0 e 1, passando para varões de 12 afastados de 15 cm no piso 2, com 4 varões de 16 a reforçar os bordos. No piso 3 considerou-se uma solução igual ao definido para o Porto, ou seja, varões de 10 afastados de 15 cm com 4 varões de 16 nos bordos.

Para a malha horizontal consideraram-se varões de 10 afastados de 20 cm.

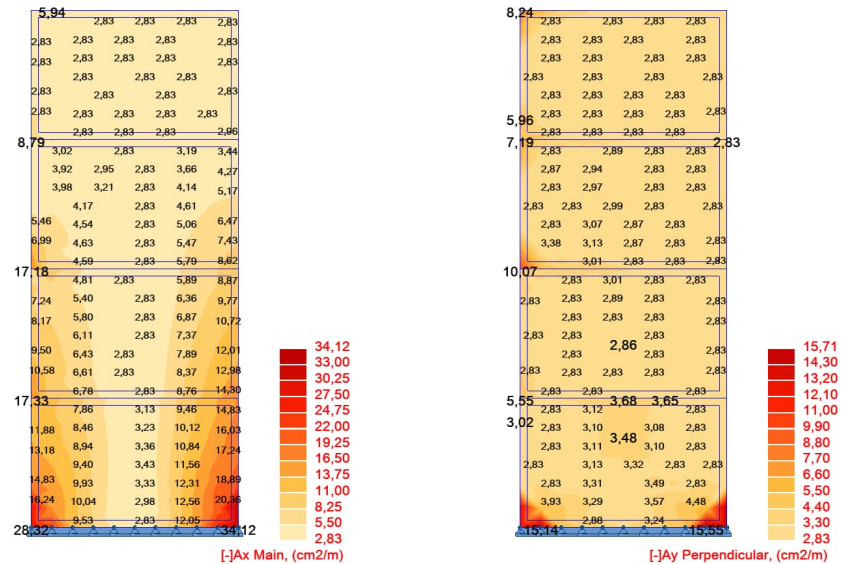


Figura 3-54 – Áreas de armadura para a parede Pa.1

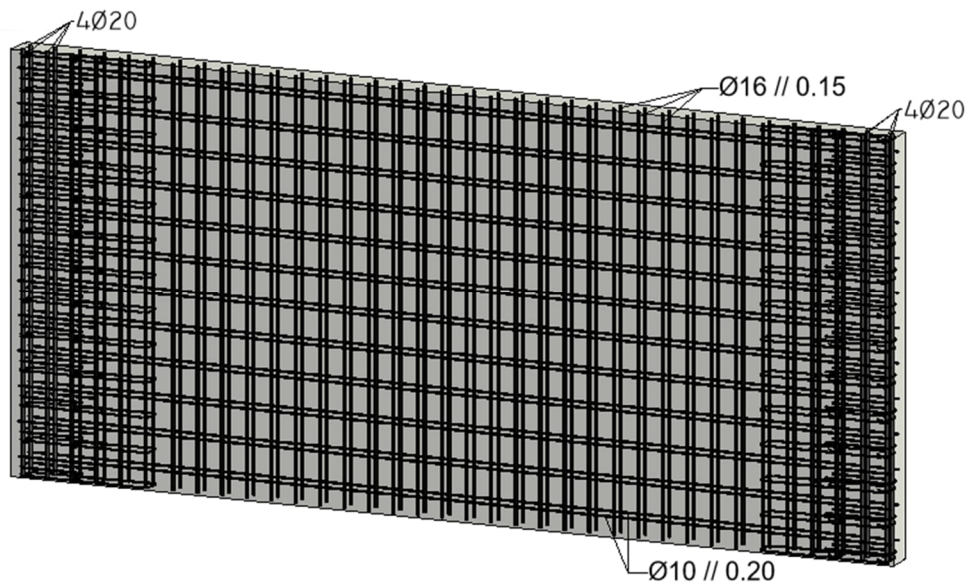


Figura 3-55 – Perspetiva da definição de armadura da Pa.1

As paredes dos núcleos Nu.1 e Nu.2, como apresentam requisitos de armaduras em tudo similares à parede Pa.1, foram armadas de forma análoga, ou seja, varões de 16 afastados de 15 cm com reforço dos bordos com 4 varões de 20 nos pisos 0 e 1, varões de 12 afastados de 15 cm e 4 varões de 16 no piso 2 e

varões de 10 afastados de 15 cm, isto para a armadura vertical. A armadura horizontal é executada em varões de 10 afastados de 12,5 cm.

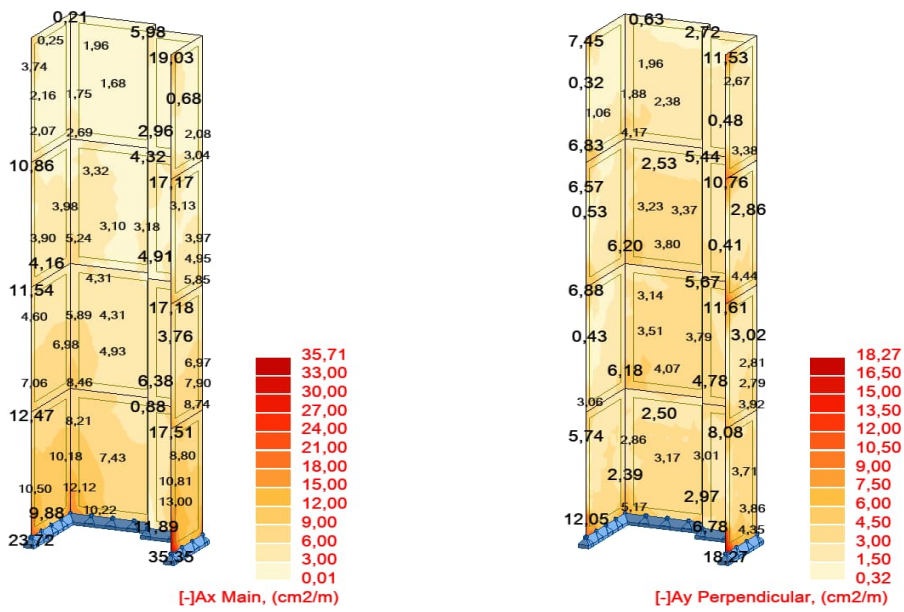


Figura 3-56 – Áreas de armadura para as paredes do núcleo Nu.1

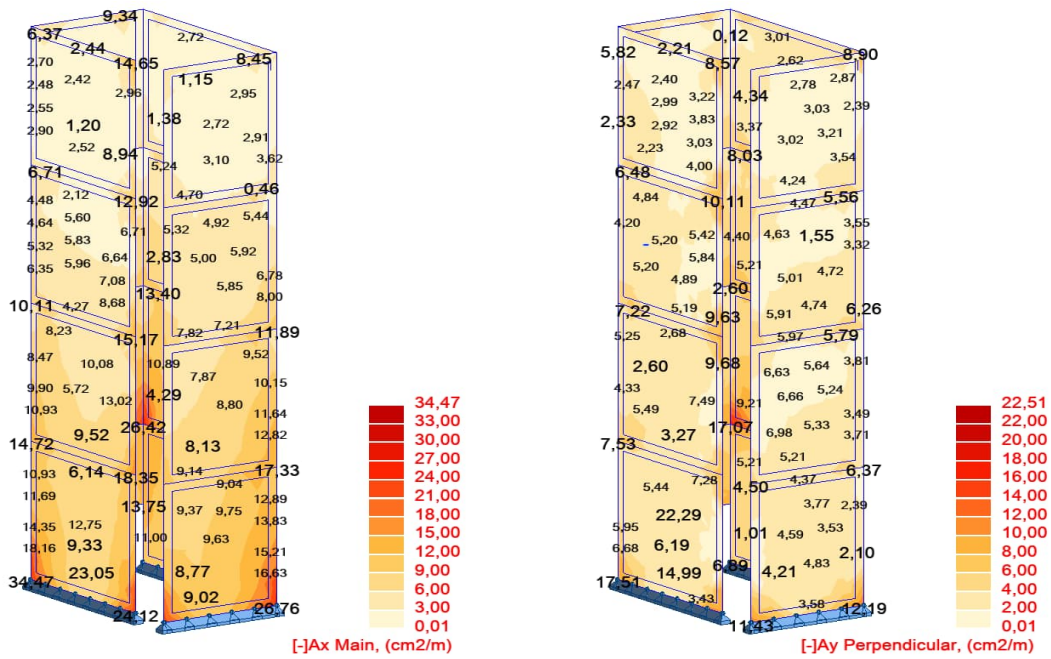


Figura 3-57 – Áreas de armadura para as paredes do núcleo Nu.2

CAPÍTULO 4

AVALIAÇÃO DO IMPACTO DA AÇÃO SÍSMICA NO CUSTO DE CONSTRUÇÃO

Este tópico é algo que por vezes “assusta” os intervenientes nos projetos e origina uma tentativa de contornar as regras impostas no EC8 por parte dos projetistas. Um preconceito bem vivo na nossa sociedade, que nos faz pensar imediatamente que se o edifício for dimensionado ao sismo terá um impacto financeiro muito elevado, e que seria mais vantajoso considerar que sismos apenas acontecem noutros países e que Portugal é imune.

O edifício em estudo acaba por ser um contrassenso a este preconceito, pois em termos geométricos, a mesma solução estrutural é capaz de resistir á ação sísmica quer no Porto, quer em Lisboa. Apenas se verifica a necessidade de aumentar a armadura das paredes para absorverem os esforços de corte basal, que são significativamente superiores, e mesmo esta alteração não necessita de ser em todos os pisos. Claro que, como o edifício foi apenas parcialmente analisado, poderão existir outros elementos que tenham que sofrer alterações geométricas e, conseqüentemente, financeiras.

Se se fizer uma análise isolada, comparando apenas as armaduras de ambas as soluções, pode-se considerar que existe um aumento significativo de cerca de 34% do custo para o trabalho de fornecimento e colocação das armaduras, conforme se pode verificar na figura. Ou seja, armar as paredes indicadas no Porto iria custar cerca de 15 259 €, e o mesmo trabalho, mas com as armaduras ajustadas à situação de Lisboa custaria cerca de 20 514 €, um aumento de mais de 5 000 €.

Tabela 16 – Quantificação das armaduras

Armaduras Paredes					
Elemento	Ø	Porto		Lisboa	
		Comp. (m)	Peso (kg)	Comp. (m)	Peso (kg)
Pa.1	8	369,92	145,96	369,92	145,96
	10	1841,70	1135,48	1123,62	692,75
	12	115,54	182,36	237,60	210,94
	16			523,22	825,82
	20			58,24	143,63
Nu.1	8	2229,10	879,57	2229,10	879,57
	10	1950,30	1202,43	792,58	488,66
	12	445,44	395,47	427,08	379,17
	16			769,20	1214,06
	20			168,96	416,68
Nu.2	8	3758,10	1482,89	3758,10	1482,89
	10	4255,55	2623,70	1938,75	1195,31
	12	483,80	429,52	775,38	688,39
	16			1390,04	2193,95
	20			178,08	439,17
<i>Totais</i>		8477,38		11396,95	
<i>Densidade</i>		82,00 m3	103,38	138,99	
<i>Custo - Preço por kg = 1,80€</i>					
<i>Totais</i>		15 259,28 €		20 514,51 €	
<i>Diferença</i>		5 255,23 €		34%	

É obviamente um aumento a ter em consideração na orçamentação da obra, contudo, e como os trabalhos não devem ser avaliados separadamente, se se considerar os custos com o fornecimento e aplicação do betão e da cofragem, este diferencial já diminui bastante, passando de 34% para 10,54%, conforme a imagem abaixo.

Tabela 17 -Comparação dos custos

Porto				Lisboa			
	Quant.	P.U.	Parcial		Quant.	P.U.	Parcial
<i>Betão</i>	82,00	130,00	10 660,00 €	<i>Betão</i>	82,00	130,00	10 660,00 €
<i>Cofragem</i>	798,58	30,00	23 957,40 €	<i>Cofragem</i>	798,58	30,00	23 957,40 €
<i>Armadura</i>	8477,38	1,80	15 259,28 €	<i>Armadura</i>	11396,95	1,80	20 514,51 €
<i>Total</i>			49 876,68 €	<i>Total</i>			55 131,91 €

E se fosse considerado o custo total essa diferença ainda se diluía mais. Por exemplo, um caso hipotético, a estrutura total custava 500.000,00€ no Porto, aos quais se somaria os 5.000,00€ a mais da alteração da armadura, o que perfazia 505.000,00€. Nesta situação a diferença seria de 1% entre os orçamentos, portanto um diferencial completamente residual. Claro que a diferença não seria, em princípio, apenas nas armaduras das paredes, conforme já mencionado.

Este caso de estudo também contou com uma atenuante muito significativa, o fato da rigidez das paredes ser responsável pela absorção dos esforços do corte basal. Se estivéssemos a analisar uma estrutura porticada pura, o resultado seria certamente diferente, e a seção dos pilares e até possivelmente das vigas, teriam que ser ajustadas, o que já teria um peso considerável em termos económicos.

Este facto serve também para demonstrar a importância da consideração dos núcleos de escadas e de elevadores integralmente em betão armado.

CAPÍTULO 5

CONSIDERAÇÕES FINAIS

5.1 CONCLUSÕES

Apesar do resultado final não ser o expectável, ou seja, inicialmente era expectável que o edifício dimensionado em Lisboa sofresse alterações consideráveis na sua definição geométrica devido à ação sísmica, em que a aceleração é aproximadamente o dobro relativamente a um dimensionamento no Porto, contudo veio-se a verificar que essa hipótese estava errada, e que o edifício estava dotado de rigidez suficiente para suportar os esforços sísmicos em ambas as localidades, apenas com ajustes ao nível da armadura de alguns elementos.

Este facto também pode dar a entender que o edifício possa estar sobredimensionado para o local onde foi implantado, o que também está errado, conforme foi demonstrado pelo dimensionamento. Sem dúvida que neste caso a arquitetura teve um papel crucial para o desempenho do edifício ao definir a localização dos núcleos numa zona central do edifício. É verdade que o primeiro modo de vibração já tem alguma torção e que não mobiliza a maior parte da massa na direção X, como seria expectável, contudo, se os núcleos estivessem localizados numa zona mais periférica, este efeito de torção seria muito mais ampliado e tornaria o edifício muito mais suscetível a roturas frágeis.

Nem sempre as questões relacionadas com o dimensionamento sísmico são bem recebidas, ou até tidas em conta por parte das equipas de arquitetura, muitas vezes também pressionados por questões económicas e de gestão das áreas uteis interiores.

Um ponto negativo na definição geométrica deste edifício é o facto de as vigas estarem desalinhas com os pilares. É compreensível o efeito pretendido em termos arquitetónicos, contudo dever-se-ia ter optado por uma solução diferente. As vigas deveriam ser contínuas, com uma secção mínima de 25x40 cm, por exemplo. Isto permitiria controlar de forma mais efetiva os modos de rotura da construção, pois já se poderiam considerar os pilares das fachadas como elementos primários, e assim ter uma maior certeza dos locais onde se poderiam formar rotulas plásticas. Contudo, esta decisão teria impacto na arquitetura, ao nível das dimensões de vãos, ou da altura entre pisos.

5.2 DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Durante o desenvolvimento do presente trabalho, várias ideias e sugestões de atuação foram surgindo, mas que acabaram por não ser seguidas por se revelarem incompatíveis com o horizonte temporal para a sua conclusão, bem como o facto de o edifício já estar em construção. Assim sendo, são realizadas as seguintes sugestões para desenvolvimentos futuros:

- Avaliar a adequação dos coeficientes de comportamento preconizados pelo EC8, utilizando modelos de análise não-linear para obter a resposta estrutural da estrutura considerando o comportamento dissipativo dos materiais;
- Considerar a influência dos panos de enchimento em alvenaria na obtenção da resposta estrutural da estrutura porticada e, conseqüentemente, na sua verificação de segurança;
- Consciencialização de todos os envolvidos em fase do projeto para a necessidade da definição de edifícios capazes de resistir aos impulsos sísmicos, não colocando os fatores estéticos em primeiro face a segurança de todos os utilizadores finais do edifício.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] CEN, Eurocódigo 1: Ações estruturais Parte 1-1: Ações gerais Pesos volúmicos, pesos próprios, sobrecargas em edifícios, Instituto Português da Qualidade, Lisboa, 2010;
- [2] CEN, Eurocódigo 2: Projeto de Estruturas de Betão, Parte 1-1: Regras Gerais e Regras para Edifícios, NP EN 1992-1-1, Instituto Português da Qualidade, Lisboa, 2010;
- [3] CEN, Eurocódigo 8: Projeto de Estruturas para Resistência aos Sismos, Parte 1: Regras Gerais, Ações Sísmicas e Regras para Edifícios, NP EN 1998-1, Instituto Português da Qualidade, Lisboa, 2010.
- [4] Cachim, P.B. e Morais, M.M. – Estruturas de Betão – Bases de Cálculo segundo o Eurocódigo 2, Publindústria, Porto, 2013;
- [5] SANTOS, P. – “Projecto de Estruturas de um Edifício Dimensionado de acordo com os Eurocódigos EC1, EC2 E EC8”, Departamento de Engenharia Civil, IST, Lisboa, 2010

ANEXO 1 - ESPECTROS

NP EN 1998-1

Concelho: **Porto** Terreno: **C** ξ : **5%** Coeficiente de comportamento: **3,90**

Classe de Importância: **II**

Local de Estudo

Local de Estudo: **Porto**

Classe de Importância: **II**
Edifícios correntes, não pertencentes às outras categorias.

Terreno: 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
Tipo C

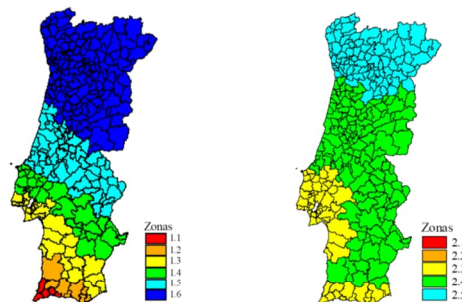


Figura NA.1 – Zonamento sísmico em Portugal Continental

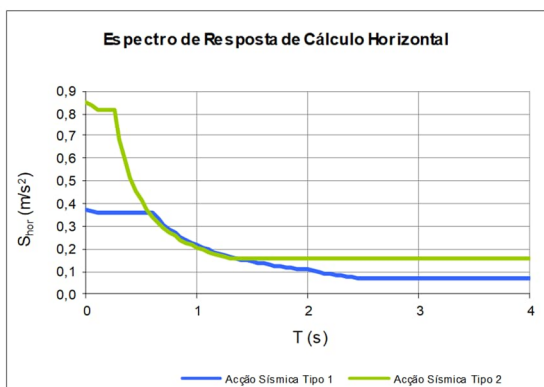
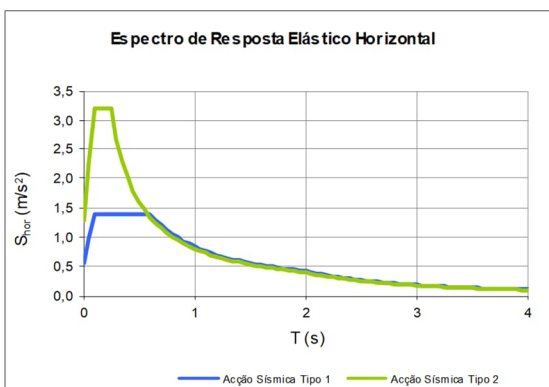
Coeficiente de comportamento: **q = 3,90**
{E.B.A. - 5.2.2.2}

Amortecimento: **$\zeta = 5,0\%$**

Acção Sísmica TIPO 1	
Zona:	1,6
$a_{gR} =$	0,35 m/s ²
$\gamma_1 =$	1,00
$a_g =$	0,35 m/s ²
$S_{max} =$	1,60
S =	1,60

Acção Sísmica TIPO 2		
Zona:	2,5	{NA - 3.2.1(2)}
$a_{gR} =$	0,80 m/s ²	{NA - 3.2.1(2)}
$\gamma_1 =$	1,00	{NA - 4.2.5(5)P}
$a_g =$	0,80 m/s ²	{3.2.2.2(1)}
$S_{max} =$	1,60	{NA - 3.2.2.2(2)P}
S =	1,60	{NA - 3.2.2.2(2)P}

Espectros de Resposta Horizontais



NP EN 1998-1

Concelho: **Lisboa** Terreno: **C** ξ : **5%** Coeficiente de comportamento: **3,90**

Classe de Importância: **II**

Local de Estudo

Local de Estudo: **Lisboa**

Classe de Importância: **II**
Edifícios correntes, não pertencentes às outras categorias.

Terreno: **Tipo 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

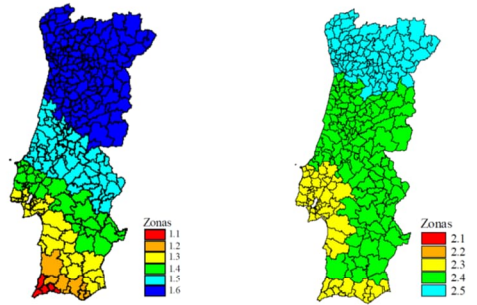


Figura NA.1 – Zonamento sísmico em Portugal Continental

Coeficiente de comportamento: **q = 3,90**
{E.B.A. - 5.2.2.2}

Amortecimento: **$\zeta = 5,0\%$**

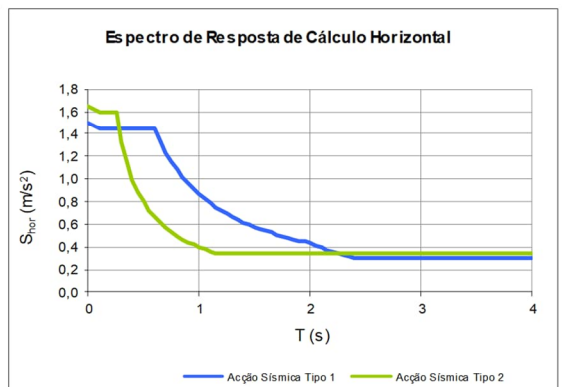
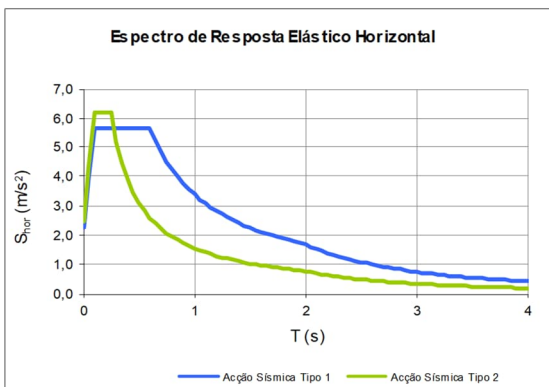
Ação Sísmica TIPO 1

Zona:	1,3	
a_{gR} =	1,50	m/s ²
γ_i =	1,00	
a_g =	1,50	m/s ²
S_{max} =	1,60	
S =	1,50	

Ação Sísmica TIPO 2

Zona:	2,3	{NA - 3.2.1(2)}
a_{gR} =	1,70	m/s ²
γ_i =	1,00	{NA - 3.2.1(2)}
a_g =	1,70	m/s ²
S_{max} =	1,60	{NA - 4.2.5(5)P}
S =	1,46	{3.2.2.2(1)}
		{NA - 3.2.2.2(2)P}
		{NA - 3.2.2.2(2)P}

Espectros de Resposta Horizontais



ANEXO 2 – RELATÓRIO GEOLÓGICO / GEOTÉCNICO

RELATÓRIO GEOTÉCNICO

(REFª 31/2022/06/GER-115/2022)

IMPLANTAÇÃO DE EDIFÍCIO DE HABITAÇÃO MULTIFAMILIAR

VILAR DO PARAÍSO, VILA NOVA DE GAIA

(JUNHO 2022)

Gabinete de
Serviços
Geotécnicos Lda.



ÍNDICE

1.	INTRODUÇÃO	2
2.	TRABALHOS REALIZADOS.....	3
2.1.	Sondagens com ensaios SPT.....	3
2.2.	Piezómetro e níveis de água	5
3.	SISMICIDADE DO TERRENO	6
3.1.	Requisitos de desempenho e critérios de conformidade	6
3.2.	Identificação dos tipos de terrenos	6
3.3.	Tipos de ação sísmica e zonas sísmicas.....	7
4.	CARACTERIZAÇÃO GEOLÓGICA-GEOTÉCNICA.....	9
4.1.	Enquadramento Geológico	9
4.2.	Zonamento geológico-geotécnico.....	10
4.3.	Parametrização Geotécnica.....	11
5.	CONDIÇÕES DE IMPLANTAÇÃO.....	11
6.	EQUIPA TÉCNICA.....	12
7.	BIBLIOGRAFIA	13

PEÇAS DESENHADAS

ANEXO 1 – LOCALIZAÇÃO DOS TRABALHOS DE PROSPEÇÃO

ANEXO 2 – BOLETINS DAS SONDAgens

ANEXO 3 – PERFIS GEOLÓGICO-GEOTÉCNICOS INTERPRETATIVOS

1. INTRODUÇÃO

Por solicitação da MESMOVALOR SA, a G.S.G. – Gabinete de Serviços Geotécnicos, Lda., procedeu ao estudo geológico-geotécnico para Implantação de Edifício de Habitação Multifamiliar em Vilar do Paraíso, Vila Nova de Gaia, com o objetivo principal de definir as condições de fundação.

Visando a caracterização geotécnica, associada ao ambiente geológico ocorrente na área em estudo, foi implementada uma campanha de prospeção geotécnica, definida pelo cliente, que constou na execução dos seguintes trabalhos de campo:

- 5 sondagens a trado oco com ensaios SPT;
- Instalação de 1 piezómetro para aferição do nível freático.

Os trabalhos de campo decorreram entre os dias 06 e 08 de Junho de 2022. No Anexo 1 apresenta-se a respetiva localização em planta.

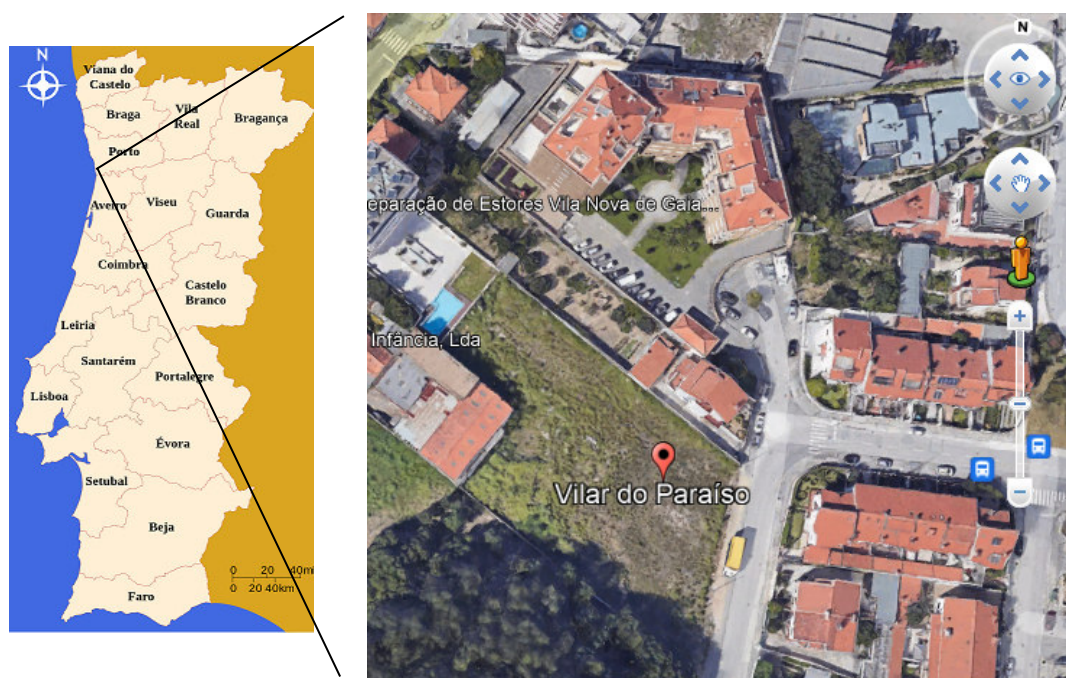


Figura 1.1: Localização do terreno abrangido pela campanha de prospeção geotécnica (Fonte: Wikipédia e Google Earth).

2. TRABALHOS REALIZADOS

2.1. Sondagens com ensaios SPT

As sondagens foram realizadas com perfuração a trado oco, com máquina SMA 630 de fabrico nacional, equipada com trados de 230 mm de diâmetro exterior e 86 mm de diâmetro interno, por onde trabalha o amostrador de Terzaghi normalizado.

Ao longo da furação procedeu-se à execução de ensaios SPT (Standart Penetration Test) em intervalos de 1.5 m. O ensaio consiste em cravar no terreno o amostrador Terzaghi normalizado, registando-se o número de vezes que é necessário deixar cair um pilão com 63.5 kg de peso, de uma altura igual a 75 cm, para que o amostrador penetre no terreno 15+(15+15) cm. O valor N_{SPT} corresponde ao número de pancadas para penetrar os últimos 30cm; a “nega” corresponde à obtenção de 60 pancadas para uma penetração igual ou inferior àquela.

As amostras obtidas nos ensaios SPT foram guardadas em sacos apropriados, devidamente identificadas.

As fotos abaixo apresentam alguns dos locais onde foram executadas as sondagens.



Fotos 2.1: Equipamento SMA no local da sondagem S2.



Fotos 2.2: Equipamento SMA no local da sondagem S3.



Fotos 2.3: Equipamento SMA no local da sondagem S4.



Fotos 2.4: Equipamento SMA no local da sondagem S5.

As sondagens atingiram as profundidades indicadas no Quadro 2.1.

Quadro 2.1 – Profundidade das sondagens

Referência	Cota aproximada (m)	Solos ou rocha branda (m)	Rocha (m)	Profundidade máxima (m)	Ensaios SPT
S1	108,25	15,0	0,0	15,0	10
S2(pz)	108,30	15,0	0,0	15,0	10
S3	107,95	12,0	0,0	12,0	8
S4	107,90	16,5	0,0	16,5	11
S5	108,13	16,5	0,0	16,5	11
TOTAL		75,0	0,0	75,0	50

Nota: as cotas de boca apresentadas correspondem a valores aproximados deduzidos com base no levantamento topográfico do terreno facultado pelo cliente

Para a execução do presente estudo geotécnico, perfurou-se um total de 75 metros em solos ou rocha branda, e executaram-se 50 ensaios SPT.

As sondagens foram dadas como terminadas, após se obterem três "negas" consecutivas.

Os boletins das sondagens com ensaios SPT apresentam-se no Anexo 2.

2.2. Piezómetro e níveis de água

Para a monitorização da posição do nível freático, procedeu-se à instalação de um piezómetro no furo de sondagem S2(pz) com comprimento de 15m.

O piezómetro é constituído por tubo em PVC rígido de 2" de diâmetro útil, revestido com geotêxtil; na parte inferior o tubo é crepinado com aberturas de 1 mm afastadas 10 mm. Foi introduzido no furo de sondagem após a limpeza do mesmo, com posterior preenchimento do espaço anelar por areia de granulometria adequada à função de filtro.

No quadro 2.2 apresentam-se os níveis de água detetados nos furos de sondagens.

Quadro 2.2 – Profundidade do nível de água

Referência	Cota aproximada (m)	Profundidade Nível água (m)	Cota Nível água (m)
S1	108,25	5,10	103,15
S2 (pz)	108,30	5,30	103,00
S3	107,95	5,00	102,95
S4	107,90	4,90	103,00
S5	108,13	5,00	103,13

3. SISMICIDADE DO TERRENO

Os parâmetros a seguir apresentados encontram-se presentes na Parte 1 do Eurocódigo 8 (EC8), priorizando as disposições constantes no Anexo Nacional NA que faz parte integrante do referido documento, e aplicam-se ao projeto de edifícios e de outras obras de engenharia civil em zonas sísmicas. Trata-se de documentos que estabelecem regras para a quantificação da ação sísmica e regras gerais de projeto.

3.1. Requisitos de desempenho e critérios de conformidade

As estruturas nas regiões sísmicas devem ser projetadas e construídas de forma a que sejam satisfeitos os seguintes requisitos, cada um com um adequado grau de fiabilidade:

▪ **Requisito de não ocorrência de colapso:** a estrutura deve ser projetada e construída de forma a resistir à ação sísmica de cálculo sem colapso local ou global, mantendo assim a sua integridade estrutural e uma capacidade resistente residual depois do sismo. A ação sísmica de cálculo é expressa em função: da ação sísmica de referência associada a uma probabilidade de excedência de referência (P_{NRC}) em 50 anos ou a um período de retorno de referência (T_{NCR}) (os valores recomendados pelo EC8 são $P_{NRC} = 10\%$ e $T_{NCR} = 475$ anos) e do coeficiente de importância (γ_I) para ter em conta a diferenciação da fiabilidade.

▪ **Requisito de limitação de utilização:** a estrutura deve ser projetada e construída de forma a resistir a uma ação sísmica cuja probabilidade de ocorrência seja maior que a da ação sísmica de cálculo, sem a ocorrência de danos e de limitações de utilização cujos custos sejam desproporcionadamente elevados em comparação com os da própria estrutura. A ação sísmica a considerar no “requisito de limitação de danos” tem uma probabilidade de excedência (P_{DLR}) em 10 anos e um período de retorno (T_{DLR}) (os valores recomendados pelo EC8 são $P_{DLR} = 10\%$ e $T_{DLR} = 95$ anos).

Para satisfazer estes requisitos fundamentais, os seguintes estados limites devem ser verificados: **estados limites últimos** e **estados limites de utilização**. Os estados limites últimos são os associados ao colapso ou a outras formas de rotura estrutural que possam por em perigo a segurança das pessoas. Os estados de limitação de danos são os associados a danos para além dos quais determinados requisitos de utilização deixam de ser satisfeitos.

3.2. Identificação dos tipos de terrenos

Os terrenos dos tipos A, B, C, D e E descritos por perfis estratigráficos e pelos parâmetros apresentados no Quadro 3.1, poderão ser utilizados para ter em conta a influência das condições locais do terreno na ação sísmica. Encontra-se assinalado o perfil que se julga melhor corresponder ao terreno em estudo.

Quadro 3.1 – Tipos de terreno

Tipo de Terreno de Fundação	Descrição do perfil estratigráfico	Parâmetros		
		$V_{s,30}$ (m/s)	N_{SPT} (NP/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 espessura de, pelo menos, várias dezenas de metros, caracterizados por um aumento gradual das propriedades mecânicas em profundidade.	360-800	> 50	> 250
C	Depósitos profundos de areia compacta ou medianamente compacta, de seixo (cascalho) ou de argila rija com 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 espessura variando entre 5 e 20 metros, assente sobre um estrato mais rígido com valores de v_s superiores a 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 (IP>40) e um elevado teor em 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 S1			

Nota: o terreno deverá ser classificado de acordo com o valor da velocidade média das ondas de corte, $V_{s,30}$, se disponível. Caso contrário, deverá utilizar-se o valor de N_{SPT} .

3.3. Tipos de ação sísmica e zonas sísmicas

No dimensionamento das estruturas em Portugal continental devem ser considerados dois tipos de ação sísmica:

- **Ação sísmica tipo 1**
- **Ação sísmica tipo 2**

No arquipélago da Madeira apenas é necessário considerar a **Ação sísmica Tipo 1**. No arquipélago dos Açores apenas é necessário considerar a **Ação sísmica Tipo 2**.

Esta necessidade de, em Portugal, considerar dois tipos de ação sísmica decorre do facto de haver dois cenários de geração dos sismos que podem afetar o país:

- um cenário designado de “afastado” referente, em geral, aos sismos com epicentro na região Atlântica e que corresponde à Ação sísmica Tipo 1;
- um cenário designado de “próximo” referente, em geral, aos sismos com epicentro no território continental, ou no arquipélago dos Açores, e que corresponde à Ação sísmica Tipo 2.

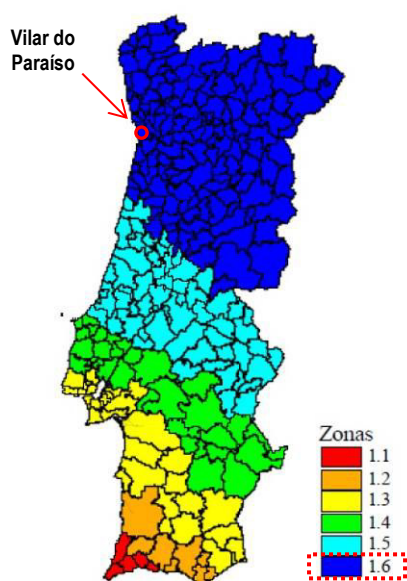


Figura 3.1: Ação Sísmica Tipo 1. Sismo afastado.

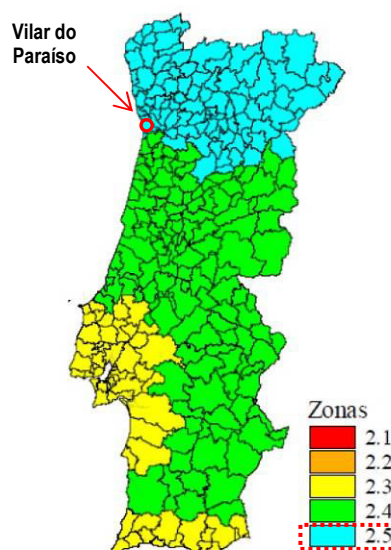


Figura 3.2: Ação Sísmica Tipo 2. Sismo próximo.

Nota: as zonas 2.1 e 2.2 identificadas na figura 4 (sismo próximo) não têm correspondência no território continental, sendo unicamente definidas para o arquipélago dos Açores (não abrangido pelas presentes especificações).

Em Portugal, os valores da aceleração máxima de referência (a_{gR}) para as várias zonas sísmicas e para os dois tipos de ação sísmica a considerar são os indicados no Quadro 3.2. Encontram-se assinalados os valores correspondentes ao local em estudo.

Quadro 3.2 – Aceleração máxima de referência (a_{gR}) nas várias zonas sísmicas

Ação Sísmica Tipo 1		Ação 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	-	-

O valor de referência da aceleração máxima à superfície do terreno, definidos para cada zona sísmica pelas autoridades nacionais, corresponde ao período de retorno de referência (T_{NCR}) da ação sísmica para o requisito de “não ocorrência de colapso” (ou, de forma equivalente, a probabilidade de excedência de referência em 50 anos, P_{NRC}) escolhido pelas autoridades nacionais. A este período de retorno de referência é associado um coeficiente de importância (γ_I) igual a 1.0. Para períodos de retorno que não sejam o de referência, o valor de cálculo da aceleração à superfície de um terreno do tipo A (a_g) é igual a a_{gR} multiplicado pelo coeficiente de importância γ_I ($a_g = a_{gR} \times \gamma_I$).

4. CARACTERIZAÇÃO GEOLÓGICA-GEOTÉCNICA

4.1. Enquadramento Geológico

Na Figura 4.1 apresenta-se um extrato da Folha 9 - C (Porto) da Carta Geológica de Portugal à escala 1/50.000, com indicação aproximada do local objeto de estudo.

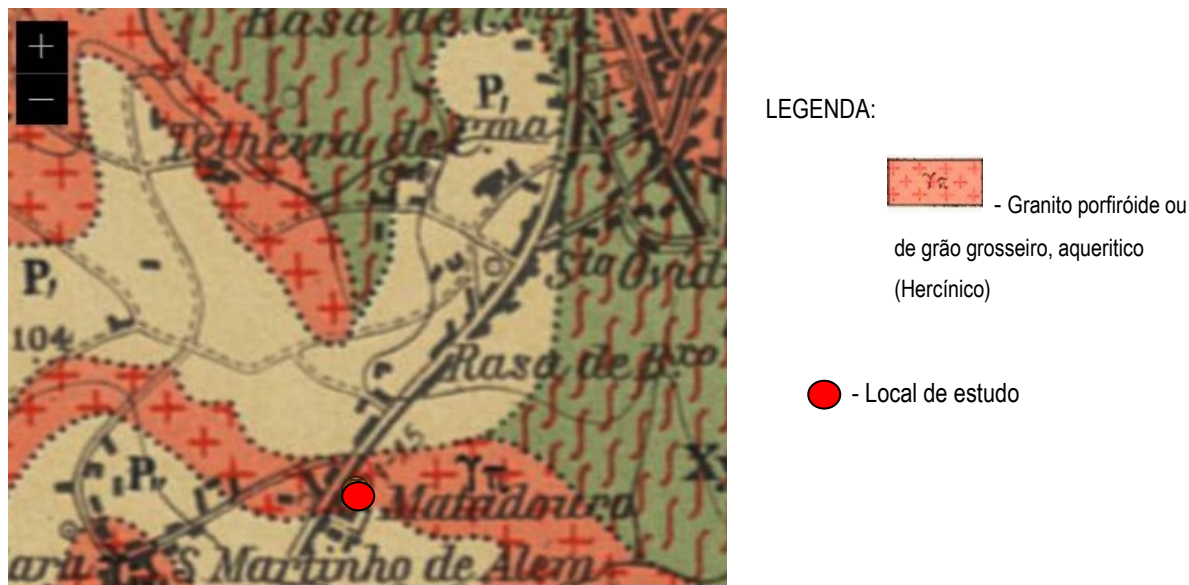


Figura 4.1: Extrato da Folha 9 – C (Porto) com indicação da área em estudo e respetiva legenda.

De acordo com o enquadramento geológico local e os resultados dos ensaios realizados, verifica-se que a zona de estudo é representada pelas seguintes formações:


- **At: Aterro** - horizonte de aterro constituído por areias com restos de tijolos, fragmentos betuminosos e rochosos.
- **$\gamma\pi$: Granito porfiróide ou de grão grosseiro, aquerítico** - constituída por um granito oligoclásico (tendência calco-alcalina), biotítico.


4.2. Zonamento geológico-geotécnico


De acordo com os resultados obtidos nos ensaios SPT e as litologias identificadas, apresenta-se no Quadro 4.1 o resumo das sondagens realizadas.


Quadro 4.1 – Resumo das sondagens realizadas

	Prof. Sondagens (m)	Ref ^a das Sondagens (cotas aproximadas)				
		S1 (108.25m)	S2(pz) (108.30m)	S3 (107.95m)	S4 (107.90m)	S5 (108.13m)
Horizontes superficiais	Até 0.5					
	1.0					
	1.5	14	10	10	10	4
	2.0					
	2.5					
	3.0	14	14	20	17	16
	3.5					
	4.0					
Horizontes profundos	4.5	14	16	21	22	13
	6.0	14	17	26	18	15
	7.5	21	12	39	16	20
	9.0	44	20	60	20	19
	10.5	41	22	60	34	22
	12.0	60	60	60	45	46
	13.5	60	60		60	60
	15.0	60	60		60	60
16.5				60	60	

 Aterro constituído por areias castanhas, com restos de tijolos, fragmentos betuminosos e rochosos

 Solo residual granítico areno-siltoso, de coloração bege acastanhada e bege alaranjada, medianamente compacto

 Solo residual granítico areno-siltoso, de coloração bege acastanhada e bege alaranjada, compacto

 Maciço granítico decomposto

4.3. Parametrização Geotécnica

No Quadro 4.2 apresenta-se o conjunto de parâmetros que se propõem para o modelo-geotécnico local, com a individualização de 4 unidades geotécnicas, distinguidas em função dos resultados dos ensaios SPT. Os valores apresentados foram definidos através de correlações apresentadas na bibliografia da especialidade, em função da litologia atravessada e do comportamento geomecânico evidenciado pelos ensaios SPT.

Quadro 4.2 – Parâmetros geotécnicos

Formação	Unidade Geotécnica	Litologia	N _{SPT}	Massa específica (KN/m ³)	Coesão (KN/m ²)	Ângulo de atrito (°)	Módulo de deformabilidade (MPa)
ATUAL	At	Aterro	4	12	-	-	-
HERCÍNICO	UN1C	Solo residual granítico	10 - 26	17 - 18	0 - 5	30 - 34	15 - 35
	UN1B	Solo residual granítico	34 - 46	19 - 21	5 - 10	34 - 36	40 - 50
	UN1A	Maciço granítico decomposto/	≥ 60	21 - 22	10 - 15	36 - 38	> 60

5. CONDIÇÕES DE IMPLANTAÇÃO

Tendo em conta o cenário geológico-geotécnico revelado pela campanha de sondagens, a cota de fundação do piso -1 (103.80m), que obriga a uma escavação na ordem dos 4-4.5m, poderão considerar-se as seguintes opções para as fundações da estrutura:

- Fundações diretas com sapatas, assentes no terreno natural (UN1C), onde se admitem tensões de contacto até 180kPa.
- Fundações indiretas, por estacas ou microestacas, penetrando no granito decomposto (UN1A), que surge a partir dos 9-13.5m e profundidade.

Atendendo aos critérios clássicos de Terzaghi e Peck (1948) para solos arenosos, que relacionam tensões de segurança com valores N_{SPT} em função da largura das sapatas, relações essas posteriormente modificadas (por se revelarem demasiado conservativas) por Meyerhof (1965) – que propôs, para o mesmo

limite dos assentamentos (25 mm), um acréscimo de 50% nos valores das tensões admissíveis e nenhuma redução devido à posição do nível freático (dado que, em solos granulares, os valores de N_{SPT} já refletem a presença de água).

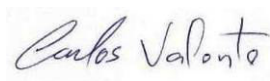
A tensão apresentada corresponde a uma estimativa da capacidade de suporte do subsolo ao nível da fundação e do seu comportamento deformável, a verificação relativa aos estados limites últimos e de utilização deverá ser feita pelo engenheiro projetista da obra tendo em conta o plano de cargas previsto para as fundações da estrutura e as características geotécnicas evidenciadas pelo maciço de fundação.

No que respeita às escavações, que atingem uma altura de 4-4.5m de profundidade, será realizável com equipamento mecânico corrente; poderão adotar-se taludes temporários com inclinação máxima de 1V:1.5H, uma vez que interessam aterros e sedimentos arenosos.

Uma vez que o nível freático se situa, à data dos trabalhos de prospeção, abaixo da cota do piso -1, prevê-se que durante a construção não haja interferência, mas recomenda-se prever dispositivos de estabilização, impermeabilização e drenagem, uma vez que o nível de água poderá subir nas alturas de maior pluviosidade.

6. EQUIPA TÉCNICA

Romariz, 24 de Junho de 2022



Carlos Valente

ENG. GEÓLOGO



Paula Gonçalves

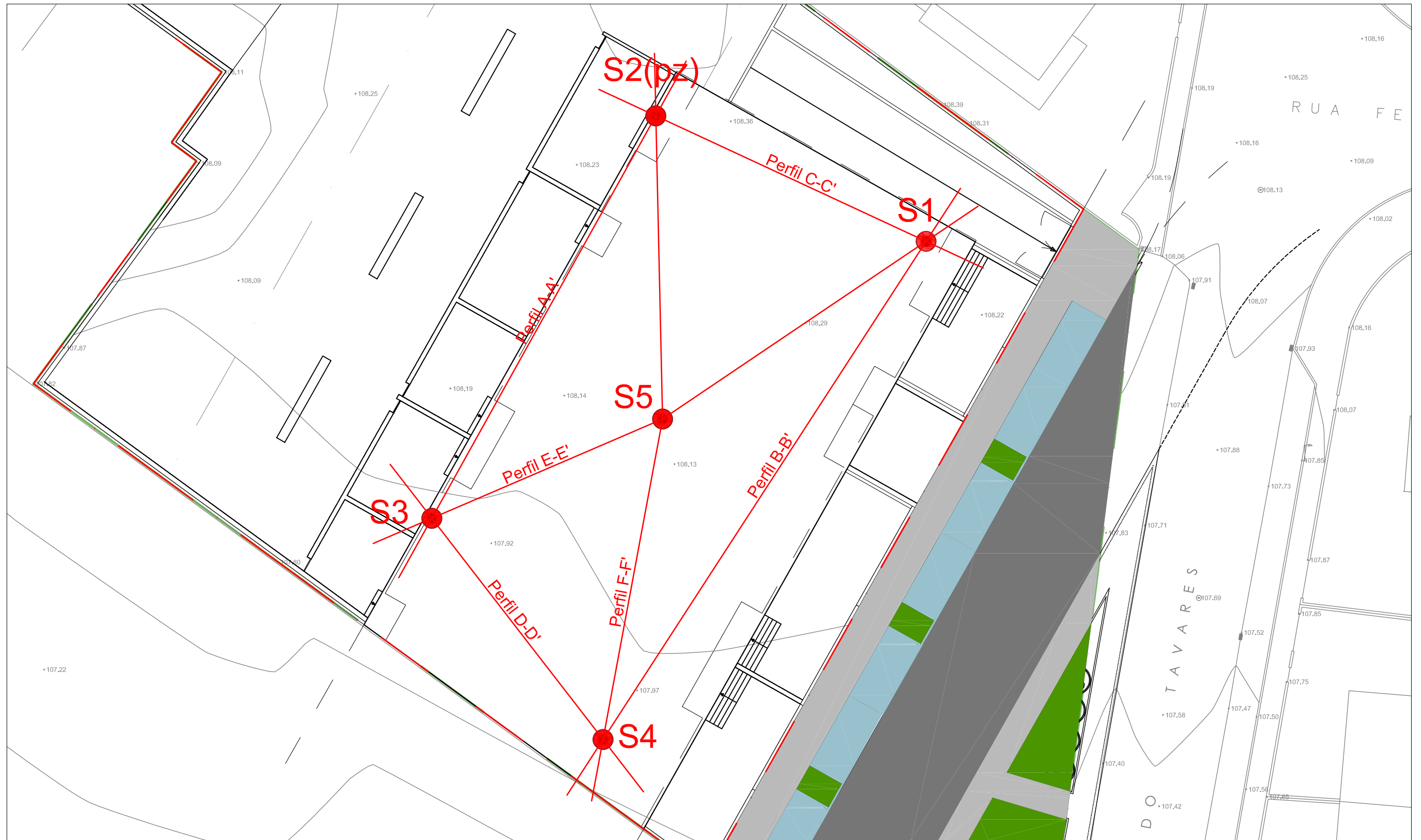
ENG. GEÓLOGA

7. BIBLIOGRAFIA

- Google Earth Pro, 2019;
- Bowles, J. (1996). *Foundation Analysis and Design*. McGraw-Hill;
- EC7 – Eurocódigo 7 (2010). *Projeto Geotécnico. Parte 1-Regras gerais*. NP-EN 1997-1. Comissão Europeia de Normalização. Bruxelas;
- EC8 – Eurocódigo 8 (2010). *Projeto de estruturas para resistência aos sismos. Parte 1-Regras gerais, ações sísmicas e regras para edifícios*. NP-EN 1998-1. Comissão Europeia de Normalização. Bruxelas;
- Coduto, D. (1994). “Foundation Design – Principles and Practices”. Prentice Hall, Inc, Englewood Cliffs, New Jersey.
- Matos Fernandes, M. (2011) “Mecânica dos Solos – Introdução à Engenharia Geotécnica”. FEUP edições, Porto.
- C. Teixeira *et al.* (1957). Carta Geológica de Portugal, Folha 9-C (Porto), Escala 1:50 000. Serviços Geológicos de Portugal.
- C. Teixeira *et al.* (1957) - Notícia Explicativa da Folha 9-C (Porto), Serviços Geológicos de Portugal.

Anexo 1

LOCALIZAÇÃO DOS TRABALHOS DE PROSPEÇÃO



Designação: LOCALIZAÇÃO DOS TRABALHOS DE PROSPEÇÃO	
Desenho Nº: 1.1	Folha: A3
Escala: 1/250	
Data: Junho 2022	

**Gabinete de
Serviços
Geotécnicos** Lda.

Ciente: MESMOVALOR SA	
Obra: Implantação de Edifício de Habitação Multifamiliar	
Local: Vilar do Paraíso, Vila Nova de Gaia	

Anexo 2

BOLETINS DAS SONDAGENS

Profundidade do nível de água:
N.A.: 5.1m

EQUIPAMENTO: SMA 630 - fabrico nacional
Sondagem a trado oco: Diâm. ext.: 230 mm
Diâm. int.: 86 mm

Comprimento: 15.0m
Cota aproximada: 108.25m
Coordenadas:



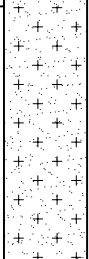
Profundidade (m)	Piezómetro	Manobras Idade/Formação	Descrição Litológica	Simbologia	S.P.T. (Standard Penetration Test)						Recuper.(%) R.Q.D. (%)	Alteração	Fracturação	Profundidade (m)							
					Pancadas																
					1ª fase	2ª e 3ª fases															
							10	20	30	40	50	60	20	40	60	80					
1.0		1.5 m	Aterro (*)		14 (6+8)															1.0	
2.0		1.5 m	Solo residual granítico areno-siltoso, cor bege alaranjada		4	14 (7+7)														2.0	
3.0		1.5 m			3	14 (6+8)															3.0
4.0		1.5 m			6	14 (6+8)															4.0
5.0		1.5 m			6	14 (6+8)															5.0
6.0		1.5 m	Solo residual granítico areno-siltoso, cor bege acastanhada		7	21 (9+12)														6.0	
7.0		1.5 m			16	44 (21+23)															7.0
8.0		1.5 m			8	41 (18+23)															8.0
9.0		1.5 m	Maciço granítico decomposto, cor bege acastanhada		15	60 (28+32)														9.0	
10.0		1.5 m			19	60 (33+27)															10.0
11.0		1.5 m			15	60 (34+26)															11.0
12.0		1.5 m			60 (28+32)															12.0	
13.0		1.5 m			60 (33+27)															13.0	
14.0		1.5 m			60 (34+26)															14.0	
15.0		1.5 m	FIM DE SONDAGEM		23															15.0	
16.0		1.5 m																		16.0	
17.0		1.5 m																		17.0	
18.0		1.5 m																		18.0	

OBSERVAÇÕES: (*) - Aterro constituído por areias com restos de tijolo fragmentos betuminosos e rochosos

Profundidade do nível de água:
N.A.: 5.3m

EQUIPAMENTO: SMA 630 - fabrico nacional
Sondagem a trado oco: Diâm. ext.: 230 mm
Diâm. int.: 86 mm

Comprimento: 15.0m
Cota aproximada: 108.30m
Coordenadas:

Profundidade (m)	Piezómetro	Manobras Idade/Formação	Descrição Litológica	Simbologia	S.P.T. (Standard Penetration Test)						Recuper.(%) R.Q.D. (%)				Alteração	Fracturação	Profundidade (m)				
					Pancadas																
					2ª e 3ª fases																
					1ª fase	10	20	30	40	50	60	20	40	60	80						
1.0		Atual	Aterro (*) + terra veetal																		
2.0			Solo residual granítico areno-siltoso, cor bege acastanhada		4	10 (5+5)															
3.0					5	14 (6+8)															
4.0					5	16 (7+9)															
5.0					7	17 (7+10)															
6.0					5	12 (6+6)															
7.0					6	20 (8+12)															
8.0					5	22 (14+8)															
9.0					14	60 (27+33) (28 cm)															
10.0					17	60 (35+25) (25 cm)															
11.0					17	60 (28+32) (28 cm)															
12.0																					
13.0			Maciço granítico decomposto, cor bege acastanhada																		
14.0																					
15.0			FIM DE SONDAGEM																		

N.A.:
5.3m



OBSERVAÇÕES: (*) - Aterro constituído por areias com restos de tijolo fragmentos betuminosos e rochosos



Areão



Tubo piezométrico em PVC rígido de 50mm (zona cega/zona crepinada)

Sondador: José Soares

Equipa: Paulo Resende

Responsável: Carlos Valente

Verificou: Paula Gonçalves

Escala: 1/100

Profundidade do nível de água:
N.A.: 5.0m

EQUIPAMENTO: SMA 630 - fabrico nacional
Sondagem a trado oco: Diâm. ext.: 230 mm
Diâm. int.: 86 mm

Comprimento: 12.0m
Cota aproximada: 107.95m
Coordenadas:

Profundidade (m)	Piezómetro	Manobras Idade/Formação	Descrição Litológica	Simbologia	S.P.T. (Standard Penetration Test)						Recuper.(%) R.Q.D. (%)				Alteração	Fracturação	Profundidade (m)			
					Pancadas															
					1ª fase	2ª e 3ª fases					20	40	60	80						
					10	20	30	40	50	60										
1.0		Atual	Aterro (*) + terra vevetal																	
2.0		Hercínico	Solo residual granítico areno-siltoso, cor bege alaranjada		3	10 (5+5)														
3.0					7	20 (9+11)														
4.0					9	21 (10+11)														
5.0					10	26 (12+14)														
6.0					8	39 (18+21)														
7.0					12	60 (28+32) (26 cm)														
8.0					25	60 (32+28) (25 cm)														
9.0						Maciço granítico decomposto, cor bege alaranjada														
10.0																				
11.0																				
12.0			FIM DE SONDAGEM		21	60 (35+25) (20 cm)														
13.0																				
14.0																				
15.0																				
16.0																				
17.0																				
18.0																				




N.A.:
5.0m

OBSERVAÇÕES: (*) - Aterro constituído por areias com restos de tijolo fragmentos betuminosos e rochosos

Profundidade do nível de água:
N.A.: 4.9m

EQUIPAMENTO: SMA 630 - fabrico nacional
Sondagem a trado oco: Diâm. ext.: 230 mm
Diâm. int.: 86 mm

Comprimento: 16.5m
Cota aproximada: 107.90m
Coordenadas:

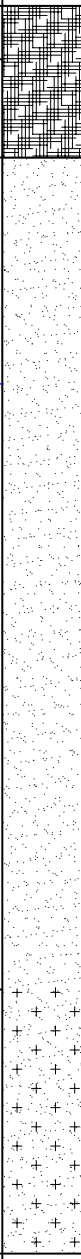
Profundidade (m)	Piezómetro	Manobras Idade/Formação	Descrição Litológica	Simbologia	S.P.T. (Standard Penetration Test)						Recuper.(%)				Alteração	Fracturação	Profundidade (m)
					Pancadas						R.Q.D. (%)						
					1ª fase	2ª e 3ª fases					20	40	60	80			
	10	20	30	40	50	60											
1.0		Atual	Aterro (*)														
2.0					10 (5+5)												
3.0					17 (7+10)												
4.0																	
5.0					22 (10+12)												
6.0					18 (8+10)												
7.0																	
8.0			Solo residual granítico areno-siltoso, cor bege acastanhada		16 (8+8)												
9.0					20 (9+11)												
10.0																	
11.0					34 (15+19)												
12.0					45 (21+24)												
13.0																	
14.0					60 (37+23) (23 cm)												
15.0			Maciço granítico decomposto, cor bege acastanhada		60 (60+0) (15 cm)												
16.0																	
17.0			FIM DE SONDAAGEM		60 (41+19) (21 cm)												
18.0																	

OBSERVAÇÕES: (*) - Aterro constituído por areias com restos de tijolo fragmentos betuminosos e rochosos

Profundidade do nível de água:
N.A.: 5.0m

EQUIPAMENTO: SMA 630 - fabrico nacional
Sondagem a trado oco: Diâm. ext.: 230 mm
Diâm. int.: 86 mm

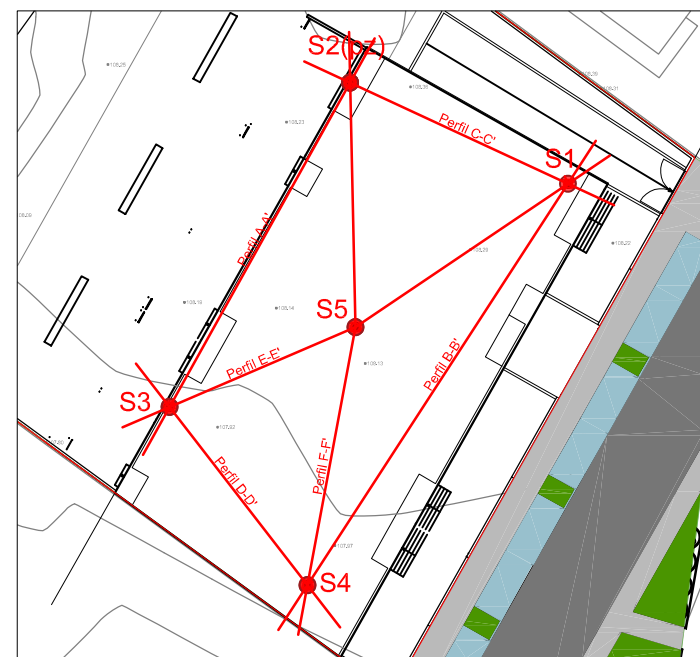
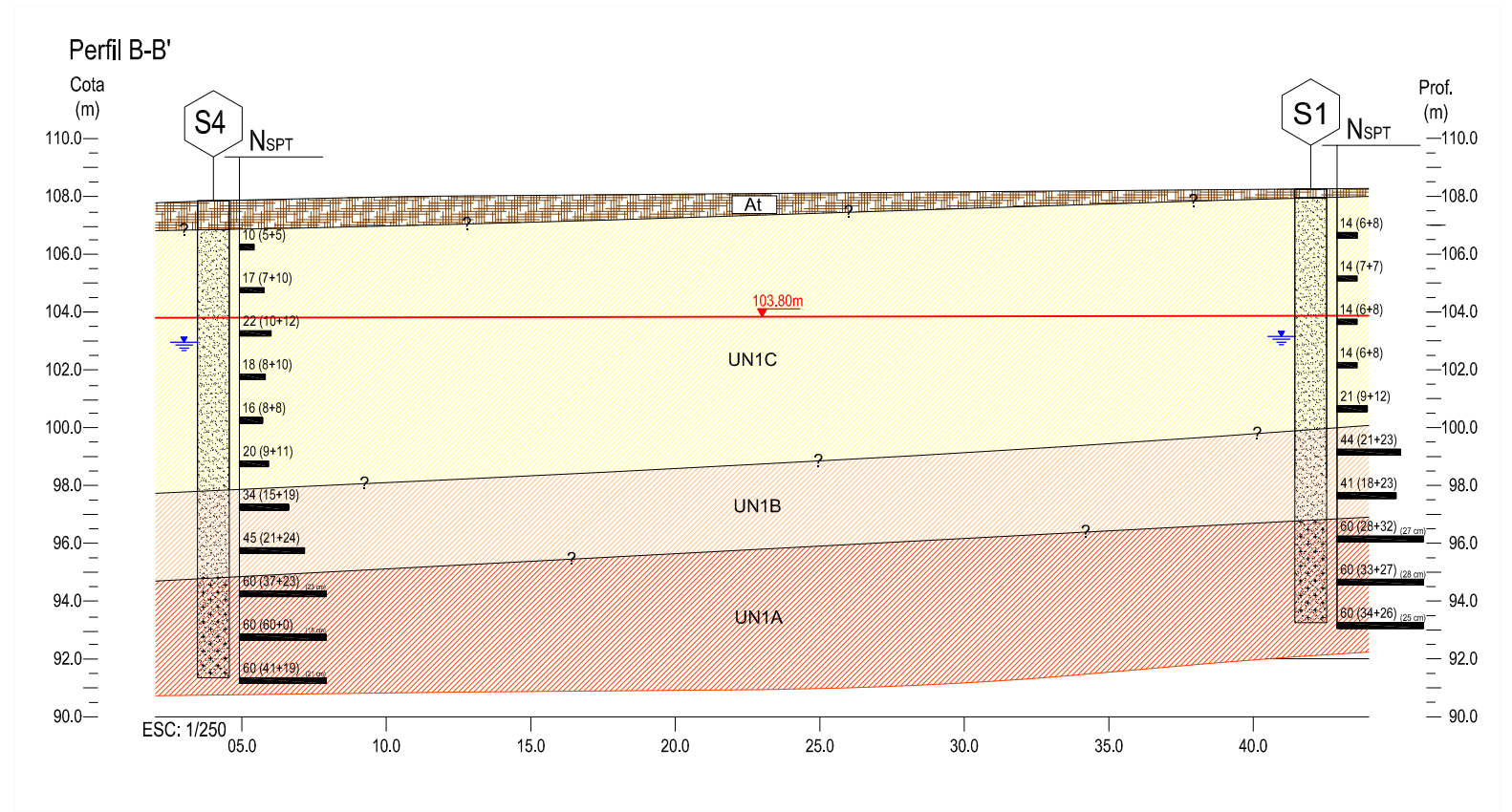
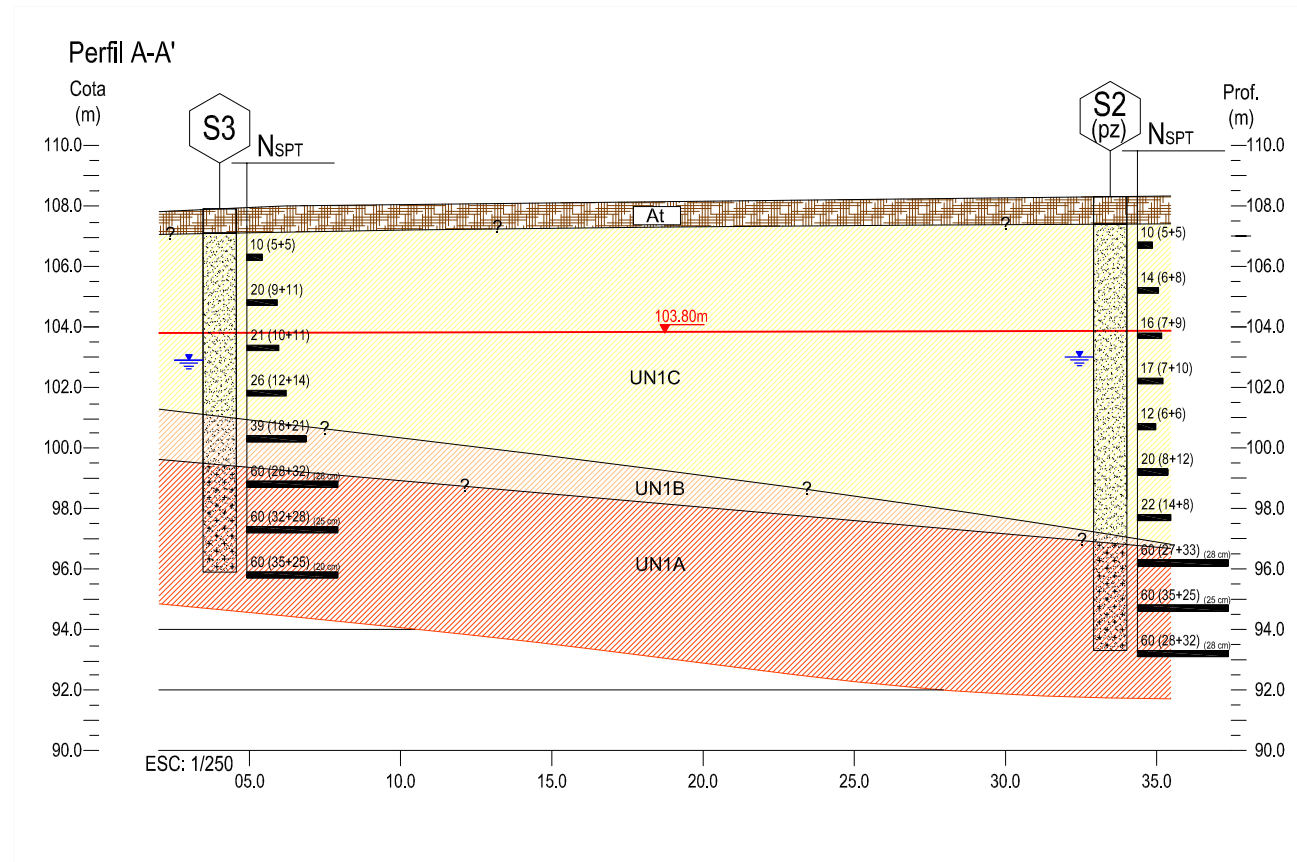
Comprimento: 16.5m
Cota aproximada: 108.13m
Coordenadas:

Profundidade (m)	Piezômetro	Manobras lidade/Formação	Descrição Litológica	Simbologia	S.P.T. (Standard Penetration Test)						Recuper.(%) R.Q.D. (%)	Alteração	Fracturação	Profundidade (m)		
					Pancadas											
					1ª fase	2ª e 3ª fases										
								20	40	60	80					
1.0		1.5 m	Aterro (*)		4	(2+2)									1.0	
2.0		1.5 m	Solo areno-siltoso, cor acastanhada (Provável Aterro)		2										2.0	
3.0		1.5 m	Solo residual granítico areno-siltoso, cor bege acastanhada e bege alaranjada		6	16	(8+8)								3.0	
4.0		1.5 m			5	13	(5+8)									4.0
5.0		1.5 m			5	13	(5+8)									5.0
6.0		1.5 m			6	15	(6+9)									6.0
7.0		1.5 m			6	20	(8+12)									7.0
8.0		1.5 m			6	19	(8+11)									8.0
9.0		1.5 m			5	19	(8+11)									9.0
10.0		1.5 m			6	22	(10+12)									10.0
11.0		1.5 m			6	46	(21+25)									11.0
12.0		1.5 m			14	46	(21+25)									12.0
13.0		1.5 m	60	(29+31)	(21 cm)									13.0		
14.0		1.5 m	15	60	(29+31)	(21 cm)								14.0		
15.0		1.5 m	60	(60+0)	(14 cm)									15.0		
16.0		1.5 m	27	60	(60+0)	(14 cm)								16.0		
17.0		1.5 m	60	(47+13)	(18 cm)									17.0		
17.0			FIM DE SONDAGEM		25									17.0		
18.0														18.0		

OBSERVAÇÕES: (*) - Aterro constituído por areias com restos de tijolo fragmentos betuminosos e rochosos

Anexo 3

PERFIS GEOLÓGICO-GEOTÉCNICOS INTERPRETATIVOS



Localização dos perfis geotécnicos

ESC 1:600

LEGENDA

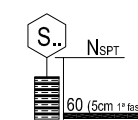
Atual:



Hercinico:

- UN1C** Solo residual granítico areno-siltoso, medianamente compacto: $10 < N_{SPT} < 26$
- UN1B** Solo residual granítico areno-siltoso, compacto: $34 < N_{SPT} < 46$
- UN1A** Maciço decomposto granítico: $N_{SPT} \geq 60$

Sondagem com ensaios SPT



Limite geológico-geotécnico possível

- Ensaio SPT

— Nível de água

— Cota Piso -1: 103.80m

Designação:
PERFIS GEOLÓGICO-GEOTÉCNICOS INTERPRETATIVOS
E RESPECTIVA LOCALIZAÇÃO

Desenho Nº: 2.1 | Folha: A3

Desenho: Paula Gonçalves

Data: Junho 2022

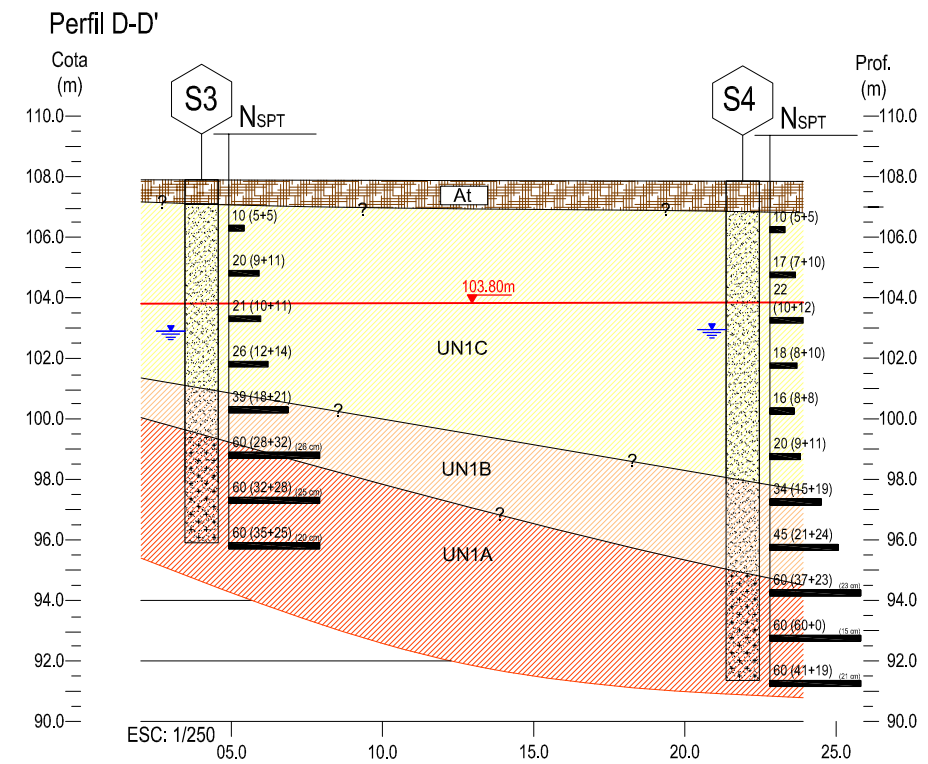
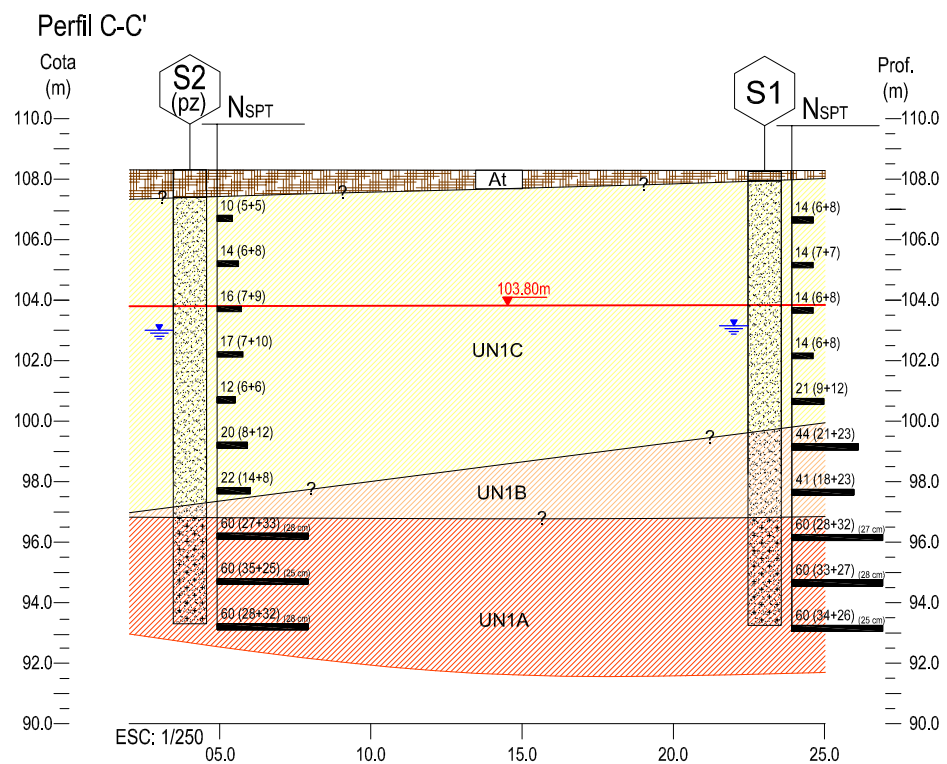
Gabinete de
Serviços
Geotécnicos Lda.

Ciente:
MESMOVALOR SA



Obra:
Implantação de Edifício de Habitação Multifamiliar

Local:
Vilar do Paraíso, Vila Nova de Gaia



LEGENDA

Atual:

At Aterro: N_{SPT} = 4

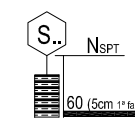
Hercinico:

UN1C Solo residual granítico areno-siltoso, medianamente compacto: 10 < N_{SPT} < 26

UN1B Solo residual granítico areno-siltoso, compacto: 34 < N_{SPT} < 46

UN1A Maciço decomposto granítico: N_{SPT} ≥ 60

Sondagem com ensaios SPT

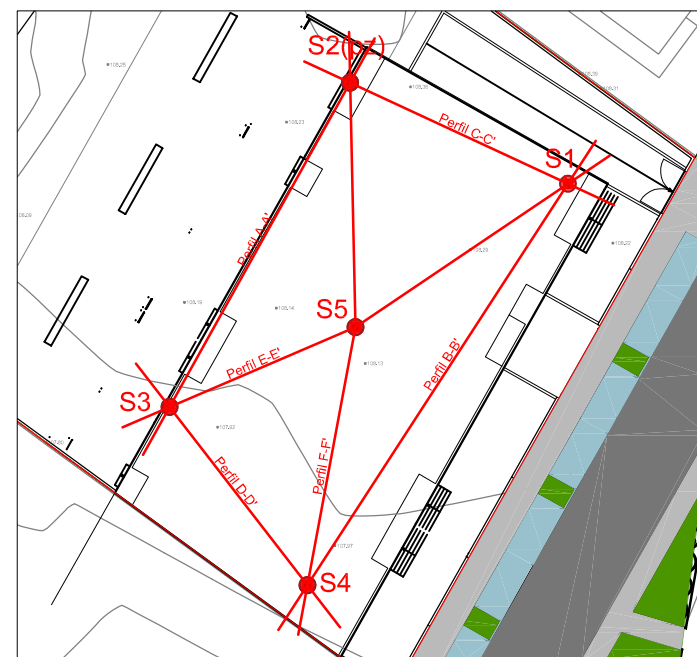


Limite geológico-geotécnico possível

- Ensaio SPT

- Nível de água

- Cota Piso -1: 103.80m



Localização dos perfis geotécnicos

ESC 1:600

Designação:
PERFIS GEOLÓGICO-GEOTÉCNICOS INTERPRETATIVOS
E RESPECTIVA LOCALIZAÇÃO

Desenho Nº: 2.2 | Folha: A3

Desenho: Paula Gonçalves

Data: Junho 2022

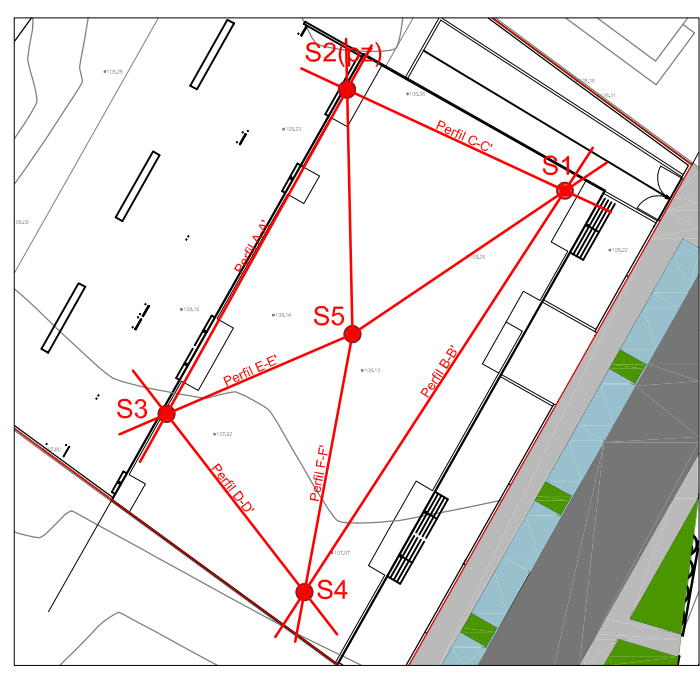
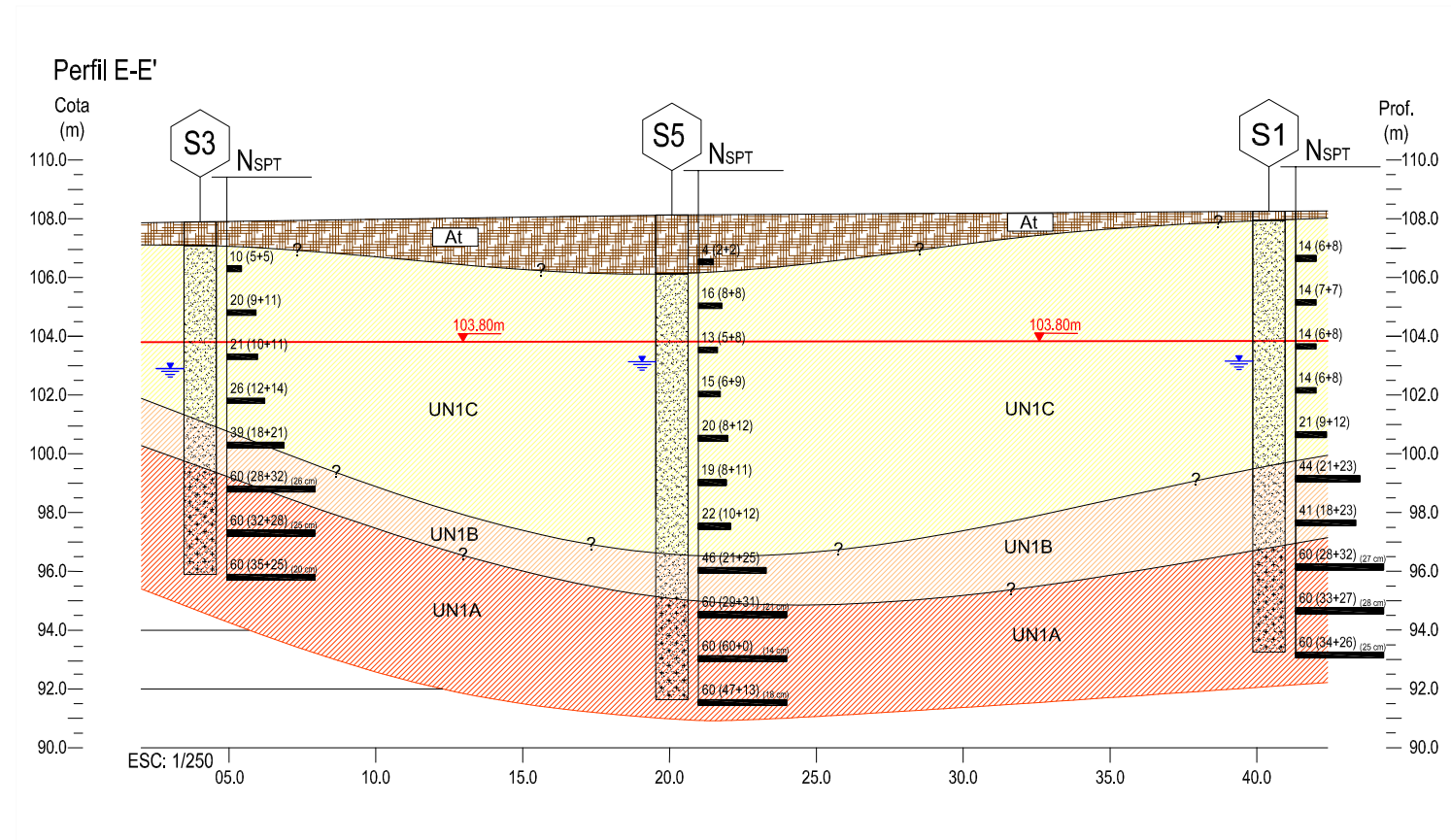
Gabinete de
Serviços
Geotécnicos Lda.

Cliente:
MESMOVALOR SA



Obra:
Implantação de Edifício de Habitação Multifamiliar

Local:
Vilar do Paraíso, Vila Nova de Gaia



Localização dos perfis geotécnicos ESC 1:600

LEGENDA

- Atual:**
- At: Aterro: $N_{SPT} = 4$
- Hercinico:**
- UN1C: Solo residual granítico areno-siltoso, medianamente compacto: $10 < N_{SPT} < 26$
 - UN1B: Solo residual granítico areno-siltoso, compacto: $34 < N_{SPT} < 46$
 - UN1A: Maciço decomposto granítico: $N_{SPT} \geq 60$
- Sondagem com ensaios SPT**
- SPT: Símbolo de sondagem com ensaios SPT
 - 60 (5cm 1ª fase): Símbolo de ensaio SPT com 5cm de 1ª fase
- Outros Símbolos:**
- : Limite geológico-geotécnico possível
 - : Ensaio SPT
 - : Nível de água
 - : Cota Piso -1: 103.80m

Designação:
PERFIS GEOLÓGICO-GEOTÉCNICOS INTERPRETATIVOS
E RESPECTIVA LOCALIZAÇÃO

Desenho Nº: 2.3 | Folha: A3

Desenho: Paula Gonçalves

Data: Junho 2022

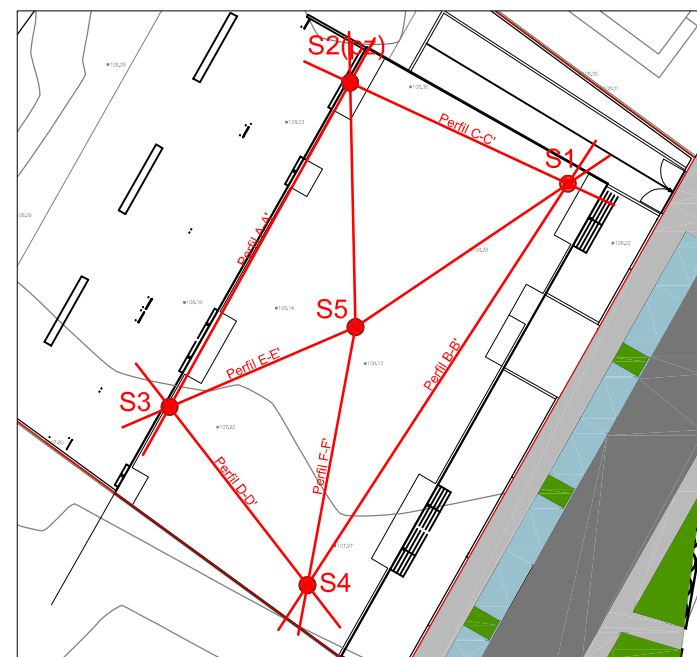
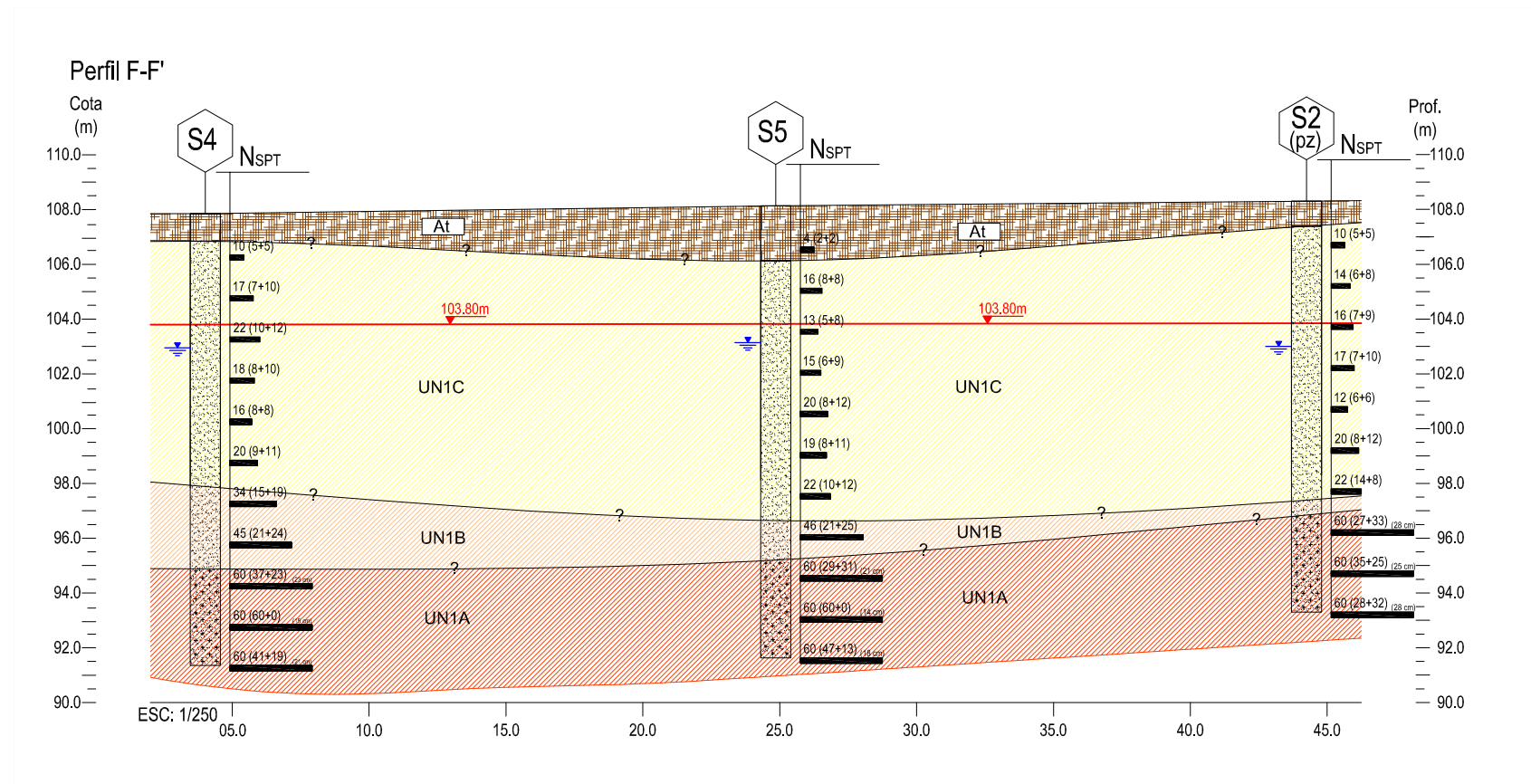
Gabinete de
Serviços
Geotécnicos Lda.

Cliente:
MESMOVALOR SA



Obra:
Implantação de Edifício de Habitação Multifamiliar

Local:
Vilar do Paraíso, Vila Nova de Gaia



Localização dos perfis geotécnicos

ESC 1:600

LEGENDA

Atual:

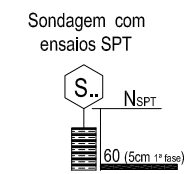
At Aterro: N_{SPT} = 4

Hercinico:

UN1C Solo residual granítico areno-siltoso, medianamente compacto: 10 < N_{SPT} < 26

UN1B Solo residual granítico areno-siltoso, compacto: 34 < N_{SPT} < 46

UN1A Maciço decomposto granítico: N_{SPT} ≥ 60



— Limite geológico-geotécnico possível

— Ensaio SPT

— Nível de água

— Cota Piso -1: 103.80m

Designação:
PERFIS GEOLÓGICO-GEOTÉCNICOS INTERPRETATIVOS
E RESPECTIVA LOCALIZAÇÃO

Desenho Nº: 2.4 Folha: A3

Desenho: Paula Gonçalves

Data: Junho 2022

Gabinete de
Serviços
Geotécnicos Lda.

Ciente:
MESMOVALOR SA



Obra:
Implantação de Edifício de Habitação Multifamiliar

Local:
Vilar do Paraíso, Vila Nova de Gaia

ANEXO 3 – PEÇAS DESENHADAS DO PROJECTO



MATERIAIS ESTRUTURAIS

BETÃO:

CLASSE DE RESISTÊNCIA NP-EN 206-1	TEMPO DE VIDA ÚTIL DA OBRA 50 ANOS		CLASSE DE EXPOSÇÃO AMBIENTAL		CLASSE DE INSPEÇÃO 2	
	CLASSE DE RESISTÊNCIA	CLASSE DE EXPOSÇÃO AMBIENTAL	CLASSE DE EXPOSÇÃO AMBIENTAL	CLASSE DE EXPOSÇÃO AMBIENTAL	CLORETO	DNAK (mm)
BETÃO DE REGULARIZAÇÃO E LIMPEZA	C12/15	X0	X0	X0	CL 1.00	S3
FUNDAÇÕES E ELEMENTOS EM CONTACTO COM O TERRENO	C30/37	XC2	XC2	XC2	CL 0.40	S3
RESTANTES ELEMENTOS ESTRUTURAIS	C30/37	XC2	XC2	XC2	CL 0.40	S3/S4

ARMADURAS PARA BETÃO ARMADO: TIPO DE VARÃO DE ACORDO COM NP EN 10080

VARÕES NERVURADOS	REDES ELECTROSSOLDADAS	QUALIDADE EN 20898-1
A500NRSD	A500ELSD	

ACO ESTRUTURAL: EN 10020

ACO EM PERFIS DE SECÇÃO ABERTA E CHAPAS (NP EN 10025) S275 JR

ACO EM PERFIS TUBULARES (NP EN 10210 / NP EN 10219) S355 J2H

ACO EM PARAFUSOS E CAVILHAS 8.8

ACO EM CHAMBADOURAS 5.6 ou A500 NRSD

SOLDADURA:

CASO NADA SEJA ESPECIFICADO, DEVE SER USADO UM CORDOÃO (DE ÂNGULO OU DE PENETRAÇÃO TOTAL, CONSOANTE O TIPO DE LIGAÇÃO) GERAL DE SOLDADURA EM S355 OU SUPERIOR EM TODA A PERIFERIA DAS SUPERFÍCIES EM CONTACTO COM ESPESSURA A=0.7 X MENOR ESPESSURA DAS CHAPAS A SOLDAR.

RECOBRIMENTOS DE ARMADURAS

FUNDAÇÕES E ELEMENTOS EM CONTACTO COM O TERRENO	50 MM
LAJES E PAREDES EXTERIORES REVESTIDOS	40 MM
PILARES E VIGAS EXTERIORES REVESTIDOS	40 MM
RESTANTES ELEMENTOS ESTRUTURAIS	40 MM

LEGENDA

TABELAS DE LAJES:

TIPO DE LAJE	PESO PRÓPRIO (kN/M ²)	NÍVEL DA FACE SUPERIOR DO ELEMENTO
NÍVEL DO ACABADO (M)	CARGAS DE REVESTIMENTOS E DIVISÓRIAS (kN/M ²)	Zs=00.00
NÍVEL DO TOSCO (M)		Zi=00.00
ESPESSURA DA LAJE (M)	SOBRECARGAS(kN/M ²)	

NÍVEIS ALTIMÉTRICOS:

 - PILARES/PAREDES EM BETÃO A CONSTRUIR (SOB A LAJE)
 - PILARES/PAREDES BETÃO A CONSTRUIR (SOB A LAJE)
 - VISA APARENTE (SOB A LAJE)
 - VISA INVERTIDA (SOB A LAJE)
 - SUPERFÍCIE EM BETÃO À VISTA TIPO I - SUPERFÍCIE LISA COM CONTRAPLACADO FENÓLICO

LEGENDA PLANTAS

CRITÉRIOS DE REPRESENTAÇÃO PLANTAS:

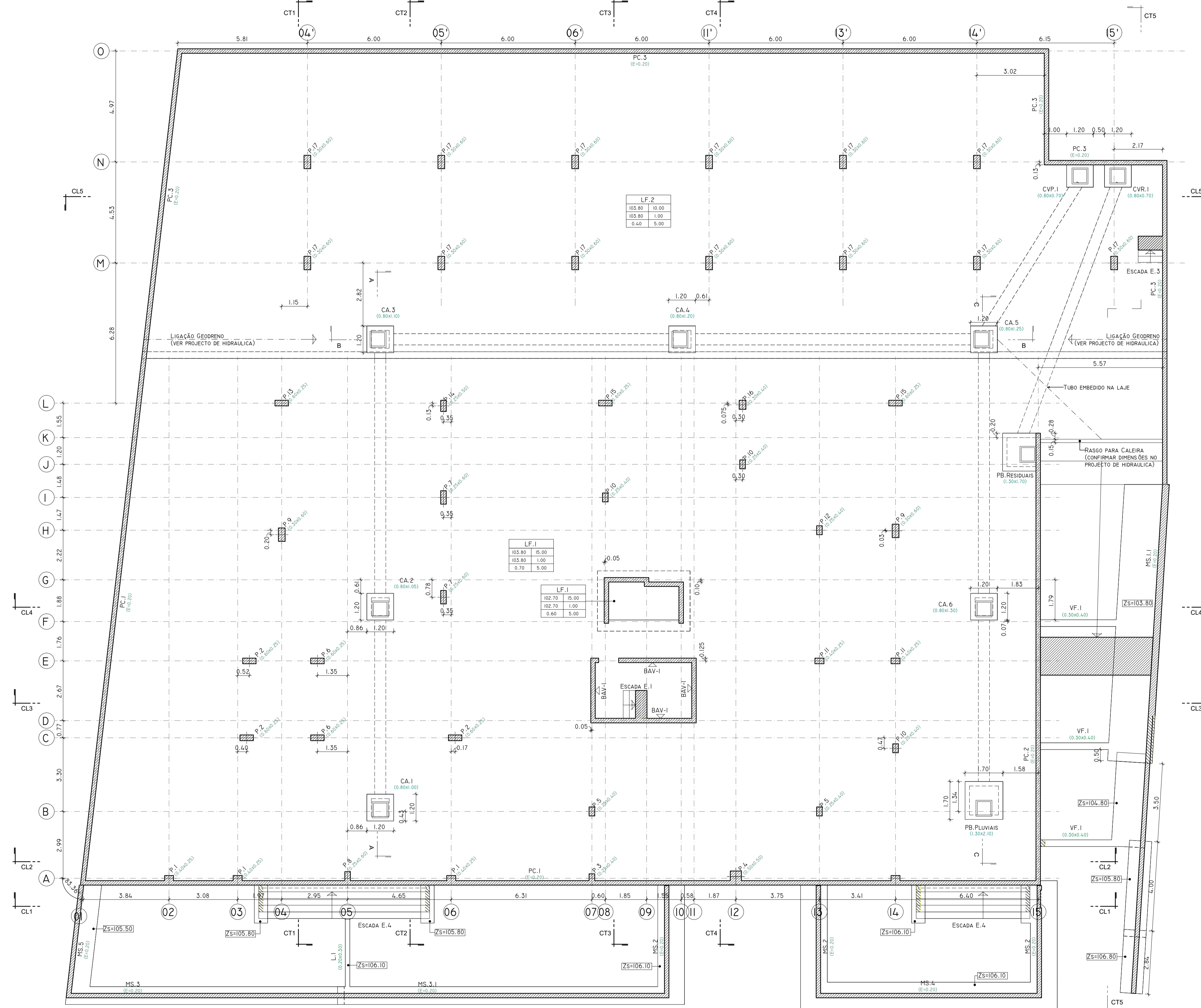
- TODAS AS COTAS E DIMENSÕES DEVERÃO SER CONFIRMADAS EM OBRA E NO PROJETO DE ARQUITETURA.

- ANTES DO INÍCIO DOS TRABALHOS DEVERÃO SER CONSULTADAS AS PEÇAS DESENVOLVIDAS DOS PROJETOS DAS INSTALAÇÕES TÉCNICAS PARA CONFIRMAÇÃO DA COMPATIBILIDADE DOS PROJETOS E IDENTIFICAÇÃO DE EVENTUAIS ELEMENTOS QUE NECESSITEM DE FICAR PRESSIONADOS NO BETÃO.

- SOBRE AS SUPERFÍCIES DE BETÃO EM CONTACTO COM AS TERRAS DEVEM SER PINTADAS COM DUAS DEMÃOZ CRUZADAS DE TINTA ASFÁLTICA IMPREMEINANTE. NO BETÃO DESTES ELEMENTOS DEVERÁ ANDA SER ADICIONADO UM ADITIVO HIDRÓFUO DO TIPO "PLASTOCRETE-M".

PROJETO	2023-03-31	Emissão do Projeto de Execução	AVA/CD	ICD	AVA
PROJETO					
CLIENTE	MESMOVALOR, SA				
ARQUITETA					
DESENHISTA					
PROJETO	EDIFÍCIO DE HABITAÇÃO MULTIFAMILIAR - RUA ARMANDO TAVARES, VILA NOVA DE GAIA				
ESPECIFICAÇÃO	Estruturas				
TIPO	Estruturas de Betão Armado				
PLANTA	Planta de Implantação				
ESCALA	1/200				
PROJETO	P2023-02				
FE	00	FE	02	01	01
PE	00				

A1 (841 x 594)



BETÃO:

BETÃO DE REGULARIZAÇÃO E LIMPEZA	TEMPO DE VIDA ÚTIL DA OBRA 50 ANOS		CLASSE DE INSPECÇÃO 2	
	CLASSE DE RESISTÊNCIA	CLASSE DE EXPOSIÇÃO AMBIENTAL	CLORETO	DINÂMICO
FUNDAÇÕES E ELEMENTOS EM CONTACTO COM O TERRENO	C30/37	X0	CL 1.00	25
RESTANTES ELEMENTOS ESTRUTURAIS	C30/37	XC2	CL 0.40	25
		XC2	CL 0.40	25

RECOBRIMENTOS DE ARMADURAS

FUNDAÇÕES E ELEMENTOS EM CONTACTO COM O TERRENO	50 MM
LAJES E PAREDES EXTERIORES REVESTIDAS	40 MM
PILARES E VIGAS EXTERIORES REVESTIDAS	40 MM
RESTANTES ELEMENTOS ESTRUTURAIS	40 MM

LEGENDA

TABELAS DE LAJES:

TIPO DE LAJE	PESO PRÓPRIO (KN/M2)	NÍVEL DO ACABADO (M)	NÍVEL DO TOSCO (M)	ESPESSURA DA LAJE (M)

NÍVEIS ALTIMÉTRICOS:

Zs=00.00	NÍVEL DA FACE SUPERIOR DO ELEMENTO
Zi=00.00	NÍVEL DA FACE INFERIOR DO ELEMENTO

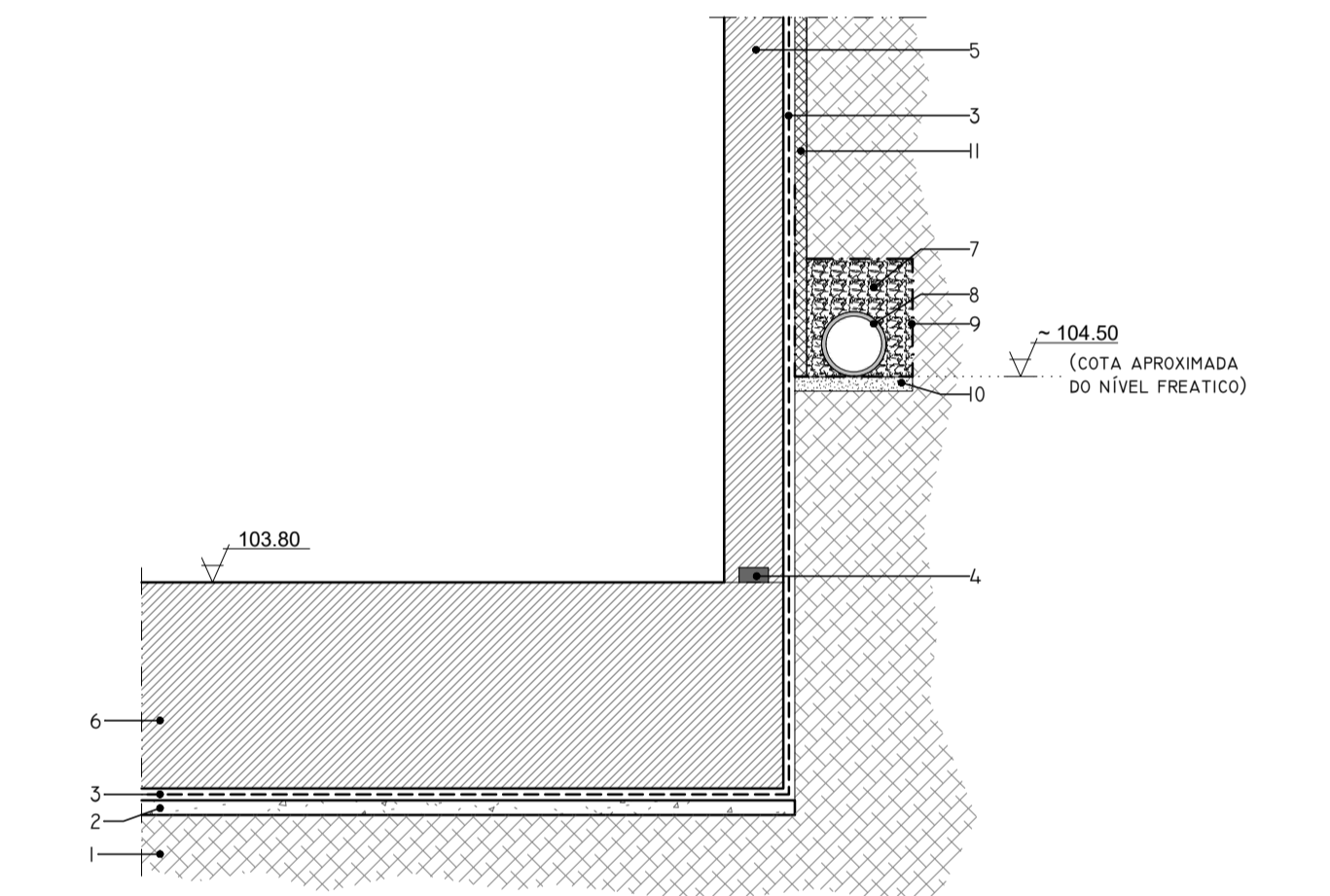
LEGENDA PLANTAS

CRITÉRIOS DE REPRESENTAÇÃO PLANTAS:

- ▨ - PILARES/PAREDES EM BETÃO A CONSTRUIR (SOBRE A LAJE)
- ▤ - PILARES/PAREDES BETÃO A CONSTRUIR (SOBRE A LAJE)
- - VISA APARENTE (SOB A LAJE)
- - VISA INVERTIDA (SOBRE A LAJE)
- △ - SUPERFÍCIE EM BETÃO À VISTA TIPO I - SUPERFÍCIE LISA COM CONTRALACADO FENÓLICO

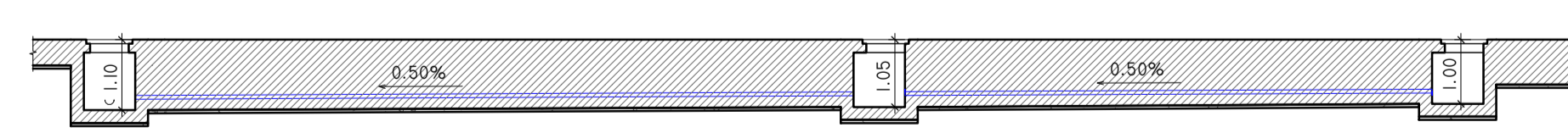
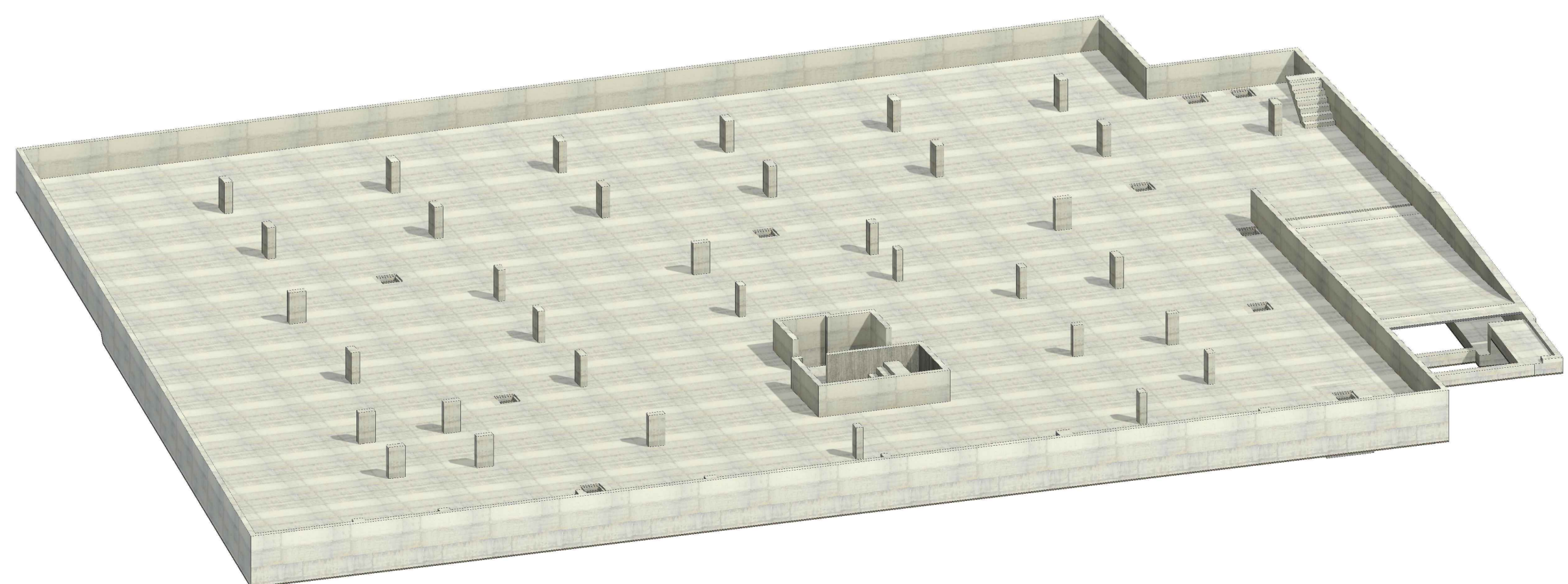
NOTAS IMPORTANTES:

- Todas as cotas e dimensões deverão ser confirmadas em obra e no projeto de arquitetura.
- ANTES DO INÍCIO DOS TRABALHOS DEVERÃO SER CONSULTADAS AS PEÇAS DESENHADAS DOS PROJETOS DAS INSTALAÇÕES TÉCNICAS PARA CONFIRMAÇÃO DA COMPATIBILIDADE DOS PROJETOS E IDENTIFICAÇÃO DE EVENTUAIS ELEMENTOS QUE NECESSITEM DE FIAR EMBEDIDOS NO BETÃO.
- SOBRE AS SUPERFÍCIES DE BETÃO EM CONTACTO COM AS TERRAS DEVERÃO SER PINTADAS COM DUAS DEMÃOZ CRUZADAS DE TINTA ASFÁLTICA IMPREHNANTE. NO BETÃO DESTES ELEMENTOS DEVERÁ ANDA SER ADICIONADO O ADITIVO HIDRÓFUO DO TIPO "PLASTOCRETE-N".

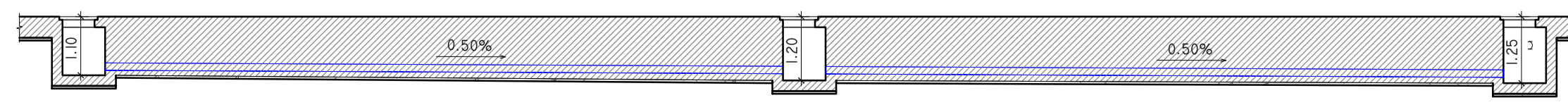


- ### LEGENDA:
- 1- TERRENO NATURAL REGULARIZADO E COMPACTADO;
 - 2 - BETÃO DE REGULARIZAÇÃO COM 5 CM;
 - 3 - IMPERMEABILIZAÇÃO COM TELA DO TIPO VOLTTEX OU EQUIVALENTE;
 - 4 - PERFIL HIDROEXPANSIVO VOLTTEX XP, OU EQUIVALENTE, PARA SELAGEM DAS JUNTAS DE BETONAGEM;
 - 5 - PAREDE DE CONTENÇÃO;
 - 6 - LAJE DE FUNDO ESTRUTURAL;
 - 7 - CAMADA DRENANTE DE BRITA (20 A 40MM), MEDIANAMENTE COMPACTADA - (A);
 - 8 - TUBO CORRUGADO, PERFORADO, DE DUPLA PAREDE - (A);
 - 9 - MANTA DE MATERIAL NÃO TECIDO DE FIBRAS SINTÉTICAS COM 150 G/M2 - (A);
 - 10 - CAMADA DE AREIA PARA ASSENTAMENTO DO TUBO DRENANTE E FORMAÇÃO DE PENDENTES - (A);
 - 11 - MANTA DRENANTE EM POLIETILENO DE ALTA DENSIDADE COM GEOTEXIL ADEQUADA ÀS ALTURAS DE TERRA PREVISTAS.
- (A) - CONSULTAR PROJETO DE INSTALAÇÕES HIDRÁULICAS

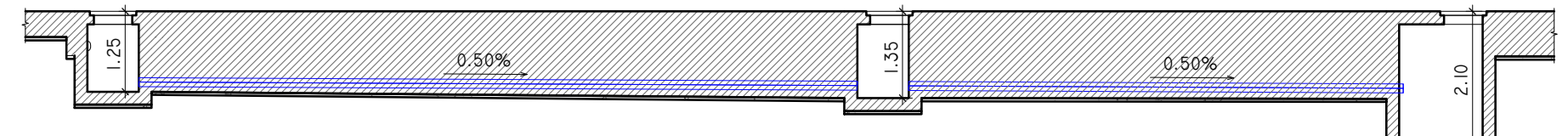
PORMENOR DE IMPERMEABILIZAÇÃO E DRENAGEM DA LAJE DE FUNDO E PAREDES
CORTE TIPO
ESCALA 1/25



CORTE A-A
ESCALA 1/100

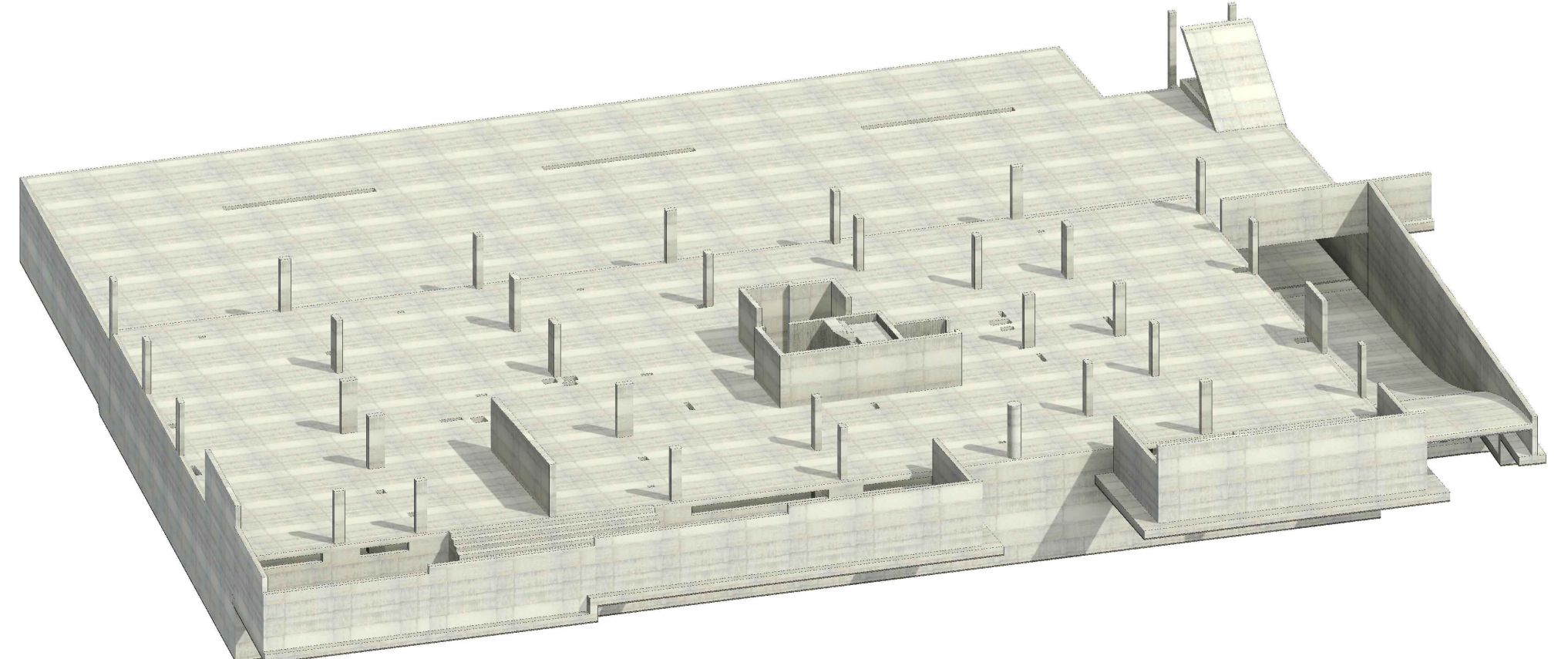
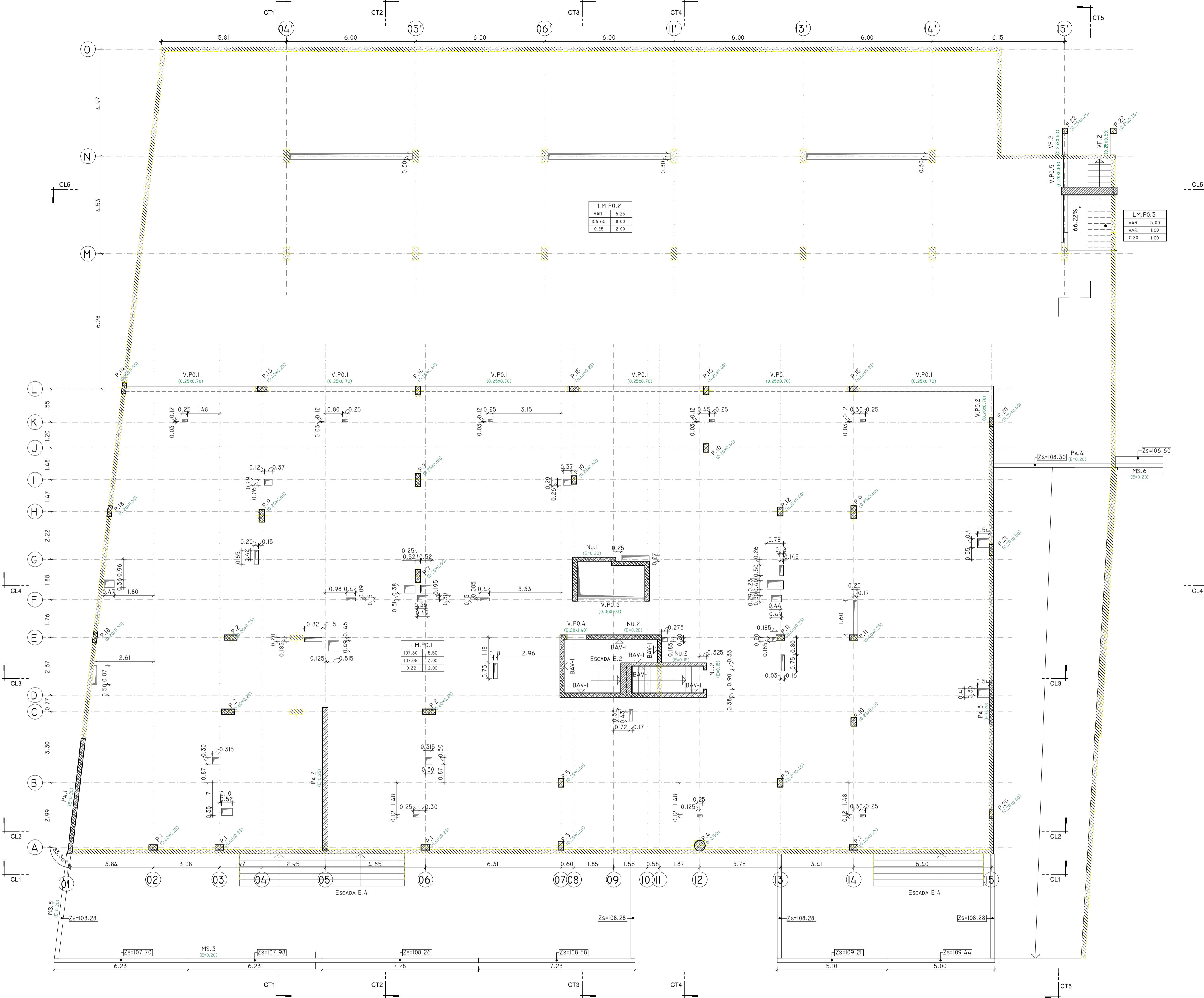


CORTE B-B
ESCALA 1/100



CORTE C-C
ESCALA 1/100

PROJETO	2023-03-31	Emissão do Projeto de Execução	AVA/CD	ICD	AVA
CLIENTE	DATA	DESCRIÇÃO	PROJETA	DESENHO	REVISÃO
MESMOVALOR, SA					
EMPRESA					
PROJETO: EDIFÍCIO DE HABITAÇÃO MULTIFAMILIAR - RUA ARMANDO TAVARES, VILA NOVA DE GAIA ESTRUTURAS: Estruturas de Betão Armado					
Planta Estrutural de Fundações 02					
Geral: P2023-02		Projeto de Execução: 00 FE 02 01 02		Escala: 1/100 PE 00	



MATERIAIS ESTRUTURAIS

BETÃO:		TEMPO DE VIDA ÚTIL DA OBRA 50 ANOS		CLASSE DE INSPECÇÃO 2	
CLASSE DE RESISTÊNCIA	CLASSE DE EXPOSIÇÃO AMBIENTAL	CLASSE DE EXPOSIÇÃO AMBIENTAL	CLASSE DE EXPOSIÇÃO AMBIENTAL	CLORETO	DINÂMICO
NP-EN 206-1	NP-EN 206-1	NP-EN 206-1	NP-EN 206-1	(%)	(%)
BETÃO DE REGULARIZAÇÃO E LIMPEZA	C12/15	X0		CL 1.00	25
FUNDAÇÕES E ELEMENTOS EM CONTACTO COM O TERRENO	C30/37	XC2		CL 0.40	25
REstantes ELEMENTOS ESTRUTURAIS	C30/37	XC2		CL 0.40	25
					S3/S4

ARMADURAS PARA BETÃO ARMADO: TIPO DE VARÃO DE ACORDO COM NP EN 10080

VARÕES NERVURADOS	REDES ELECTROSOLDADAS	QUALIDADE
AÇO EM PERFIS DE SECÇÃO ABERTA E CHAPAS (NP EN 10025)	A500NRSD	EN 10020
AÇO EM PERFIS TUBULARES (NP EN 10210 / NP EN 10219)	A500ELSD	EN 10210 / NP EN 10219
AÇO EM PARAFUSOS E CAVILHAS		S275 JR
		S355 J2H
		8.8
		5.6 ou A500 NRSD

SOLDADURA : CASO NADA SEJA ESPECIFICADO, DEVE SER USADO UM CORDOÃO (DE ÂNGULO OU DE PENETRAÇÃO TOTAL, CONSOANTE O TIPO DE LIGAÇÃO) GERAL DE SOLDADURA EM S355 OU SUPERIOR EM TODA A PERIFERIA DAS SUPERFÍCIES EM CONTACTO COM ESPESSURA A=0.7 X MENOR ESPESSURA DAS CHAPAS A SOLDAR.

RECOBRIMENTOS DE ARMADURAS

FUNDAÇÕES E ELEMENTOS EM CONTACTO COM O TERRENO	50 MM
LAJES E PAREDES EXTERIORES REVESTIDOS	40 MM
PILARES E VIGAS EXTERIORES REVESTIDOS	40 MM
REstantes ELEMENTOS ESTRUTURAIS	40 MM

LEGENDA

TABELAS DE LAJES:

TIPO DE LAJE	PESO PRÓPRIO (KN/M2)	NÍVEL ALTIMÉTRICO:
NÍVEL DO ACABADO (M)		Zs=00.00
NÍVEL DO TOSCO (M)		
ESPESSURA DA LAJE (M)		Zi=00.00

CRITÉRIOS DE REPRESENTAÇÃO PLANTAS:

- ▨ - PILARES/PAREDES EM BETÃO A CONSTRUIR (SOBRE A LAJE)
- ▤ - PILARES/PAREDES BETÃO A CONSTRUIR (SOBRE A LAJE)
- - VISA APARENTE (SOB A LAJE)
- - VISA INVERTIDA (SOBRE A LAJE)

△ BAV-1 - SUPERFÍCIE EM BETÃO À VISTA TIPO 1 - SUPERFÍCIE LISA COM CONTRALAPADO FENOLICO

NOTAS IMPORTANTES:

- TODAS AS COTAS E DIMENSÕES DEVERÃO SER CONFIRMADAS EM OBRA E NO PROJETO DE ARQUITETURA.
- ANTES DO INÍCIO DOS TRABALHOS DEVERÃO SER CONSULTADAS AS PEÇAS DESENHADAS DAS INSTALAÇÕES TÉCNICAS PARA CONFIRMAÇÃO DA COMPATIBILIDADE DOS PROJETOS E IDENTIFICAÇÃO DE EVENTUAIS ELEMENTOS QUE NECESSITEM DE FIXAR FREIOS NO BETÃO.
- SOBRE AS SUPERFÍCIES DE BETÃO EM CONTACTO COM AS TERRAS, DEVEM SER PINTADAS COM DUAS DEMÃOZ CRUZADAS DE TINTA ASFÁLTICA IMPREHNANTE. NO BETÃO DESTES ELEMENTOS DEVERÁ ANDA SER ADICIONADO UM ADITIVO HIDRÓFUO DO TIPO "PLASTOCRETE-M".

PROJETO	DATA	VERSÃO	AVIA/CD	ICD	AVA
PE00	2023-03-31	Emissão do Projeto de Execução			

CLIENTE: MESMOVALOR, SA

PROJETO: EDIFÍCIO DE HABITAÇÃO MULTIFAMILIAR - RUA ARMANDO TAVARES, VILA NOVA DE GAIA

ESTRUTURAS: Estruturas de Betão Armado

PLANTA: Planta Estrutural do Piso 0

NUMERO: 03

PROJETO DE EXECUÇÃO: 1/100

P2023-02 00 FE 02 01 03 PE 00

MATERIAIS ESTRUTURAIS

BETÃO:	TEMPO DE VIDA ÚTIL DA OBRA 50 ANOS		CLASSE DE INSPEÇÃO 2	
	CLASSE DE RESISTÊNCIA NP-EN 206-1	CLASSE DE EXPOSIÇÃO AMBIENTAL NP-EN 206-1	CLORETO (mm)	DNAX CONSISTÊNCIA
BETÃO DE REGULARIZAÇÃO E LIMPEZA	C12/15	X0	CL 1.00	S3
FUNDAÇÕES E ELEMENTOS EM CONTACTO COM O TERRENO	C30/37	XC2	CL 0.40	S3
RESTANTES ELEMENTOS ESTRUTURAIS	C30/37	XC2	CL 0.40	S3/S4

ARMADURAS PARA BETÃO ARMADO:	TIPO DE VARÃO DE ACORDO COM NP EN 10080
VARÕES NERVURADOS	A500NRSD
REDES ELECTROSSOLDADAS	A500ELSD

ACO ESTRUTURAL:	EN 10020	QUALIDADE EN 20898-1
ACO EM PERFIS DE SECÇÃO ABERTA E CHAPAS (NP EN 10025)	S275 JR	8.8
ACO EM PERIFIS TUBULARES (NP EN 10210 / NP EN 10219)	S355 J2H	5.6 ou A500 NRSD

ACO EM PARAFUSOS E CAVILHAS
 AÇO EM CHAMBADOURAS

SOLDADURA :
 CASO NADA SEJA ESPECIFICADO, DEVE SER USADO UM CORDOÃO (DE ÂNGULO OU DE PENETRAÇÃO TOTAL, CONSOANTE O TIPO DE LIGAÇÃO) GERAL DE SOLDADURA EM S355 OU SUPERIOR EM TODA A PERIFERIA DAS SUPERFÍCIES EM CONTACTO COM ESPESSURA A=0.7 X MENOR ESPESSURA DAS CHAPAS A SOLDAR.

RECOBRIMENTOS DE ARMADURAS

FUNDAÇÕES E ELEMENTOS EM CONTACTO COM O TERRENO	50 MM
LAJES E PAREDES EXTERIORES REVESTIDOS	40 MM
PILARES E VIGAS EXTERIORES REVESTIDOS	40 MM
RESTANTES ELEMENTOS ESTRUTURAIS	40 MM

LEGENDA

TABELAS DE LAJES:

TIPO DE LAJE	PESO PRÓPRIO (kN/M ²)	NÍVEL ALTIMÉTRICO:
NÍVEL DO ACABADO (M)	CARGAS DE REVESTIMENTOS E DIVISÓRIAS (kN/M ²)	Zs=00.00 NÍVEL DA FACE SUPERIOR DO ELEMENTO
NÍVEL DO TOSCO (M)		Zi=00.00 NÍVEL DA FACE INFERIOR DO ELEMENTO
ESPESSURA DA LAJE (M)	SÓBRRECARGAS (kN/M ²)	

LEGENDA PLANTAS

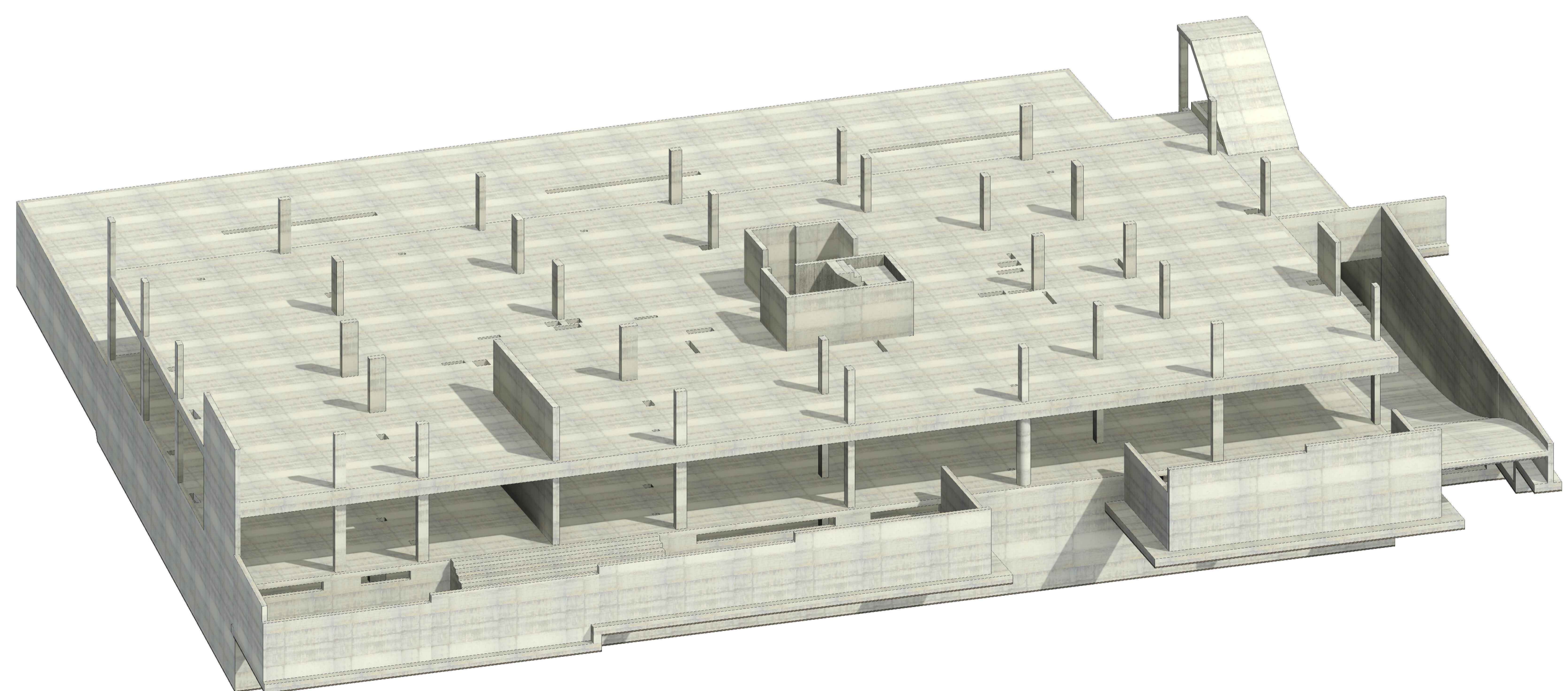
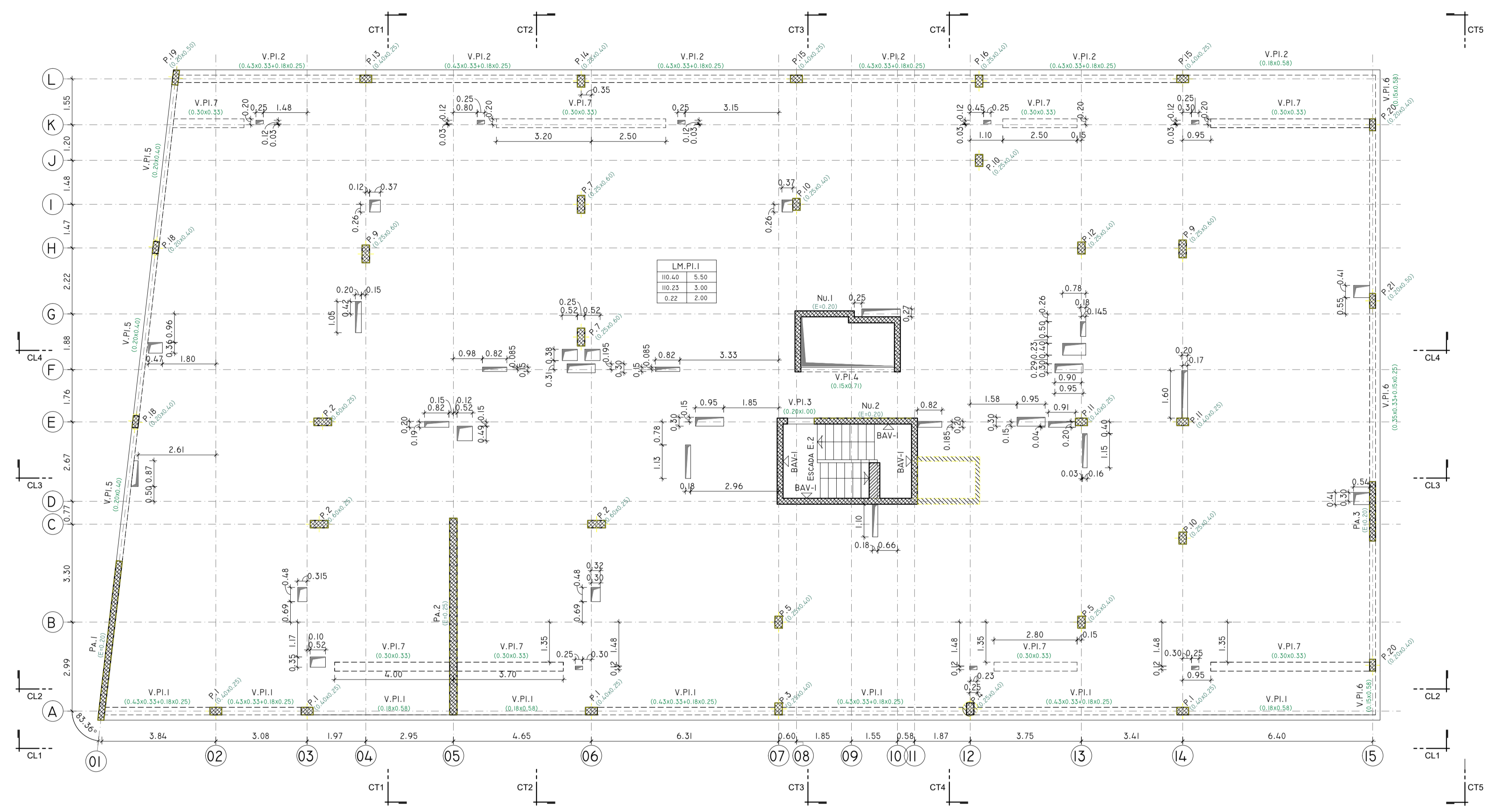
CRITÉRIOS DE REPRESENTAÇÃO PLANTAS:

- ▨ - PILARES/PAREDES EM BETÃO A CONSTRUIR (SOBRE A LAJE)
- ▤ - PILARES/PAREDES BETÃO A CONSTRUIR (SOB A LAJE)
- - VISA APARENTE (SOB A LAJE)
- - VISA INVERTIDA (SOBRE A LAJE)

BAV-1 - SUPERFÍCIE EM BETÃO À VISTA TIPO I - SUPERFÍCIE LISA COM CONTRALACADO FENÓLICO

NOTAS IMPORTANTES:

- TODAS AS COTAS E DIMENSÕES DEVERÃO SER CONFIRMADAS EM OBRA E NO PROJETO DE ARQUITETURA.
- ANTES DO INÍCIO DOS TRABALHOS DEVERÃO SER CONSULTADAS AS PEÇAS DESENHADAS NOS PROJETOS DAS INSTALAÇÕES TÉCNICAS PARA CONFIRMAÇÃO DA COMPATIBILIDADE DOS MATERIAIS E IDENTIFICAÇÃO DE EVENTUAIS ELEMENTOS QUE NECESSITEM DE FIXAR FREIOS NO BETÃO.
- SOBRE AS SUPERFÍCIES DE BETÃO EM CONTACTO COM AS TERRAS, DEVEM SER PINTADAS COM DUAS DEMÃOZ CRUZADAS DE TINTA ASFÁLTICA IMPRIONANTE. NO BETÃO DESTES ELEMENTOS DEVERÁ ANDA SER ADICIONADO UM ADITIVO HIDRÓFUO DO TIPO "PLASTOCRETE-M".



PROJETO	2023-03-31	Emissão do Projeto de Execução	AVA/CD	ICD	AVA
CLIENTE	MESMOVALOR, SA		Proj. Arq.	Desenho	Revisão
ARQUITETA					
EMPRESA					
PROJETO	EDIFÍCIO DE HABITAÇÃO MULTIFAMILIAR - RUA ARMANDO TAVARES, VILA NOVA DE GAIA				
ESPECIALIDADE	Estruturas Estruturas de Betão Armado				
TÍTULO	Planta Estrutural do Piso 1				
ESCALA	1/100				04
PROJETO	P2023-02				00 FE 02 01 04 PE 00

MATERIAIS ESTRUTURAIS

BETÃO:	TEMPO DE VIDA ÚTIL DA OBRA 50 ANOS		CLASSE DE INSPECÇÃO 2	
	CLASSE DE RESISTÊNCIA NP-EN 206-1	CLASSE DE EXPOSIÇÃO AMBIENTAL NP-EN 206-1	CLORETO	DNAK (mm)
BETÃO DE REGULARIZAÇÃO E LIMPEZA	C12/15	X0	CL 1.00	25
FUNDAÇÕES E ELEMENTOS EM CONTACTO COM O TERRENO	C30/37	XC2	CL 0.40	25
REstantes ELEMENTOS ESTRUTURAIS	C30/37	XC2	CL 0.40	25
S3				
S3/S4				

ARMADURAS PARA BETÃO ARMADO:	TIPO DE VARÃO DE ACORDO COM NP EN 10080
VARÕES NERVURADOS	A500NRSD
REDES ELECTROSSOLDADAS	A500ELSD

ACO ESTRUTURAL:	EN 10020	QUALIDADE EN 20898-1
ACO EM PERFIS DE SECÇÃO ABERTA E CHAPAS (NP EN 10025)	S275 JR	
ACO EM PERIFIS TUBULARES (NP EN 10210 / NP EN 10219)	S355 J2H	

ACO EM PARAFUSOS E CAVILHAS	8.8
ACO EM CHAMBADOURIS	5.6 ou A500 NRSD

SOLDADURA :
CASO NADA SEJA ESPECIFICADO, DEVE SER USADO UM CORDOÃO (DE ÂNGULO OU DE PENETRAÇÃO TOTAL, CONSOANTE O TIPO DE LIGAÇÃO) GERAL DE SOLDADURA EM S355 OU SUPERIOR EM TODA A PERIFERIA DAS SUPERFICIES EM CONTACTO COM ESPESSURA A=0.7 X MENOR ESPESSURA DAS CHAPAS A SOLDAR.

RECOBRIMENTOS DE ARMADURAS

FUNDAÇÕES E ELEMENTOS EM CONTACTO COM O TERRENO	50 MM
LAJES E PAREDES EXTERIORES REVESTIDOS	40 MM
PILARES E VIGAS EXTERIORES REVESTIDOS	40 MM
REstantes ELEMENTOS ESTRUTURAIS	40 MM

LEGENDA

TABELAS DE LAJES:	NÍVEIS ALTIMÉTRICOS:	
TIPO DE LAJE		
NÍVEL DO ACABADO (M)	PESO PRÓPRIO (kN/M ²)	Zs=00.00 NÍVEL DA FACE SUPERIOR DO ELEMENTO
NÍVEL DO TOSCO (M)	CARGAS DE REVESTIMENTOS E DIVISÓRIAS (kN/M ²)	Zi=00.00 NÍVEL DA FACE INFERIOR DO ELEMENTO
ESPESSURA DA LAJE (M)	SÓBRRECARGAS(kN/M ²)	

LEGENDA PLANTAS

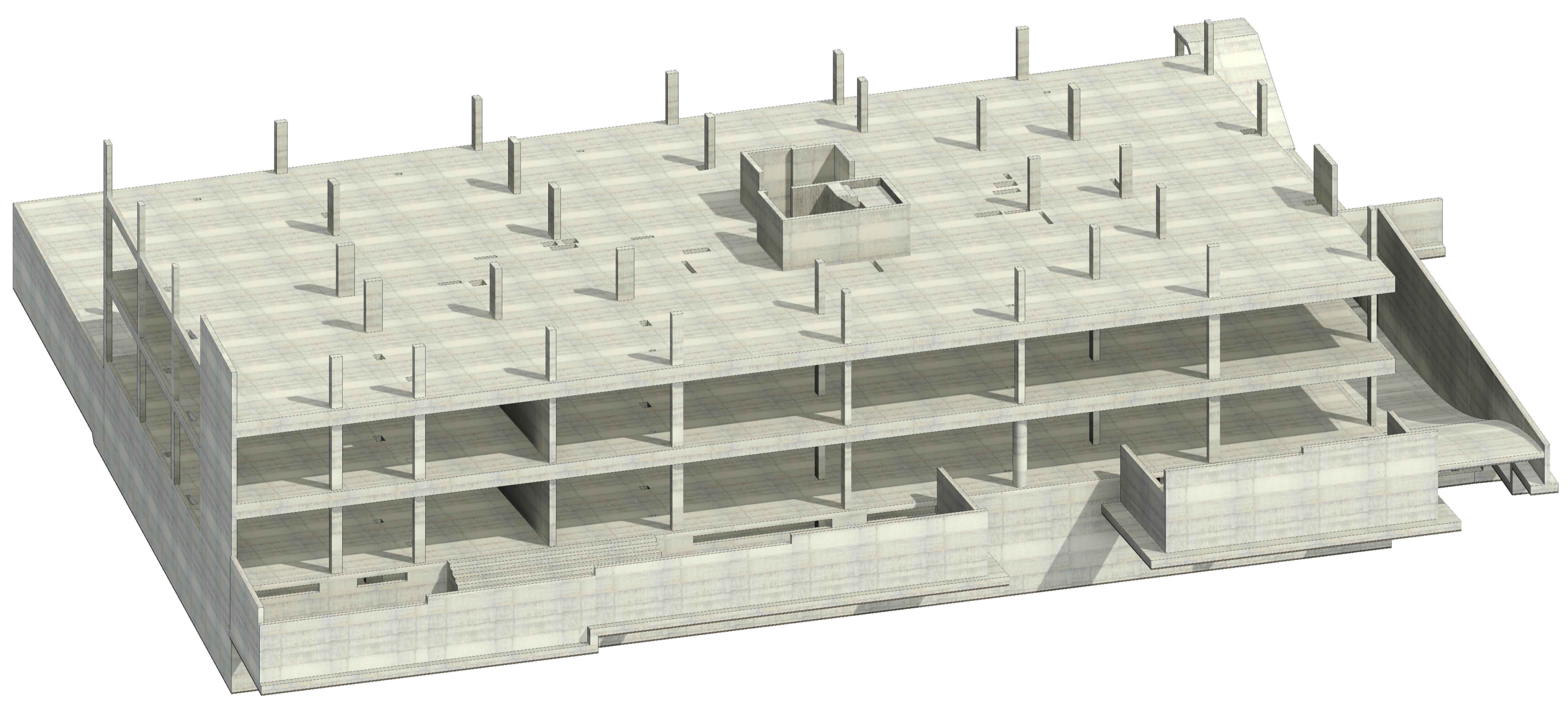
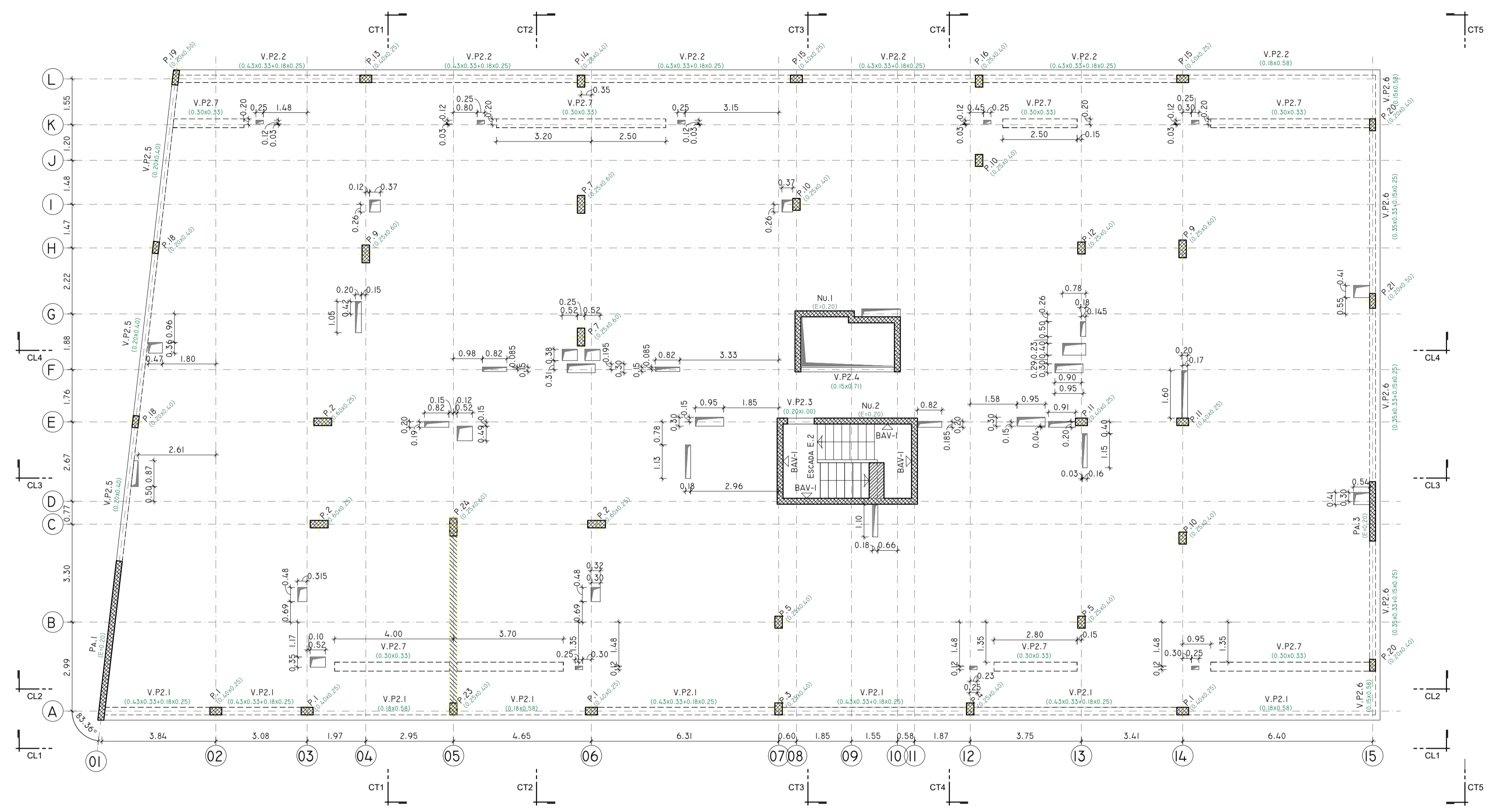
CRITÉRIOS DE REPRESENTAÇÃO PLANTAS:

	- PILARES/PAREDES EM BETÃO A CONSTRUIR (SOBRE A LAJE)		- VISA APARENTE (SOB A LAJE)
	- PILARES/PAREDES BETÃO A CONSTRUIR (SOB A LAJE)		- VISA INVERTIDA (SOBRE A LAJE)

- SUPERFÍCIE EM BETÃO À VISTA TIPO I - SUPERFÍCIE LISA COM CONTRALACADO FENÓLICO

NOTAS IMPORTANTES:

- TODAS AS COTAS E DIMENSÕES DEVERÃO SER CONFIRMADAS EM OBRA E NO PROJETO DE ARQUITETURA.
- ANTES DO INÍCIO DOS TRABALHOS DEVERÃO SER CONSULTADAS AS PEÇAS DESENHADAS NOS PROJETOS DAS INSTALAÇÕES TÉCNICAS PARA CONFIRMAÇÃO DA COMPATIBILIDADE DOS MATERIAIS E IDENTIFICAÇÃO DE EVENTUAIS ELEMENTOS QUE NECESSITEM DE FIXAR FREIROS NO BETÃO.
- SOBRE AS SUPERFÍCIES DE BETÃO EM CONTACTO COM AS TERNAS, DEVEM SER PINTADAS COM DUAS DEMÃOZ CRUZADAS DE TINTA ASFÁLTICA IMPRIONANTE. NO BETÃO DESTES ELEMENTOS DEVERÁ ANDA SER ADICIONADO UM ADITIVO HIDRÓFUO DO TIPO "PLASTOCRETE-M".



PELO	2023-03-31	Emissão do Projeto de Execução	AVA/CD	ICD	AVA
Elaborado					
Revisado					

CLIENTE: MESMOVALOR, SA

ARQUITETA

EMPRESA: **AVALENG**

PROJETO: EDIFÍCIO DE HABITAÇÃO MULTIFAMILIAR - RUA ARMANDO TAVARES, VILA NOVA DE GAIA

ESPECIALIDADE: Estruturas

DESCRIÇÃO: Estruturas de Betão Armado

Planta Estrutural do Piso 2		05
Objeto: Geral	Projeto de Execução	Escala: 1/100
Identificação: P2023-02	00 FE 02 01 05	PE 00

MATERIAIS ESTRUTURAIS

BETÃO:	TEMPO DE VIDA ÚTIL DA OBRA 50 ANOS		CLASSE DE INSPEÇÃO 2	
	CLASSE DE RESISTÊNCIA	CLASSE DE EXPOSIÇÃO AMBIENTAL	CLORETO	DNAK
BETÃO DE REGULARIZAÇÃO E LIMPEZA	C12/15	X0	CL 1.00	25
FUNDAÇÕES E ELEMENTOS EM CONTACTO COM O TERRENO	C30/37	XC2	CL 0.40	25
REstantes ELEMENTOS ESTRUTURAIS	C30/37	XC2	CL 0.40	25
ARMADURAS PARA BETÃO ARMADO:	TIPO DE VARÃO DE ACORDO COM NP EN 10080			
VARÕES NERVURADOS	A500NRSD			
REDES ELECTROSSOLDADAS	A500ELSD			
AO ESTRUTURAL:	EN 10020		QUALIDADE EN 20898-I	
AO EM PERFIS DE SECÇÃO ABERTA E CHAPAS (NP EN 10025)	S275 JR		8.8	
AO EM PERFIS TUBULARES (NP EN 10210 / NP EN 10219)	S355 J2H		5.6 ou A500 NRSD	
AO EM PARAFUSOS E CAVILHAS				
AO EM CHAMBADOURAS				
SOLDADURA:	CASO NADA SEJA ESPECIFICADO, DEVE SER USADO UM CORDÃO (DE ÂNGULO OU DE PENETRAÇÃO TOTAL, CONSOANTE O TIPO DE LIGAÇÃO) GERAL DE SOLDADURA EN S355 OU SUPERIOR EM TODA A PERIFERIA DAS SUPERFÍCIES EM CONTACTO COM ESPESSURA A=0.7 X MENOR ESPESSURA DAS CHAPAS A SOLDAR.			

RECOBRIMENTOS DE ARMADURAS

FUNDAÇÕES E ELEMENTOS EM CONTACTO COM O TERRENO	50 MM
LAJES E PAREDES EXTERIORES REVESTIDOS	40 MM
PILARES E VIGAS EXTERIORES REVESTIDOS	40 MM
REstantes ELEMENTOS ESTRUTURAIS	40 MM

LEGENDA

TABELAS DE LAJES:

TIPO DE LAJE	PESO PRÓPRIO (kN/M ²)	NÍVEL ALTIMÉTRICO:
NÍVEL DO ACABADO (M)	CARGAS DE REVESTIMENTOS E DIVISÓRIAS (kN/M ²) SOBRERCARGAS (kN/M ²)	Zs=00.00 NÍVEL DA FACE SUPERIOR DO ELEMENTO
NÍVEL DO TOSCO (M)		Zi=00.00 NÍVEL DA FACE INFERIOR DO ELEMENTO
ESPESSURA DA LAJE (M)		

LEGENDA PLANTAS

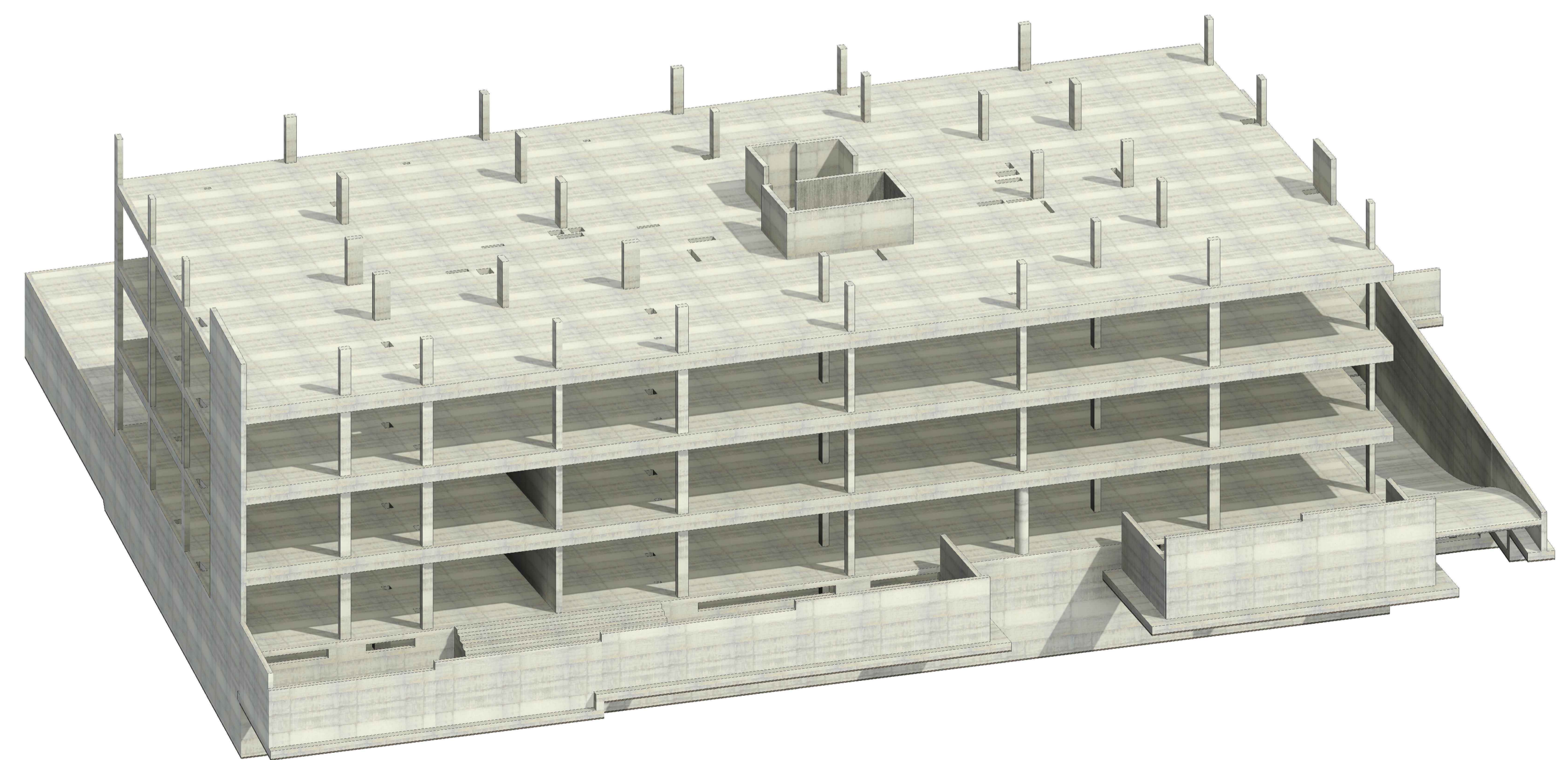
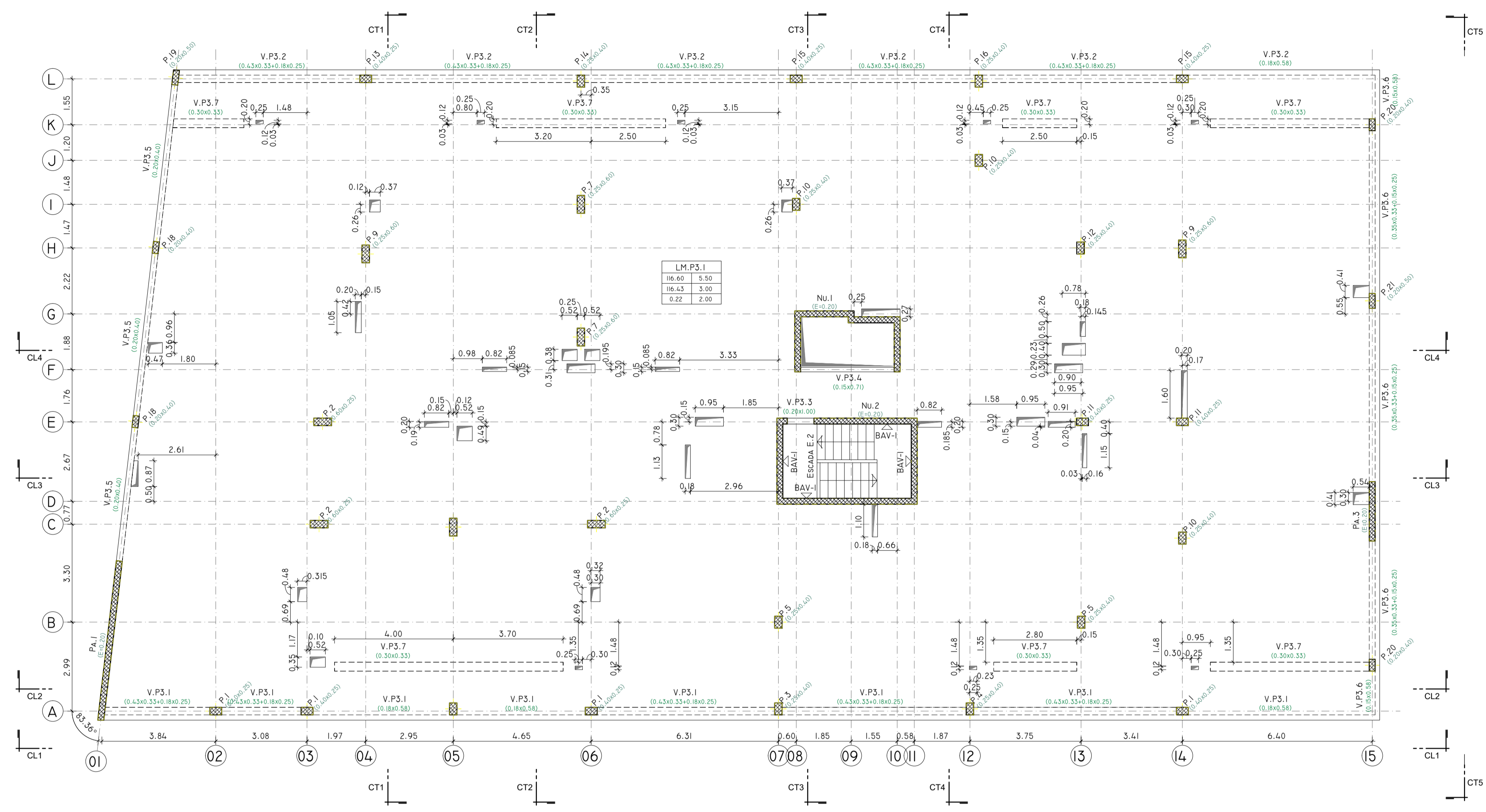
CRITÉRIOS DE REPRESENTAÇÃO PLANTAS:

- ▨ - PILARES/PAREDES EM BETÃO A CONSTRUIR (SOBRE A LAJE)
- ▤ - PILARES/PAREDES BETÃO A CONSTRUIR (SOB A LAJE)
- - VISA APARENTE (SOB A LAJE)
- - VISA INVERTIDA (SOBRE A LAJE)

BAV-I - SUPERFÍCIE EM BETÃO À VISTA TIPO I - SUPERFÍCIE LISA COM CONTRALACADO FENÓLICO

NOTAS IMPORTANTES:

- TODAS AS COTAS E DIMENSÕES DEVERÃO SER CONFIRMADAS EM OBRA E NO PROJETO DE ARQUITETURA.
- ANTES DO INÍCIO DOS TRABALHOS DEVERÃO SER CONSULTADAS AS PEÇAS DESENHADAS NOS PROJETOS DAS INSTALAÇÕES TÉCNICAS PARA CONFIRMAÇÃO DA COMPATIBILIDADE DOS MATERIAIS E IDENTIFICAÇÃO DE EVENTUAIS ELEMENTOS QUE NECESSITEM DE FIXAR FREIROS NO BETÃO.
- SOBRE AS SUPERFÍCIES DE BETÃO EM CONTACTO COM AS TERNAS DEVERÃO SER PINTADAS COM DUAS DEMÃOZ CRUZADAS DE TINTA ASFÁLTICA IMPRIONANTE. NO BETÃO DESTES ELEMENTOS DEVERÁ ANDA SER ADICIONADO UM ADITIVO HIDRÓFUO DO TIPO "PLASTOCRETE-M".



PROJETO	2023-03-31	Emissão do Projeto de Execução	AVA/CD	JKD	AVA
CLIENTE	MESMOVALOR, SA		FECHA DE	DIÁRIO	DIÁRIO
EMPRESA					
PROJETO	EDIFÍCIO DE HABITAÇÃO MULTIFAMILIAR - RUA ARMANDO TAVARES, VILA NOVA DE GAIA				
ESPECIALIDADE	Estruturas Estruturas de Betão Armado				
TÍTULO	Planta Estrutural do Piso 3				06
ESCALA	Projeto de Execução				1/100
PROJETO	P2023-02				00 FE 02 01 06 PE 00

MATERIAIS ESTRUTURAIS

BETÃO:	TEMPO DE VIDA ÚTIL DA OBRA 50 ANOS		CLASSE DE INSPEÇÃO 2	
	CLASSE DE RESISTÊNCIA	CLASSE DE EXPOSIÇÃO AMBIENTAL	CLORETO	DNAK
BETÃO DE REGULARIZAÇÃO E LIMPEZA	C12/15	X0	CL 1.00	25
FUNDAÇÕES E ELEMENTOS EM CONTACTO COM O TERRENO	C30/37	XC2	CL 0.40	25
REstantes ELEMENTOS ESTRUTURAIS	C30/37	XC2	CL 0.40	25
ARMADURAS PARA BETÃO ARMADO: TIPO DE VARÃO DE ACORDO COM NP EN 10080				
VARÕES NERVURADOS	A500NRSD			
REDES ELECTROSSOLDADAS	A500ELSD			
ACO ESTRUTURAL:	EN 10020		QUALIDADE EN 20898-1	
ACO EM PERFIS DE SECÇÃO ABERTA E CHAPAS (NP EN 10025)	S275 JR		8.8	
ACO EM PERFIS TUBULARES (NP EN 10210 / NP EN 10219)	S355 J2H		5.6 ou A500 NRSD	
ACO EM PARAFUSOS E CAVILHAS				
ACO EM CHAMBADOURAS				
SOLDADURA:				
CASO NADA SEJA ESPECIFICADO, DEVE SER USADO UM CORDOÃO (DE ÂNGULO OU DE PENETRAÇÃO TOTAL, CONSOANTE O TIPO DE LIGAÇÃO) GERAL DE SOLDADURA EM S355 OU SUPERIOR EM TODA A PERIFERIA DAS SUPERFÍCIES EM CONTACTO COM ESPESSURA A=0.7 X MENOR ESPESSURA DAS CHAPAS A SOLDAR.				

RECOBRIMENTOS DE ARMADURAS

FUNDAÇÕES E ELEMENTOS EM CONTACTO COM O TERRENO	50 MM
LAIJES E PAREDES EXTERIORES REVESTIDOS	40 MM
PILARES E VIGAS EXTERIORES REVESTIDOS	40 MM
REstantes ELEMENTOS ESTRUTURAIS	40 MM

LEGENDA

TABELAS DE LAJES:

TIPO DE LAJE	PESO PRÓPRIO (kN/m2)	NÍVEL ALTIMÉTRICO:
NÍVEL DO ACABADO (M)		Zs=00.00 NÍVEL DA FACE SUPERIOR DO ELEMENTO
NÍVEL DO TOSCO (M)		Zi=00.00 NÍVEL DA FACE INFERIOR DO ELEMENTO
ESPESSURA DA LAJE (M)		

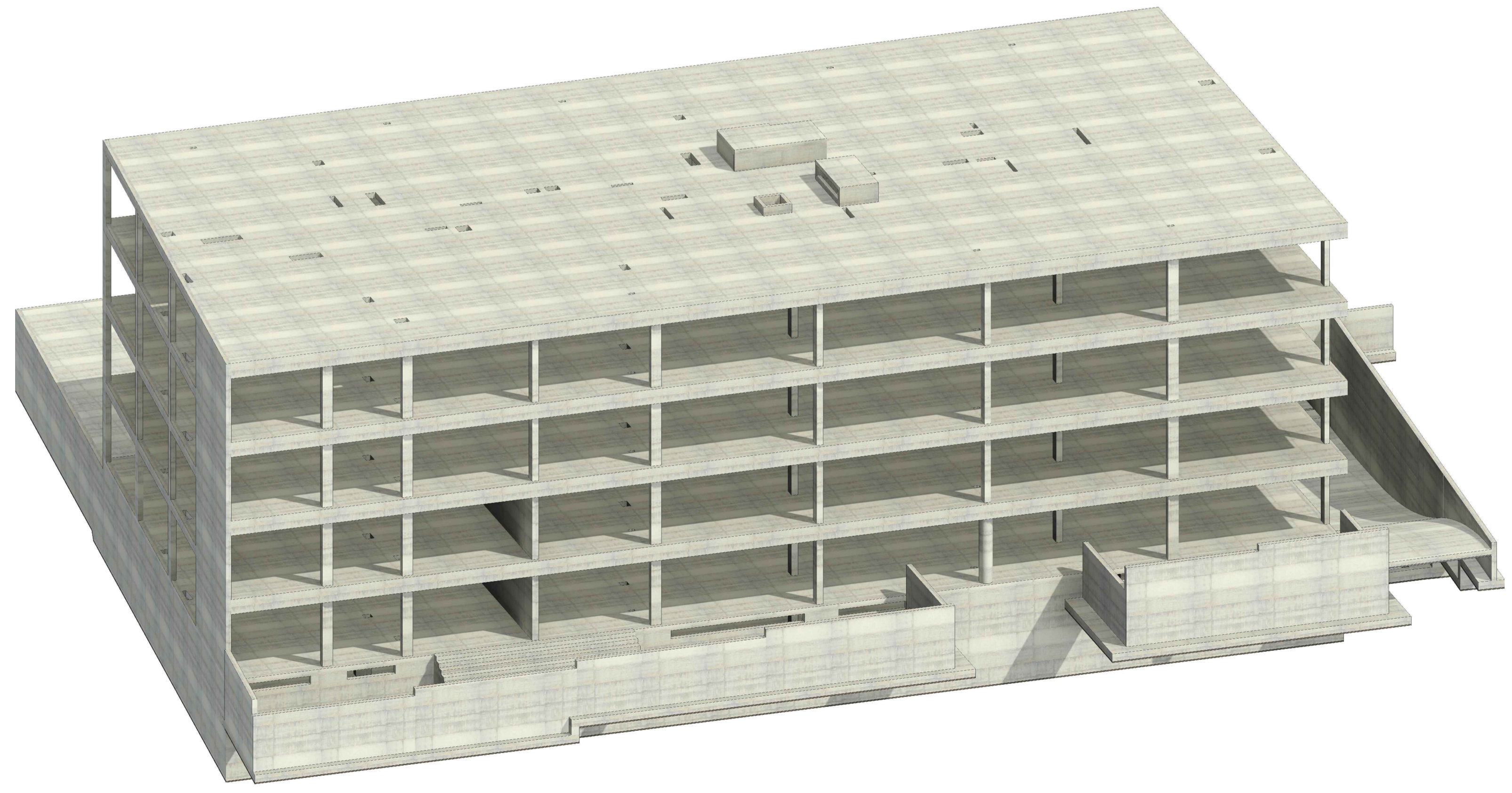
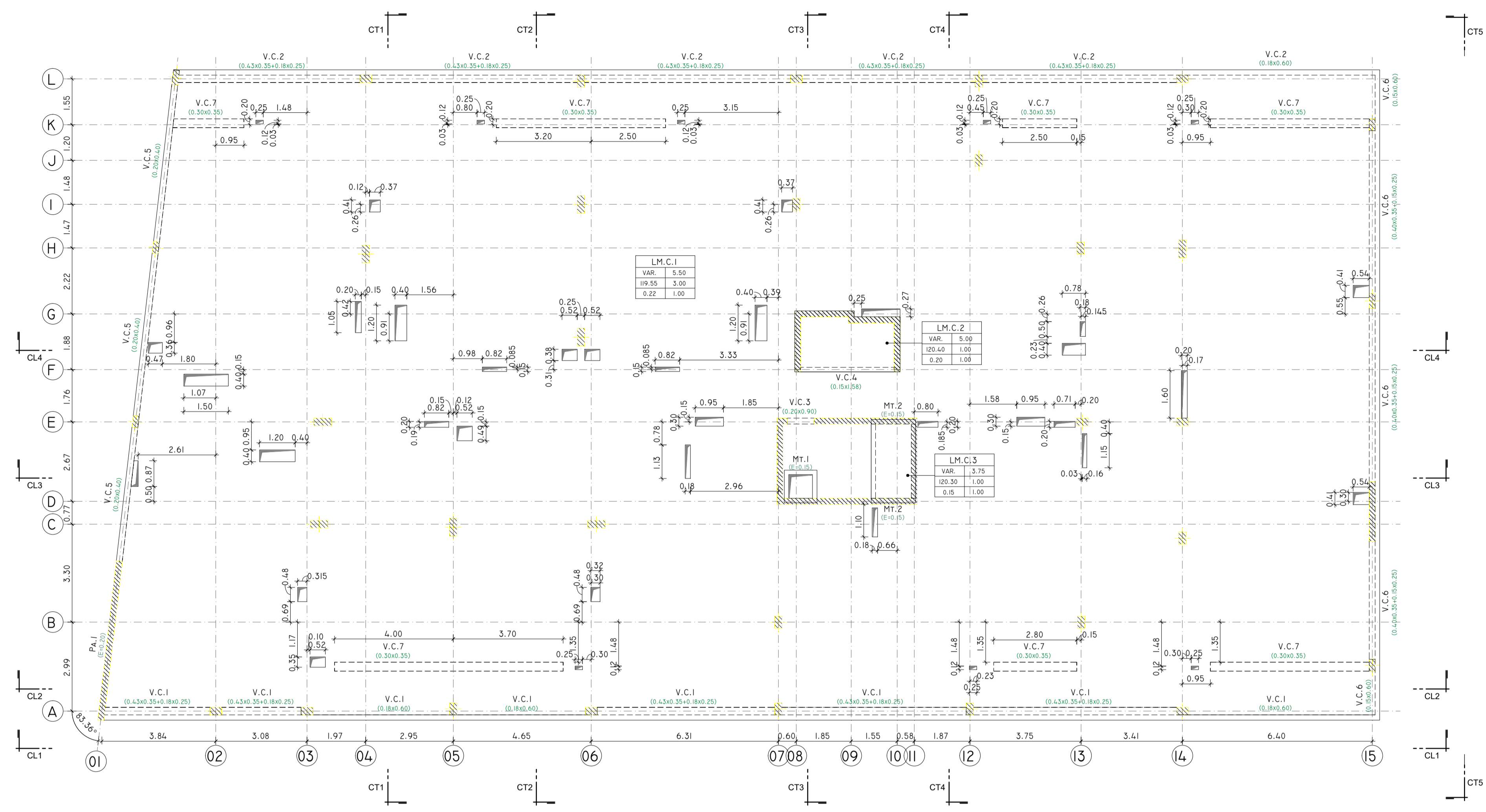
CRITÉRIOS DE REPRESENTAÇÃO PLANTAS:

- ▨ - PILARES/PAREDES EM BETÃO A CONSTRUIR (SOBRE A LAJE)
- ▨ - PILARES/PAREDES BETÃO A CONSTRUIR (SOB A LAJE)
- - VISA APARENTE (SOB A LAJE)
- - VISA INVERTIDA (SOBRE A LAJE)
- △ - SUPERFÍCIE EM BETÃO À VISTA TIPO I - SUPERFÍCIE LISA COM CONTRALACADO FENÓLICO

LEGENDA PLANTAS

NOTAS IMPORTANTES:

- TODAS AS COTAS E DIMENSÕES DEVERÃO SER CONFIRMADAS EM OBRA E NO PROJETO DE ARQUITETURA.
- ANTES DO INÍCIO DOS TRABALHOS DEVERÃO SER CONSULTADAS AS PEÇAS DESENHADAS NOS PROJETOS DAS INSTALAÇÕES TÉCNICAS PARA CONFIRMAÇÃO DA COMPATIBILIDADE DOS PROJETOS E IDENTIFICAÇÃO DE EVENTUAIS ELEMENTOS QUE NECESSITEM DE FIXAR FREIROS NO BETÃO.
- SOBRE AS SUPERFÍCIES DE BETÃO EM CONTACTO COM AS TERRAS, DEVEM SER PINTADAS COM DUAS DEMÃOZ CRUZADAS DE TINTA ASFÁLTICA IMPRIONANTE. NO BETÃO DESTES ELEMENTOS DEVERÁ ANDA SER ADICIONADO UM ADITIVO HIDRÓFUO DO TIPO "PLASTOCRETE-M".



PROJETO	2023-03-31	Emissão do Projeto de Execução	AVA/CD	JKD	AVA
CLIENTE	MESMOVALOR, SA		FECHA DE	DESENHO	REVISÃO
ARQUITETA					
EMPRESA					
PROJETO	EDIFÍCIO DE HABITAÇÃO MULTIFAMILIAR - RUA ARMANDO TAVARES, VILA NOVA DE GAIA				
ESPECIALIDADE	Estruturas				
TÍTULO	Estruturas de Betão Armado				
Planta Estrutural da Cobertura			07		
TIPO	Projeto de Execução				ESCALA
1/100					
P2023-02	00	FE	02	01	06
PE	00				

MATERIAIS ESTRUTURAIS

BETÃO:	TEMPO DE VIDA ÚTIL DA OBRA 50 ANOS		CLASSE DE INSPEÇÃO 2	
	CLASSE DE RESISTÊNCIA NP-EN 206-1	CLASSE DE EXPOSIÇÃO AMBIENTAL NP-EN 206-1	CLORETO	D _{MAX} (mm)
BETÃO DE REGULARIZAÇÃO E LIMPÇA	C30/37	X0	CL 1.00	25
FUNDAÇÕES E ELEMENTOS EM CONTACTO COM O TERRENO	C30/37	XC2	CL 0.40	25
RESTANTES ELEMENTOS ESTRUTURAIS	C30/37	XC2	CL 0.40	25
ARMADURAS PARA BETÃO ARMADO:	TIPO DE VARÃO DE ACORDO COM NP EN 10080			
VARÕES NERVURADOS	A500NRSD			
REDES ELECTROSSOLDADAS	A500ELSD			
AÇO ESTRUTURAL:	EN 10020		QUALIDADE EN 20898-1	
AÇO EM PERIF DE SECÇÃO ABERTA E CHAPAS (NP EN 10025)	S275 JR			
AÇO EM PERIF TUBULARES (NP EN 10210 / NP EN 10219)	S355 J2H			
AÇO EM PARAFUSOS E CAVILHAS			8.8	
AÇO EM CRIMPADORES			5.6 OU A500 NRSD	
SOLDADURA:				
CASO NADA SEJA ESPECIFICADO, DEVE SER USADO UM CORÃO (DE ÂNGULO OU DE PENETRAÇÃO TOTAL, CONSOANTE O TIPO DE LIGAÇÃO GERAL DE SOLDADURA EM S355 OU SUPERIOR EM TODA A PERFERIA DAS SUPERFÍCIES EM CONTACTO COM ESPESURA A+0.7 X MENOR ESPESURA DAS CHAPAS A SOLDAR.				

RECOBRIMENTOS DE ARMADURAS

FUNDAÇÕES E ELEMENTOS EM CONTACTO COM O TERRENO	50 MM	NÍVEL ALTIMÉTRICO:
LAJES E PAREDES EXTERIORES REVESTIDOS	40 MM	Zs+00.00 NÍVEL DA FACE SUPERIOR DO ELEMENTO
PILARES E VIGAS EXTERIORES REVESTIDOS	40 MM	Zi+00.00 NÍVEL DA FACE INFERIOR DO ELEMENTO
RESTANTES ELEMENTOS ESTRUTURAIS	40 MM	

LEGENDA

TABELAS DE LAJES:

TIPO DE LAJE	PESO PRÓPRIO (kN/m ²)	CARGAS DE REVESTIMENTOS E DIVISÓRIAS (kN/m ²)	SOBRECARGAS (kN/m ²)
NÍVEL DO ACABADO (m)			
NÍVEL DO TOSCO (m)			
ESPESURA DA LAJE (m)			

NÍVEL ALTIMÉTRICO:

- Zs+00.00 NÍVEL DA FACE SUPERIOR DO ELEMENTO
- Zi+00.00 NÍVEL DA FACE INFERIOR DO ELEMENTO

LEGENDA PLANTAS

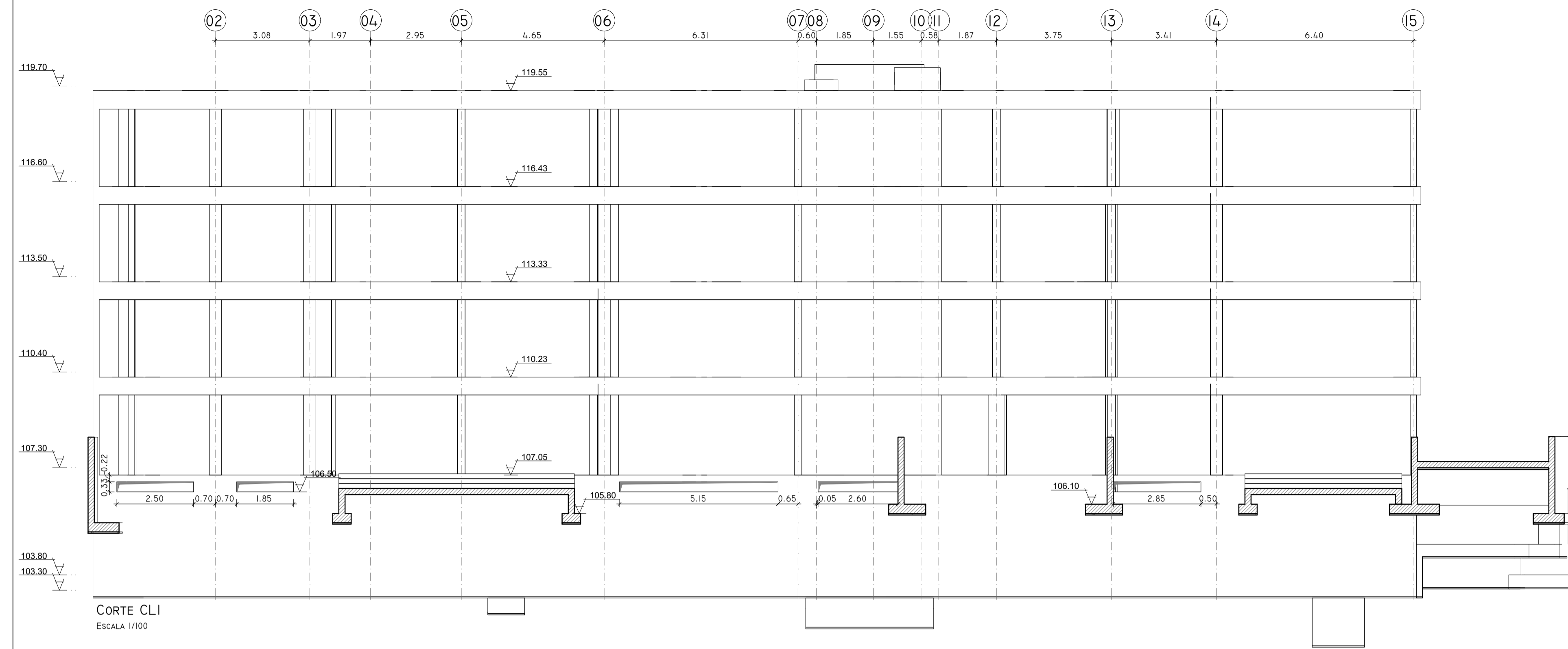
CRITÉRIOS DE REPRESENTAÇÃO PLANTAS:

- FILARES/PAREDES EM BETÃO A CONSTRUIR (SOB A LAJE)
- FILARES/PAREDES BETÃO A CONSTRUIR (SOB A LAJE)
- VIGA APARENTE (SOB A LAJE)
- VIGA INVERTIDA (SOB A LAJE)

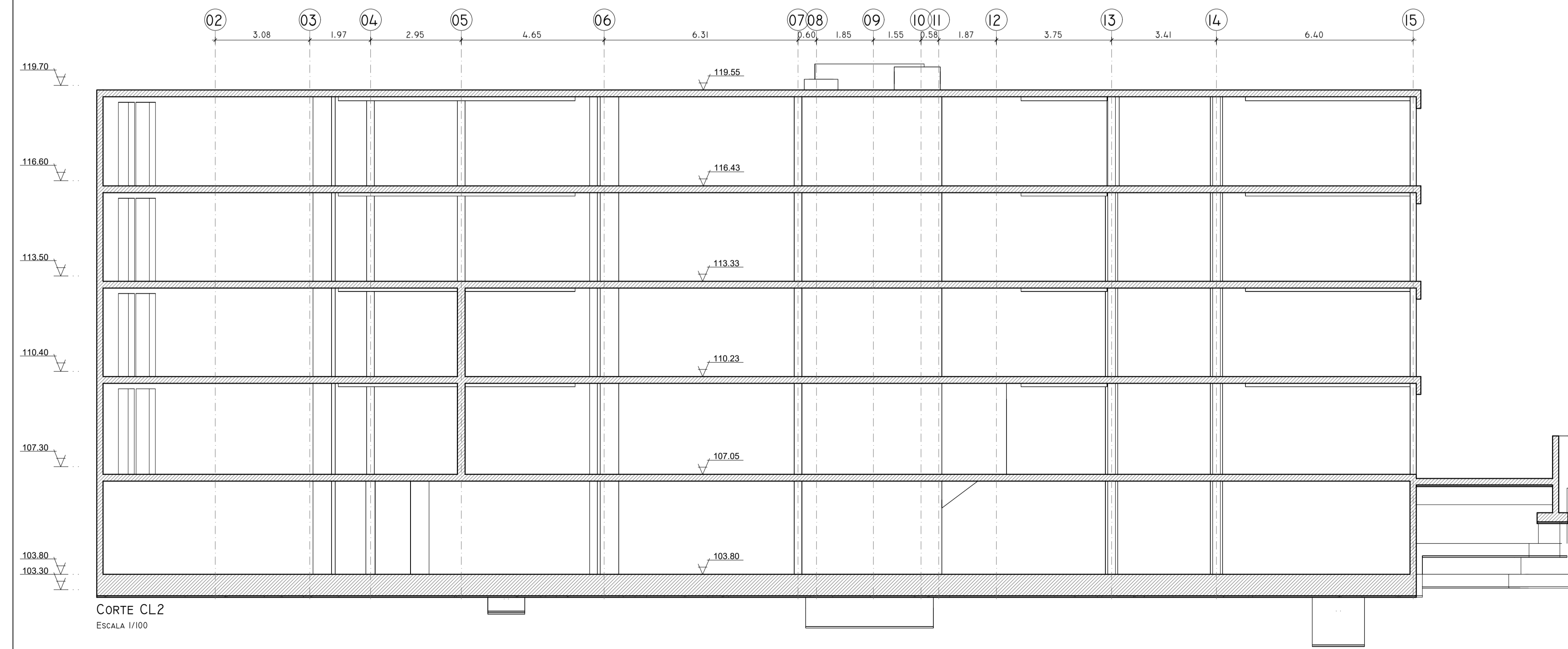
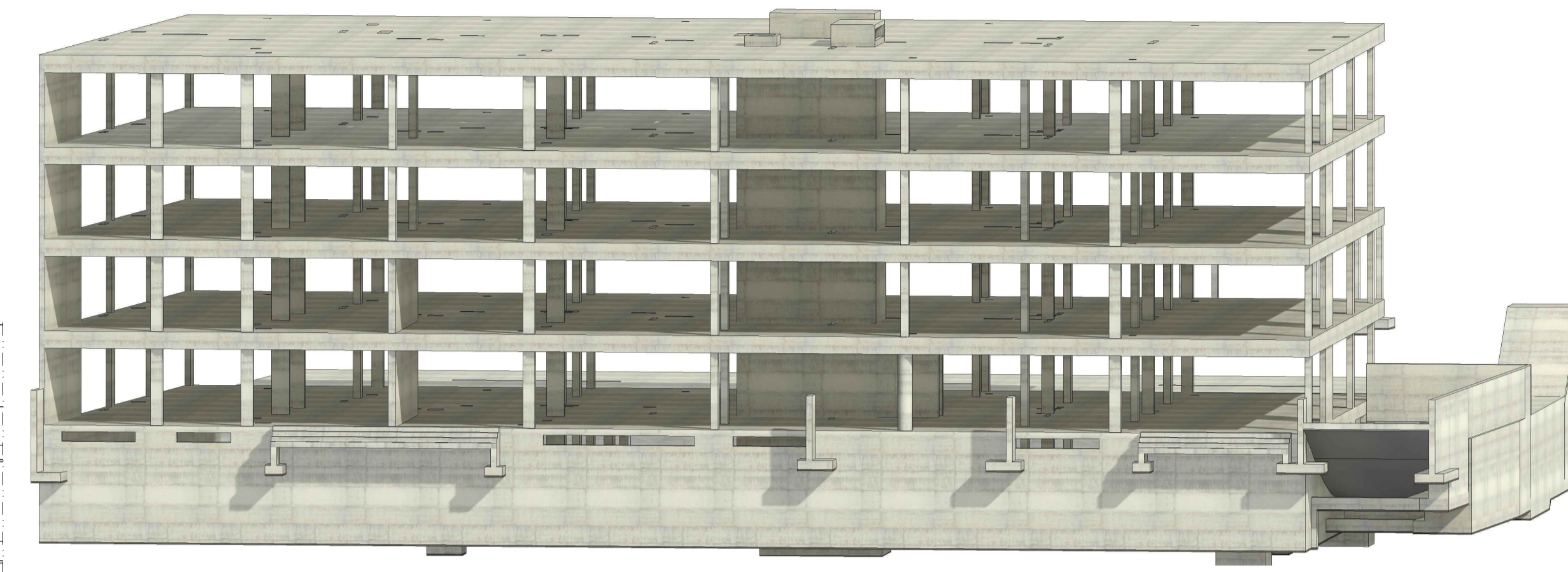
BAV-1 SUPERFÍCIE EM BETÃO À VISTA TIPO 1 - SUPERFÍCIE LISA COM CONTRAFILADO FINÍSSIMO

NOTAS IMPORTANTES:

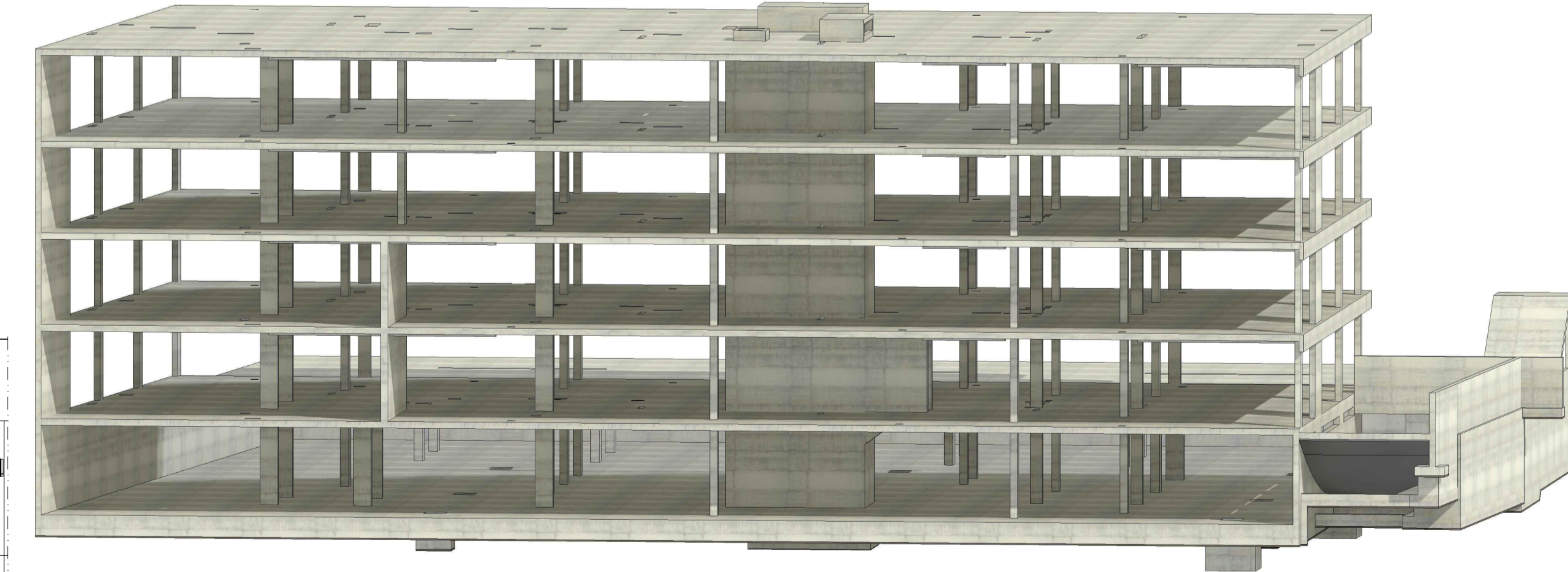
- TODAS AS COTAS E DIMENSÕES DEVERÃO SER CONFIRMADAS EM OBRA E NO PROJETO DE ARQUITETURA.
- ANTES DO INÍCIO DOS TRABALHOS DEVERÃO SER CONSULTADAS AS FOLHAS DESENHADAS NOS PROJETOS DAS INSTALAÇÕES TÉCNICAS PARA CONFIRMAÇÃO DA COMPATIBILIDADE DOS MATERIAIS E IDENTIFICAÇÃO DE EVENTUAIS ELEMENTOS QUE NECESSITEM DE FICAR EMBEBIADOS NO BETÃO.
- SOBRE AS SUPERFÍCIES DE BETÃO EM CONTACTO COM AS TERNAS, DEVEM SER PINTADAS COM DUAS COADAS DE TINTA ASFÁLTICA IMPREGNANTE. NO BETÃO DESTES ELEMENTOS DEVERA ANDA SER ADICIONADO UM ADITIVO HIDROFUGO DO TIPO "PLASTODRETE-N".



CORTE CL1
ESCALA 1/100



CORTE CL2
ESCALA 1/100



PROJETO	2023-03-31	Emissão do Projeto de Execução	AWAKCO	KCO	AWA
Desenho	Data	Descrição	Projetista	Desenhista	Aprovado

MESMOVALOR, SA

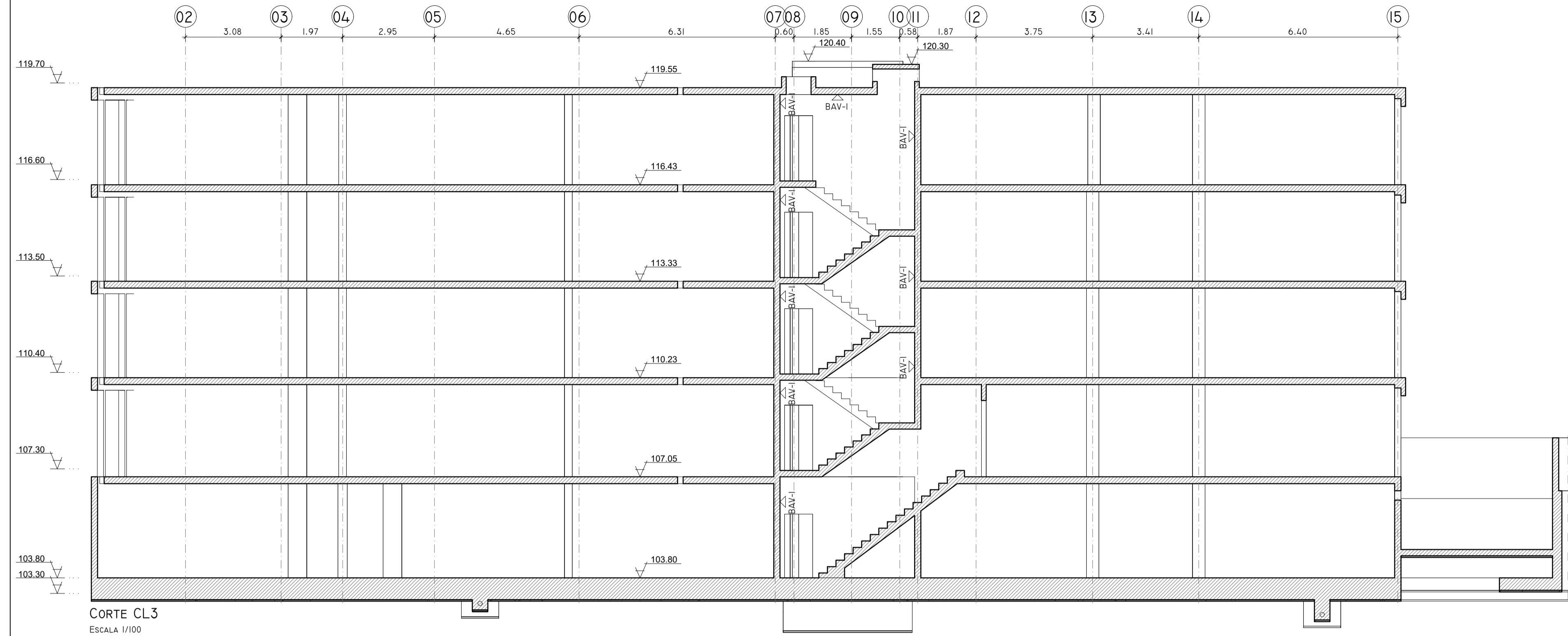
VALENG Engenharia e Arquitetura

Projeto: EDIFÍCIO DE HABITAÇÃO MULTIFAMILIAR - RUA ARMANDO TAVARES, VILA NOVA DE GAIA

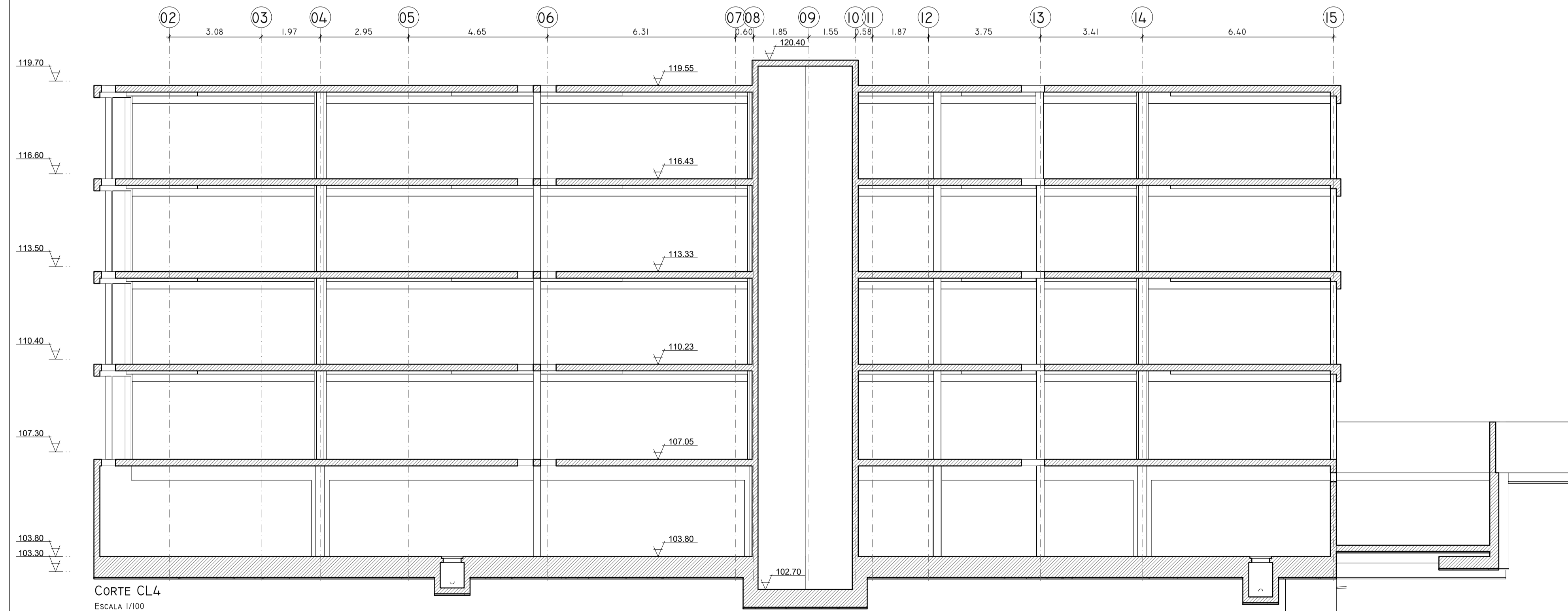
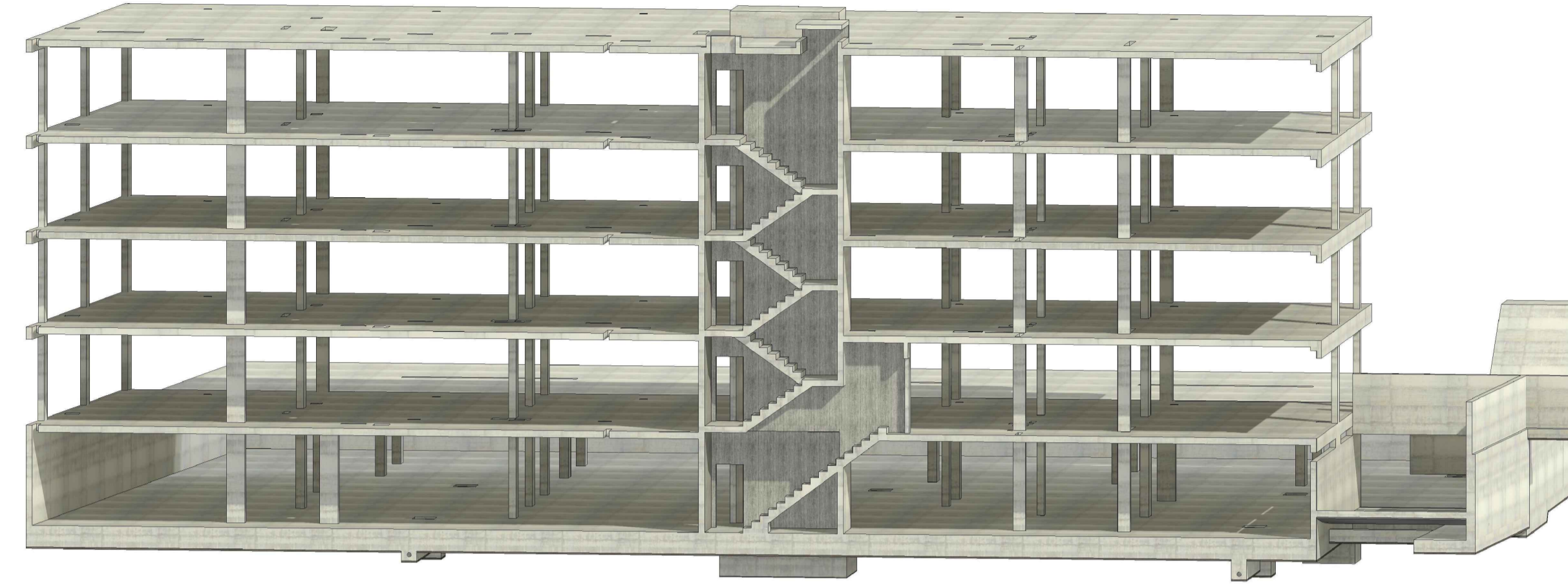
Disciplina: Estruturas | Descrição: Estruturas de Betão Armado

Cortes Estruturais CL1 e CL2		08
Projeto	Projeto de Execução	1/100
P2023-02	00 FE 02 02 01	PE 00

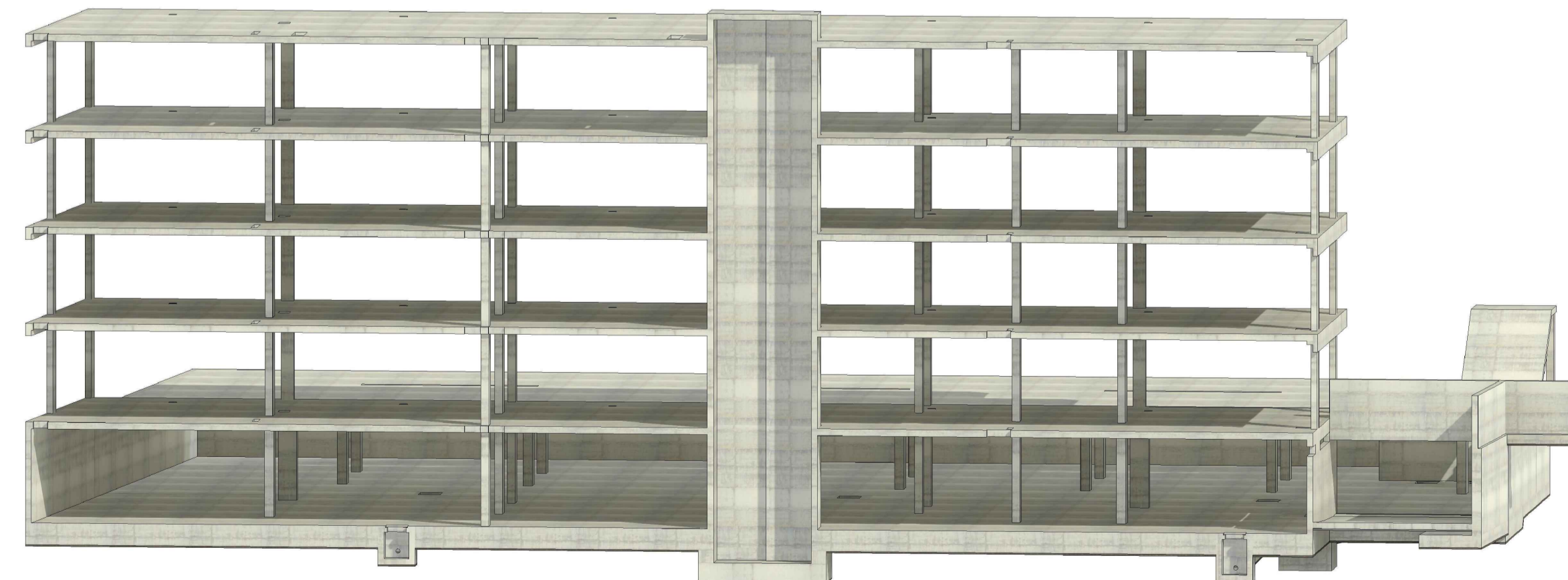
A1-1 (100x150)



CORTE CL3
ESCALA 1/100



CORTE CL4
ESCALA 1/100



MATERIAIS ESTRUTURAIS

BETÃO:	TEMPO DE VIDA ÚTIL DA OBRA 50 ANOS		CLASSE DE INSPEÇÃO 2	
	CLASSE DE RESISTÊNCIA NP-EN 206-1	CLASSE DE EXPOSIÇÃO AMBIENTAL NP-EN 206-1	CLORETO	D _{MAX} (MM) CONSISTÊNCIA
BETÃO DE REGULARIZAÇÃO E LIMPÇA	C30/37	X0	CL 1.00	25 S3
FUNDAÇÕES E ELEMENTOS EM CONTACTO COM O TERRENO	C30/37	XC2	CL 0.40	25 S3
RESTANTES ELEMENTOS ESTRUTURAIS	C30/37	XC2	CL 0.40	25 S3/SA

ARMADURAS PARA BETÃO ARMADO:	TIPO DE VARÃO DE ACORDO COM NP EN 10080
VARÕES NERVURADOS	A500NRSD
REDES ELECTROSOLDADAS	A500ELSD

AÇO ESTRUTURAL:	EN 10020	QUALIDADE EN 20898-1
AÇO EM PERFIS DE SECÇÃO ABERTA E CHAPAS (NP EN 10025)	S275 JR	
AÇO EM PERFIS TUBULARES (NP EN 10210 / NP EN 10219)	S355 J2H	

AÇO EM PARAFUSOS E CAVILHAS
AÇO EM CRIMPADORES
SOLDADURA: 5.6 ou A500 NRSD

CASO NADA SEJA ESPECIFICADO, DEVE SER USADO UM CORÇÃO (DE ÂNGULO OU DE PENETRAÇÃO TOTAL, CONSOANTE O TIPO DE LIGAÇÃO GERAL DE SOLDADURA EM S355 OU SUPERIOR EM TODA A PERIFERIA DAS SUPERFÍCIES EM CONTACTO COM ESPESURA A+0.7 X MENOR ESPESURA DAS CHAPAS A SOLDAR.

RECOBRIMENTOS DE ARMADURAS

FUNDAÇÕES E ELEMENTOS EM CONTACTO COM O TERRENO	50 MM
LAJES E PAREDES EXTERIORES REVESTIDOS	40 MM
PILARES E VIGAS EXTERIORES REVESTIDOS	40 MM
RESTANTES ELEMENTOS ESTRUTURAIS	40 MM

LEGENDA

TABELAS DE LAJE:

TIPO DE LAJE	PESO PRÓPRIO (kN/m ²)	CARGAS DE REVESTIMENTOS E DIVISÓRIAS (kN/m ²)	SOBRECARGAS (kN/m ²)	NÍVELS ALTIMÉTRICOS:
NÍVEL DO ACABADO (H)				Zs=00.00 NÍVEL DA FACE SUPERIOR DO ELEMENTO
NÍVEL DO TOSCO (H)				Zi=00.00 NÍVEL DA FACE INFERIOR DO ELEMENTO
ESPESURA DA LAJE (H)				

LEGENDA PLANTAS

CRITÉRIOS DE REPRESENTAÇÃO PLANTAS:

—	FILARES/PAREDES EM BETÃO A CONSTRUIR (SOB A LAJE)	---	VIGA APARENTE (SOB A LAJE)
—	FILARES/PAREDES BETÃO A CONSTRUIR (SOB A LAJE)	---	VIGA INVERTIDA (SOB A LAJE)
BAV-1	SUPERFÍCIE EM BETÃO À VISTA TIPO 1 - SUPERFÍCIE LISA COM CONTRAFILADO FINÍSSIMO		

NOTAS IMPORTANTES:

- Todas as cotas e dimensões deverão ser confirmadas em obra e no projeto de arquitetura.
- Antes do início dos trabalhos deverão ser consultadas as peças ordenadas dos projetos das instalações técnicas para confirmação da compatibilidade dos projetos e identificação de eventuais elementos que necessitem de ficar embutidos no betão.
- Sobre as superfícies de betão em contacto com as terras, deve ser pintadas com duas demãos cruzadas de tinta asfáltica impermeante. No betão destes elementos deverá ainda ser adicionado um aditivo hidrófugo do tipo "PLASTODRE-NT".

PROJETO	2023-03-31	Emissão do Projeto de Execução	AWAKCO	JCD	AWA
Desenho					
Revisão					

MESMOVALOR, SA

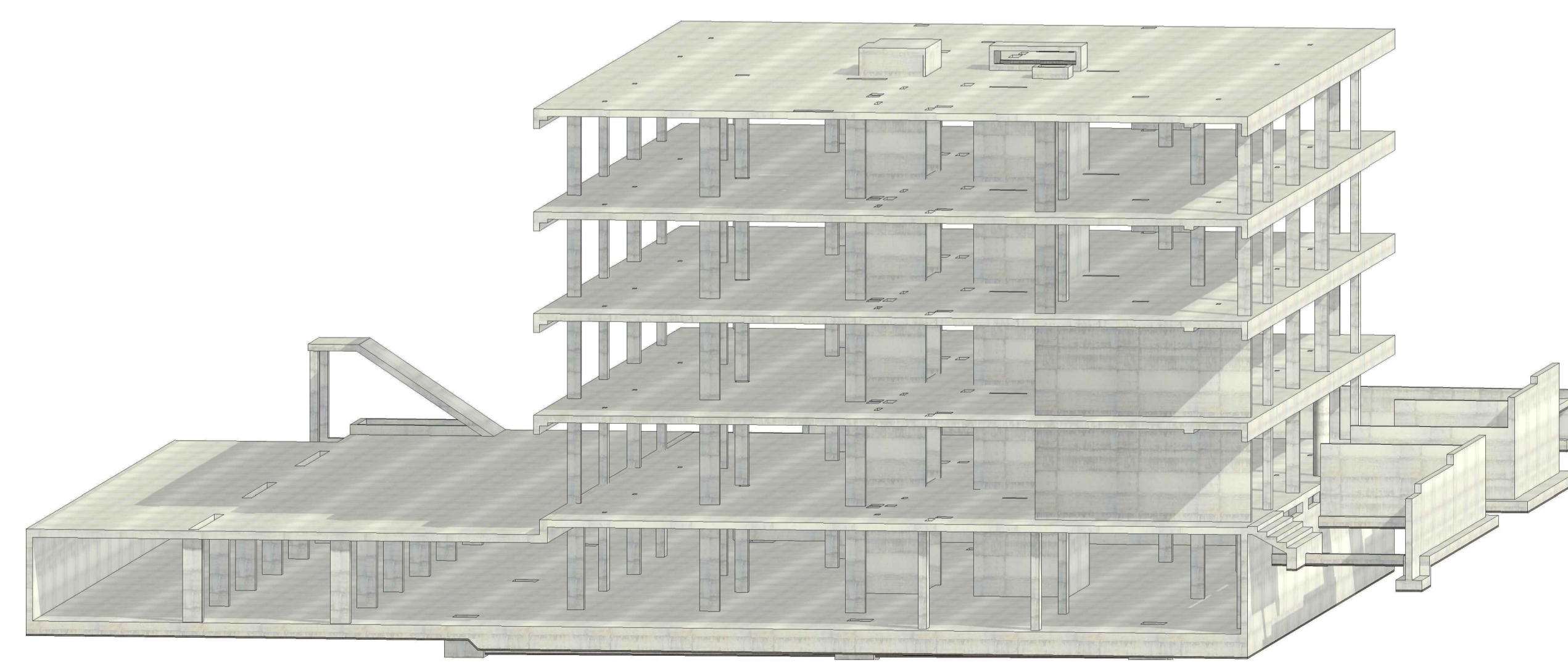
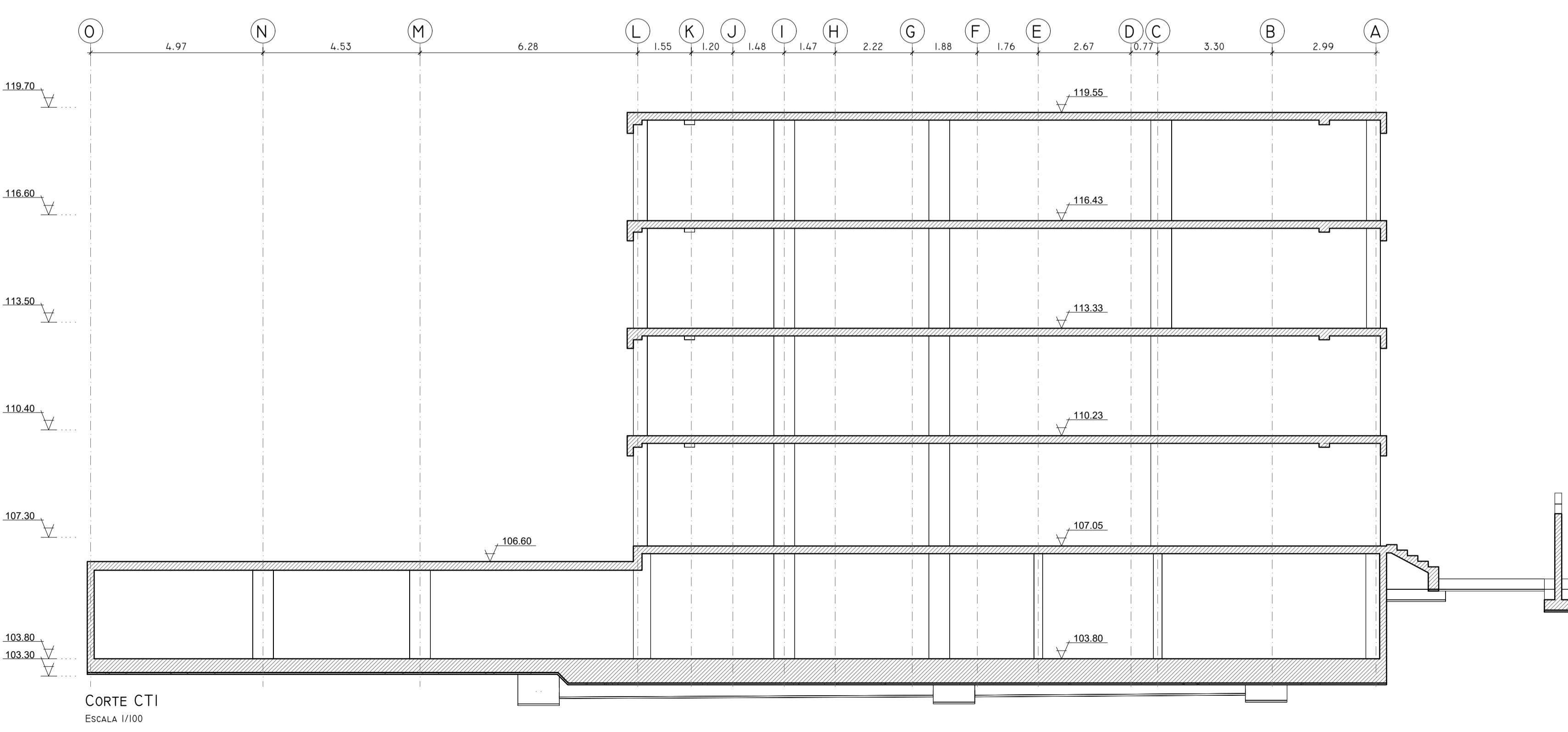
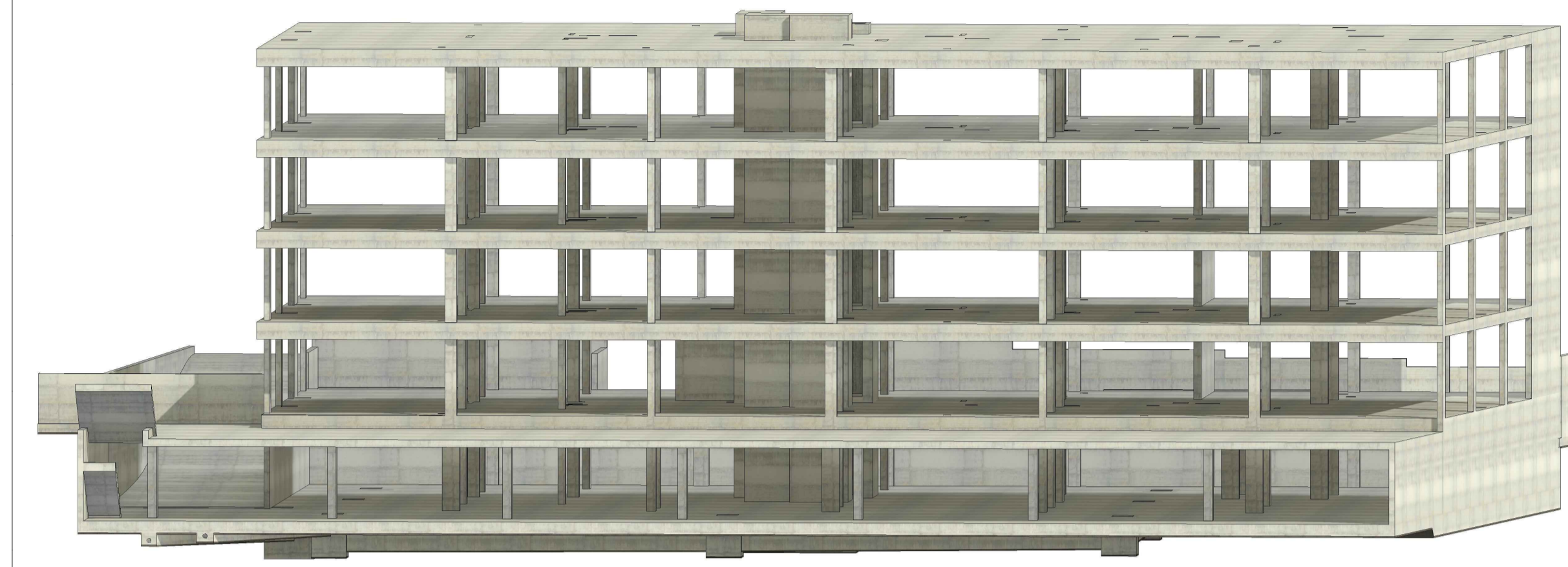
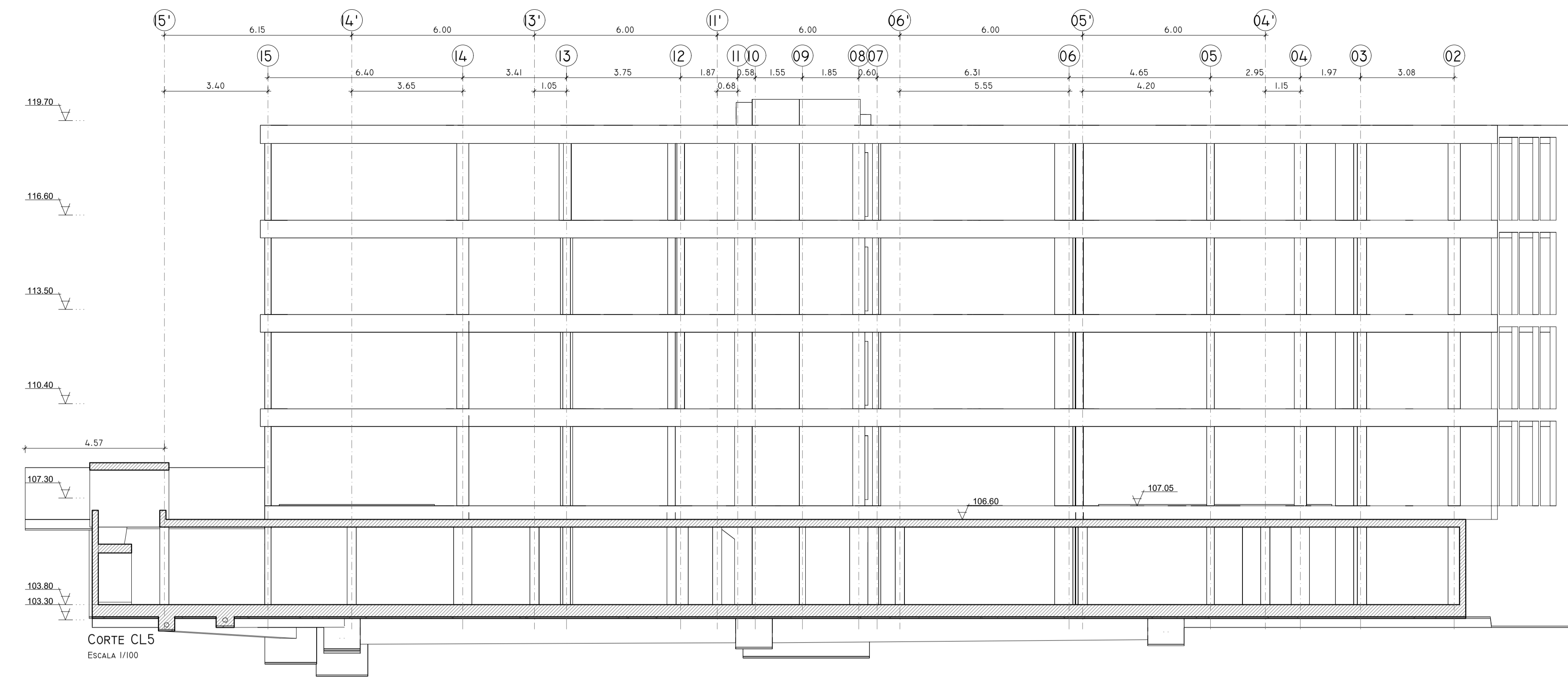
VALENG

EDIFÍCIO DE HABITAÇÃO MULTIFAMILIAR - RUA ARMANDO TAVARES, VILA NOVA DE GAIA

Estruturas Estruturas de Betão Armado

Cortes Estruturais CL3 e CL4		09
Projeto	Projeto de Execução	1/100
P2023-02	00 FE 02 02 02	PE 00

A1-1 (1051 x 594)



MATERIAIS ESTRUTURAIS

BETÃO:

CLASSE DE RESISTÊNCIA NP-EN 206-1	TEMPO DE VIDA ÚTIL DA OBRA 50 ANOS		CLASSE DE INSPEÇÃO 2		
	CLASSE DE EXPOSIÇÃO AMBIENTAL NP-EN 206-1	CLASSE DE EXPOSIÇÃO AMBIENTAL NP-EN 206-1	CLORETO	D _{MAX} (mm)	CONSISTÊNCIA
BETÃO DE REGULARIZAÇÃO E LIMPÇA	C30/37	X0	CL 1.00	25	S3
FUNDAÇÕES E ELEMENTOS EM CONTACTO COM O TERRENO	C30/37	XC2	CL 0.40	25	S3
RESTANTES ELEMENTOS ESTRUTURAIS	C30/37	XC2	CL 0.40	25	S3/SA

ARMADURAS PARA BETÃO ARMADO: TIPO DE VARÃO DE ACORDO COM NP EN 10080

VARÕES NERVURADOS A500NRSD

REDES ELECTROSSOLDADAS A500EUSD

AÇO ESTRUTURAL: EN 10020

AÇO EM PERIF. DE SECÇÃO ABERTA E CHAPAS (NP EN 10025) S275 JR

AÇO EM PERIF. TUBULARES (NP EN 10210 / NP EN 10219) S355 J2H

AÇO EM PARAFUSOS E CAVILHAS 8.8

AÇO EM CRIMPADORES 5.6 ou A500 NRSD

SOLDADURA: 5.6 ou A500 NRSD

CASO NADA SEJA ESPECIFICADO, DEVE SER USADO UM CORÇÃO (DE ÂNGULO OU DE PENETRAÇÃO TOTAL, CONSOANTE O TIPO DE LIGAÇÃO GERAL DE SOLDADURA EM S355 OU SUPERIOR EM TODA A PERIFERIA DAS SUPERFÍCIES EM CONTACTO COM ESPESURA A+0.7 X MENOR ESPESURA DAS CHAPAS A SOLDAR.

RECOBRIMENTOS DE ARMADURAS

FUNDAÇÕES E ELEMENTOS EM CONTACTO COM O TERRENO	50 MM
LAJES E PAREDES EXTERIORES REVESTIDAS	40 MM
PILARES E VIGAS EXTERIORES REVESTIDOS	40 MM
RESTANTES ELEMENTOS ESTRUTURAIS	40 MM

LEGENDA

TABELAS DE LAJES: TIPO DE LAJE

NÍVEL DO ACABADO (M): PESO PRÓPRIO (kN/m²)

NÍVEL DO TOSCO (M): CARGAS DE REVESTIMENTOS E DIVISÓRIAS (kN/m²)

ESPESURA DA LAJE (M): SOBRECARGAS (kN/m²)

NÍVELS ALTIMÉTRICOS: Zs=+00.00 NÍVEL DA FACE SUPERIOR DO ELEMENTO

Zi=+00.00 NÍVEL DA FACE INFERIOR DO ELEMENTO

LEGENDA PLANTAS

CRITÉRIOS DE REPRESENTAÇÃO PLANTAS:

- FILARES/PAREDES EM BETÃO A CONSTRUIR (SOB A LAJE)
- VIGA APARENTE (SOB A LAJE)
- ▨ FILARES/PAREDES BETÃO A CONSTRUIR (SOB A LAJE)
- VIGA INVERTIDA (SOB A LAJE)
- BAV-1 - SUPERFÍCIE EM BETÃO À VISTA TIPO 1 - SUPERFÍCIE LISA COM CONTRAFILADO FINÍSSIMO

NOTAS IMPORTANTES:

- TODAS AS COTAS E DIMENSÕES DEVERÃO SER CONFIRMADAS EM OBRA E NO PROJETO DE ARQUITETURA.
- ANTES DO INÍCIO DOS TRABALHOS DEVERÃO SER CONSULTADAS AS FOLHAS DESENHADAS NOS PROJETOS DAS INSTALAÇÕES TÉCNICAS PARA CONFIRMAÇÃO DA COMPATIBILIDADE DOS PROJETOS E IDENTIFICAÇÃO DE EVENTUAIS ELEMENTOS QUE NECESSITEM DE FICAR EMBEBIOS NO BETÃO.
- SOBRE AS SUPERFÍCIES DE BETÃO EM CONTACTO COM AS TERNAS, DEVEM SER PINTADAS COM DUAS COZELHAS DE TINTA ASFÁLTICA IMPREGNANTE. NO BETÃO DESTES ELEMENTOS DEVERÁ ANDA SER ADICIONADO UM ADITIVO HIDRÓFUGO DO TIPO "PLASTODRENE-NT".

A1-1 (1001 x 594)

PROJETO	2023-02-21	Emissão do Projeto de Execução	AWAKCO	JCD	AWA
PROJETO	DATA	DESCRIÇÃO	PROJETA	DESENHA	APROVA

MESMOVALOR, SA

VALENG

EDIFÍCIO DE HABITAÇÃO MULTIFAMILIAR - RUA ARMANDO TAVARES, VILA NOVA DE GAIA

Estruturas Estruturas de Betão Armado

Cortes Estruturais CL5 e CT1

10

Projeto de Execução

1/100

P2023-02 00 FE 02 02 03 PE 00

MATERIAIS ESTRUTURAIS

BETÃO:	TEMPO DE VIDA ÚTIL DA OBRA 50 ANOS		CLASSE DE INSPEÇÃO 2	
	CLASSE DE RESISTÊNCIA NP-EN 206-1	CLASSE DE EXPOSIÇÃO AMBIENTAL NP-EN 206-1	CLORETO	D _{max} (mm)
BETÃO DE REGULARIZAÇÃO E LIMPÇA	C30/37	X0	CL 1.00	25
FUNDAÇÕES E ELEMENTOS EM CONTACTO COM O TERRENO	C30/37	XC2	CL 0.40	25
RESTANTES ELEMENTOS ESTRUTURAIS	C30/37	XC2	CL 0.40	25
ARMADURAS PARA BETÃO ARMADO:	TIPO DE VARÃO DE ACORDO COM NP EN 10080			
VARÕES NERVURADOS	A500NRSD			
REDES ELECTROSSOLDADAS	A500ELSD			
AÇO ESTRUTURAL:	EN 10020			
AÇO EM PERFIS DE SECÇÃO ABERTA E CHAPAS (NP EN 10025)	S275 JR			
AÇO EM PERFIS TUBULARES (NP EN 10210 / NP EN 10219)	S355 J2H			
AÇO EM PARAFUSOS E CAVILHAS	8.8			
AÇO EM CRIMPADORES	5.6 OU A500 NRSD			
SOLDADURA:	Caso nada seja especificado, deve ser usado um cordão (de ângulo ou de penetração total, consoante o tipo de ligação) geral de soldadura em S355 ou superior em toda a periferia das superfícies em contacto com espessura a ≥ 0.7 x menor espessura das chapas a soldar.			

RECOBRIMENTOS DE ARMADURAS

FUNDAÇÕES E ELEMENTOS EM CONTACTO COM O TERRENO	50 MM
LAJES E PAREDES EXTERIORES REVESTIDAS	40 MM
PILARES E VIGAS EXTERIORES REVESTIDOS	40 MM
RESTANTES ELEMENTOS ESTRUTURAIS	40 MM

LEGENDA

TABELAS DE LAJES:	NÍVELS ALTIMÉTRICOS:
TIPO DE LAJE:	
NÍVEL DO ACABADO (m)	PESO PRÓPRIO (kN/m ²)
NÍVEL DO TOSCO (m)	CARGAS DE REVESTIMENTOS
ESPESURA DA LAJE (m)	E DIVISÓRIAS (kN/m ²)
	SOBRECARGAS (kN/m ²)

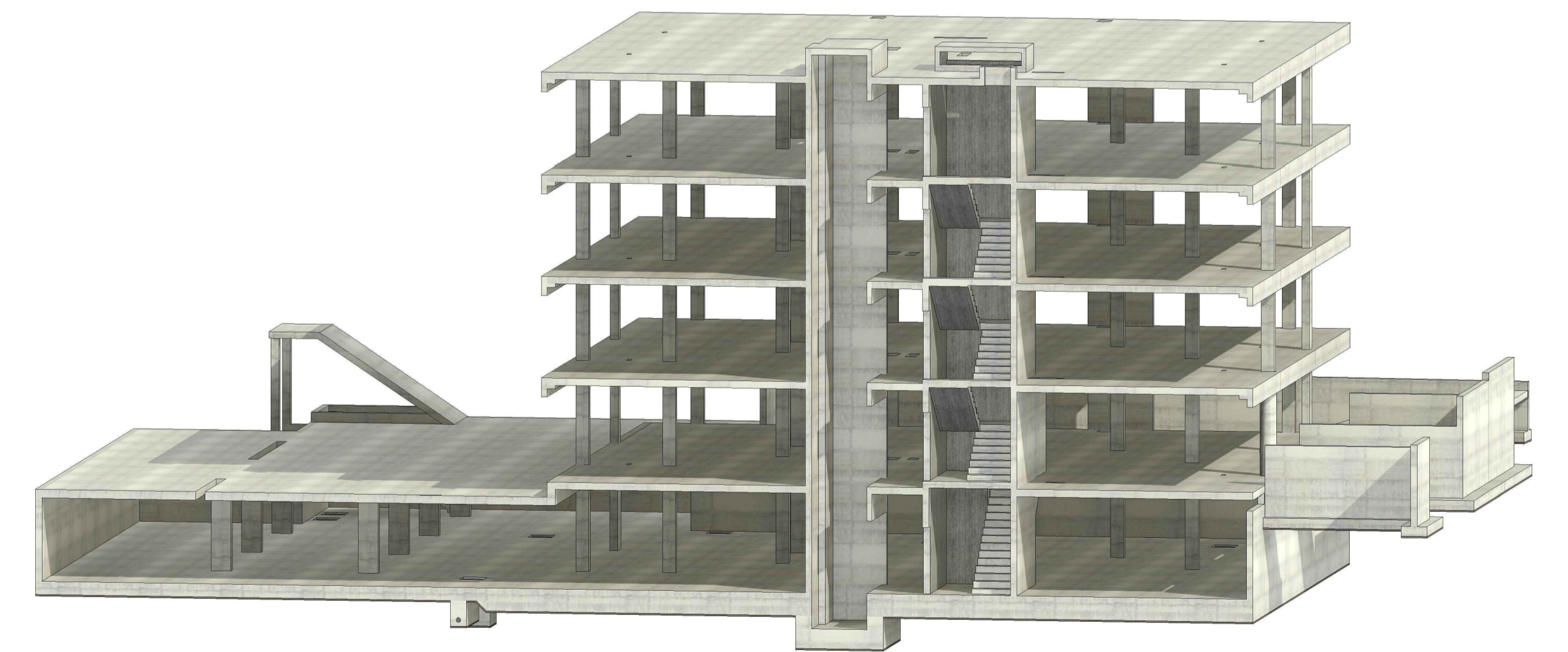
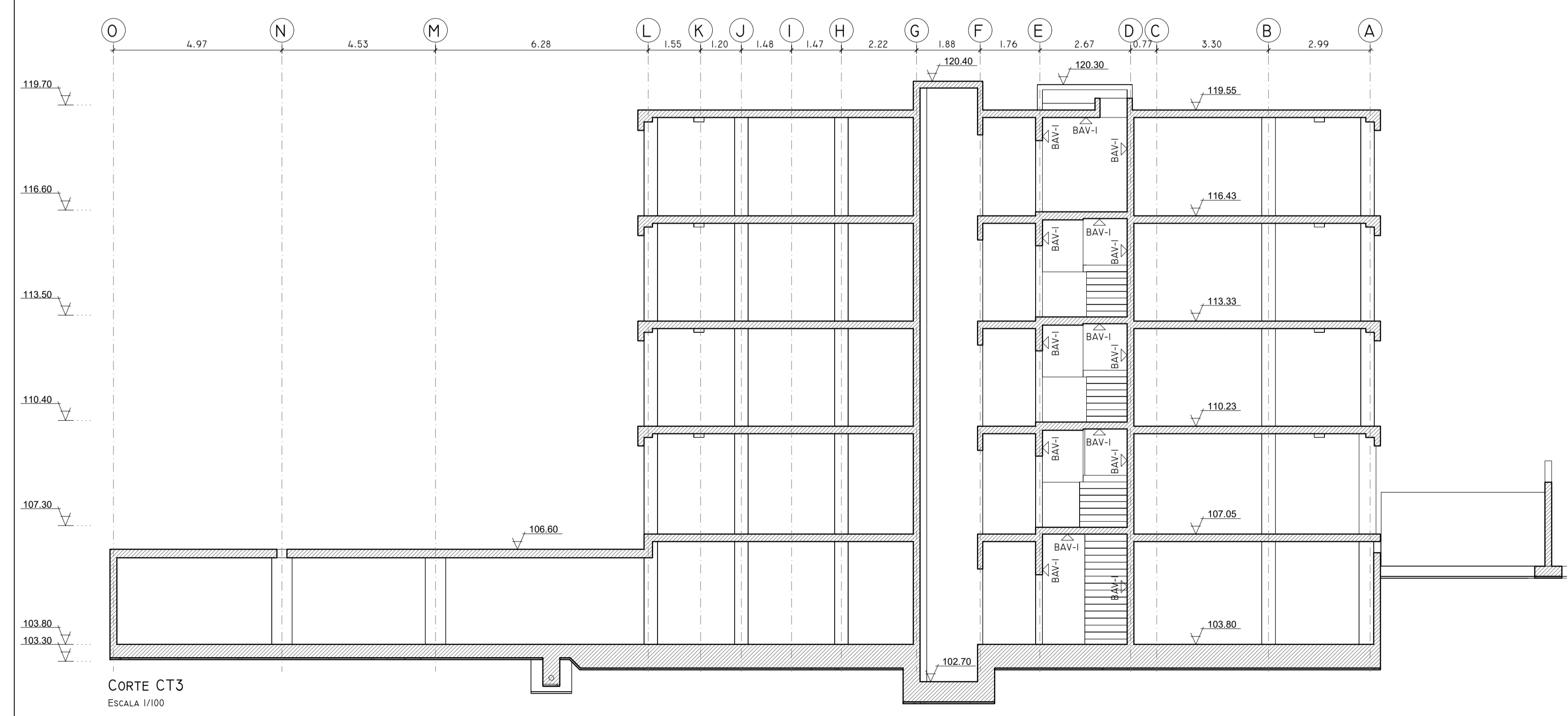
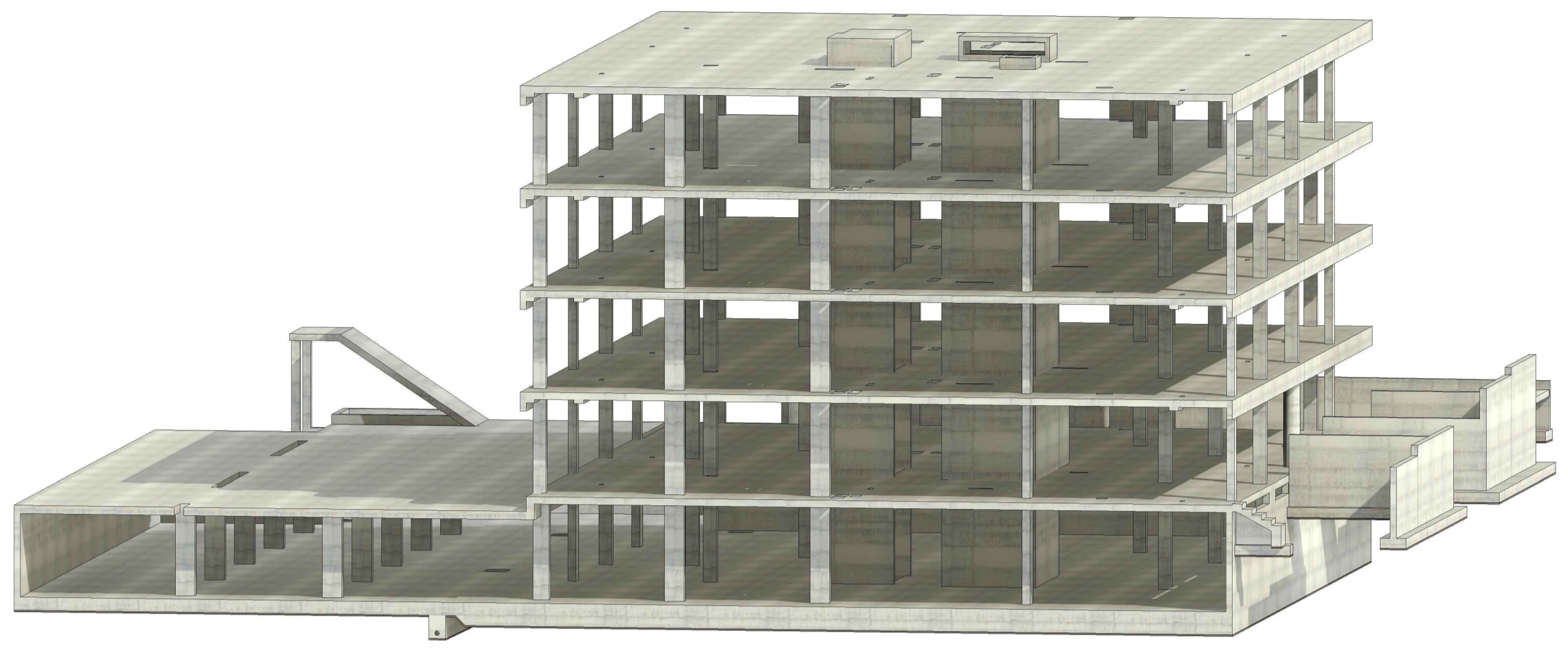
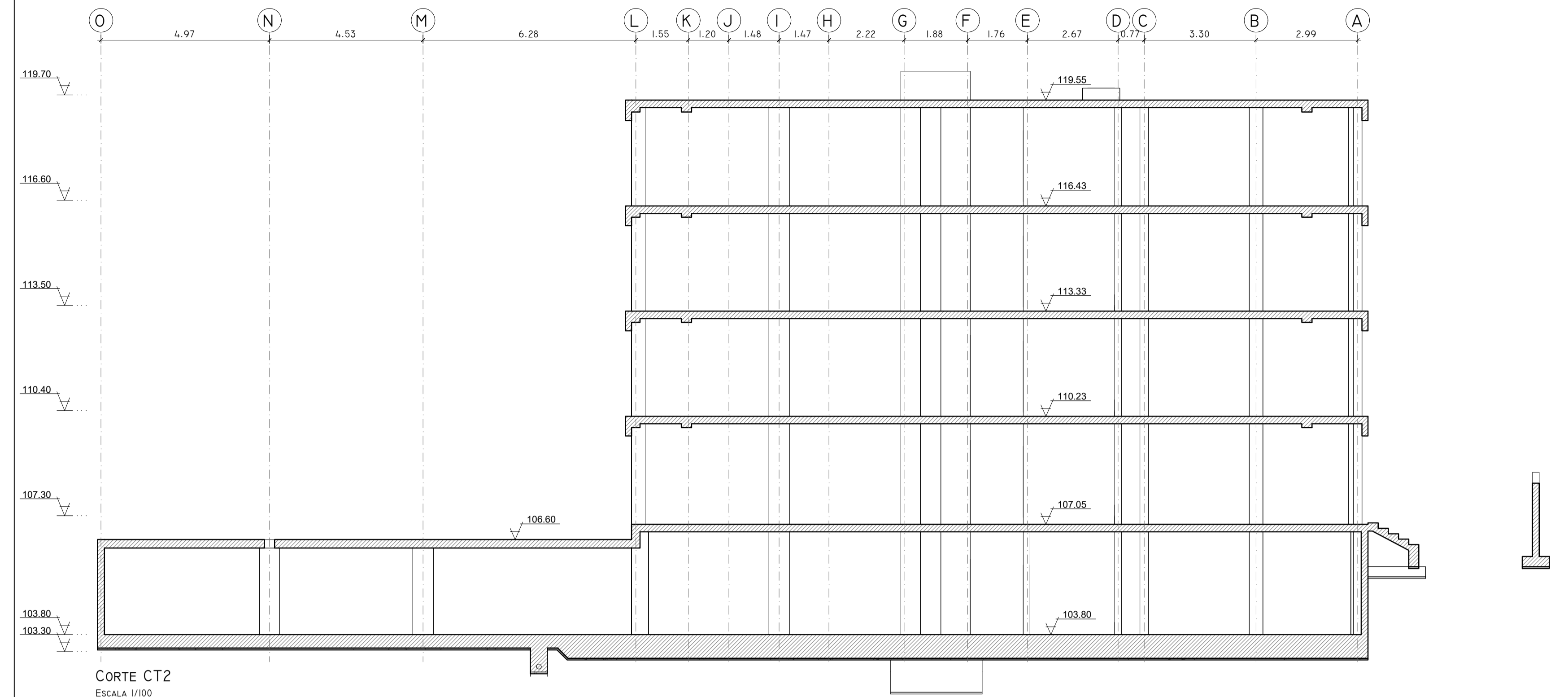
LEGENDA PLANTAS

CRITÉRIOS DE REPRESENTAÇÃO PLANTAS:

▬	—	—	—
▬	—	—	—
▬	—	—	—
▬	—	—	—

NOTAS IMPORTANTES:

- Todas as cotas e dimensões deverão ser confirmadas por obra e no projeto de arquitetura.
- Antes do início dos trabalhos deverão ser consultadas as peças desenhadas dos produtos das instalações técnicas para confirmação da compatibilidade dos produtos e identificação de eventuais elementos que necessitem de ficar embutidos no betão.
- Sobre as superfícies de betão em contacto com as terras, deve ser pintadas com duas demãos cruzadas de tinta asfáltica impermeante. No betão destes elementos deverá ainda ser adicionado um aditivo hidrófugo do tipo "PLASTODRETE-N".



PROJETO	DATA	EMISSÃO DO PROJETO DE EXECUÇÃO	AWAKCO	JCD	AWA

MESMOVALOR, SA

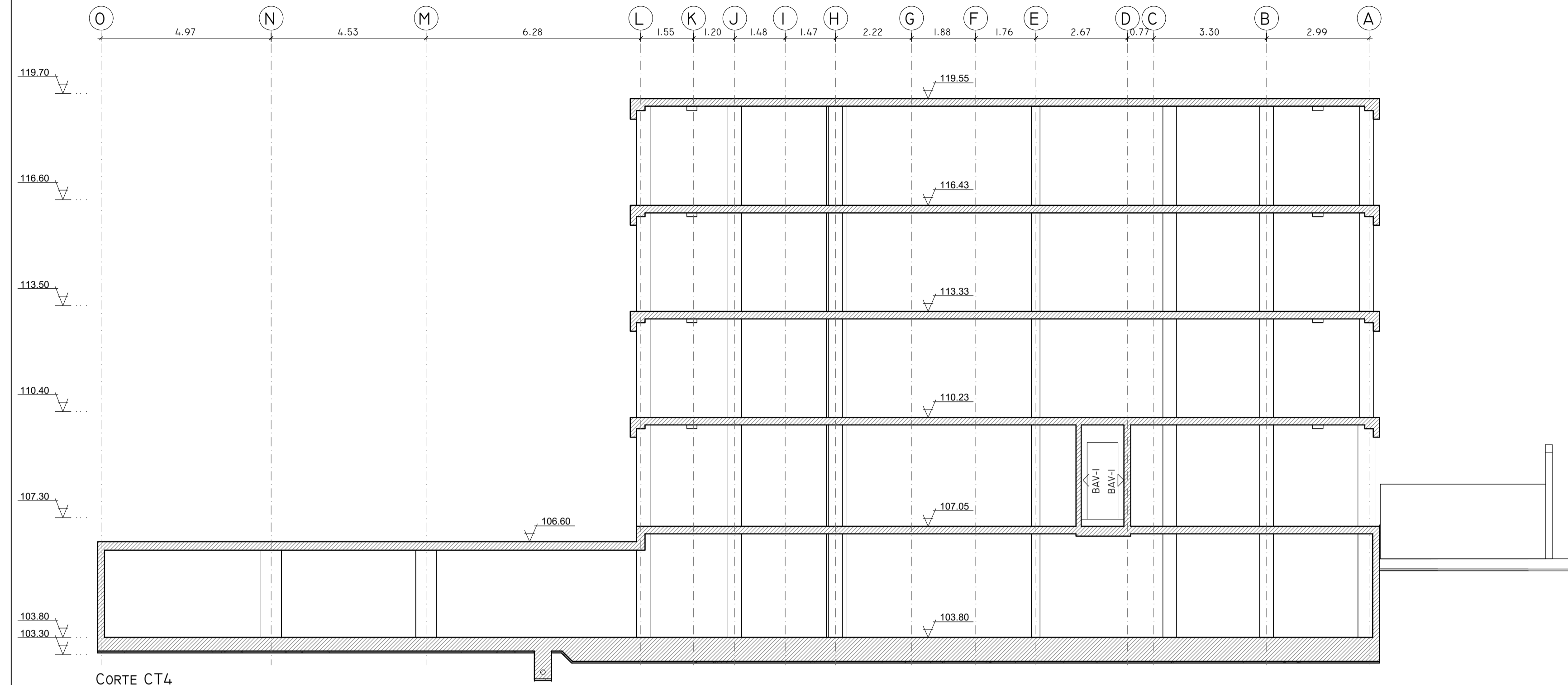
VALENG

EDIFÍCIO DE HABITAÇÃO MULTIFAMILIAR - RUA ARMANDO TAVARES, VILA NOVA DE GAIA

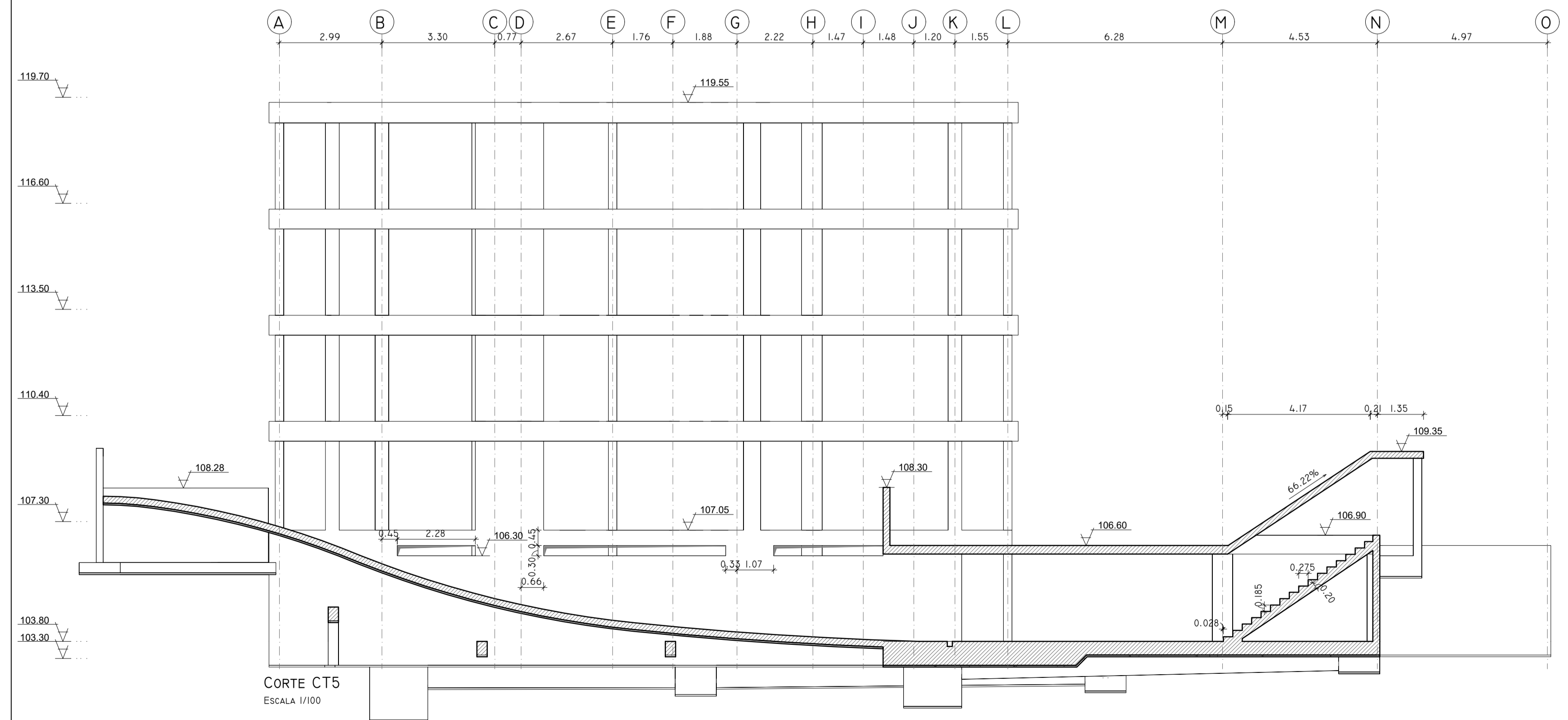
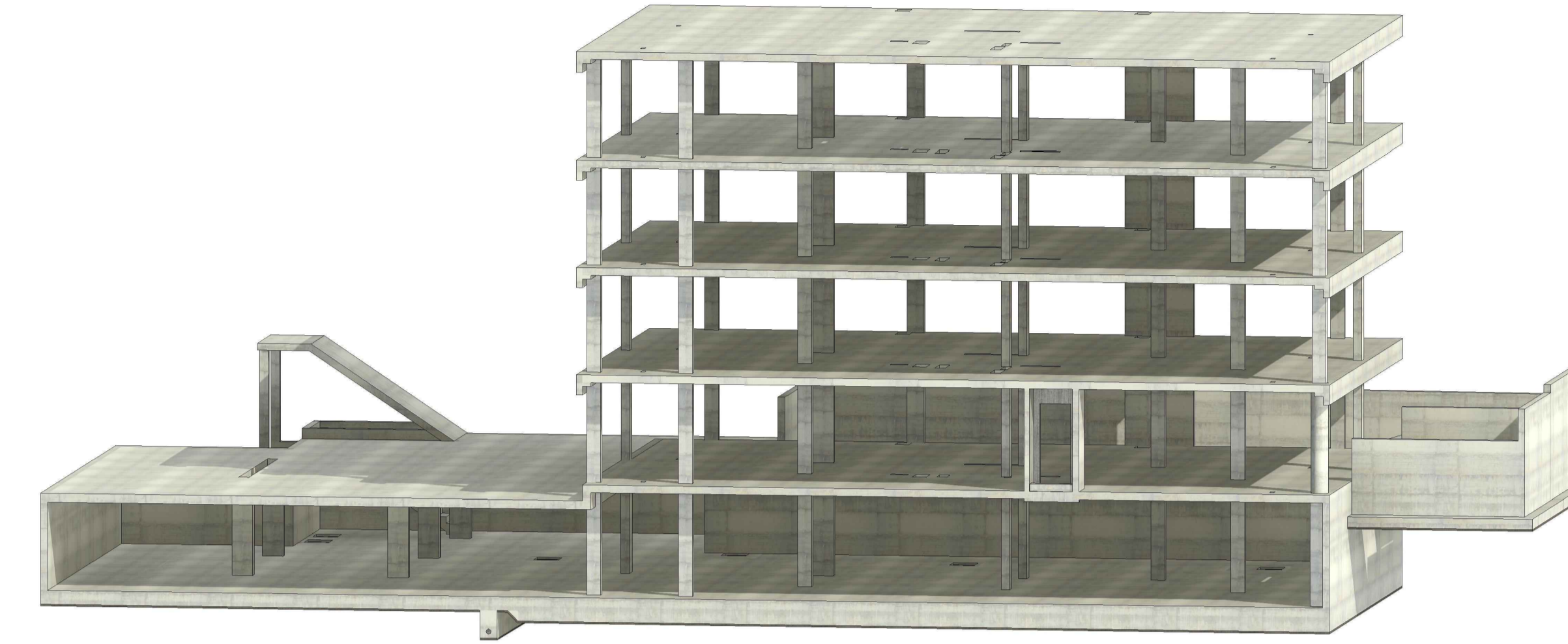
Estruturas Estruturas de Betão Armado

Cortes Estruturais CT2 e CT3		11
Projeto de Execução	1/100	
P2023-02	00 FE 02 02 04	PE 00

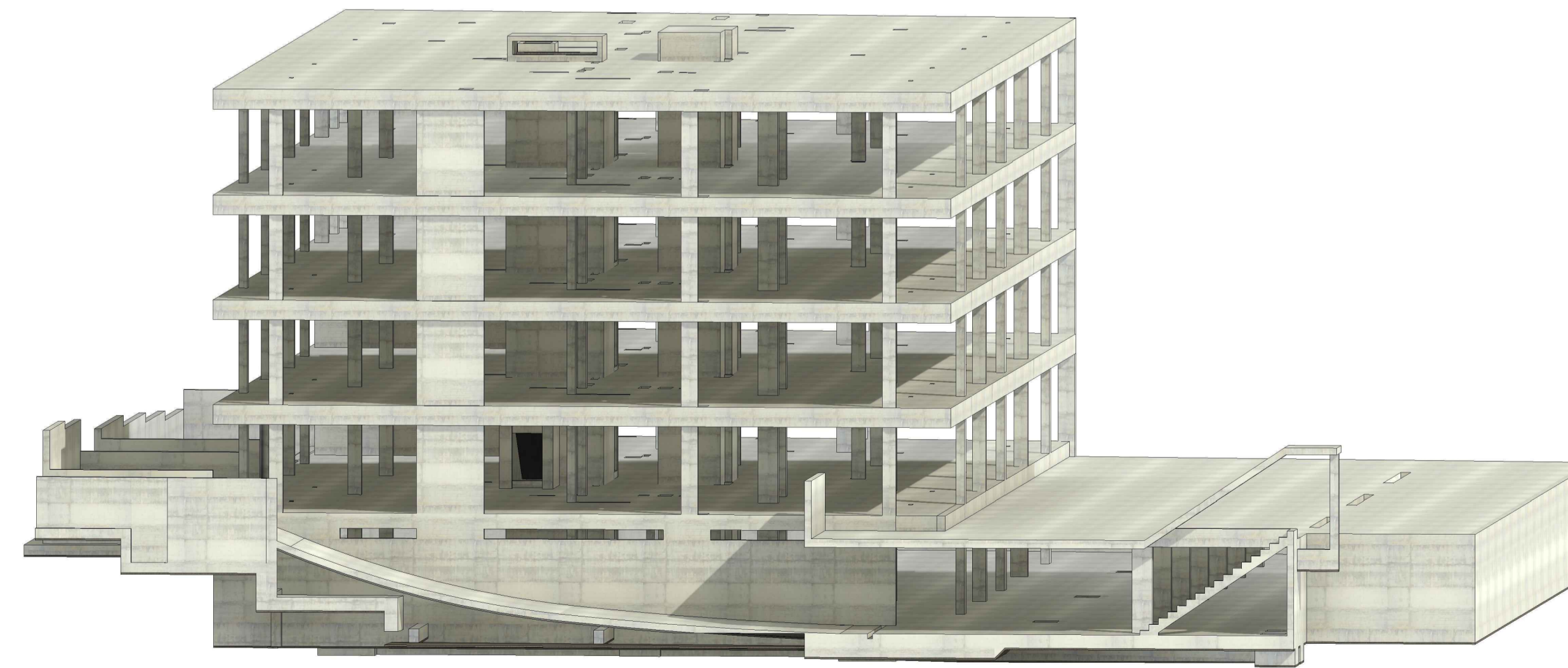
At-1 (100x150)



CORTE CT4
ESCALA 1/100



CORTE CT5
ESCALA 1/100



MATERIAIS ESTRUTURAIS

BETÃO:	TEMPO DE VIDA ÚTIL DA OBRA 50 ANOS		CLASSE DE INSPEÇÃO 2	
	CLASSE DE RESISTÊNCIA NP-EN 206-1	CLASSE DE EXPOSIÇÃO AMBIENTAL NP-EN 206-1	CLORETO	D _{MAX} (MM) CONSISTÊNCIA
BETÃO DE REGULARIZAÇÃO E LIMPÇA	C30/37	X0	CL 1.00	25 S3
FUNDAÇÕES E ELEMENTOS EM CONTACTO COM O TERRENO	C30/37	XC2	CL 0.40	25 S3
RESTANTES ELEMENTOS ESTRUTURAIS	C30/37	XC2	CL 0.40	25 S3/SA

ARMADURAS PARA BETÃO ARMADO: TIPO DE VARÃO DE ACORDO COM NP EN 10080

VARÕES NERVURADOS	TIPO DE VARÃO	QUALIDADE
REDES ELECTROSOLDADAS	A500NRSD	EN 20898-1
REDES ELECTROSOLDADAS	A500ELSD	

ÇO ESTRUTURAL: EN 10020

ÇO EM PERIF. DE SECÇÃO ABERTA E CHAPAS (NP EN 10025): S275 JR

ÇO EM PERIF. TUBULARES (NP EN 10210 / NP EN 10219): S355 J2H

ÇO EM PARAFUSOS E CAVILHAS: 8.8

ÇO EM CRAMPADORES: 5.6 OU A500 NRSD

SOLDADURA: 5.6 OU A500 NRSD

CASO NADA SEJA ESPECIFICADO, DEVE SER USADO UM CORÇÃO (DE ÂNGULO OU DE PENETRAÇÃO TOTAL, CONSOANTE O TIPO DE LIGAÇÃO GERAL DE SOLDADURA EM S355 OU SUPERIOR EM TODA A PERFERIA DAS SUPERFÍCIES EM CONTACTO COM ESPESURA A+0.7 X MENOR ESPESURA DAS CHAPAS A SOLDAR.

RECOBRIMENTOS DE ARMADURAS

FUNDAÇÕES E ELEMENTOS EM CONTACTO COM O TERRENO	50 MM
LAJES E PAREDES EXTERIORES REVESTIDAS	40 MM
PILARES E VIGAS EXTERIORES REVESTIDAS	40 MM
RESTANTES ELEMENTOS ESTRUTURAIS	40 MM

LEGENDA

TABELAS DE LAJE:

TIPO DE LAJE	PESO PRÓPRIO (kN/m ²)	NÍVEL ALTIMÉTRICO:
NÍVEL DO ACABADO (H)		Zs=+00.00 NÍVEL DA FACE SUPERIOR DO ELEMENTO
NÍVEL DO TOSCO (H)		Zi=+00.00 NÍVEL DA FACE INFERIOR DO ELEMENTO
ESPESURA DA LAJE (H)		

LEGENDA PLANTAS

CRITÉRIOS DE REPRESENTAÇÃO PLANTAS:

- FILARES/PAREDES EM BETÃO A CONSTRUIR SOBRE A LAJE
- FILARES/PAREDES BETÃO A CONSTRUIR SOB A LAJE
- VIGA APARENTE (SOB A LAJE)
- VIGA INVERTIDA (SOBRE A LAJE)

BAV-I - SUPERFÍCIE EM BETÃO À VISTA TIPO I - SUPERFÍCIE LISA COM CONTRAFILADO PENCULO

NOTAS IMPORTANTES:

- TODAS AS COTAS E DIMENSÕES DEVERÃO SER CONFIRMADAS EM OBRA E NO PROJETO DE ARQUITETURA.
- ANTES DO INÍCIO DOS TRABALHOS DEVERÃO SER CONSULTADAS AS FOLHAS DESENHADAS DOS PROJETOS DAS INSTALAÇÕES TÉCNICAS PARA CONFIRMAÇÃO DA COMPATIBILIDADE DOS MATERIAIS E IDENTIFICAÇÃO DE EVENTUAIS ELEMENTOS QUE NECESSITEM DE FICAR EMBEBIDOS NO BETÃO.
- SOBRE AS SUPERFÍCIES DE BETÃO EM CONTACTO COM AS TERNAS, DEVEM SER PINTADAS COM DUAS DEMÃO CRUZADAS DE TINTA ASFÁLTICA IMPREGNANTE. NO BETÃO DESTES ELEMENTOS DEVERÁ ANDA SER ADICIONADO UM ADITIVO HIDRÓFUGO DO TIPO "PLASTODRENE".

PROJETO	2023-03-31	Emissão do Projeto de Execução	AWAKCO	JCD	AWA
PROJETO	DATA	DESCRIÇÃO	PROJETA	DESENHA	APROVA

MESMOVALOR, SA

VALENG

EDIFÍCIO DE HABITAÇÃO MULTIFAMILIAR - RUA ARMANDO TAVARES, VILA NOVA DE GAIA

Estruturas Estruturas de Betão Armado

Cortes Estruturais CT4 e CT5

12

Projeto de Execução

2023-02 00 FE 02 02 05 PE 00

A1-1 (1051 x 594)