



DESENVOLVIMENTO DE PROJETOS DE FUNDAÇÕES E ESTRUTURAS DE EDIFÍCIOS

RAISSA GIOVANNA ALMEIDA VASCONCELOS

novembro de 2023



DESENVOLVIMENTO DE PROJETOS DE FUNDAÇÕES E ESTRUTURAS DE EDIFÍCIOS

RAISSA GIOVANNA ALMEIDA VASCONCELOS

Outubro de 2023

DESENVOLVIMENTO DE PROJETOS DE FUNDAÇÕES E ESTRUTURAS DE EDIFÍCIOS

RAÍSSA GIOVANNA ALMEIDA VASCONCELOS

Relatório de Estágio submetida(o) para satisfação parcial dos requisitos do grau de

MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL – RAMO DE ESTRUTURAS

Orientador: Tiago Sarmiento Sabino Domingues

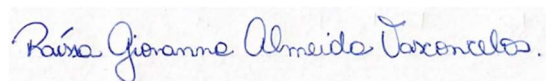
Co-Orientador: Kamila Rodrigues Cassares Seko (Universidade Presbiteriana Mackenzie)

Supervisor: José Humberto Abrunhosa Correia (Eleven Steps – Consultores de Engenharia)

OUTUBRO DE 2023

Eu, Raíssa Giovanna Almeida Vasconcelos, estudante nº 1212328, 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 “Desenvolvimento de Projetos de Fundações e Estruturas de Edifícios” 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, 31/10/2023.

A handwritten signature in blue ink that reads "Raíssa Giovanna Almeida Vasconcelos." The signature is written in a cursive style and is placed on a light-colored rectangular background.

ÍNDICE GERAL

Índice Geral	iii
Resumo.....	v
Abstract	vii
Agradecimentos	ix
Índice de Texto	xi
Índice de Figuras.....	xiii
Índice de Tabelas.....	xvii
CAPÍTULO 1 Introdução.....	1
CAPÍTULO 2 Projeto estrutural de Edifícios de apoio a uma refinaria de petróleo	10
CAPÍTULO 3 Outros projetos desenvolvidos	97
CAPÍTULO 4 Considerações Finais.....	115
Referências Bibliográficas	117

RESUMO

O presente relatório foi elaborado no âmbito da unidade curricular Dissertação/ Projecto/ Estágio (DIPRE) do Mestrado em Engenharia Civil, no ramo de Estruturas no Instituto Superior de Engenharia do Porto (ISEP), e tem como objetivo apresentar os projetos desenvolvidos no estágio curricular realizado na empresa Eleven Steps – Consultores de Engenharia Lda., com morada em Porto, Portugal.

O trabalho apresentado a seguir se refere ao relatório de estágio correspondente ao desenvolvimento de diversos projetos de estruturas de betão armado.

A principal intervenção se trata de alguns edifícios de apoio a uma refinaria de petróleo em Angola. O complexo de edifícios contém 9 tipologias, e neste relatório está descrito em detalhe o desenvolvimento do principal edifício, que apresenta dois pavimentos com 54 metros de largura por 64 metros de comprimento e altura total do edificado com 11.70 metros.

Além desse projeto apresentam-se outros trabalhos desenvolvidos ao longo do estágio, como uma inspeção técnica a uma cobertura de um armazém numa refinaria de açúcar na cidade do Porto e as medições de materiais, áreas e volumes do projeto de dois edifícios.

Destaca-se que se acompanhou as principais fases do desenvolvimento do projeto principal apresentado, desde sua implantação, definição da solução estrutural, cálculos e produção das peças desenhadas, utilizando os Eurocódigos Estruturais.

Palavras-chave: Dimensionamento, Eurocódigos Estruturais, Betão Armado, *CypeCad*.

ABSTRACT

This report was prepared within the scope of the curricular unit Dissertation/ Project/ Internship (DIPRE) of the Master's in Civil Engineering, in the Structures branch of the Instituto Superior de Engenharia do Porto (ISEP), and aims to present the projects developed in the curricular internship carried out at the company Eleven Steps – Consultores de Engenharia Lda., with address at Praça do Coronel Pacheco 2-4050-453 – room 205 in Porto.

The work presented here refers to the trainee report corresponding to the development of several reinforced concrete structure projects.

The main intervention concerns some support buildings for an oil refinery in Angola. The building complex contains 9 typologies, and this report describes in detail the development of the main building, which has two floors measuring 54 meters wide by 64 meters long and a total building height of 11.70 meters.

In addition to this project, other work developed throughout the trainee is presented, such as a technical inspection of a warehouse roof in a sugar refinery in the city of Porto and the specialization of materials, areas and volumes of the two-house project in Portugal.

It is noteworthy that all phases of the main project presented are monitored, from its implementation, definition of the structural solution, calculations and production of the designed parts, using Structural Eurocodes.

Keywords: Dimensioning, Structural Eurocodes, Reinforced Concrete, *CypeCad*

AGRADECIMENTOS

Primeiramente agradeço a Deus e aos Orixás por toda força, orientação e proteção concedidas nesse período em que estive a estudar em um país diferente, longe das pessoas que mais amo.

Agradeço a oportunidade concedida pela Universidade Presbiteriana Mackenzie (UPM) e pelo Instituto Superior de Engenharia do Porto (ISEP) para realizar o programa de Dupla Titulação para obtenção do grau de Mestre em Estruturas.

Agradeço todo o apoio concedido pelo ISEP, e principalmente à coordenadora Rosário Oliveira que sempre esteve me acompanhando desde que cheguei em Porto.

Agradeço aos meus orientadores, Tiago Sarmento Sabino Domingues (ISEP) e Kamila R. Cassares Seko (UPM), pela orientação e apoio no desenvolvimento desse relatório.

Agradeço a toda equipe da Empresa Eleven Steps por todo o ensinamento e apoio durante o período do estágio curricular, em especial aos Engenheiros José Humberto Abrunhosa Correia e Tiago Sarmento Sabino Domingues por sempre tirarem minhas dúvidas e estarem sempre dispostos a ensinar.

Agradeço a todos os amigos que fiz em toda a minha jornada acadêmica, em especial à Regina Pereira, Rafaela Bacelar, Agnaldo Júnior, Igor Lima, Kimberli Marcela e Bruna Garrido. Aos amigos que fiz no Porto, obrigada por todo o apoio Felipe Duarte, Francisco Pecapedra, Justino, Samira Paracat, Barbara Correia, Isabela Moya e a todos os que por algum momento me animaram e me incentivaram nesse período.

E por fim e não menos importante, agradeço à minha família por todo amor e suporte que me deram nesse período longe de todos eles, e por todas as concessões feitas para tal. Obrigada a minha mãe Jeannette por mover montanhas para que eu pudesse realizar esse sonho, obrigada ao meu pai Gilson e aos meus irmãos Hélio Vinícius e João Felipe por todos os esforços realizados para me manter aqui, nunca me esquecerei, amo-os muito.

A todas as pessoas que contribuíram direta ou indiretamente para a realização deste trabalho.

Muito obrigada!

ÍNDICE DE TEXTO

1.1	Considerações Iniciais	1
1.2	Apresentação da empresa	1
1.3	Organização do Relatório.....	2
1.4	Breve apresentação dos trabalhos desenvolvidos	3
1.4.1	Projeto estrutural de Edifícios de apoio a uma refinaria de petróleo.....	3
1.4.2	Inspeção realizada para Estudo técnico/ Econômico para transformação de armazém de açúcar-em-rama em produto acabado	7
1.4.3	Medições e Levantamentos Quantitativos das residências RAI e CACI.....	9
2.1	Dados e modelação do edifício administrativo	10
2.1.1	Descrição do modelo	10
	13
2.1.2	Condições Geotécnicas.....	15
2.1.3	Bases de Cálculo – Modelos Estruturais	19
2.1.4	Materiais.....	21
2.1.5	Ações consideradas	22
2.1.6	Combinações de ações	31
2.2	Etapas de desenvolvimento do projeto.....	35
2.2.1	Análise dos projetos arquitetónicos.....	35
2.2.2	Entrada de dados no programa <i>Cypecad</i>	37
2.2.3	Introdução dos elementos estruturais e edição das armaduras e dimensões.....	44
2.2.4	Aprovação do modelo	51
2.3	Análise e resultados da modelação do edifício administrativo	58

ÍNDICE DE TEXTO

2.3.1	Deformadas	58
2.3.2	Fundações	60
2.3.3	Pilares.....	69
2.3.4	Vigas.....	78
2.3.5	Lajes	95
3.1	Inspeção realizada para estudo técnico/ Econômico para transformação de armazém de açúcar-em-rama em produto acabado	97
3.2	Medições e levantamentos quantitativos realizados para os edifícios cací e rai	104
4.1	Conclusões	115
4.2	Desenvolvimentos Futuros	116

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1- Logotipo da empresa Eleven Steps	2
Figura 1.2 - Localização de Angola (Google Maps, 2023).....	3
Figura 1.3 - Complexo de apoio à Refinaria – Complexo Administrativo.....	4
Figura 1.4 - Planta de implantação dos Edifícios 13, 14, 15, 16 e 83 do complexo administrativo	4
Figura 1.5 - Enquadramento do Complexo de apoio à Refinaria -Vista 1 do Edifício Administrativo.....	5
Figura 1.6 - Complexo de apoio à Refinaria -Vista 2 do Edifício Administrativo.....	5
Figura 1.7 -Complexo de apoio à Refinaria -Vista 3 do Edifício Administrativo.....	5
Figura 1.8 - Organograma dos envolvidos no projeto da refinaria de petróleo em Angola	6
Figura 1.9 - Vista aérea do armazém da refinaria de açúcar (Google Maps, 2023).....	7
Figura 1.10 - Vista interior do armazém da refinaria de açúcar (Arquivo pessoal, 2023).....	8
Figura 1.11 – Estagiária junto à equipa de engenheiros da empresa Eleven Steps	8
Figura 1.12 - Planta de localização do CACI e RAI (Eleven Steps, 2023).....	9
Figura 2.1 - Vistas 3D do modelo de cálculo considerado.....	11
Figura 2.2 - Planta de Fundação	12
Figura 2.3 - Planta do Piso 2	13
Figura 2.4 - Planta de Cobertura	14
Figura 2.5 - Localização das zonas de sondagens no complexo administrativo.....	15
Figura 2.6 – Correlação de pressão admissível com número de golpes e largura da sapata.....	17
Figura 2.7 - Diagrama de deformação plana para a sapata	18
Figura 2.8 - Zona das sondagens S7, S8 e S9	18
Figura 2.9 - Ações variáveis introduzidas na última revisão do modelo estrutural	27
Figura 2.10 - Indicação das cargas nas zonas de equipamentos com um valor adicional de 4.00kN/m ² .	28

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.11 - Mapa com localização relativa de Portugal, Angola e Brasil.....	29
Figura 2.12 -Temperaturas máximas e mínimas médias em Angola.....	30
Figura 2.13 (a) e (b)- Tabela de combinações gerada pelo <i>software</i>	34
Figura 2.14 - Planta arquitetónica do Piso 2 do edifício administrativo	35
Figura 2.15 - Corte do edifício administrativo.....	35
Figura 2.16 - Planta arquitetónica do Piso Cobertura do edifício administrativo.....	36
Figura 2.17 - Planta arquitetónica do Piso Cobertura Alta do edifício administrativo.....	36
Figura 2.18 - Área de edição de dados gerais para utilizar no modelo	37
Figura 2.19 - Tabela de diâmetros de varões utilizados nas sapatas	38
Figura 2.20 - Área de edição de dados para cálculo da ação do vento	39
Figura 2.21 - Área de edição para adição e posicionamento de novas plantas	39
Figura 2.22 - Área de edição das cotas e alturas dos pisos	40
Figura 2.23 -Área de edição das cargas e sobrecargas de cada piso.....	41
Figura 2.24 - Área de trabalho para locação dos pilares do edifício	43
Figura 2.25 - Área de trabalho para locação das vigas do edifício	45
Figura 2.26 - Área de trabalho para locação das lajes do edifício.....	46
Figura 2.27 - Área de trabalho para locação das lajes do edifício.....	47
Figura 2.28 - Área de trabalho para edição das armaduras das sapatas.....	48
Figura 2.29 - Área de edição de pilares	49
Figura 2.30 - Área de trabalho para edição das sapatas e análise das verificações.....	50
Figura 2.31 - Área de trabalho para dimensionamento das sapatas	50
Figura 2.32 - Área de edição de vigas.....	51
Figura 2.33 - Modelo estrutural 3D do Edifício Administrativo feito no <i>CypeCad</i>	51
Figura 2.34 - Planta de fundações do Projeto Executivo.....	52
Figura 2.35 - Planta Pavimento Térreo do Projeto Executivo	53
Figura 2.36 - Planta Estrutural do Piso 2 do Projeto Executivo	54
Figura 2.37 - Planta Estrutural das Coberturas do Projeto Executivo	55

Figura 2.38 - Representação das camadas constituintes do pavimento (Eleven Steps, 2023)	56
Figura 2.39 - Pormenor Junta de Dilatação e retração/ Construção (Eleven Steps, 2023).....	56
Figura 2.40 - (a) (b) – Área para exportação dos desenhos dos elementos estruturais	57
Figura 2.41(a), (b), (c), (d), (e) e (f) - Deformada global (ampliada) da estrutura.....	60
Figura 2.42 – Listagem de verificação da Fundação do Pilar 1.....	61
Figura 2.43 – Dimensionamento realizado pelo software para a sapata do pilar 13	62
Figura 2.44 – indicação do α_0 na sapata.....	63
Figura 2.45 – Exemplo de cálculo das armaduras nas duas direções	64
Figura 2.46 – Esforços atuantes na sapata isolada.....	65
Figura 2.47 – indicação da tensão atuante na sapata.....	66
Figura 2.48 - Análise gráfica dos esforços atuantes nos pilares.....	69
Figura 2.49 – Verificação de segurança dos esforços e armaduras de pilares.....	70
Figura 2.50 – Pilar analisado no Piso 2 do edifício administrativo.....	71
Figura 2.51 – Esforços atuantes no pilar em análise.....	72
Figura 2.52 – Secção Dimensionada pelo Pilar.....	73
Figura 2.53 – Abaco de dimensionamento de Secção de Betão segundo EC2 (Barros e Figueiras, 2012)	74
Figura 2.54 – Ábaco de dimensionamento para encontrar o w	76
Figura 2.55 - Diagrama de esforços das vigas	78
Figura 2.56 - Armaduras adotadas pelo software em uma viga do modelo	78
Figura 2.57 - Diagrama de armadura de aço necessária e armadura de aço adotada na viga	79
Figura 2.58 – Verificação das armaduras das vigas.....	81
Figura 2.59 – Indicação da viga escolhida na planta	82
Figura 2.60 – Momentos na viga contínua.....	83
Figura 2.61 – Fórmulas para momentos e esforços transversos de uma viga contínua (Marrufo, 2011) .	84
Figura 2.62 – Momentos nos primeiros vãos da viga contínua.....	85
Figura 2.63 - armadura longitudinal da viga calculada pelo software	86
Figura 2.64 – Diagrama de esforço transverso da viga contínua em análise.....	88

Figura 2.65 – Digrama de esforço transverso no primeiro vão da viga.....	88
Figura 2.66 - Estribos dimensionados para a viga	90
Figura 2.67 – Armadura de estribos adota na secção em análise	94
Figura 2.68 – Momentos fletores na direção x.....	95
Figura 3.1 - Vista aérea do armazém da refinaria de açúcar (Google Maps, 2023)	97
Figura 3.2 - Cortes do armazém (Eleven Steps, 2023).....	98
Figura 3.3 - Vista do armazém de açúcar	98
Figura 3.4 - Vista inferior 1 do telhado de fibrocimento	99
Figura 3.5 - Vista inferior 2 do telhado de fibrocimento	99
Figura 3.6 - Vista inferior 3 do telhado de fibrocimento	100
Figura 3.7 – Vista superior 1 do telhado de fibrocimento.....	100
Figura 3.8 - Vista superior 2 do telhado de fibrocimento	101
Figura 3.9 - Vista superior 3 do telhado de fibrocimento	101
Figura 3.10 - Vantagens e desvantagens de cada solução (Eleven Steps, 2023).....	103
Figura 3.11 - Esquema da solução proposta para renovação da Fachada Este (Eleven Steps, 2023).....	103
Figura 3.12 – Vista da localização do CACI e RAI (Eleven Steps, 2023)	104
Figura 3.13 – Corte da Residência CACI (Eleven Steps, 2023)	105
Figura 3.14 – Planta do Piso 1 CACI (Eleven Steps, 2023)	105
Figura 3.15 – Planta da cobertura CACI (Eleven Steps, 2023)	106
Figura 3.16 - Medição e estimativa orçamental CACI (Eleven Steps, 2023).....	107
Figura 3.17 - Medição e estimativa orçamental CACI (Eleven Steps, 2023).....	108
Figura 3.18 – Planta de Implantação RAI (Eleven Steps, 2023).....	109
Figura 3.19 - Medição e estimativa Orçamental RAI (Eleven Steps, 2023)	110
Figura 3.20 - Medição e estimativa Orçamental RAI (Eleven Steps, 2023)	111
Figura 3.21 - Medição e estimativa Orçamental RAI (Eleven Steps, 2023)	112
Figura 3.22 - Medição e estimativa Orçamental RAI (Eleven Steps, 2023)	113

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 2.1 – Zonas Geotécnicas	16
Tabela 2.2 - Classe de Betão e recobrimento em função da classe de exposição ambiental.....	22
Tabela 2.3 – Restantes cargas permanentes introduzidas no modelo	24
Tabela 2.4 - Categorias de uso, retirado da EN1991 – Parte 1-1 EC1	25
Tabela 2.5 - Cargas impostas em pisos, varandas e escadas em edifícios, retirado da EN1991 – Parte 1-1 EC1	26
Tabela 2.6 - Categorização de telhados, retirado da EN1991 – Parte 1-1 EC1	27
Tabela 2.7 – Restantes parâmetros de acordo com EC2.....	29
Tabela 2.8 - Larguras de banda	29
Tabela 2.9 – Cargas de vento	30
Tabela 2.10 - Coeficientes de segurança referente às ações.....	32
Tabela 2.11– Áreas de armaduras distribuídas cm^2/m	68
Tabela 2.12 - Tabela de equivalência de área de secções aço em cm^2	77
Tabela 2.13 - Valores de $A_{s_{ws}}$ em cm^2/m	93

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

O presente relatório foi elaborado no âmbito da unidade curricular de DIPRE (Dissertação/ Projeto/ Estágio) do 2º ano do Mestrado em Engenharia Civil, no ramo de Estruturas para obtenção do grau de Mestre no Instituto Superior de Engenharia do Porto (ISEP), e tem como objetivo apresentar os projetos desenvolvidos no estágio curricular que se realizou na empresa Eleven Steps – Consultores de Engenharia Lda. O estágio foi feito no primeiro semestre de 2023, onde a estudante integrou a equipa de Engenharia e desenvolveu projetos de Estruturas, desde a conceção, análise, dimensionamento e desenho estrutural, sendo desenvolvidos projetos de betão armado. O objetivo do estágio foi de fornecer competências de projeto (de execução e de licenciamento) à estagiária em ambiente profissional.

1.2 APRESENTAÇÃO DA EMPRESA

Fundada no início de 2021, a empresa Eleven Steps – Consultores de Engenharia Lda., resulta da experiência e integração de técnicos com mais de 20 anos de experiência na elaboração de projetos de engenharia em empresas do setor com elevada implantação e reputação. Focada em consultoria na área de Engenharia Civil, tem competências, conhecimentos e experiência necessários para oferecer um leque abrangente de serviços que atendam as necessidades de clientes. Adotando uma abordagem personalizada a empresa emprega soluções específicas a cada projeto, envolvendo de forma direta e permanente os colaboradores em todas as fases dos processos.

A empresa Eleven Steps – Consultores de Engenharia Lda., tem morada em Porto, Portugal e o logotipo é conforme a Figura 1.1.



Figura 1.1- Logotipo da empresa Eleven Steps

Para o desenvolvimento dos projetos de engenharia, pareceres, análises técnicas e revisões de projetos, a empresa trabalha com o auxílio de diversos *Softwares* de análise estrutural, como por exemplo o *Cype*.

1.3 ORGANIZAÇÃO DO RELATÓRIO

Este relatório é composto por quatro capítulos que apresentam os vários aspetos do trabalho realizado. O primeiro capítulo introduz o tema do trabalho, onde realiza uma breve apresentação da empresa em que foi efetuado o estágio e faz uma breve descrição dos principais projetos desenvolvidos ao longo do estágio, sendo apresentado as informações iniciais como localização e tipo de projeto.

No segundo capítulo são apresentadas de forma mais detalhada as etapas de desenvolvimento do projeto estrutural do edifício administrativo de apoio a refinaria de petróleo em Angola e a solução proposta para a estrutura de betão armado. Aborda a metodologia aplicada no dimensionamento da solução, utilizando como ferramenta base o *Software CypeCad para* a realização do modelo de cálculo, com a descrição das ações consideradas e apresentação dos esforços obtidos que serviram como base para o dimensionamento da solução estrutural. São apresentadas todas as particularidades a ter em conta no dimensionamento destes elementos estruturais, bem como as verificações de segurança mais relevantes tendo o tipo de ações atuantes e as características do meio envolvente.

No terceiro capítulo são apresentados outros trabalhos desenvolvidos ao longo do estágio, como uma inspeção técnica a uma cobertura de um armazém em uma refinaria de açúcar e as medições e levantamentos quantitativos realizados para duas residências.

O quarto capítulo diz respeito às conclusões acerca do trabalho desenvolvido ao longo do estágio e apresenta algumas sugestões a serem aplicadas em trabalhos futuros.

1.4 BREVE APRESENTAÇÃO DOS TRABALHOS DESENVOLVIDOS

1.4.1 Projeto estrutural de Edifícios de apoio a uma refinaria de petróleo

O projeto desenvolvido foi para uma refinaria de petróleo localizada no centro de Angola, país localizado no sul da África, com um território que abrange uma superfície de 1.246.700 km² e que se divide em 18 províncias, ver Figura 1.2.

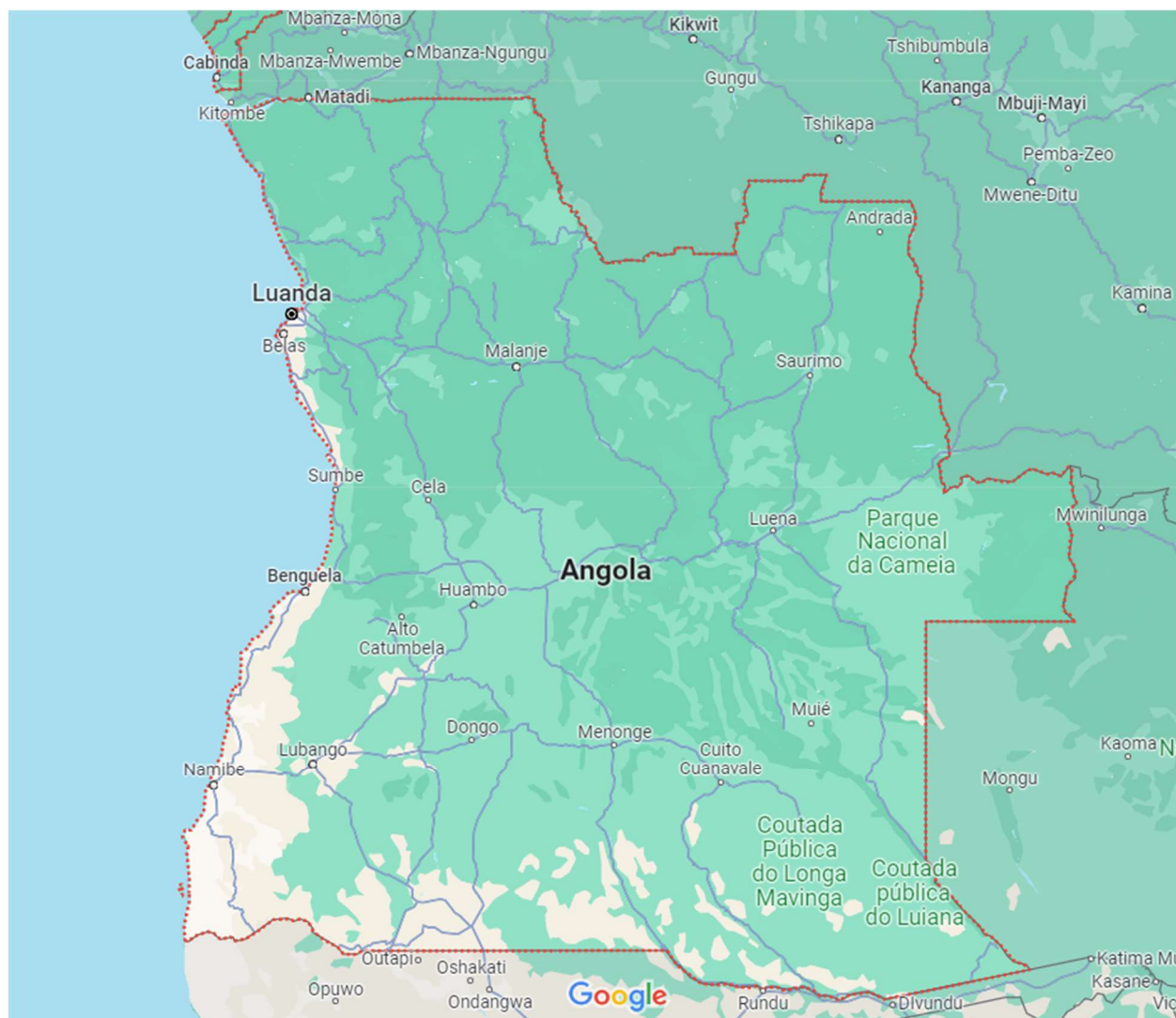


Figura 1.2 - Localização de Angola (Google Maps, 2023)

A empresa Eleven Steps desenvolveu o projeto estrutural dos edifícios de apoio à Refinaria – Edifícios e Infraestruturas. São diversos edifícios, identificados como: Administrativo, Controle de visitantes, Refeitório-Cozinha, Treinamento, Bombeiros e Centro Médico, Armazém de resíduos e Controle de entrada. Neste relatório irá ser descrito o processo de desenvolvimento do Edifício Administrativo. A seguir pode-se ver as Figuras 1.3, 1.4, 1.5, 1.6 e 1.7 que ilustram como será o edifício e onde estará localizado.

Complexo de apoio à Refinaria – Edifícios e Infraestrutura

COMPLEXO ADMINISTRATIVO

Edifício Administrativo

Edifício de Treinamento

Cantina e refeitório

Centro de Visitas/Edifício de controlo de segurança

Guarita principal do Complexo Administrativo

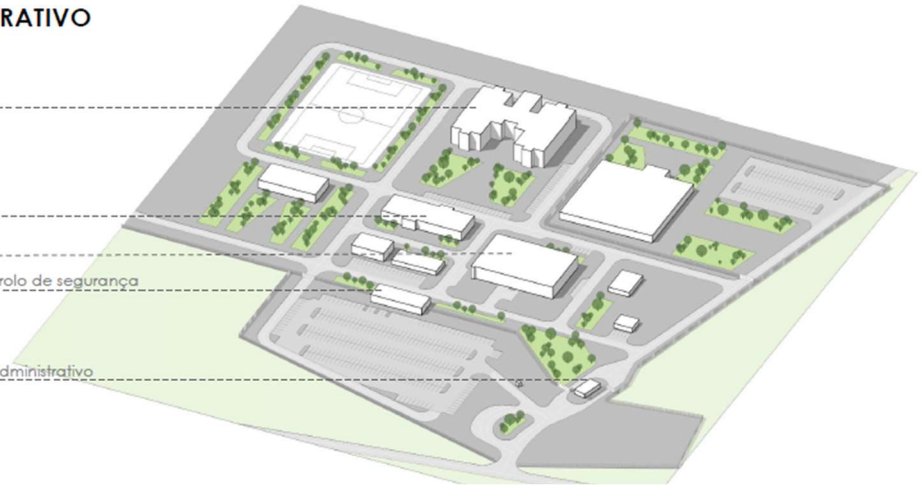


Figura 1.3 - Complexo de apoio à Refinaria – Complexo Administrativo

A Figura 1.4, a seguir, indica a planta de implantação dos edifícios 13, 14, 15, 16 e 83 do complexo administrativo. Sendo o edifício administrativo indicado com o número 13 e com o retângulo em vermelho na figura em questão.



Figura 1.4 - Planta de implantação dos Edifícios 13, 14, 15, 16 e 83 do complexo administrativo



Figura 1.5 - Enquadramento do Complexo de apoio à Refinaria -Vista 1 do Edifício Administrativo



Figura 1.6 - Complexo de apoio à Refinaria -Vista 2 do Edifício Administrativo



Figura 1.7 -Complexo de apoio à Refinaria -Vista 3 do Edifício Administrativo

Na Figura 1.8, a seguir, apresenta-se um organograma de todos os envolvidos no desenvolvimento do projeto estrutural dos edifícios da refinaria de petróleo em Angola.

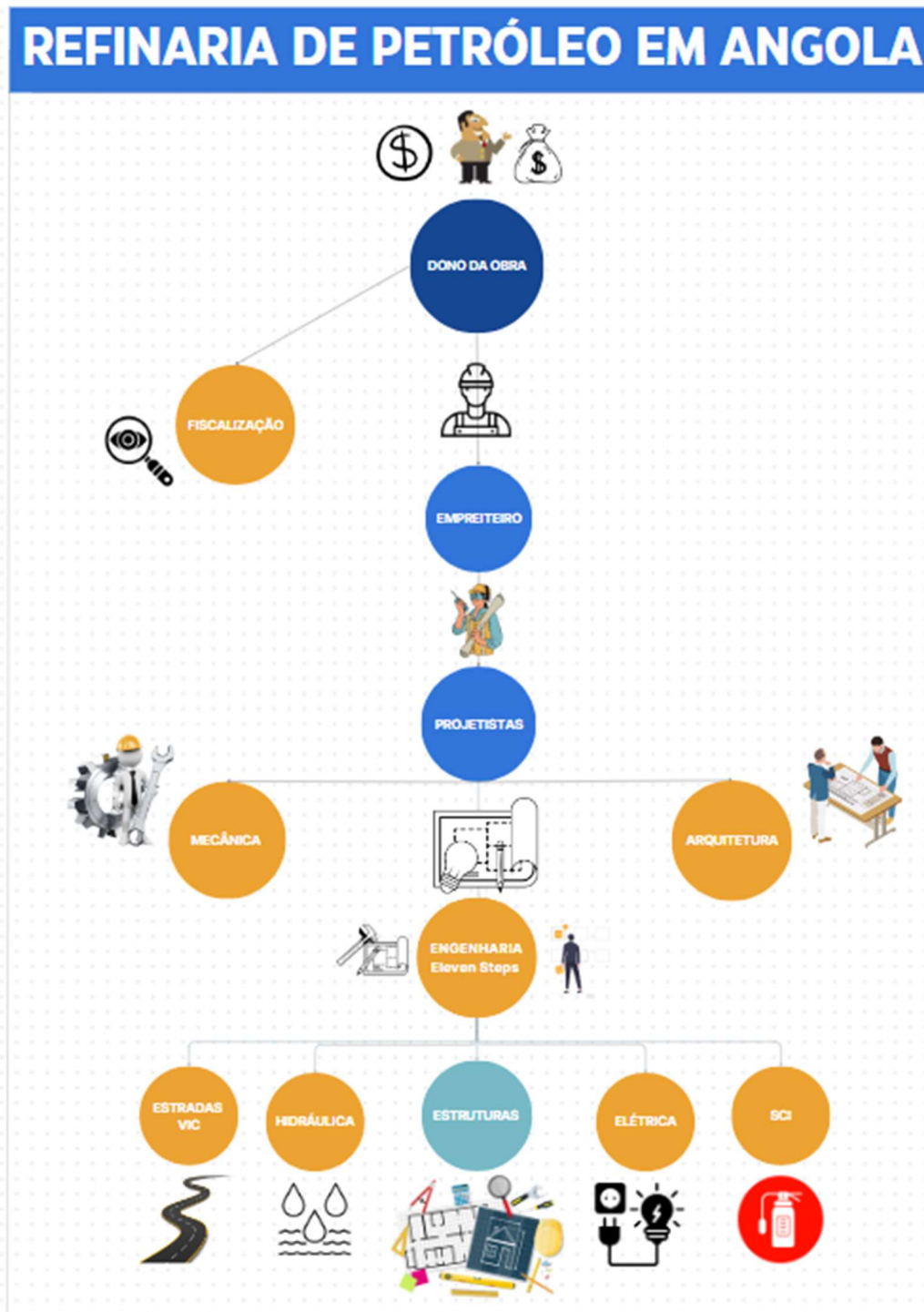


Figura 1.8 - Organograma dos envolvidos no projeto da refinaria de petróleo em Angola

Para desenvolvimento dos edifícios da refinaria de petróleo em Angola, o dono da obra contratou o empreiteiro e o mesmo, responsável por executar a obra, contratou os projetistas para desenvolvimento dos projetos necessários para execução da obra, ou seja, contratou os arquitetos para desenvolverem o projetos arquitetónicos, os engenheiros mecânicos para desenvolvimento dos projetos mecânicos e a empresa Eleven Steps que ficou responsável pelo desenvolvimento dos projetos estruturais, hidráulicos, elétricos, de vias de comunicação (VIC) e segurança contra incêndio (SCI). A Eleven Steps desenvolveu em

seu gabinete os projetos estruturais onde a estagiária esteve envolvida, participando desde a elaboração dos projetos básicos até o desenvolvimento final dos projetos executivos.

1.4.2 Inspeção realizada para Estudo técnico/ Econômico para transformação de armazém de açúcar-em-rama em produto acabado

No decorrer do estágio a Eleven Steps – Consultores e Engenharia, Lda., realizou um Estudo técnico/ Econômico para transformação de um armazém de açúcar-em-rama em produto acabado, onde a cobertura é composta por uma casca de fibrocimento. Na Figura 1.9, pode-se ver a vista aérea do armazém de açúcar, que tem aproximadamente 4600 m^2 e está indicado com um retângulo vermelho. E na Figura 1.10 está indicada uma fotografia retirada durante a vistoria no interior do armazém onde ocorrerá a intervenção.

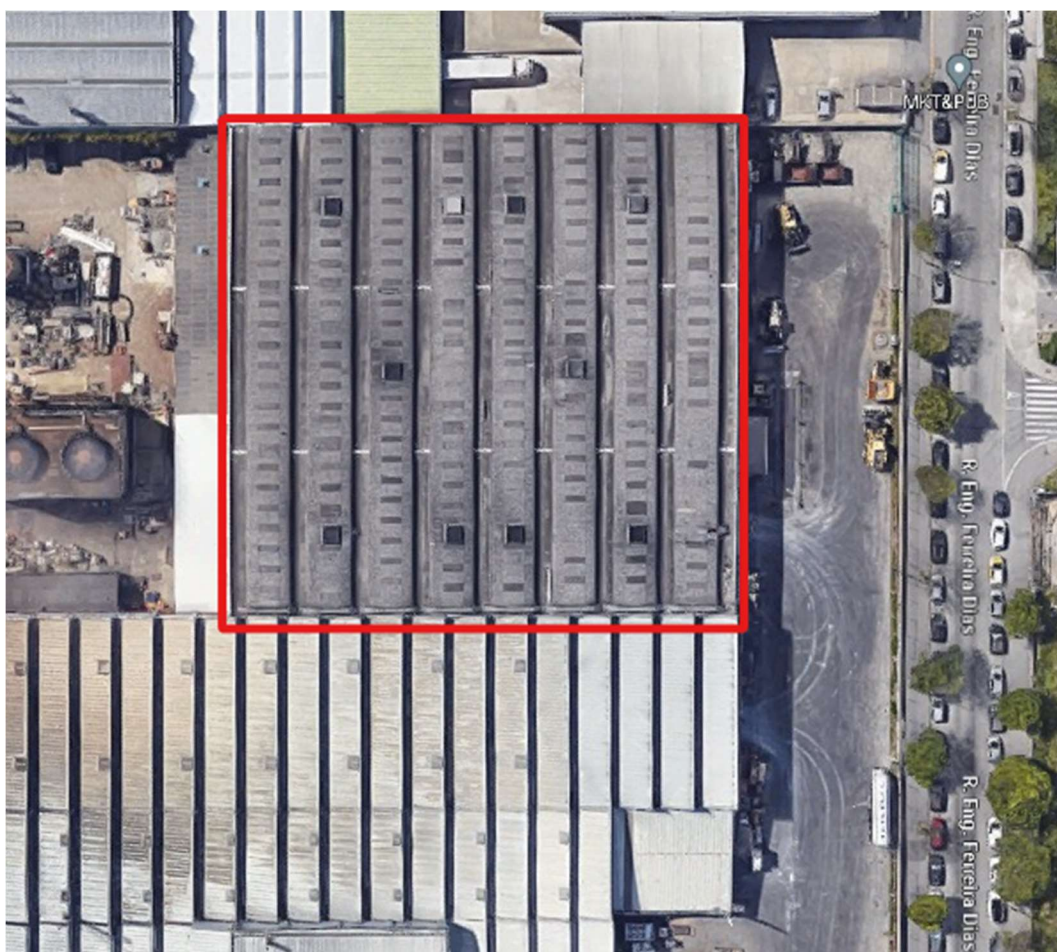


Figura 1.9 - Vista aérea do armazém da refinaria de açúcar (Google Maps, 2023)



Figura 1.10 - Vista interior do armazém da refinaria de açúcar (Arquivo pessoal, 2023)

A estagiária junto a equipa de engenheiros da Eleven Steps, participou da inspeção para realização do estudo, ver Figura 1.11.



Figura 1.11 – Estagiária Junto a equipa de engenheiros da empresa Eleven Steps

1.4.3 Medições e Levantamentos Quantitativos das residências RAI e CACI

Durante o estágio, nas primeiras duas semanas do mês de maio foram realizadas as medições dos elementos estruturais de betão armado dos edifícios de um Centro de Atividades e Capacitação para a Inclusão (CACI) e um Conjunto de Seis Residências de Autonomização e Inclusão (RAI) localizados em Vimioso, ver Figura 1.12.



Figura 1.12 - Planta de localização do CACI e RAI (Eleven Steps, 2023)

Foram apresentados os volumes e áreas necessários para o movimento de terra, como escavações e aterros para terraplanagem e abertura de caboucos. A estagiária realizou também as medições de todos os elementos estruturais como sapatas, lintéis, pilares, paredes, vigas, lajes maciças, escadas, elevadores, lajes em vigotas e pavimento térreo.

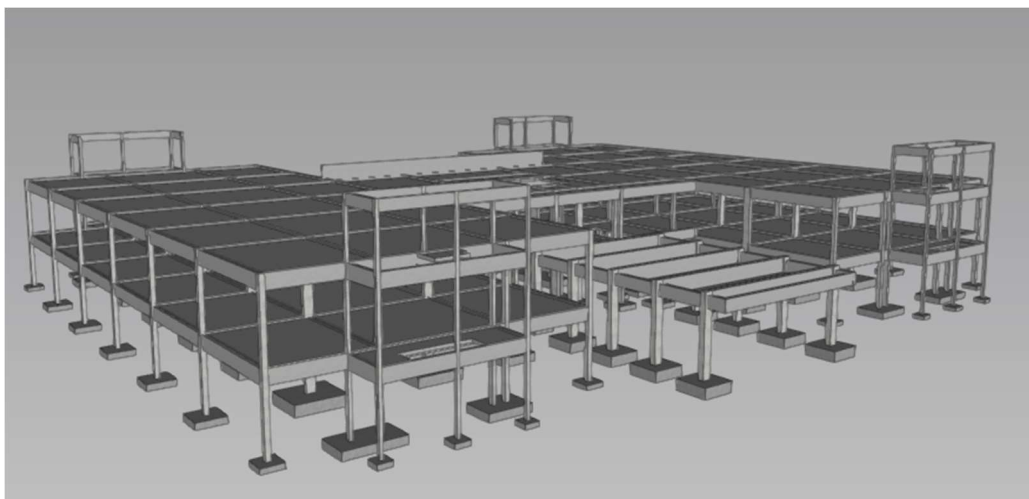
CAPÍTULO 2

PROJETO ESTRUTURAL DE EDIFÍCIOS DE APOIO A UMA REFINARIA DE PETRÓLEO

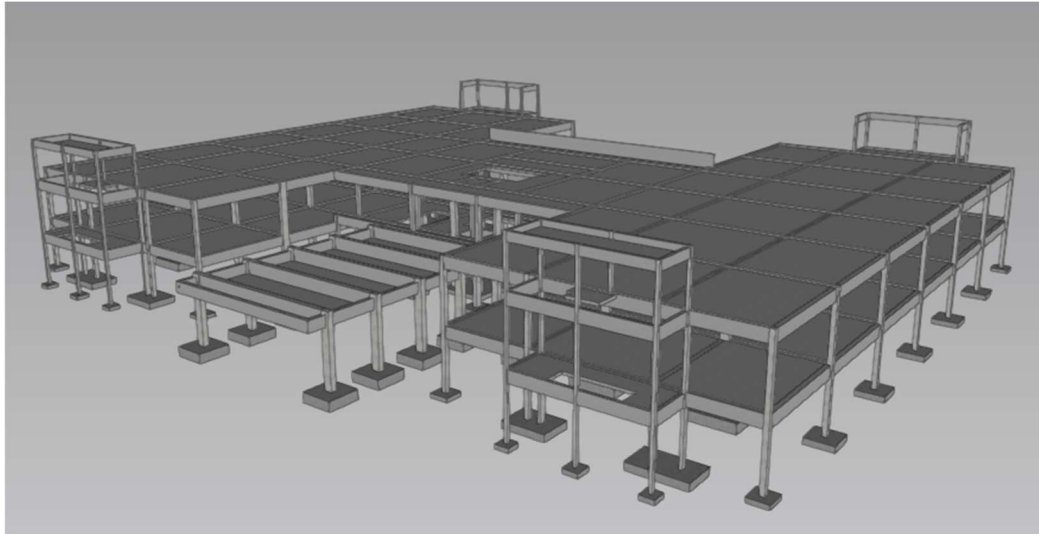
2.1 DADOS E MODELAÇÃO DO EDIFÍCIO ADMINISTRATIVO

2.1.1 Descrição do modelo

O modelo estrutural do edifício é composto por elementos de betão armado betonado "in situ", com nós monolíticos que funcionam como um sistema de pórtico. A estrutura do edifício é simples, com uma sequência direta de elementos desde os suportados até os que oferecem suporte, iniciando com sapatas de fundação, pilares, seguidos por vigas altas e, por fim, lajes maciças. Este edifício é o maior da intervenção e o único com dois pisos, apresentando uma altura entre pisos de aproximadamente 4,3 metros. Sua planta possui uma forma aproximadamente retangular, com uma área de cerca de 2.200 metros quadrados por piso. As Figura 2.1 (a) e (b) mostram visualizações em 3D do modelo de cálculo considerado.



a)



b)

Figura 2.1 - Vistas 3D do modelo de cálculo considerado

Os vãos do edifício têm dimensões moderadas a elevadas, que variam entre 10,1 m, 8,0 m e 6,1 m. Em geral, as lajes maciças, em ambos os pisos estruturais foram consideradas com uma espessura de 0,20 m, para controlar deformações e obter taxas de armaduras baixas a moderadas. A cobertura do auditório é composta por vigas de elevada inércia, que vencem um vão de 12,4 m e estão afastadas por 4,0 m, suportando lajes maciças de 0,15 m de espessura. As vigas são altas, com uma espessura típica de 0,30 m e altura variável. Os pilares possuem seção transversal variável em altura, com uma diminuição de seção no piso superior, e considerou-se a dimensão mínima de 0,30 m como menor dimensão transversal. As comunicações verticais do edifício incluem um elevador (caixa em betão armado), duas escadas interiores e quatro escadas exteriores, todas em betão armado. Conforme mencionado ao longo do trabalho, as fundações são do tipo diretas (sapatas) e têm dimensões em planta ajustadas aos esforços. O pavimento térreo consiste em uma laje de betão com 0,15 m de espessura, apoiada em uma base granular com a mesma espessura. Este pavimento não possui função estrutural e transmite as cargas diretamente para o solo. Nas figuras 2.2, 2.3 e 2.4 apresentam-se a planta de fundações, a planta estrutural do Piso 2 e a planta estrutural da cobertura.

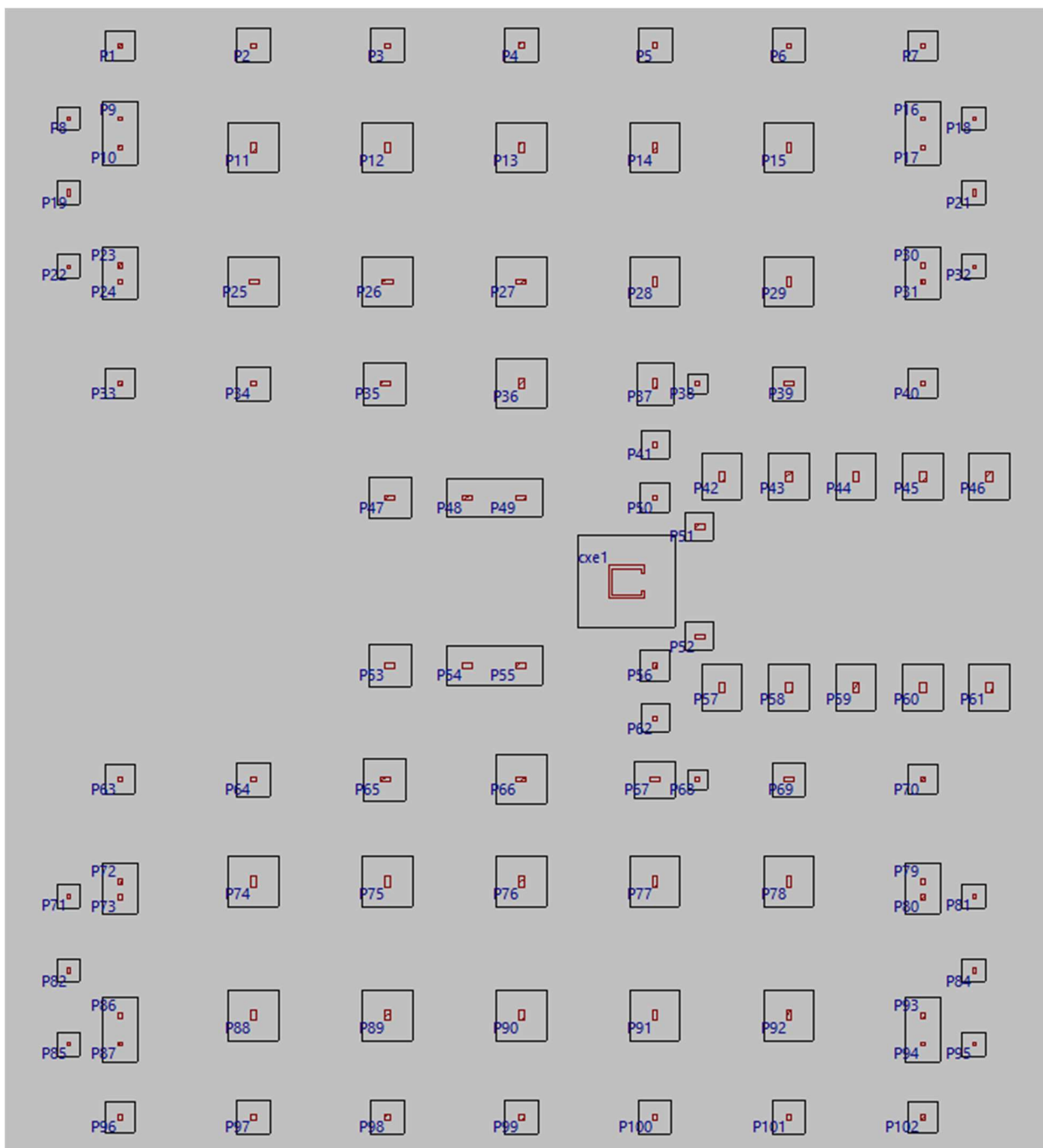


Figura 2.2 - Planta de Fundação

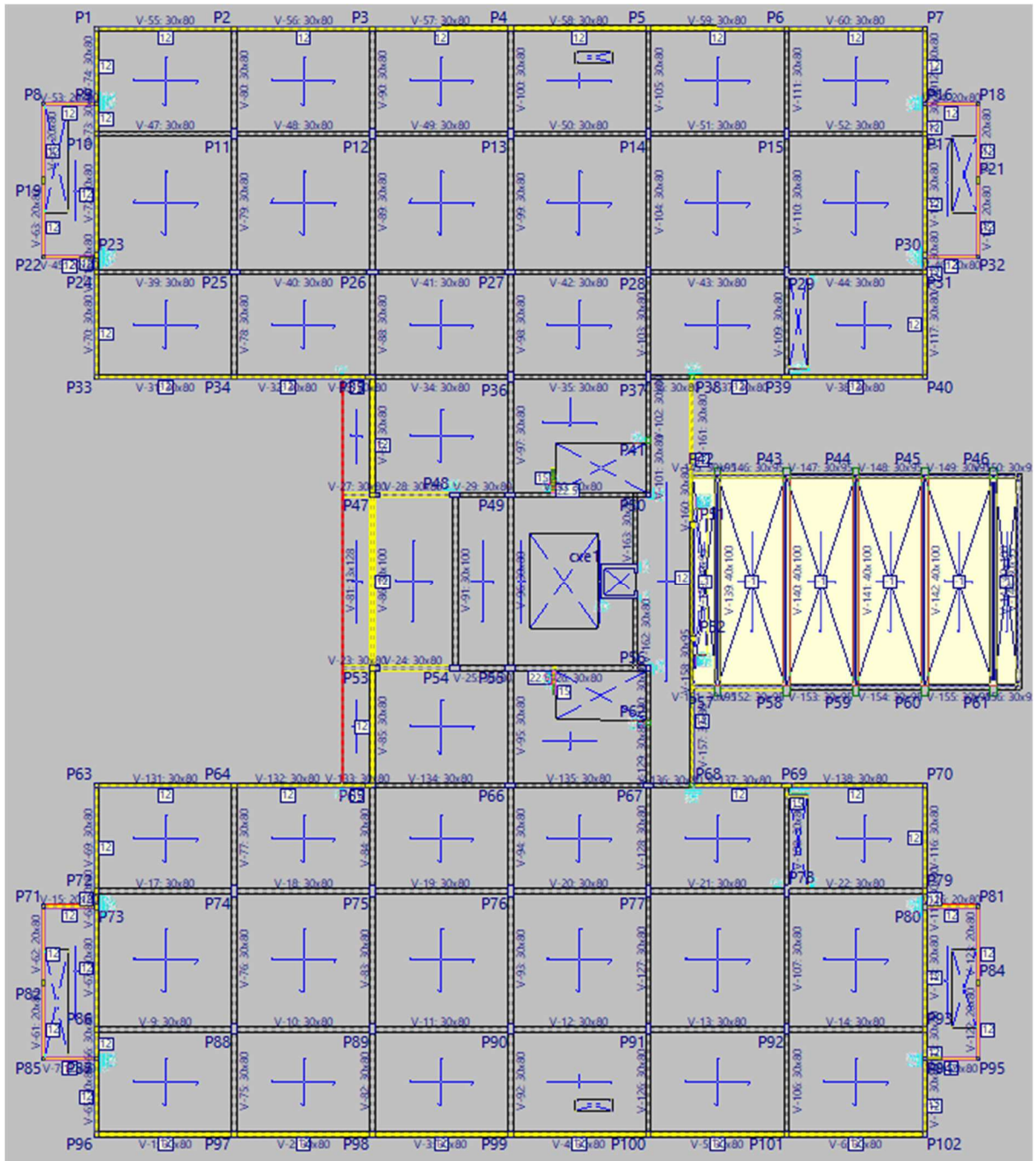


Figura 2.3 - Planta do Piso 2

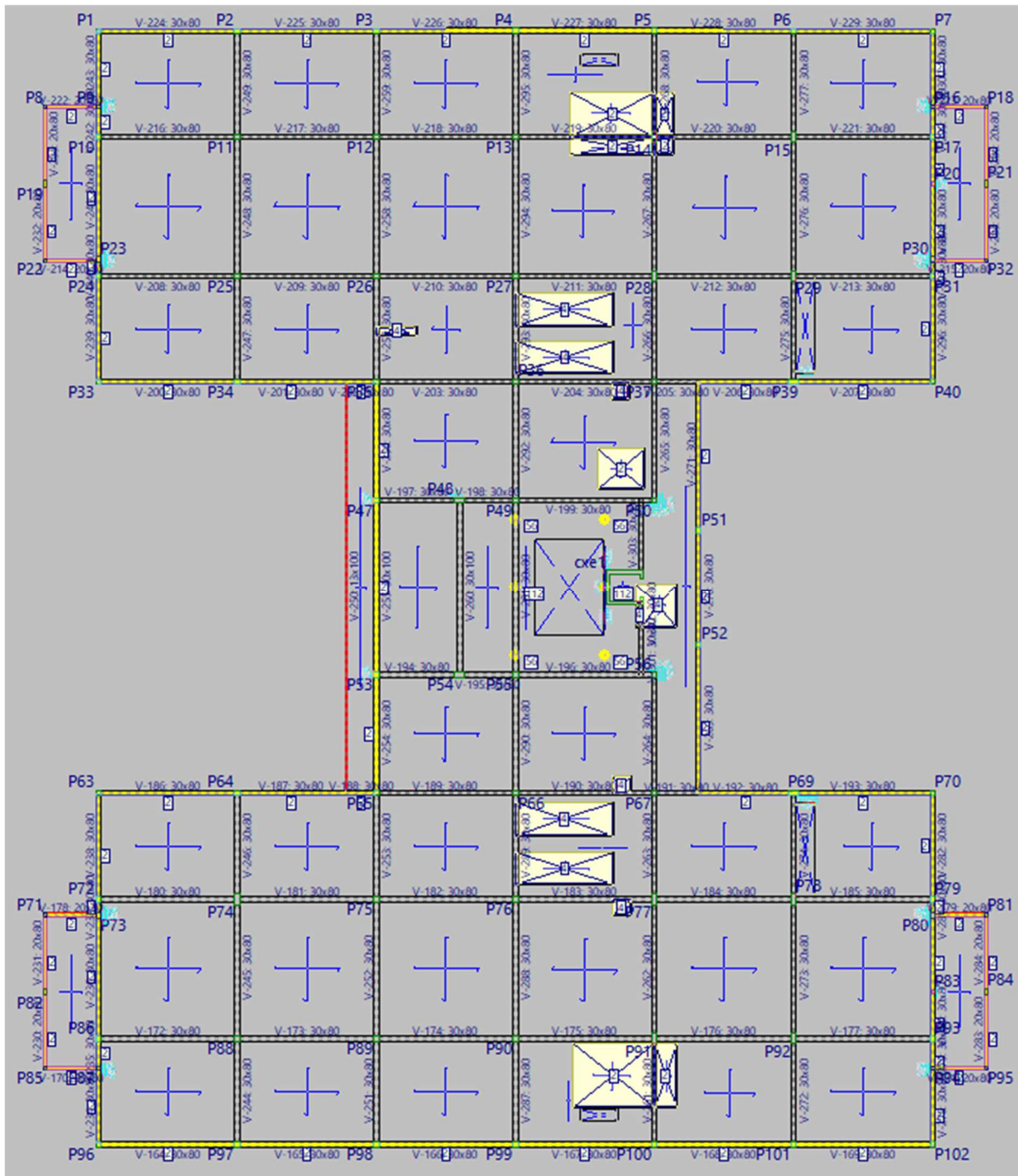


Figura 2.4 - Planta de Cobertura

Foi decidido, por opção de projeto, não utilizar lajes com funcionamento fungiforme, ou seja, lajes que descarregam diretamente nos pilares. Portanto, não há situações em que seja necessário reforçar a resistência ao punçamento nas lajes. No dimensionamento das secções transversais de todos os elementos estruturais, o objetivo principal foi evitar o uso de taxas de armaduras elevadas.

2.1.2 Condições Geotécnicas

Foram realizados dois estudos geotécnicos, o primeiro em junho de 2022, com a realização de 6 sondagens na área do complexo administrativo, com a cota das sondagens à cota da topografia atual. O segundo, com algumas sondagens na zona do complexo administrativo e outras na região do complexo médico/bombeiros. Nas sondagens realizadas nesses estudos, não foi identificado o nível freático.

De acordo com o primeiro estudo geológico e geotécnico, foram realizadas seis sondagens mecânicas na área do complexo administrativo, associadas à realização de ensaios SPT, possibilitando avaliar e caracterizar as condições geológicas e mecânicas do terreno nessa região, ver Figura 2.5.

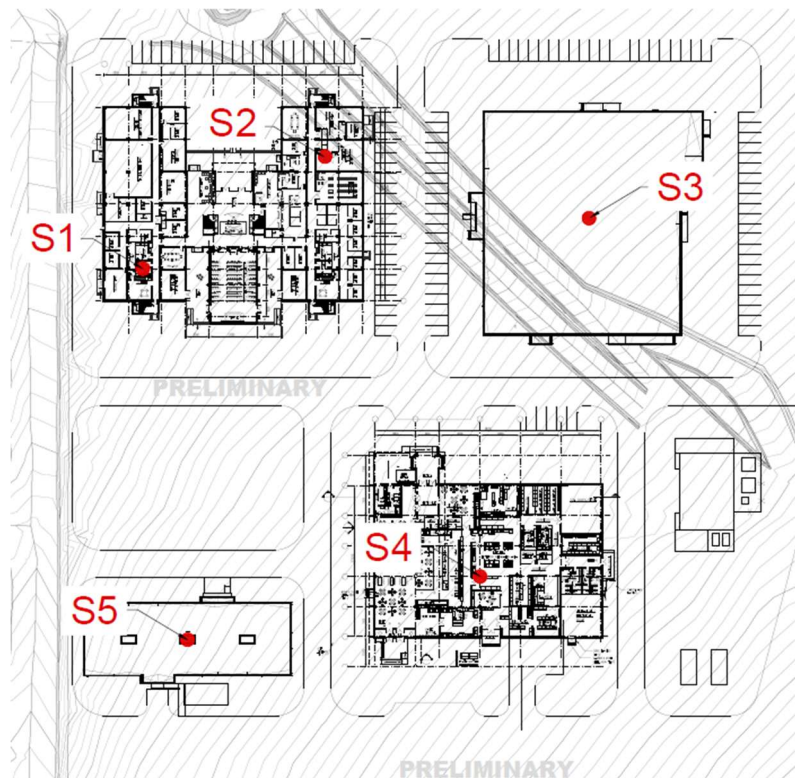


Figura 2.5 - Localização das zonas de sondagens no complexo administrativo

Os resultados das 6 sondagens foram muito positivos e homogêneos, ou seja, praticamente não existe variação dos resultados. Foram identificados dois horizontes geotécnicos distintos (ZG2 e ZG1). O primeiro ocorre logo à superfície e numa profundidade de 1,5 m, e o segundo sob o primeiro até aos 3,0 m, profundidade caracterizada e estão resumidos na Tabela 2.1 retirada do primeiro relatório Geotécnico.

Tabela 2.1 – Zonas Geotécnicas

Ângulo de atrito (ϕ°)	---
Peso específico γ (kN/m ³)	1.7 - 2.0
Tensão admissível (kPa)	150 - 500
Zona Geotécnica 1 (ZG1)	
Tipo de Camada	Gnaisses São ou pouco alterado
Profundidade	1.5 – 3.00
Nspt	N.A.
Grau de alteração	W3
Grau de fracturação	F4 – F5
RQD (%)	40 - 60
Resistência compressão (MPa)	25- 50
Zona Geotécnica 2 (ZG2)	
Tipo de Camada	Solo Calcário
Profundidade	0 – 1.50
Nspt	25 - 50
Compacidade	medianamente compacta a compacto

De acordo com as características do subsolo no local em estudo, onde serão construídas as futuras instalações sociais da Refinaria em Angola, o subsolo é composto por camadas de areia muito compacta, seixos (cascalho) e argila muito rija. Essas camadas apresentam um aumento gradual das propriedades mecânicas à medida que se aprofundam.

Os resultados dos ensaios SPT indicam que o número de golpes é sempre superior a 25 (houve apenas um caso de um resultado de 25 golpes), o que leva à consideração de fundações diretas (sapatas).

No caso do edifício administrativo as sondagens realizadas (S1 e S2) apresentam resultados do ensaio SPT (“*Standard Penetration Test*”) de 60 golpes, valor muito elevado e correspondente a solos calcários muito compactos/rocha calcária fraturada.

Com relação a tensão admissível aqui definida, vale ressaltar que ela representa uma tensão de contacto entre a sapata e o solo em Estado Limite de Utilização, ou seja, a tensão instalada sem aplicação de fatores de majoração de ações, e que, deste modo, controla as deformações a valores correntes durante a vida útil da obra. A bibliografia da especialidade (Fernandes 2015), refere que usando a noção de tensão admissível, os assentamentos serão no máximo de uma polegada. O valor da tensão admissível é sempre bastante inferior à tensão última de rotura de um solo.

Tem larga aceitação diversas correlações que constam na bibliografia da especialidade de autores consagrados (por exemplo Terzagui e Peck em "Soil Mechanics in Engineering Practice" e Peck, Hamson e Thornburn em "Foundation Engineering", citados por FERNANDES (2015), que analisaram um grande número de casos, ver Figura 2.6:

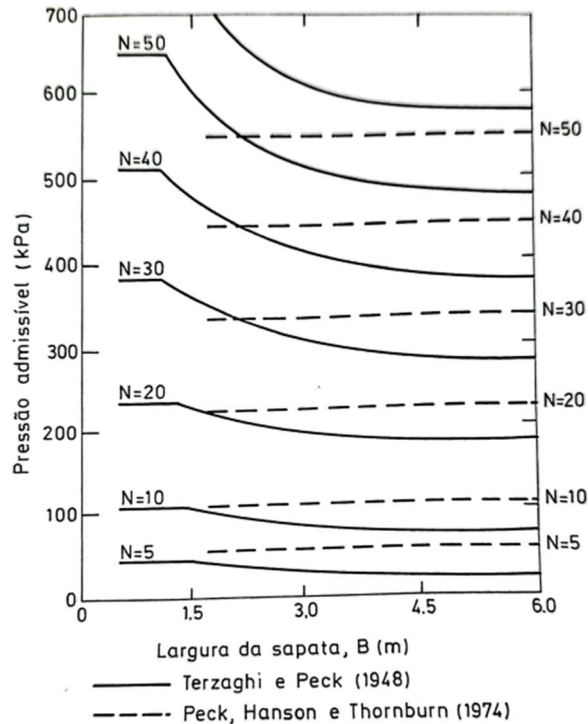


Figura 2.6 – Correlação de pressão admissível com número de golpes e largura da sapata

Com base nos resultados geotécnicos obtidos, nomeadamente do número de golpes do ensaio SPT (SPT “blows”), podia-se justificar tensões admissíveis consideravelmente altas (da ordem dos 500kPa). No entanto, para se poder ter em conta diversos fatores como: limitação indireta de assentamentos diferenciais; possibilidade de pequenas zonas com menores resistências (que serão improváveis); extrapolar com alguma segurança estes resultados para todas as edificações, neste projeto foi considerada uma tensão admissível mínima do solo menor.

Foi considerado o valor de 200kPa que é garantido com 25 golpes de SPT. Do ponto de vista do projetista responsável este valor é bastante conservador. A dimensão das sapatas foi condicionada pela adoção deste valor. Vale ressaltar que uma tensão admissível de 200kPa, corresponde, de modo conservativo a 300kPa para o dimensionamento em combinações em Estado Limite Últimos– Rotura) e que ainda assim é extremamente conservativo.

Assume-se um diagrama de deformação plana para a sapata, resultando em diagramas de tensão sobre o terreno em formato trapezoidal, dependendo dos esforços aplicados. A resultante das tensões deve permanecer dentro da sapata para garantir o equilíbrio, peso próprio da sapata também é considerado nesse processo, ver Figura 2.7.

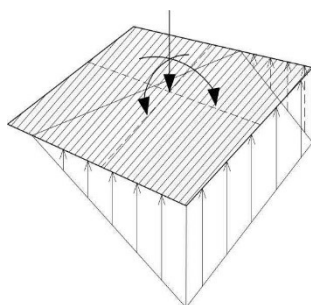


Figura 2.7 - Diagrama de deformação plana para a sapata

Ao realizar as verificações necessárias, foi garantido que a tensão média não ultrapassa a tensão do terreno (300 kPa em ELU) e que a tensão máxima na borda não excede em 25% a tensão média (375 kPa). No que se refere às deformações, estas são, tal como explicado acima, indiretamente limitadas pela adoção de uma tensão admissível. Por ausência no relatório geotécnico de indicação do valor do módulo de deformabilidade, tendo por base os altos valores do SPT, considerou-se o valor de $E=50\text{MPa}$, valor bastante conservativo e pelo lado da segurança, serão esperados módulos de deformabilidade mais altos. Uma segunda campanha geotécnica foi realizada para corroborar os resultados da primeira. Os resultados indicam que o solo correspondente à zona ZG2 é bastante compacto, e os valores obtidos nos ensaios SPT são significativamente mais altos, apesar de que as 3 sondagens na zona do complexo administrativo (S7 a S9), não coincidem exatamente sobre o edifício administrativo, ver Figura 2.8, vale ressaltar que quando houve a realização destas três sondagens, havia um aterro provisório, que será retirado.

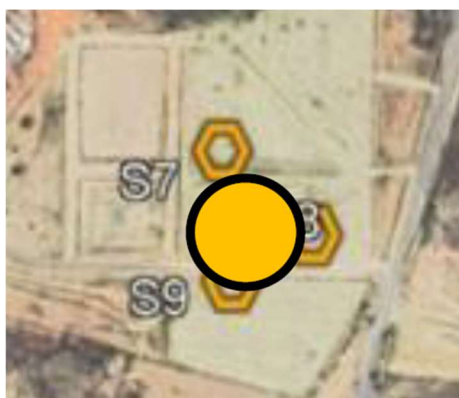


Figura 2.8 - Zona das sondagens S7, S8 e S9

No documento dos dois estudos geotécnicos é indicado o valor de 100 a 120 MPa para o módulo de deformabilidade.

Quanto à agressividade do meio, foram realizados ensaios químicos para detectar a presença de cloretos nos solos. De acordo com o boletim técnico apresentado, os resultados dos ensaios indicam que o solo é

de natureza não agressiva aos concretos com os quais estejam em contato, considerando os índices de sulfatos, cloretos e grau de acidez dos solos na região dos aterros do empreendimento.

2.1.3 Bases de Cálculo – Modelos Estruturais

Os elementos estruturais foram submetidos a análises em modelos tridimensionais ou planos, levando em consideração as cargas verticais e horizontais regulamentares.

Para determinar os esforços e tensões nos elementos estruturais, foi utilizado o programa de cálculo automático de estruturas devidamente testado em diversas obras (*Cype 2023*). Esse *software* é desenvolvido em um ambiente de CAD e fornece resultados por meio de listagens numéricas ou representações gráficas.

O *software CypeCad* é especialmente projetado para análise de estruturas de concreto armado, como sapatas, pilares, vigas e lajes planas. Desenvolvido na Espanha, é amplamente utilizado na Península Ibérica e em diversos países da América Latina.

A análise das solicitações é realizada por meio de cálculos espaciais em 3D, utilizando métodos matriciais de rigidez e considerando todos os elementos que compõem a estrutura: pilares, paredes, muros, vigas e lajes.

É estabelecida a compatibilidade de deformações em todos os nós, considerando 6 graus de liberdade, e assume-se a hipótese de indeformabilidade do plano de cada piso, simulando o comportamento rígido da laje e evitando deslocamentos relativos entre os nós (diafragma rígido). Portanto, cada piso só pode girar e mover-se como um todo (3 graus de liberdade).

A introdução de dados (inputs) no *software CypeCad* é bastante intuitiva, embora não permita a entrada direta de informações em 3D. Ou seja, os dados são inseridos planta a planta, após indicar as cotas dos diferentes pisos. Em seguida, são fornecidas as seguintes informações:

- localização e seção dos pilares;
- localização e seção das vigas;
- espessura e características das lajes;
- cargas uniformemente distribuídas em cada piso;
- outros tipos de cargas verticais.

Por meio dessas análises e cálculos estruturais, é possível obter informações essenciais para o projeto do complexo de edifícios da refinaria de petróleo, garantindo a segurança e o desempenho adequado das

estruturas. Ressalta-se que o programa utilizado não possui recursos de visualização tridimensional das ações inseridas.

A discretização dos principais elementos é realizada da seguinte forma:

- Pilares

São elementos verticais que se estendem entre cada piso, com um nó no início da fundação ou em outro elemento, como uma viga ou laje, e na interseção de cada piso. O eixo do pilar segue a seção transversal, levando em consideração as excentricidades devido às variações de dimensões em altura. O comprimento do pilar é determinado pela altura ou pela distância livre em relação às faces de outros elementos presentes na planta inicial e final.

- Vigas

São definidas em planta, fixando nós nas interseções com os elementos de suporte (pilares, paredes ou muros), assim como nos pontos de encontro com as lajes ou outras vigas. Dessa forma, são criados nós no eixo e nas bordas laterais, além das extremidades das consolas e extremidades livres ou em contato com outros elementos das lajes. Portanto, uma viga entre dois pilares consiste em várias barras consecutivas, cujos nós, são as interseções com as barras das lajes. As vigas podem ser de concreto armado, metálicas ou mistas, utilizando perfis selecionados da biblioteca do *software*.

A discretização das vigas é feita com barras cujo eixo coincide com o plano médio que passa pelo centro da alma vertical e a altura do seu centro de gravidade.

- Apoios externos

Os tipos de apoios utilizados neste projeto foram o encastramento, no qual os deslocamentos e as rotações são impedidos em todas as direções.

- Lajes maciças

Diferente de outros programas de cálculo, a discretização dos painéis de laje maciça é feita em malhas de elementos tipo barra, com tamanho máximo de 25 cm, e é aplicada uma condensação estática. A análise é realizada considerando o método exato para todos os graus de liberdade. São levadas em conta as deformações por corte e mantida a hipótese de diafragma rígido. Além disso, a rigidez à torção dos elementos é considerada. É importante ressaltar que esse *software* não oferece controle sobre a discretização da malha de elementos finitos.

Será realizada de forma automática a verificação da segurança das estruturas, considerando os estados limites últimos de resistência e os estados limites de utilização, conforme estabelecido nas regulamentações correspondentes. Os esforços atuantes nas estruturas foram determinados considerando o comportamento elástico-linear dos materiais, enquanto os esforços resistentes correspondentes foram definidos de acordo com as teorias de comportamento estabelecidas nas normas regulamentares para os materiais.

Os Eurocódigos considerados foram os seguintes:

- Eurocódigo 0 – Bases para o projeto de estruturas;
- Eurocódigo 1 – Acções em estruturas; Parte 1-1: Pesos volúmicos, pesos próprios, sobrecargas em edifícios
- Eurocódigo 1 – Acções em estruturas, Parte 1-4: Acções gerais, Acções do vento
- Eurocódigo 2 – Projeto de estruturas de betão; Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios;
- Eurocódigo 3 – Projeto de estruturas de aço; Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios;
- Eurocódigo 7 – Projeto geotécnico; Parte 1: Regras gerais.

Outras normas seguidas foram:

- NP EN 206 - 1 – «Betão. Parte 1: Especificação, desempenho, produção e conformidade»;
- NP ENV 13670 - 1 - «Execução de estruturas de betão. Parte 1: Regras gerais»

2.1.4 Materiais

Os materiais estruturais utilizados na obra serão de alta qualidade, adequados ao propósito, duráveis, resistentes e de baixa manutenção. Eles atenderão às características mínimas exigidas pela regulamentação atual e serão submetidos a ensaios em laboratórios oficiais.

No caso dos elementos de betão armado, serão seguidas as recomendações do Eurocódigo 2, que estabelece classes de resistência com base nas condições ambientais, visando garantir uma vida útil mínima de 50 anos para o projeto. Além disso, será feita uma seleção cuidadosa dos recobrimentos das armaduras, conforme Especificação LNEC E464.

As condições de durabilidade de acordo com a norma E464 são garantidas cumprindo-se as classes de betão e os recobrimentos, que são em função da classe de exposição ambiental.

A Tabela 2.2 indica os materiais que foram utilizados nessa obra de acordo com cada elemento estrutural, a classe de exposição ambiental e os recobrimentos mínimos considerados:

Tabela 2.2 - Classe de Betão e recobrimento em função da classe de exposição ambiental

Elementos	Classe de Resistência	Classe de exposição ambiental	Recobrimento mínimo (mm)
Fundações	C 30/37	XC2	50
Pilares e Vigas	C 30/37	XC3	35
Lajes	C 30/37	XC3	30
Betão de Limpeza	C 12/15	XC0	-

Para os elementos enterrados e em contato com o terreno, mesmo com a inexistência de águas freáticas e de solos não agressivos, às faces do betão utilizado será adicionado duas demãos cruzadas de pintura betuminosa, e caso não seja possível realizar a aplicação da pintura deverá aumentar-se o recobrimento para 7,5 cm. O aço utilizado nas peças de betão armado será da classe A500 NR.

A fim de garantir um betão durável, foram considerados os valores mínimos de recobrimento de armaduras e a classe de resistência, de acordo com a exposição ambiental dos elementos, conforme estabelecido pelo Eurocódigo 2 e NP EN 206. O recobrimento mínimo deve assegurar a eficaz transmissão das forças de aderência, adequada resistência ao fogo e proteção contra corrosão da armadura.

Os recobrimentos necessários para as armaduras em todos os elementos enterrados ou expostos ao ambiente exterior serão adequados às condições específicas de contato permanente com o meio, respeitando os requisitos de recobrimento especificados. Será utilizado como referência a especificação LNEC E469-2006 - Espaçadores para armaduras de Betão Armado.

2.1.5 Ações consideradas

As ações consideradas no modelo são simples. É considerado automaticamente, no modelo estrutural desenvolvido, como ações permanentes o peso próprio dos elementos estruturais (peso volúmico do betão: 25.00 kN/m³ e peso volúmico do aço: 78.50 kN/m³). Quanto às ações introduzidas pelo utilizador, o programa não permite a visualização 3D dessas ações, com isso as ações são inseridas com seus valores uniformemente distribuídos em cada piso e, portanto, estão disponíveis apenas em forma de tabela. Dessa forma, além do peso próprio dos elementos estruturais, as cargas consideradas e inseridas no modelo foram as seguintes:

Restantes ações permanentes (lajes)

As restantes ações permanentes são devidas a: i) enchimentos e revestimentos dos pisos; ii) peso equivalente das paredes divisórias; iii) tetos falsos e equipamentos mecânicos e de eletricidade.

Essas ações permanentes foram consideradas no piso 2 e na cobertura conforme a seguir:

- **Piso 2 (Laje estrutural)**

- i) Enchimentos e revestimentos

Enchimento: $0,09 \text{ m (betão leve)} \times 10 \text{ kN/m}^3 + 0,02 \text{ m (revestimentos)} \times 20 \text{ kN/m}^3 = 1,3 \text{ kN/m}^2$;

- ii) Paredes divisórias

É usual considerar-se uma carga uniformemente distribuída equivalente, para determinação do valor do peso das paredes divisórias, dado o seu caráter variável ao longo da vida de uma estrutura (podem ser demolidas e realocizadas).

Em edifícios como esse onde os pavimentos possuam constituição que garanta uma distribuição eficaz das cargas, o peso das paredes divisórias poderá assimilar-se a uma carga uniformemente distribuída em todo o pavimento, com valores característicos por metro quadrado obtidos por uma percentagem de peso de uma faixa de parede divisória com comprimento de 1m e altura igual á parede. O valor recomendado dessa percentagem para escritórios é de 30%. Apesar de em grande parte da obra existirem paredes divisórias em gesso cartonado, por segurança, considerou-se o peso de uma faixa de parede divisória correspondente a parede de blocos de cimento vazado, que são mais pesados. Com isso estimou-se o peso de uma parede divisória com comprimento de 1m e altura igual à parede: Reboco ($0,025 \text{ m} \times 20 \text{ kN/m}^3$) + Parede de tijolo de 15 ($1,5 \text{ kN/m}^2$) + Reboco ($0,025 \text{ m} \times 20 \text{ kN/m}^3$) = $2,5 \text{ kN/m}^2$.

Com as paredes apresentando em média 4.1m de altura, e com o princípio acima descrito, estipula-se a carga uniformemente distribuída equivalente em todo o pavimento de: $2,5 \text{ kN/m}^2 \times 4,1 \text{ m} \times 30\% = 3,07 \text{ kN/m}^2$;

- iii) Tetos falsos e peso de equipamentos mecânicos e de eletricidade

Foi utilizado um valor médio de $0,5 \text{ kN/m}^2$ por segurança.

Sendo assim nesse piso, foi considerado um total para as restantes ações permanentes que é a soma destes 3 valores: $1,3 + 3,07 + 0,5 = 4,87 \text{ kN/m}^2$. Tendo isso, no modelo estrutural foi aplicado um valor arredondado de $5,0 \text{ kN/m}^2$.

- **Cobertura (Laje estrutural)**

- i) Enchimentos e revestimentos

Enchimento: $0,13 \text{ m (betão leve)} \times 10 \text{ kN/m}^3 + 0,01 \text{ m (regularização)} \times 20 \text{ kN/m}^3 + \text{telas e isolamentos } (0,1 \text{ kN/m}^2) + \text{revestimento em gralilha solta } (0,05 \text{ m} \times 17 \text{ kN/m}^3) = 2,45 \text{ kN/m}^2$;

- ii) Tetos falsos e peso de equipamentos mecânicos e de eletricidade

Como no piso 2, foi considerado um valor médio de $0,5 \text{ kN/m}^2$.

Assim na cobertura foi considerado um valor total para as restantes ações permanentes que é a soma destes dois valores: $2,45 + 0,5 = 2,95 \text{ kN/m}^2$. Já no modelo estrutural foi considerado o valor arredondado de $3,00 \text{ kN/m}^2$.

Vale ressaltar que no Piso 1, laje térrea pousada no solo, as cargas não se transmitem à superestrutura, ou seja, pilares e fundações, e descarregam na laje térrea que se apoia diretamente nas sub-bases granulares e aterros controlados. Não é uma ação que interfira com a análise estrutural. Então foi considerado um valor único de Enchimentos + revestimentos + paredes divisórias: de $5,00 \text{ kN/m}^2$.

Em suma, nas lajes estruturais do Piso 2 e Cobertura, as restantes cargas permanentes uniformemente distribuídas introduzidas no modelo são as da Tabela 2.3.

Tabela 2.3 – Restantes cargas permanentes introduzidas no modelo

	Piso 2	Cobertura
Restantes Cargas Permanentes		
"SDL - Superimposed Dead Loads"	5kN/m2	3kN/m2

Restantes ações permanentes (paredes exteriores)

Para além das cargas anteriormente indicadas, foi considerada nas vigas periféricas do Piso 2 a atuação de uma carga linear equivalente ao peso das paredes exteriores, e nas vigas periféricas da cobertura ao peso da platibanda.

- **Peso das paredes que atuam nas vigas periféricas do piso 2**

O cálculo do peso da parede por metro quadrado é calculado da seguinte forma: Reboco ($0,025 \text{ m} \times 20 \text{ kN/m}^3$) + Parede de tijolo de 15 ($1,5 \text{ kN/m}^2$) + isolamentos ($0,05 \text{ kN/m}^2$) + Parede de tijolo de 10 ($1,2 \text{ kN/m}^2$) + Reboco ($0,025 \text{ m} \times 20 \text{ kN/m}^3$) = $3,75 \text{ kN/m}^2$. Entre pisos, ou seja, de laje à face da viga superior, a altura é de 3,6 m. Com isso, para o valor do peso linear de parede exterior tem-se o valor de: $3.75 \text{ kN/m}^2 \times 3,6\text{m} = 13,5 \text{ kN/m}$. Pela segurança, no último modelo desenvolvido, considerou-se o valor de 15 kN/m .

- **Peso das paredes que atuam nas vigas periféricas da cobertura**

O peso da parede por metro quadrado é calculado da seguinte maneira: Reboco ($0,025 \text{ m} \times 20 \text{ kN/m}^3$) + Parede de tijolo de 15 (1.5 kN/m^2) + Reboco ($0,025 \text{ m} \times 20 \text{ kN/m}^3$) = $2,5 \text{ kN/m}^2$. A altura considerada nessa parede foi de 0,9 m, sendo assim, para o peso linear de parede exterior obtém-se o valor de: $2,5 \text{ kN/m}^2 \times 0,9 \text{ m} = 2,25 \text{ kN/m}$. No último modelo desenvolvido, considerou-se o valor de $2,25 \text{ kN/m}$.

Sobrecargas de utilização

- **Piso 2 (Laje estrutural)**

Nos primeiros modelos desenvolvidos foi considerado uma ação uniformemente distribuída de valor constante de 4 kN/m^2 . Após os comentários da fiscalização e da reunião técnica, foram introduzidas no último modelo as ações variáveis das sobrecargas, em cada tipo de compartimentos, com seu valor retirado da EN1991 – Parte 1-1 EC1), considerando as categorias de uso conforme tabela 6.1 da norma, conforme Tabela 2.4 a seguir:

Tabela 2.4 - Categorias de uso, retirado da EN1991 – Parte 1-1 EC1

Category	Specific Use	Example
A	Areas for domestic and residential activities	Rooms in residential buildings and houses; bedrooms and wards in hospitals; bedrooms in hotels and hostels kitchens and toilets.
B	Office areas	
C	Areas where people may congregate (with the exception of areas defined under category A, B, and D ¹⁾)	<p>C1: Areas with tables, etc. e.g. areas in schools, cafés, restaurants, dining halls, reading rooms, receptions.</p> <p>C2: Areas with fixed seats, e.g. areas in churches, theatres or cinemas, conference rooms, lecture halls, assembly halls, waiting rooms, railway waiting rooms.</p> <p>C3: Areas without obstacles for moving people, e.g. areas in museums, exhibition rooms, etc. and access areas in public and administration buildings, hotels, hospitals, railway station forecourts.</p> <p>C4: Areas with possible physical activities, e.g. dance halls, gymnastic rooms, stages.</p> <p>C5: Areas susceptible to large crowds, e.g. in buildings for public events like concert halls, sports halls including stands, terraces and access areas and railway platforms.</p>
D	Shopping areas	<p>D1: Areas in general retail shops</p> <p>D2: Areas in department stores</p>

Em que os respetivos valores sugeridos são os da tabela 6.2 da norma em questão, conforme indicado na Tabela 2.5.

Tabela 2.5 - Cargas impostas em pisos, varandas e escadas em edifícios, retirado da EN1991 – Parte 1-1

EC1

Categories of loaded areas	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]
Category A		
- Floors	1,5 to <u>2,0</u>	<u>2,0</u> to 3,0
- Stairs	<u>2,0</u> to 4,0	<u>2,0</u> to 4,0
- Balconies	<u>2,5</u> to 4,0	<u>2,0</u> to 3,0
Category B	2,0 to <u>3,0</u>	1,5 to <u>4,5</u>
Category C		
- C1	2,0 to <u>3,0</u>	3,0 to <u>4,0</u>
- C2	3,0 to <u>4,0</u>	2,5 to 7,0 (<u>4,0</u>)
- C3	3,0 to <u>5,0</u>	<u>4,0</u> to 7,0
- C4	4,5 to <u>5,0</u>	3,5 to <u>7,0</u>
- C5	<u>5,0</u> to 7,5	3,5 to <u>4,5</u>

Em suma, as ações variáveis inseridas na última revisão do modelo estrutural são as indicadas na Figura 2.9.

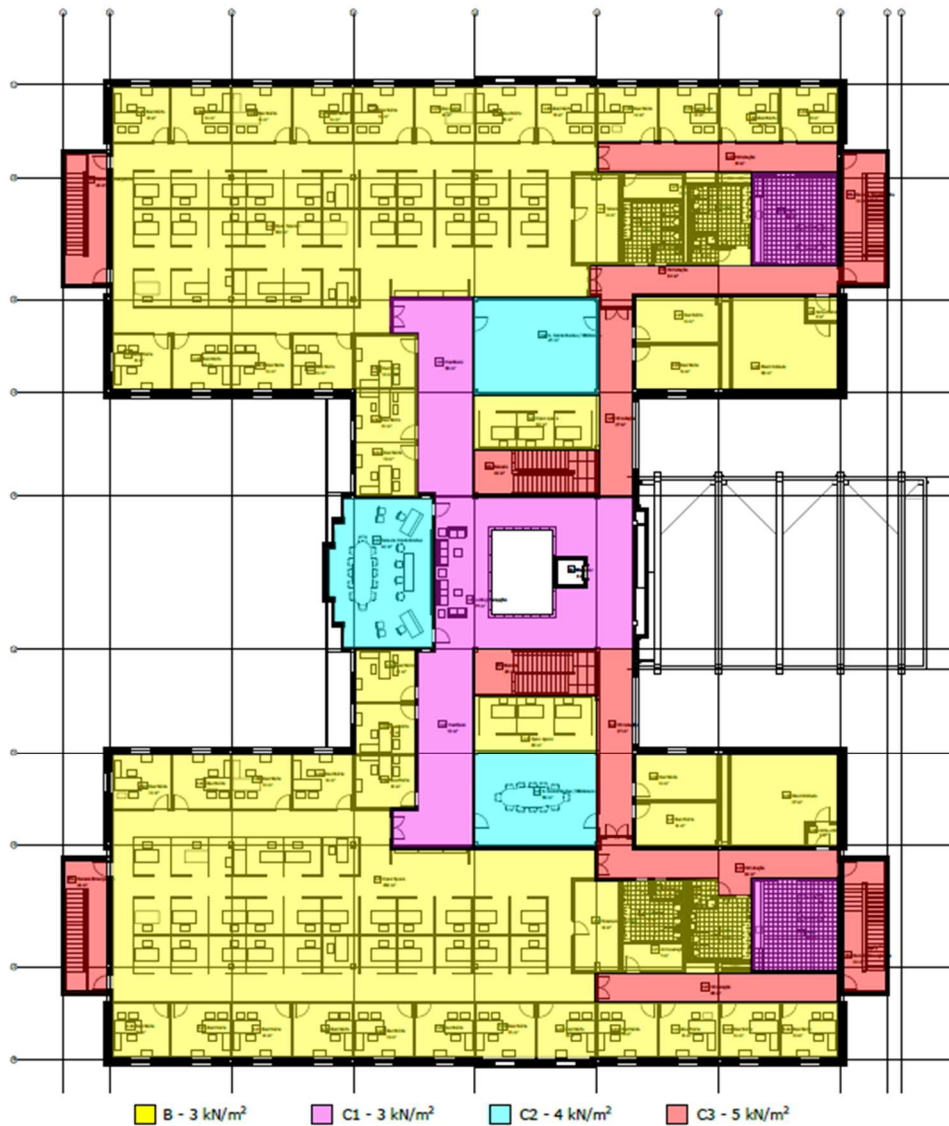


Figura 2.9 - Ações variáveis introduzidas na última revisão do modelo estrutural

- **Cobertura (Laje estrutural)**

Foi considerada uma sobrecarga uniforme de $1,00 \text{ kN/m}^2$, que se enquadra na categoria H de acordo com a EN1991 – Parte 1-1 EC1, ver Tabela 2.6.

Tabela 2.6 - Categorização de telhados, retirado da EN1991 – Parte 1-1 EC1

Categories of loaded area	Specific Use
H	Roofs not accessible except for normal maintenance and repair.

Para além do valor uniforme referido foram consideradas as cargas nas zonas de equipamentos com um valor adicional de $4,00 \text{ kN/m}^2$, que engloba além do peso dos equipamentos o peso das lajes de apoio aos mesmos, ver Figura 2.10.

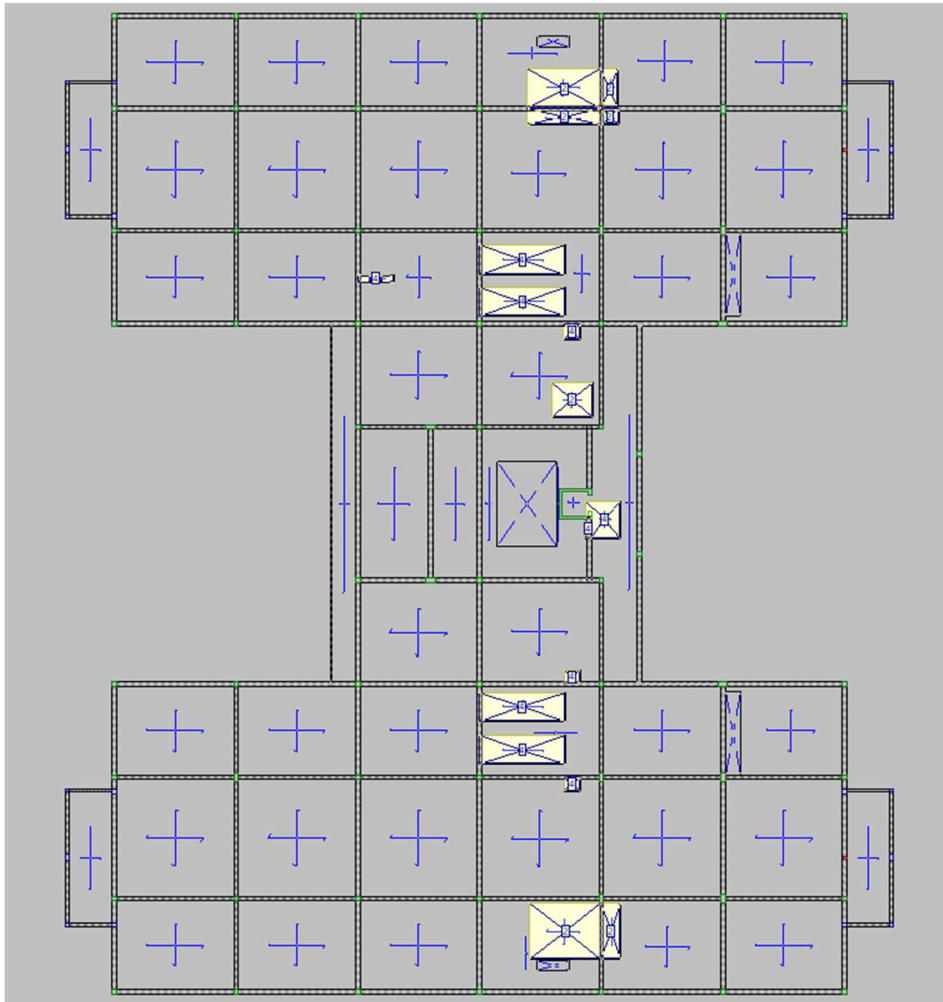


Figura 2.10 - Indicação das cargas nas zonas de equipamentos com um valor adicional de $4,00 \text{ kN/m}^2$

Vento

Para a ação do vento, foi necessário tomar uma decisão de projeto. Em Angola, não existe um regulamento específico que caracterize essa ação, nem uma zonificação de velocidade do vento.

Com base no conhecimento e prática, cada projetista geralmente considera valores por analogia com outros países. É comum considerar que a ação do vento em Angola é inferior à do território português. Para fins de segurança, neste projeto foi adotada uma velocidade de vento correspondente à faixa costeira de Portugal continental. A Figura 2.11 apresenta um mapa com a localização relativa de Portugal e Angola.



Figura 2.11 - Mapa com localização relativa de Portugal, Angola e Brasil.

Considerou-se uma velocidade do vento $v_{b,0} = 30 \text{ m/s}$. Os demais parâmetros de acordo com o EC2 são conforme a Tabela 2.7.

Tabela 2.7 – Restantes parâmetros de acordo com EC2

Zona: B(30 m/s)
Sem coeficiente de direção
Categoria do terreno: III
Período de retorno (anos): 50 anos
Direção transversal (X)
Tipo de terreno: Plano
Direção do terreno (Y)
Tipo de terreno: Plano

Pressão dinâmica do vento resultante: $0,87 \text{ kN/m}^2$. A largura do edifício em cada direção, face à exposição do vento apresenta-se na Tabela 2.8.

Tabela 2.8 - Larguras de banda

Plantas	Largura de banda Y (m)	Largura de banda X (m)
Em todas as plantas	64.00	54.00

Apesar da pouca relevância desta ação no dimensionamento deste edifício em comparação com estruturas mais esbeltas, recorreu-se ao EC1 - parte 1-4 para estimar os coeficientes de pressão. Com base nas proporções geométricas do edifício e de acordo com o EC1, considerou-se um coeficiente de pressão

de +0,7 (pressão) na face a barlavento ao vento e um coeficiente de pressão de -0,3 (sucção) na face de sotavento.

Devido ao comportamento das lajes do edifício como diafragma rígido (ou seja, transmissão uniforme das ações horizontais por piso), a ação do vento pode ser aplicada como uma carga horizontal em cada piso, correspondente à soma algébrica dos coeficientes de pressão, que neste caso é igual a 1,0. Nas faces perpendiculares à ação do vento, não faz sentido aplicar as pressões definidas pelo EC1, uma vez que são autossustentadas pelo efeito de tirante das lajes, não transmitindo esforços para os elementos verticais. Portanto, as cargas totais aplicadas no modelo, por piso, são as indicadas na Tabela 2.9.

Tabela 2.9 – Cargas de vento

Planta	Vento X (kN)	Vento Y (kN)
Cob alta	85,213	71,901
Cob alta	207,360	174,960
Piso 2	269,852	227,687

Variação de temperatura

A variação de temperatura é considerada uma ação variável neste caso. No entanto, o software utilizado não permite a inserção de variações de temperatura. Vale ressaltar que o edifício possui pilares de altura considerável, o que confere uma maior flexibilidade para acomodar dilatações térmicas; a estrutura está termicamente protegida com isolamento ao redor; e além disso, os dados climáticos dessa região em Angola são muito favoráveis. Na Figura 2.12, são apresentados os valores extremos de temperatura ao longo do ano.

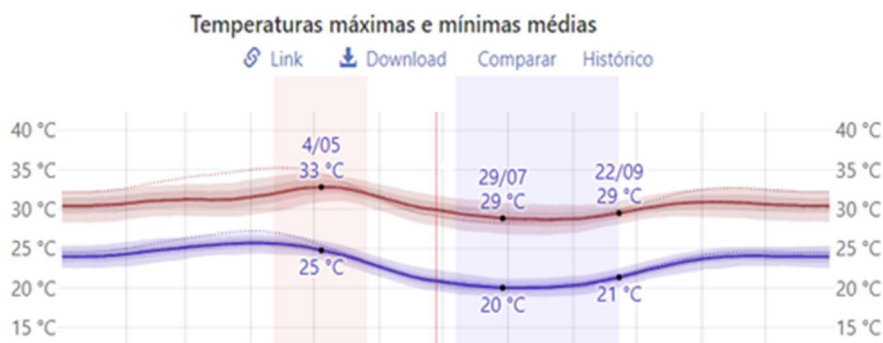


Figura 2.12 -Temperaturas máximas e mínimas médias em Angola

A estação quente tem uma duração de 1,5 meses, de 11 de abril a 26 de maio, com uma temperatura máxima média diária acima de 32 °C. O mês mais quente nessa região em Angola é abril, com uma temperatura máxima média de 32 °C e mínima de 25 °C. A estação fresca tem uma duração de 2,5 meses, de 7 de julho a 22 de setembro, com uma temperatura máxima diária média abaixo de 29 °C. O mês mais frio nessa região em Angola é agosto, com uma temperatura máxima média de 29 °C e mínima de 20 °C. A variação em torno da temperatura média é muito baixa. Para a análise, consideramos uma temperatura média de 26 °C e uma variação de mais ou menos 6 °C. Devido a esta pequena diferença, os efeitos de variação da temperatura nesta estrutura são pouco importantes e do ponto de vista prático pode ser negligenciado.

2.1.6 Combinações de ações

As combinações das ações foram obtidas seguindo as regras de combinação estabelecidas nos pontos 6.4 e 6.5 da norma NP EN 1990 para o Estado Limite Último (ELU) e Estado Limite de Serviço (ELS), respectivamente. De acordo com essas regras, os valores de cálculo dos efeitos das ações devem ser determinados combinando os valores das ações que podem ocorrer simultaneamente para cada caso de carga.

Estado Limite Último:

Combinação de ações para situações de projeto persistentes ou transitórias (Combinações fundamentais):

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (2.1)$$

Combinação de ações para situações de projeto acidentais:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_d + (\psi_{1,1} \text{ ou } \psi_{2,1}) Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (2.2)$$

Estado Limite de Serviço:

As combinações de ações consideradas nas situações de projeto devem ser adequadas aos requisitos de utilização e aos critérios de desempenho a serem verificados. Foram adotadas as seguintes expressões para os diferentes estados limites de utilização:

Combinação característica:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + "P" + "Q_{k,1}" + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \tag{2.3}$$

Combinação frequente:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + "P" + "\psi_{1,1} Q_{k,1}" + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \tag{2.4}$$

Combinação quase-permanente:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + "P" + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \tag{2.5}$$

Em que:

- $G_{k,j}$ Valor característico para a ação permanente j;
- P Valor representativo da ação do pré-esforço;
- $Q_{k,1}$ Valor característico da ação base sobrecarga 1;
- $Q_{k,i}$ Valor característico das restantes sobrecargas i para a combinação característica;
- ψ_0 Fator de combinação para as restantes sobrecargas na combinação característica;
- ψ_1 Fator de combinação para as sobrecargas na combinação frequente;
- ψ_2 Fator de combinação para as sobrecargas na combinação quase-permanente.

Os coeficientes de segurança relativos às ações, γ_G e γ_Q , são tomados com os seguintes valores, ver Tabela 2.10.

Tabela 2.10 - Coeficientes de segurança referente às ações

Peso próprio da estrutura	$\gamma_G = 1,35$
Restantes cargas permanentes	$\gamma_G = 1,35$ ou $1,0$
Ações variáveis	$\gamma_Q = 1,5$ ou 0

Na Figura 2.13 (a) e (b), são indicadas as combinações, que automaticamente, foram consideradas na análise de segurança feita pelo *software*.

1. Coeficientes para combinações fundamentais

Comb.	PP	RP	Qa (B)	Qa (H)	V(+X exc.+)	V(+X exc.-)	V(-X exc.+)	V(-X exc.-)	V(+Y exc.+)	V(+Y exc.-)	V(-Y exc.+)	V(-Y exc.-)
1	1.000	1.000										
2	1.350	1.350										
3	1.000	1.000	1.500									
4	1.350	1.350	1.500									
5	1.000	1.000		1.500								
6	1.350	1.350		1.500								
7	1.000	1.000	1.050	1.500								
8	1.350	1.350	1.050	1.500								
9	1.000	1.000			1.500							
10	1.350	1.350			1.500							
11	1.000	1.000	1.050		1.500							
12	1.350	1.350	1.050		1.500							
13	1.000	1.000	1.500		0.900							
14	1.350	1.350	1.500		0.900							
15	1.000	1.000		1.500	0.900							
16	1.350	1.350		1.500	0.900							
17	1.000	1.000	1.050	1.500	0.900							
18	1.350	1.350	1.050	1.500	0.900							
19	1.000	1.000				1.500						
20	1.350	1.350				1.500						
21	1.000	1.000	1.050			1.500						
22	1.350	1.350	1.050			1.500						
23	1.000	1.000	1.500			0.900						
24	1.350	1.350	1.500			0.900						
25	1.000	1.000		1.500		0.900						
26	1.350	1.350		1.500		0.900						
27	1.000	1.000	1.050	1.500		0.900						
28	1.350	1.350	1.050	1.500		0.900						
29	1.000	1.000					1.500					
30	1.350	1.350					1.500					
31	1.000	1.000	1.050				1.500					
32	1.350	1.350	1.050				1.500					
33	1.000	1.000	1.500				0.900					
34	1.350	1.350	1.500				0.900					
35	1.000	1.000		1.500			0.900					

a)

36	1.350	1.350		1.500			0.900					
37	1.000	1.000	1.050	1.500			0.900					
38	1.350	1.350	1.050	1.500			0.900					
39	1.000	1.000						1.500				
40	1.350	1.350						1.500				
41	1.000	1.000	1.050					1.500				
42	1.350	1.350	1.050					1.500				
43	1.000	1.000	1.500					0.900				
44	1.350	1.350	1.500					0.900				
45	1.000	1.000		1.500				0.900				
46	1.350	1.350		1.500				0.900				
47	1.000	1.000	1.050	1.500				0.900				
48	1.350	1.350	1.050	1.500				0.900				
49	1.000	1.000							1.500			
50	1.350	1.350							1.500			
51	1.000	1.000	1.050						1.500			
52	1.350	1.350	1.050						1.500			
53	1.000	1.000	1.500						0.900			
54	1.350	1.350	1.500						0.900			
55	1.000	1.000		1.500					0.900			
56	1.350	1.350		1.500					0.900			
57	1.000	1.000	1.050	1.500					0.900			
58	1.350	1.350	1.050	1.500					0.900			
59	1.000	1.000								1.500		
60	1.350	1.350								1.500		
61	1.000	1.000	1.050							1.500		
62	1.350	1.350	1.050							1.500		
63	1.000	1.000	1.500							0.900		
64	1.350	1.350	1.500							0.900		
65	1.000	1.000		1.500						0.900		
66	1.350	1.350		1.500						0.900		
67	1.000	1.000	1.050	1.500						0.900		
68	1.350	1.350	1.050	1.500						0.900		
69	1.000	1.000									1.500	
70	1.350	1.350									1.500	
71	1.000	1.000	1.050								1.500	
72	1.350	1.350	1.050								1.500	
73	1.000	1.000	1.500								0.900	
74	1.350	1.350	1.500								0.900	
75	1.000	1.000		1.500							0.900	
76	1.350	1.350		1.500							0.900	
77	1.000	1.000	1.050	1.500							0.900	
78	1.350	1.350	1.050	1.500							0.900	
79	1.000	1.000										1.500
80	1.350	1.350										1.500
81	1.000	1.000	1.050									1.500
82	1.350	1.350	1.050									1.500
83	1.000	1.000	1.500									0.900
84	1.350	1.350	1.500									0.900
85	1.000	1.000		1.500								0.900
86	1.350	1.350		1.500								0.900
87	1.000	1.000	1.050	1.500								0.900
88	1.350	1.350	1.050	1.500								0.900

b)

Figura 2.13 (a) e (b)- Tabela de combinações gerada pelo *software*

As combinações utilizadas para a avaliação da segurança em relação aos estados limites de serviço foram as seguintes:

- Deformações das estruturas:

$$\sum_{j=1}^m \gamma_{G_j} G_{jk} + \gamma_P P + \gamma_{Q_1} Q_{1k} + \sum_{i=2}^n \gamma_{Q_i} \psi_{0i} Q_{ik} \quad (2.6)$$

2.2 ETAPAS DE DESENVOLVIMENTO DO PROJETO

2.2.1 Análise dos projetos arquitetônicos

Para início do desenvolvimento do projeto foi feita primeiramente a análise dos projetos arquitetônicos do edifício e em cima dessa análise se fez uma locação de onde ficariam os elementos estruturais. Nas Figura 2.14 e Figura 2.15, pode-se ver a planta de arquitetura do Piso 2 e um Corte do edifício administrativo.



Figura 2.14 - Planta arquitetônica do Piso 2 do edifício administrativo

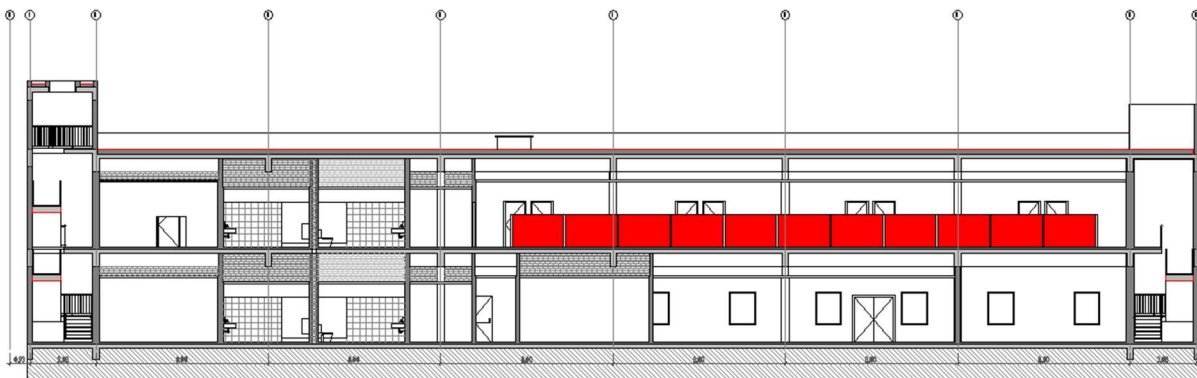


Figura 2.15 - Corte do edifício administrativo

Após a análise dos elementos arquitetônicos foram posicionados os pilares de forma a vencer os vãos apresentados. Feita a análise dos Pisos 2 e Coberturas (ver Figura 2.16 e Figura 2.17), criou-se mascaras em DWG para introduzir no programa *CypeCad*.

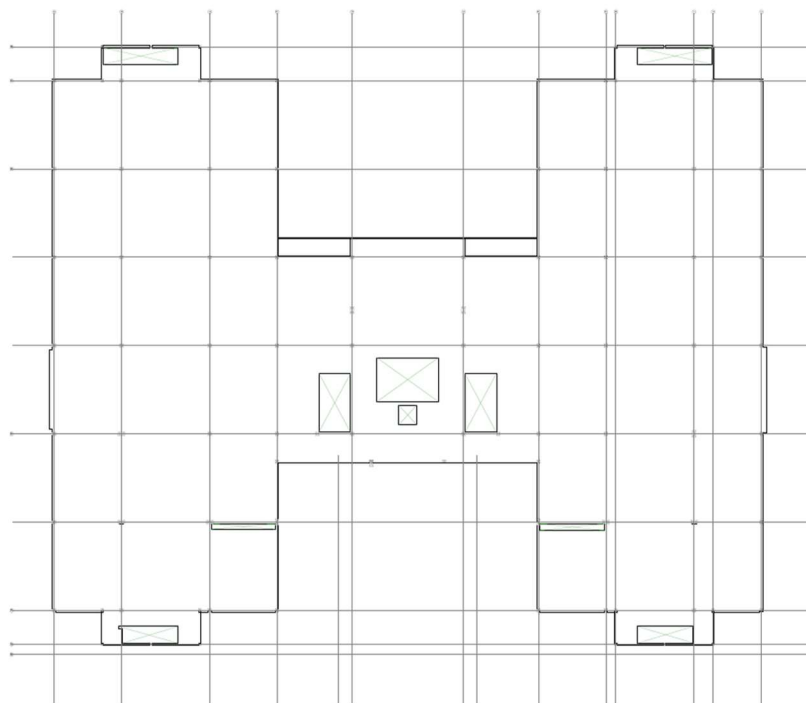


Figura 2.16 - Planta arquitetônica do Piso Cobertura do edifício administrativo

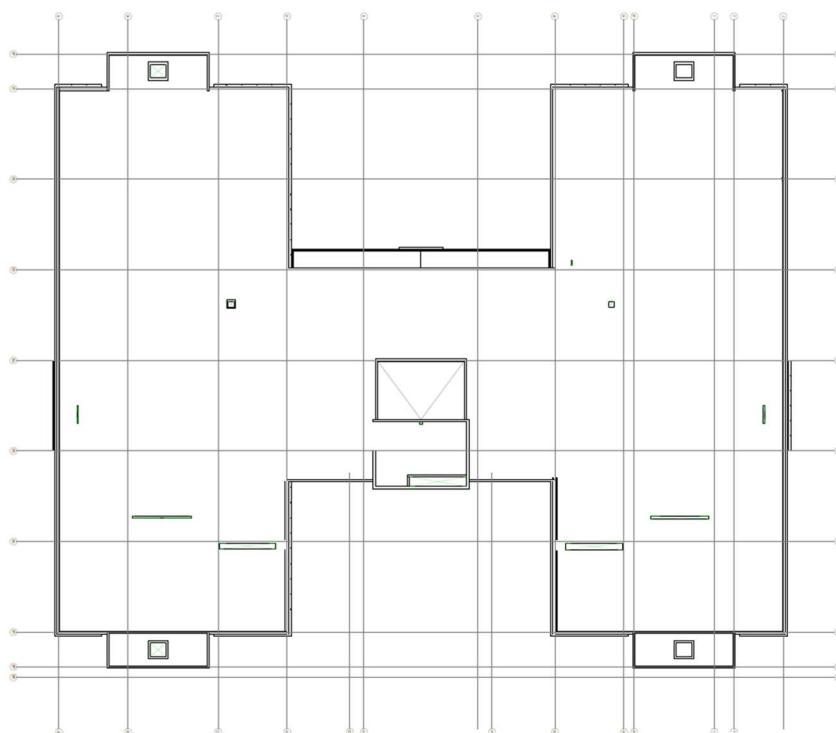


Figura 2.17 - Planta arquitetônica do Piso Cobertura Alta do edifício administrativo

2.2.2 Entrada de dados no programa Cypecad

Agora com todos os dados organizados, foram inseridos no software todas as informações necessárias para configuração do modelo, como normas, ações e características do edifício, dados que foram citados acima. Esse processo foi feito a partir de janelas de fácil entendimento. Primeiramente foram selecionadas as normas. Sendo assim foi selecionado o grupo de Eurocódigos pertinentes ao desenvolvimento de um edifício de betão armado. Em seguida foram selecionadas a classe de betão armado a ser considerada em cada elemento estrutural, como pode ser visto na Figura 2.18, a classe C30/37 foi a utilizada para todos os elementos estruturais.

Além disso nessa primeira janela também foram definidas as características do agregado e as características dos varões de cada elemento estrutural (Fundação, Vigas, Pilares e Lajes).

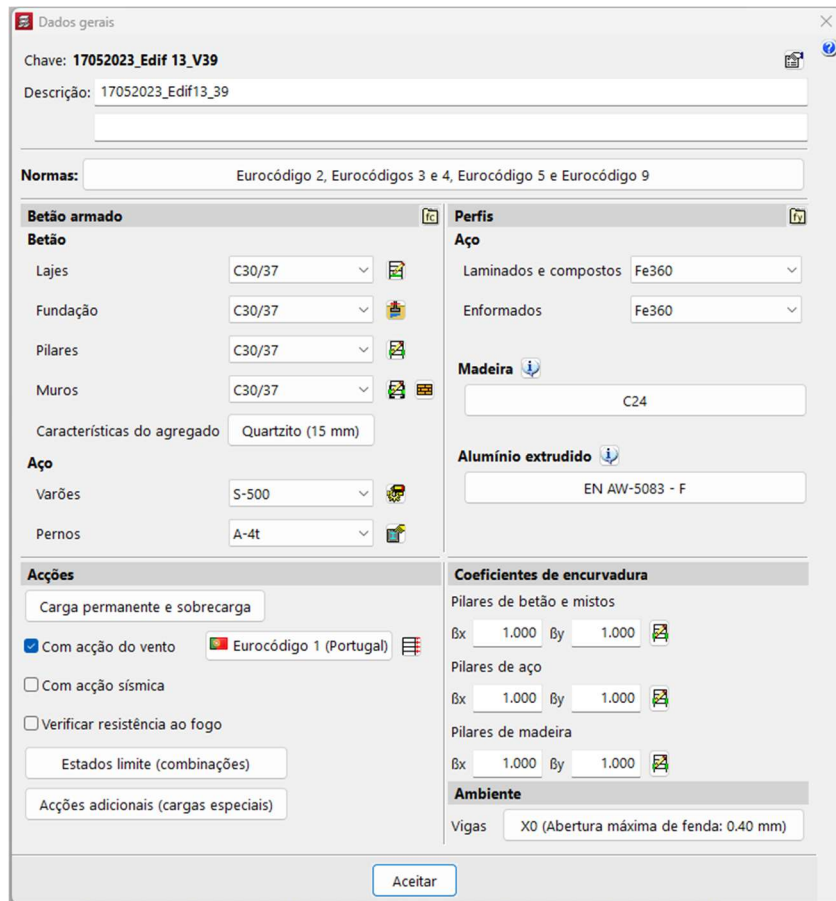


Figura 2.18 - Área de edição de dados gerais para utilizar no modelo

Na Figura 2.19, pode-se ver a janela de edição dos diâmetros dos varões a serem utilizados nas sapatas do edifício administrativo. O mesmo processo foi feito para a edição das tabelas de armaduras dos demais elementos estruturais.

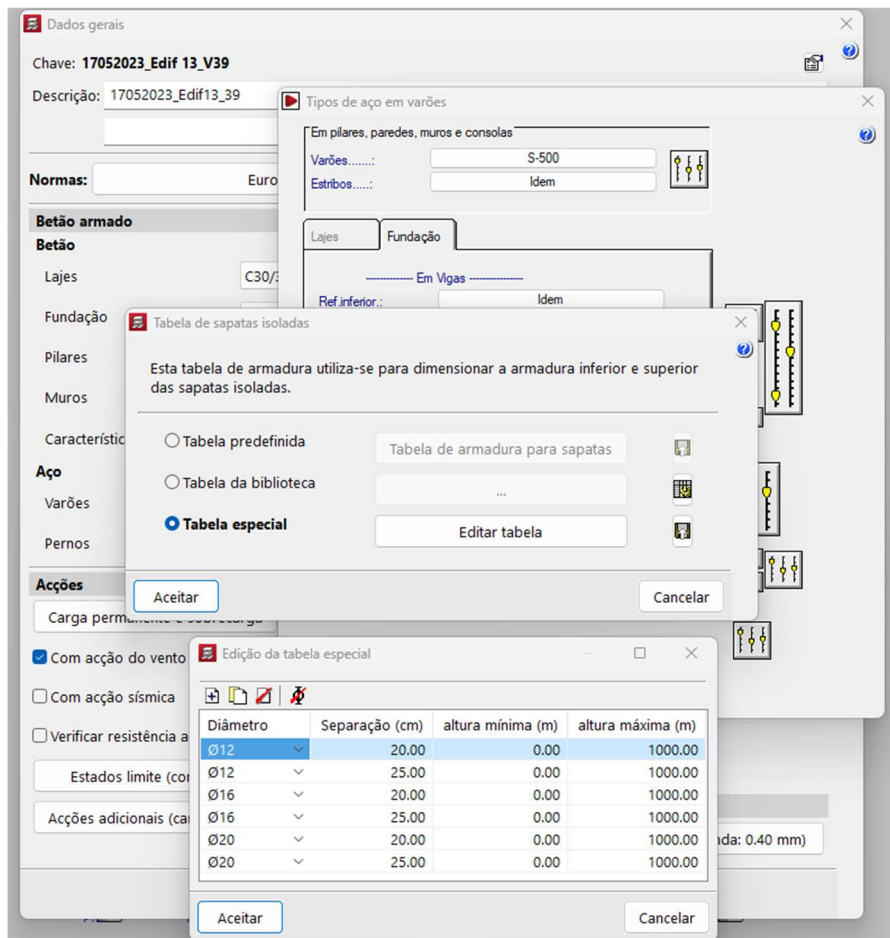


Figura 2.19 - Tabela de diâmetros de varões utilizados nas sapatas

Pode-se observar na parte inferior da Figura 2.18, campo sobre ações que foi considerada a ação do vento conforme o Eurocódigo 1 de Portugal, já que em Angola não existe um regulamento específico que caracterize essa ação.

A seguir, apresenta-se a janela que abre ao selecionar o botão, onde é possível inserir as dimensões do edifício e selecionar dados da localização, categoria do terreno e orografia do terreno, ver Figura 2.20.

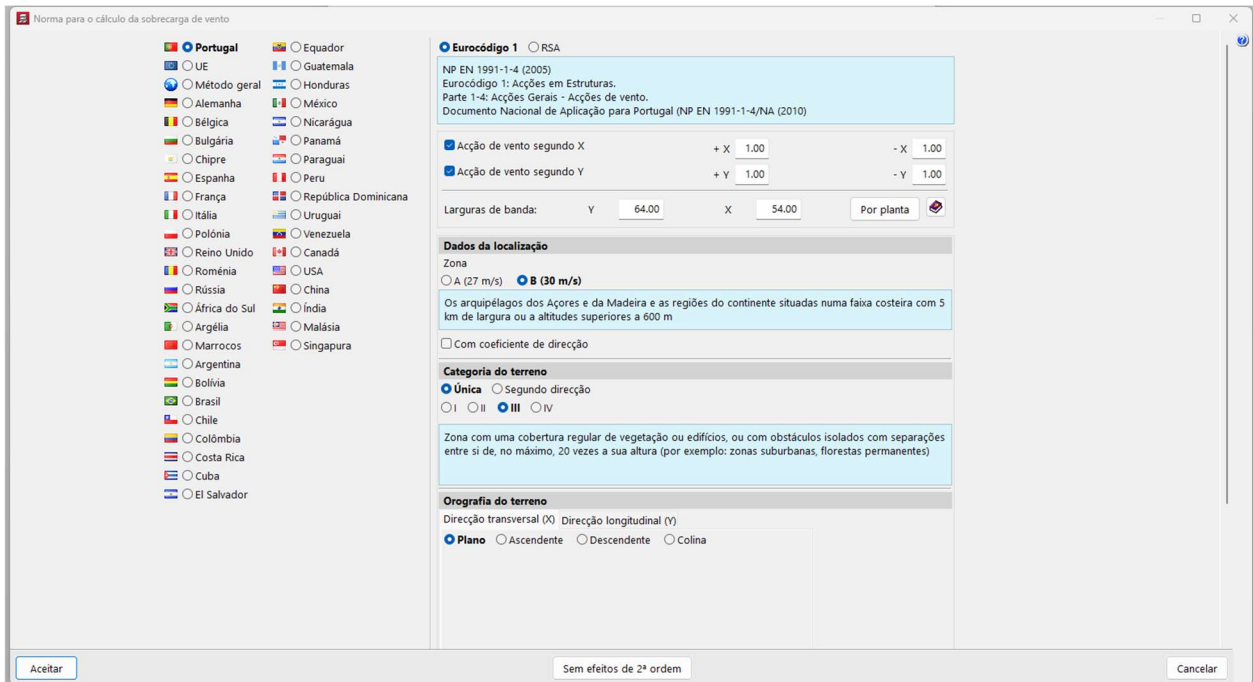


Figura 2.20 - Área de edição de dados para cálculo da ação do vento

Na janela de editar plantas foi inserido as quantidades de pisos no edifício e suas respectivas alturas e cotas, ver Figura 2.21 e Figura 2.22.

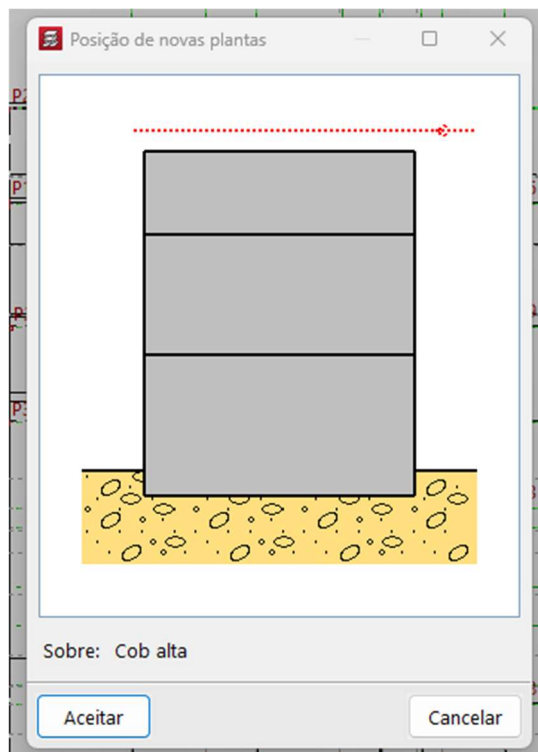


Figura 2.21 - Área de edição para adição e posicionamento de novas plantas

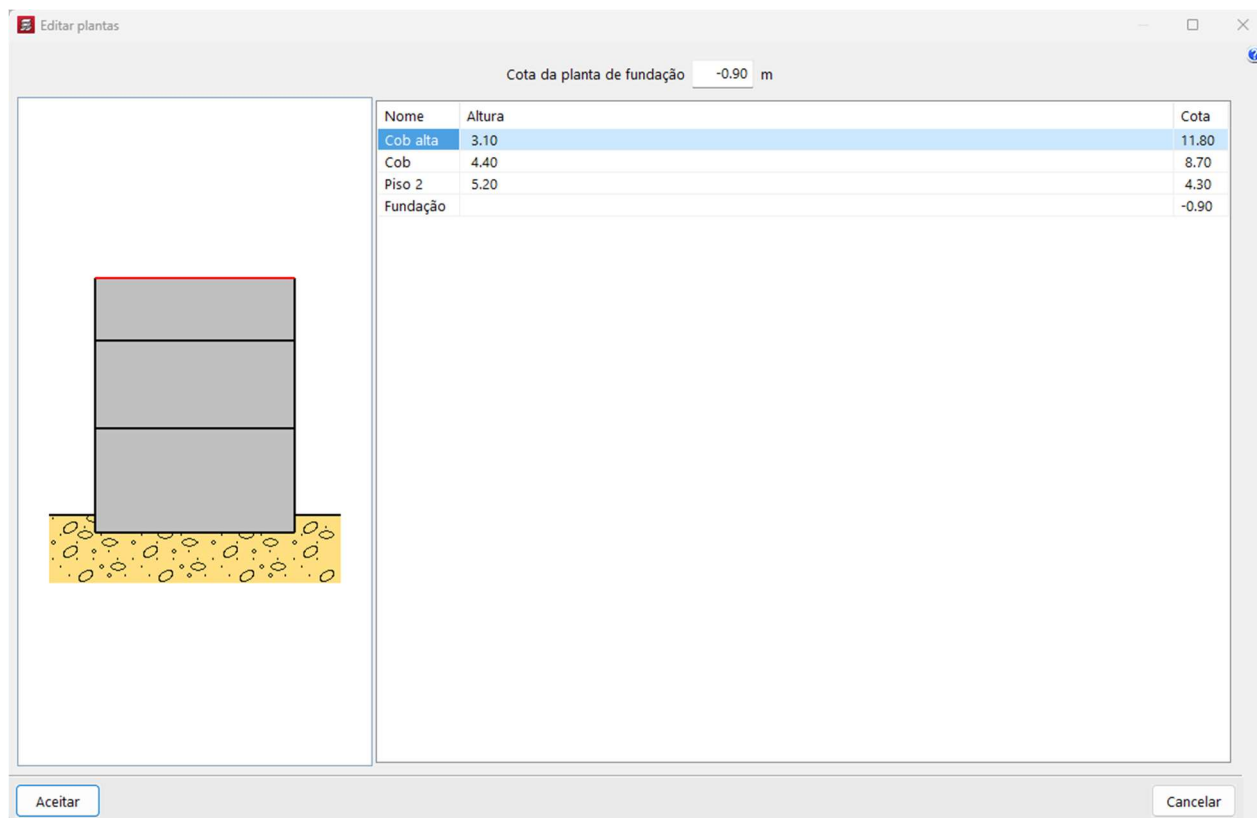


Figura 2.22 - Área de edição das cotas e alturas dos pisos

A seguir, na Figura 2.23, pode-se ver a janela de editar grupos, onde é possível inserir os valores de sobrecargas e pesos considerados em cada piso, sendo levado em conta as orientações da NP EN 1991-1-1, 2009 sobre as respetivas cargas considerando as categorias de utilização de casa piso.

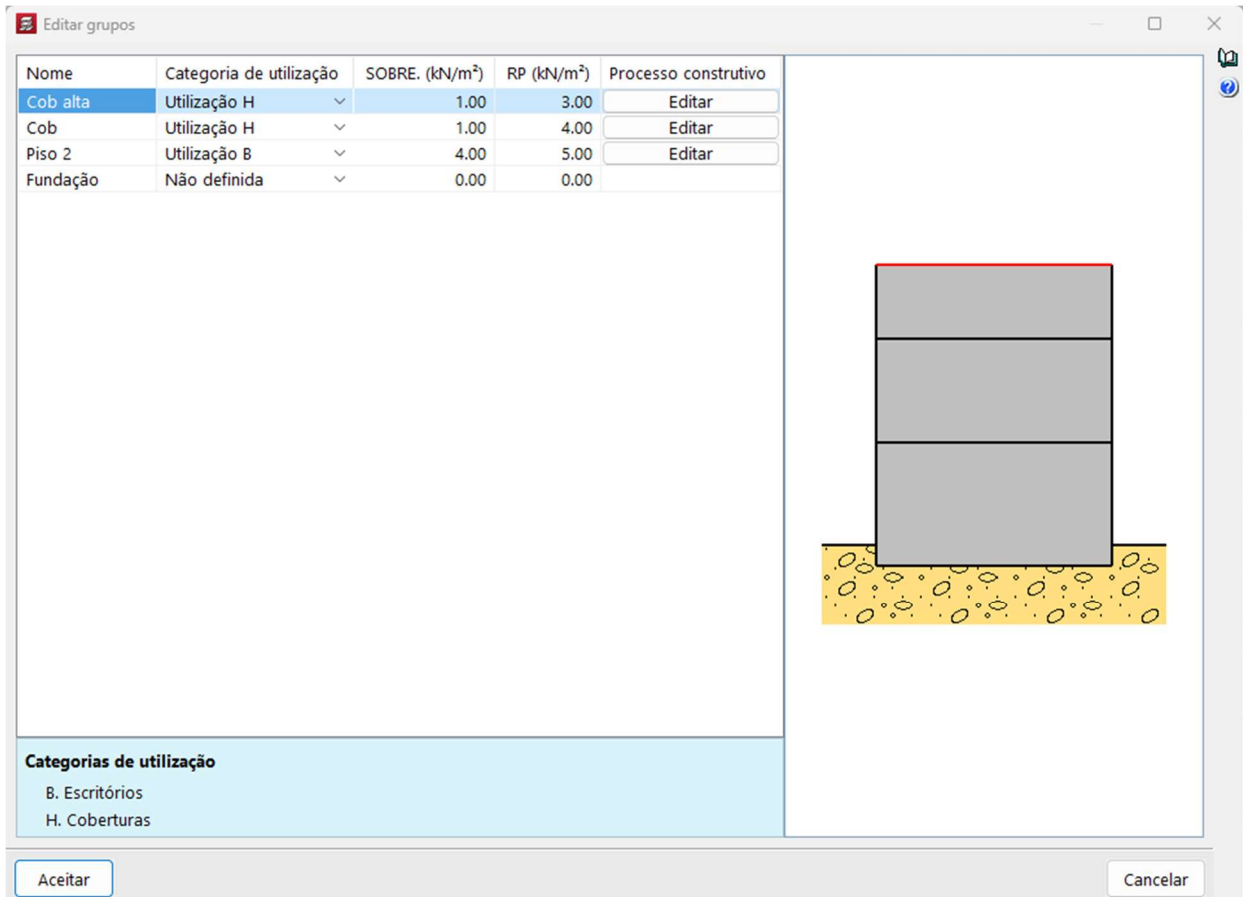
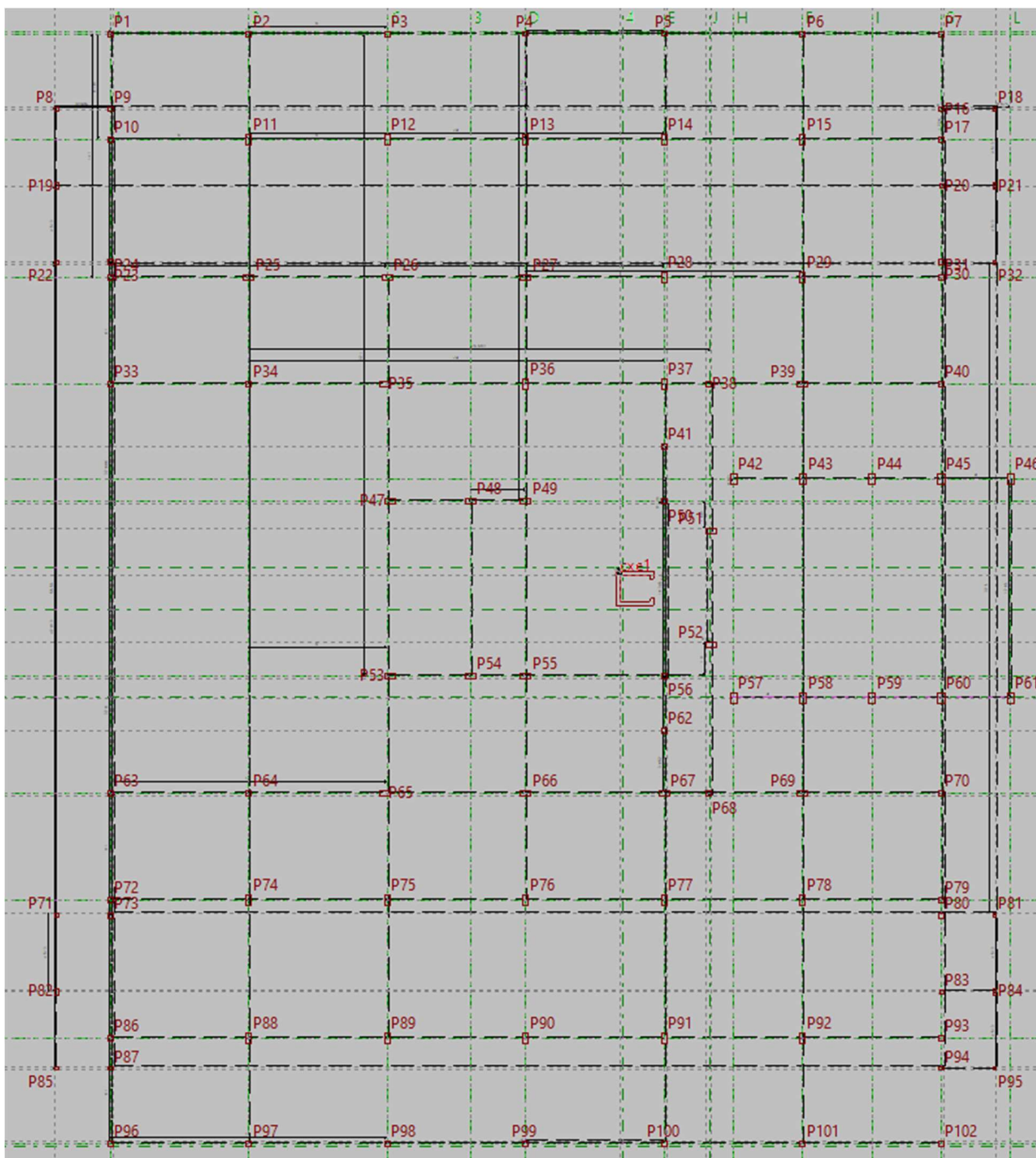


Figura 2.23 -Área de edição das cargas e sobrecargas de cada piso

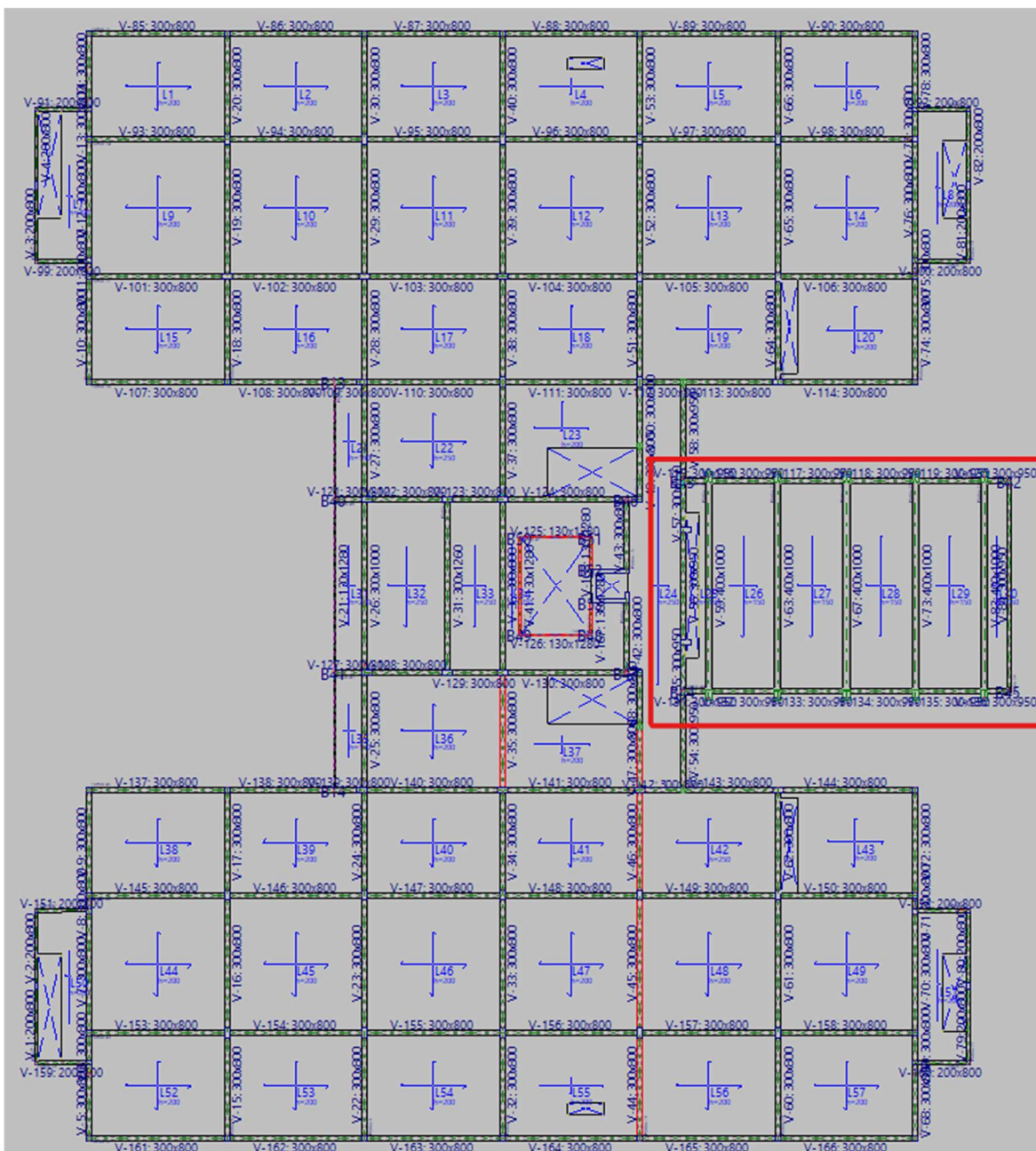
Após a configuração de todos os dados gerais foi iniciada a locação dos pilares no modelo (ver Figura 2.24 (a) e (b)), definido o pilar referencial nas máscaras de arquitetura do edifício, utilizou-se as máscaras já preparadas anteriormente como plano de fundo na área de trabalho de inserção de pilares do *CypeCad*. Foi considerado um pilar tipo de 30x30 cm em todas as posições definidas anteriormente. Contudo, após o cálculo do modelo foi necessário aumentar a dimensão de alguns pilares que tinham mais solicitações no piso 2, como por exemplo os pilares P11, P12 e P13 que ficaram com 30x60 cm de dimensão.



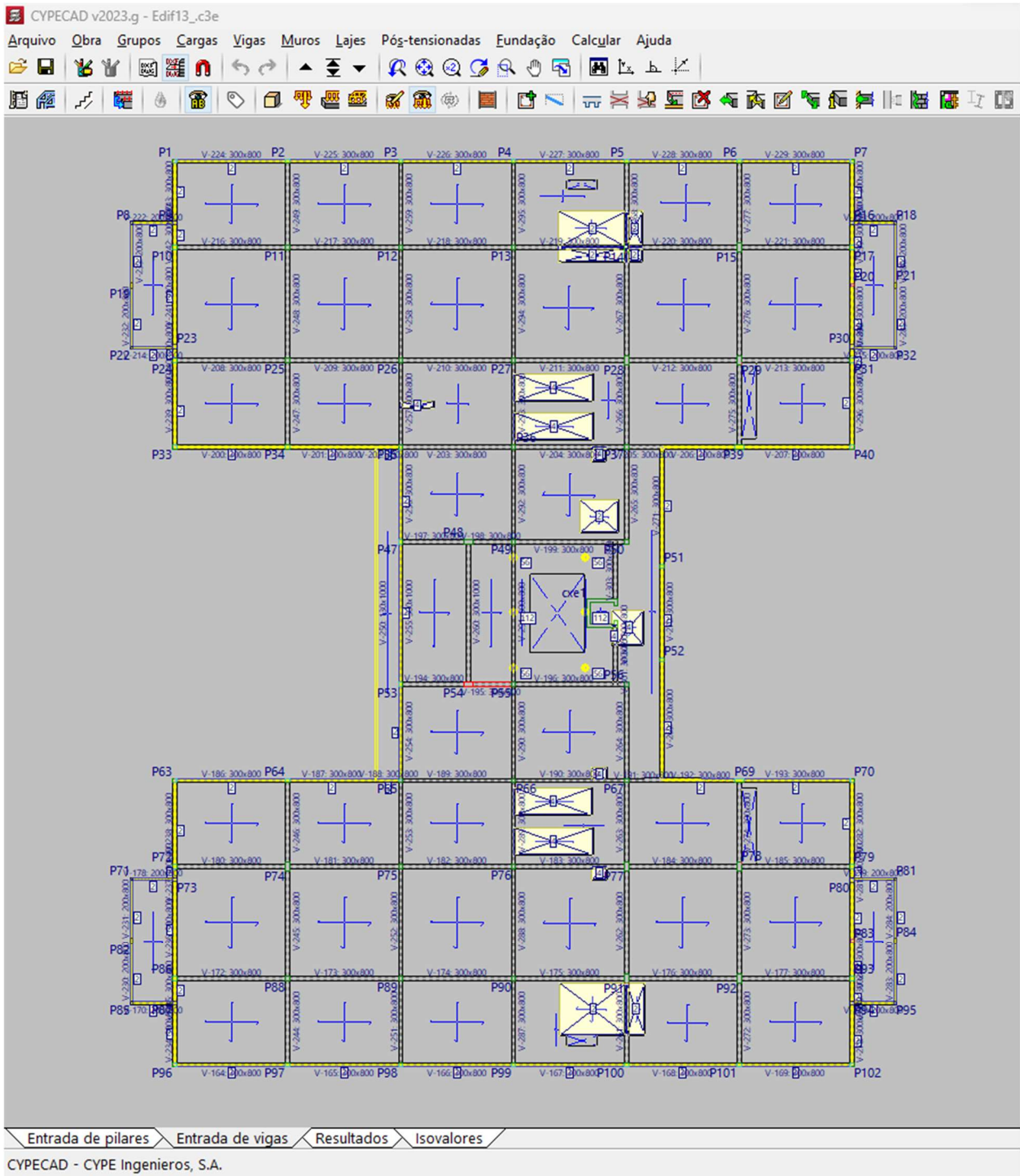
a) Área de trabalho para locação dos pilares do edifício sem máscara da arquitetura

2.2.3 Introdução dos elementos estruturais e edição das armaduras e dimensões

Tendo os pilares já sido locados na tela inicial, mudou-se para a área de trabalho onde se faz a inserção de vigas e lajes. O processo de locação de vigas foi iniciado considerando as dimensões mínimas de 30x80 cm. E após o cálculo do modelo, houve vigas que necessitavam de uma dimensão maior para resistir as cargas e aos momentos solicitantes, como por exemplo as vigas do auditório (indicado pelo retângulo vermelho na Figura 2.25(a)), que ficaram com 40x100 cm. Na Figura 2.25, pode-se ver a área de trabalho para introdução de vigas, Figura 2.28(a), onde também foi feita a introdução das sobrecargas das paredes e dos pesos do AVAC (Aquecedor, Ventilação e Ar Condicionado), como pode ser visto na Figura 2.25(b).



a) Área de trabalho para locação das vigas do edifício Planta do Piso 2



b) Área de trabalho para locação das vigas do edifício com Pesos AVAC e sobrecargas das paredes

Figura 2.25 - Área de trabalho para locação das vigas do edifício

CAPÍTULO 2

Na mesma área de trabalho das vigas foram introduzidas as lajes do edifício administrativo, sendo elas maciças com 20 cm de altura, exceto na cobertura do auditório (indicado pelo retângulo vermelho) onde se usou cobertura com 15 cm de altura, ver Figura 2.26.

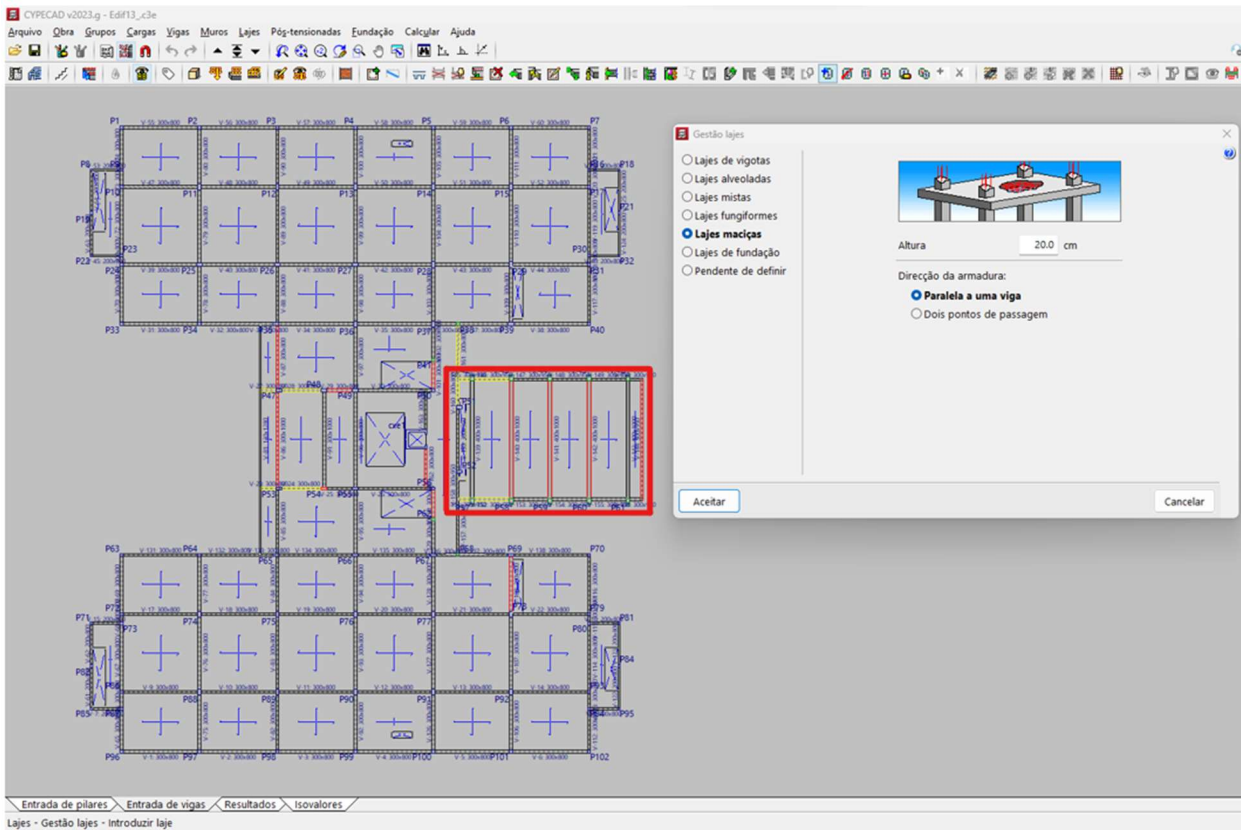


Figura 2.26 - Área de trabalho para locação das lajes do edifício

Após a inserção dos elementos estruturais já citados e calculados no programa, com todas as cargas do edifício definidas, foram incluídas as sapatas da edificação, para serem dimensionadas conforme solicitações. Sendo consideradas sapatas isoladas para a fundação do edifício, adicionou-se uma a uma em cada base de Pilar, ver Figura 2.27. Com isso, calculou-se novamente o modelo e muitas sapatas apresentaram erros de dimensionamento, sendo necessário verificar e editar esses elementos, ver Figura 2.28.

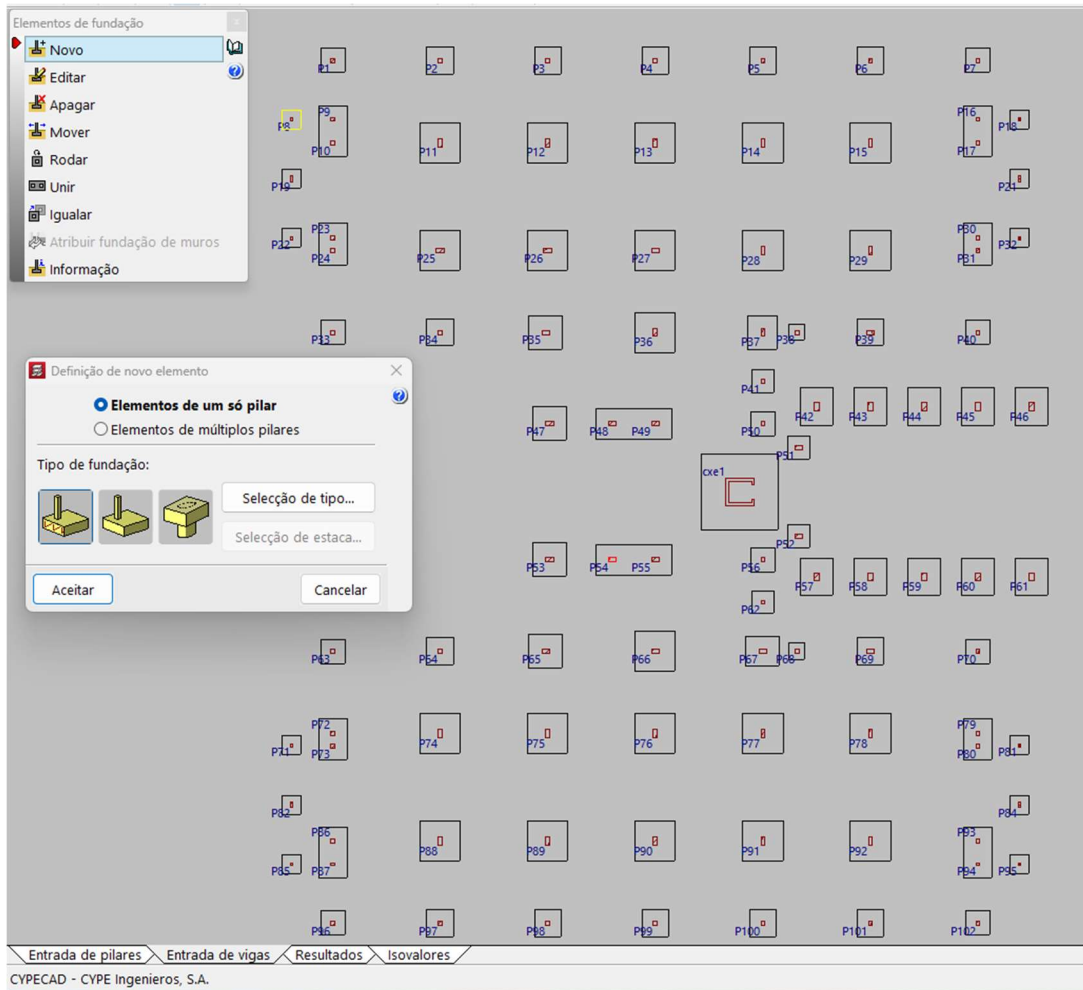


Figura 2.27 - Área de trabalho para locação das lajes do edifício

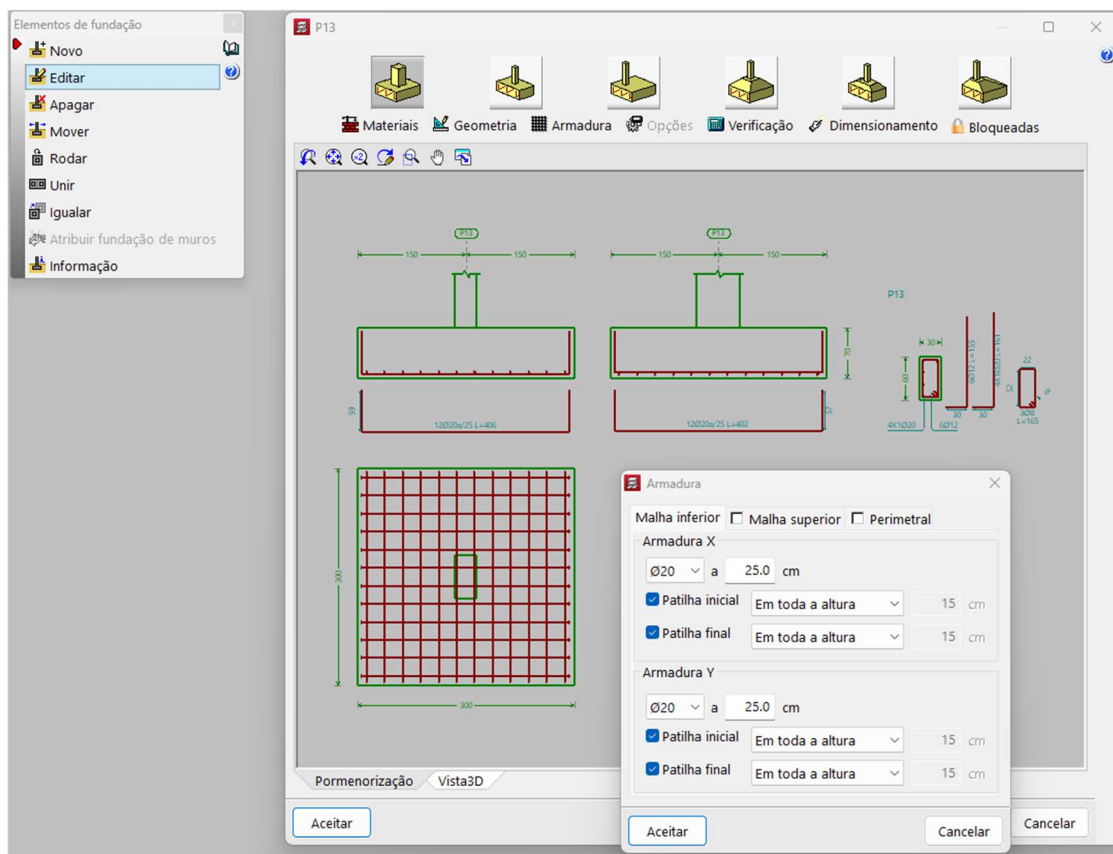


Figura 2.28 - Área de trabalho para edição das armaduras das sapatas

Com todos os elementos do modelo já incluídos, iniciou-se o trabalho de análise, edição, detalhamento e agrupamento dos elementos estruturais. Os primeiros elementos ajustados foram as sapatas, sendo feitos agrupamentos de elementos similares, após ajustes das armaduras. Foram feitas algumas análises manuais para validar os resultados e esforços retirados do programa, no subcapítulo 2.3 serão apresentados os resultados do *CypeCad* e a validação dos mesmos.

Finalizadas as configurações das sapatas e bloqueadas as armaduras, se fez necessário bloqueá-las para que ao calcular novamente a obra elas não fossem modificadas, iniciou-se o tratamento das armaduras e a análise do dimensionamento dos pilares, e se percebeu que os arranques dos pilares que aparecem nos desenhos do detalhamento de armaduras da sapatas eram modificados através da área de edição das armaduras dos pilares, como pode ser visto na Figura 2.29, e com isso já se criou um retrabalho e percebeu-se que primeiramente se faz necessário analisar e agrupar todos os pilares, para que depois se trabalhe nos detalhes das sapatas da fundação.

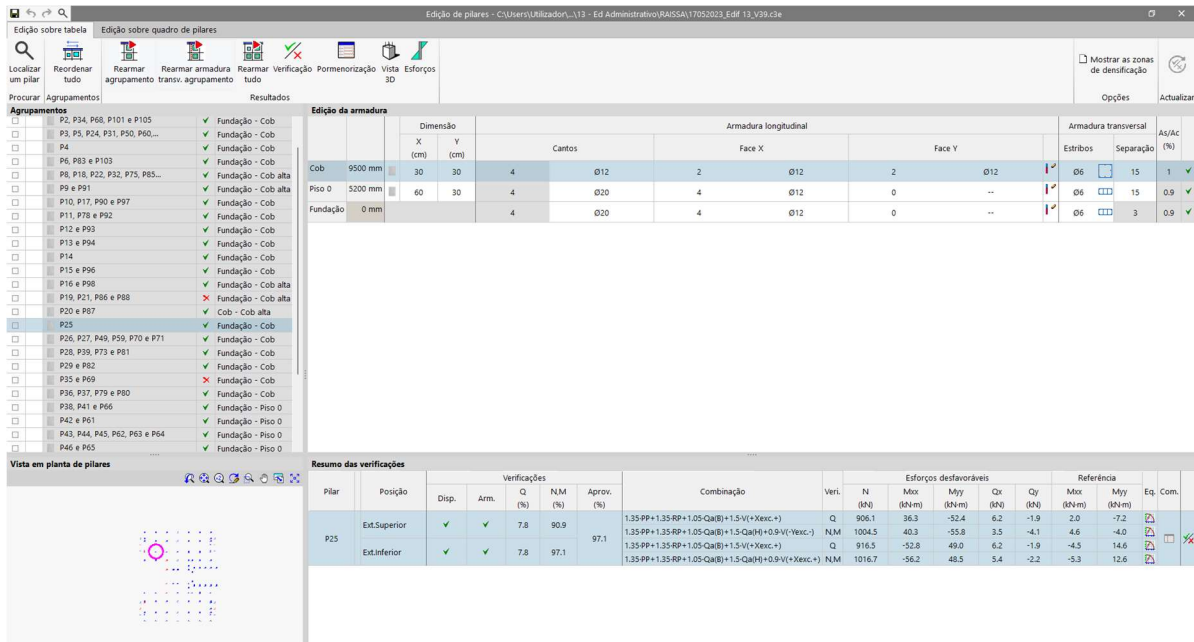


Figura 2.29 - Área de edição de pilares

Com as armaduras dos pilares já tratadas e bloqueadas, voltou-se novamente para a área de trabalho da fundação e reiniciou-se o trabalho de edição e ajustes das armaduras. Nas Figuras 30 e 31, podem ser vistas imagens da área de trabalho para edição das sapatas, onde é possível fazer análise das verificações das exigências das normas vigentes e Eurocódigos, e quando for o caso se fazer os ajustes necessários para que haja a aprovação de todas as verificações.

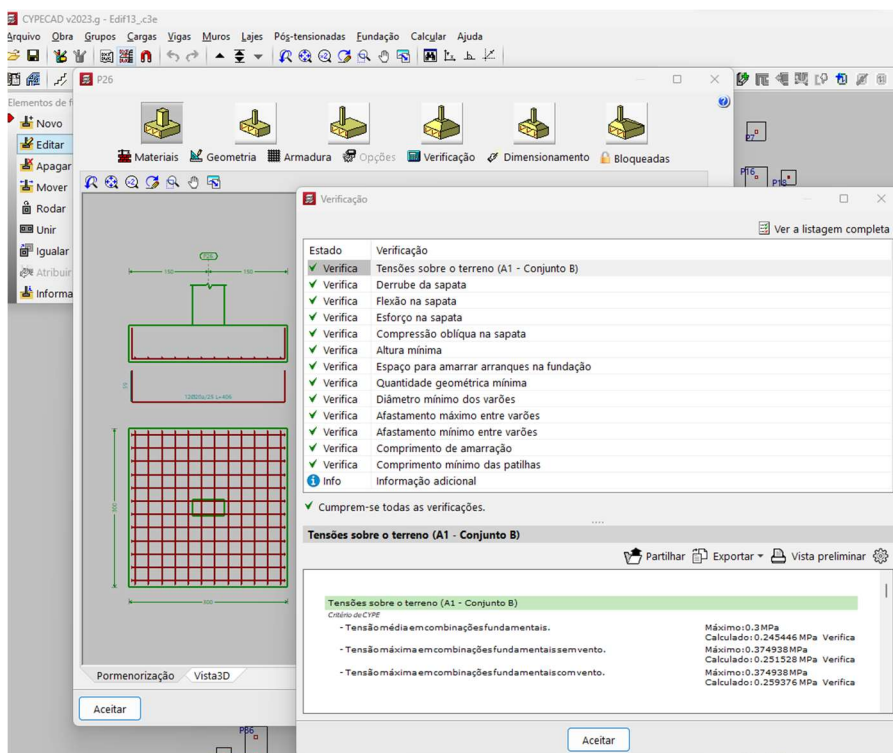


Figura 2.30 - Área de trabalho para edição das sapatas e análise das verificações

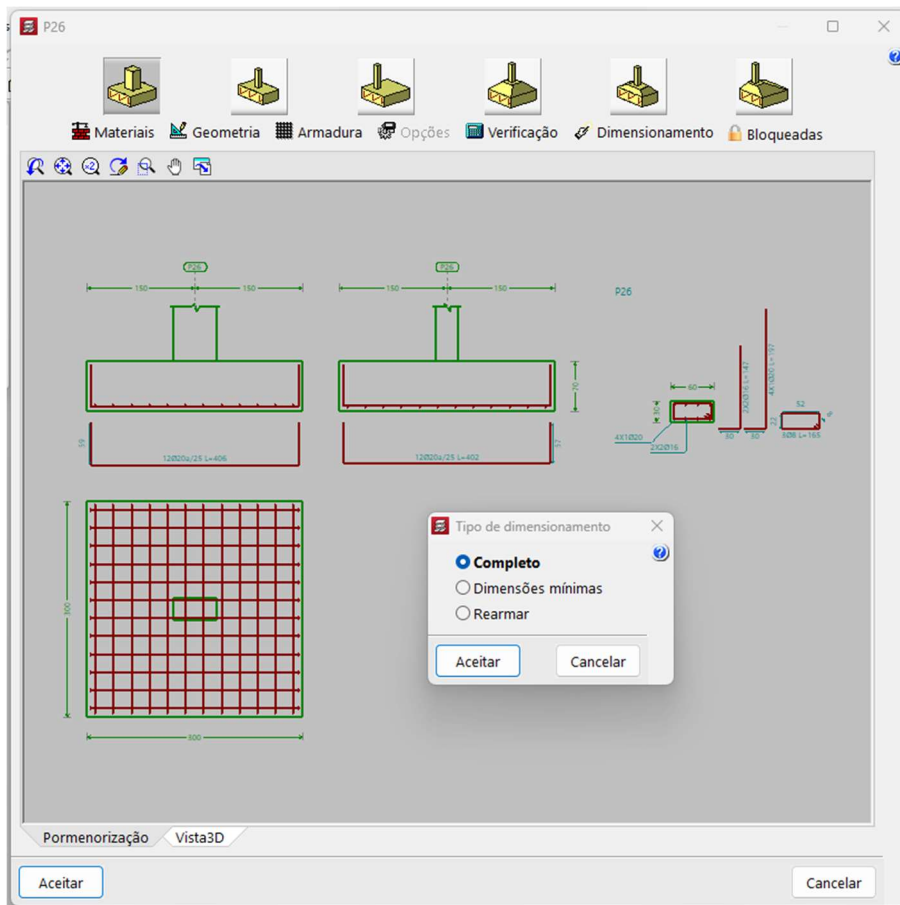


Figura 2.31 - Área de trabalho para dimensionamento das sapatas

Com as sapatas e pilares já dimensionados e aprovados pelo *software*, seguiu-se para a edição, análise, detalhamento e agrupamento das armaduras das vigas dos pisos, ver Figura 2.32. Nesta janela é possível adicionar cortes, editar varões, analisar as verificações, entre outras funções.

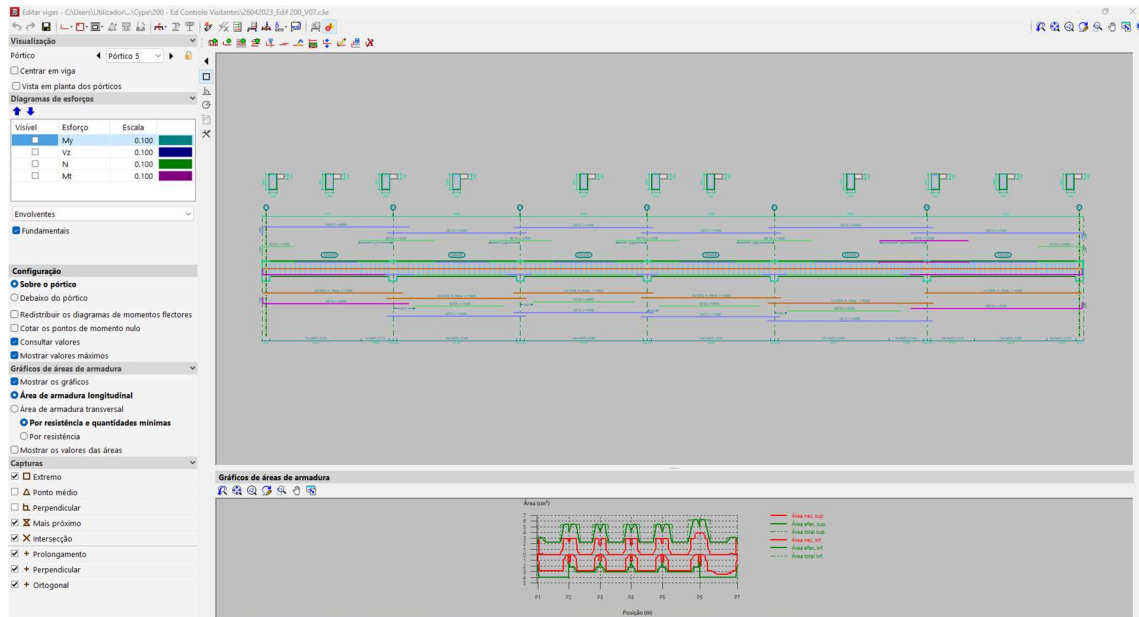


Figura 2.32 - Área de edição de vigas

2.2.4 Aprovação do modelo

Após análise da arquitetura e criação das máscaras com a posição dos pilares criou-se o modelo no programa *CypeCad*, com o modelo funcionando, enviamos a solução estrutural aos arquitetos para aprovação dimensões. A seguir, pode-se ver a Figura 2.33 com o modelo 3D do edifício administrativo.

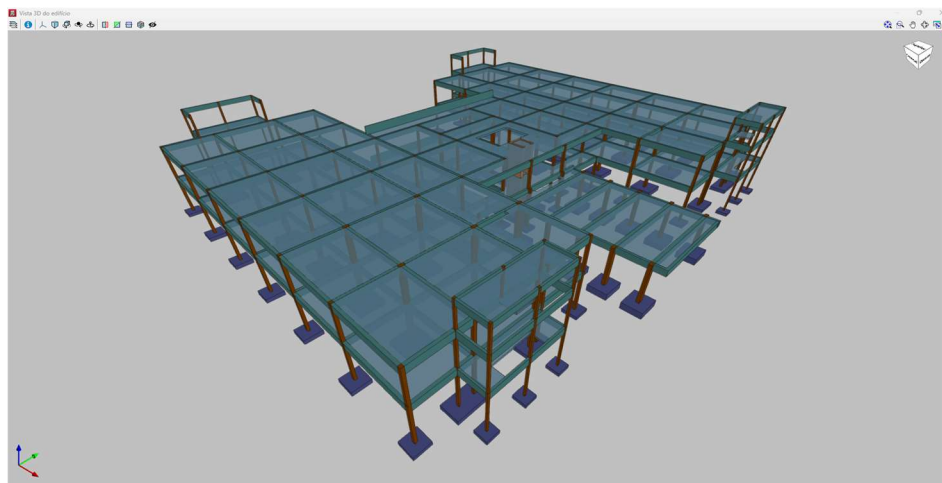


Figura 2.33 - Modelo estrutural 3D do Edifício Administrativo feito no *CypeCad*

Foi enviado, aos arquitetos o projeto básico que continha as plantas estruturais com as dimensões e localizações propostas dos Pilares, Vigas, Lajes, Lintéis e Fundações. E após a aprovação do projeto básico iniciou-se o projeto executivo onde foi feito todo o detalhamento das armaduras e secções. Nas Figuras 2.34, 2.35, 2.36 e 2.37 podem ser vistas as plantas estruturais da Fundação, Pavimento térreo, Piso 2 e da Cobertura do edifício administrativo, respectivamente.

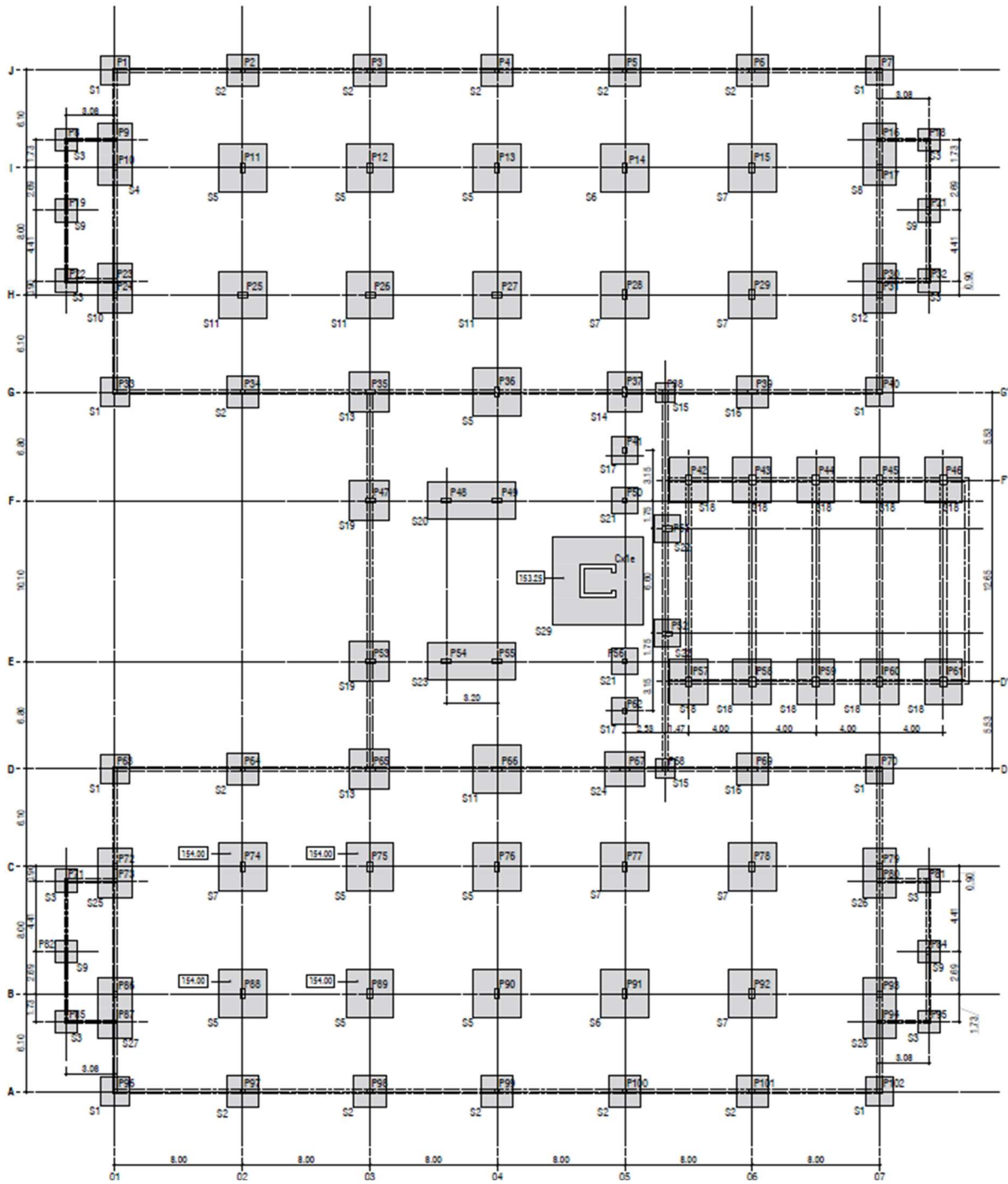


Figura 2.34 - Planta de fundações do Projeto Executivo

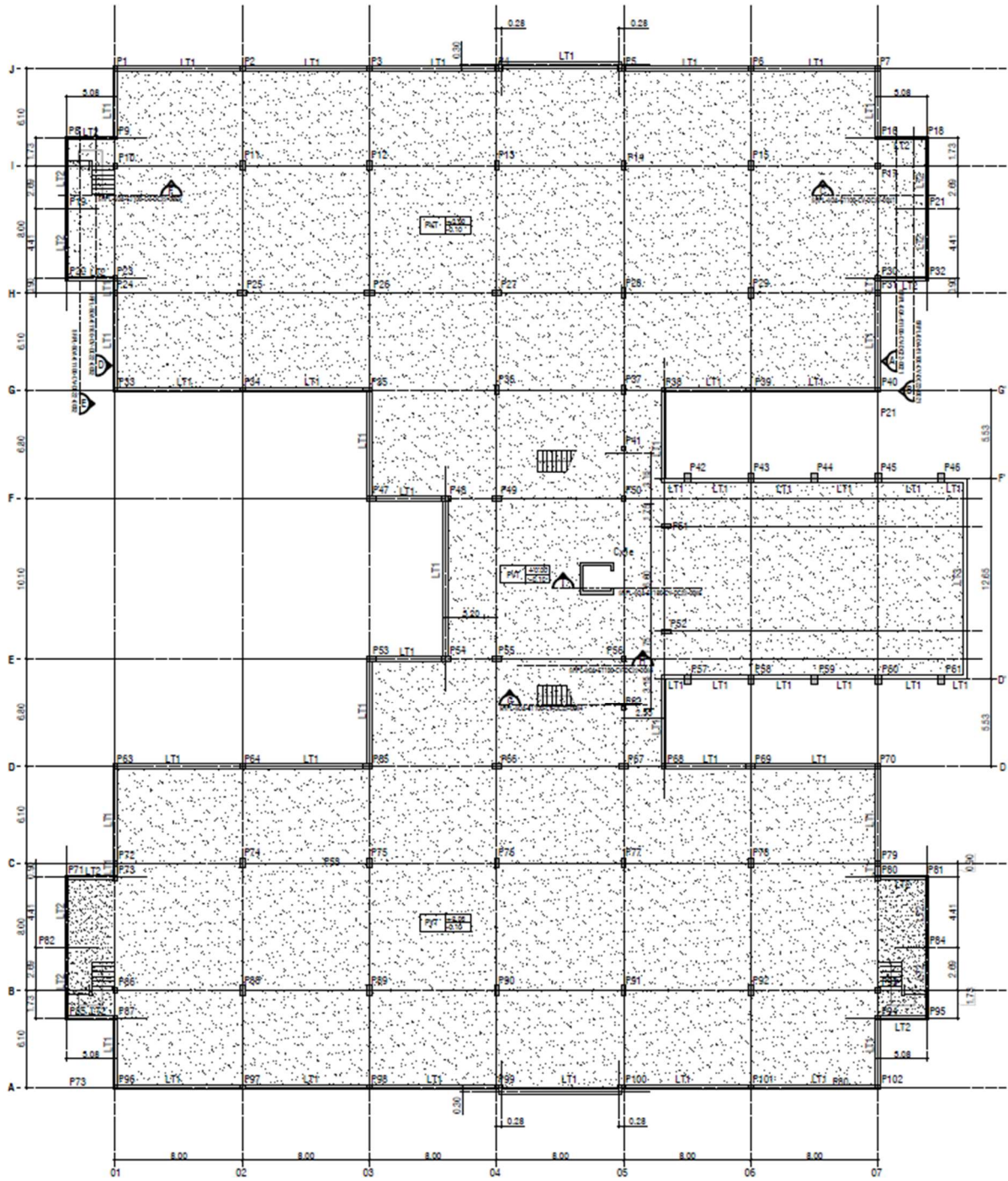


Figura 2.35 - Planta Pavimento Térreo do Projeto Executivo

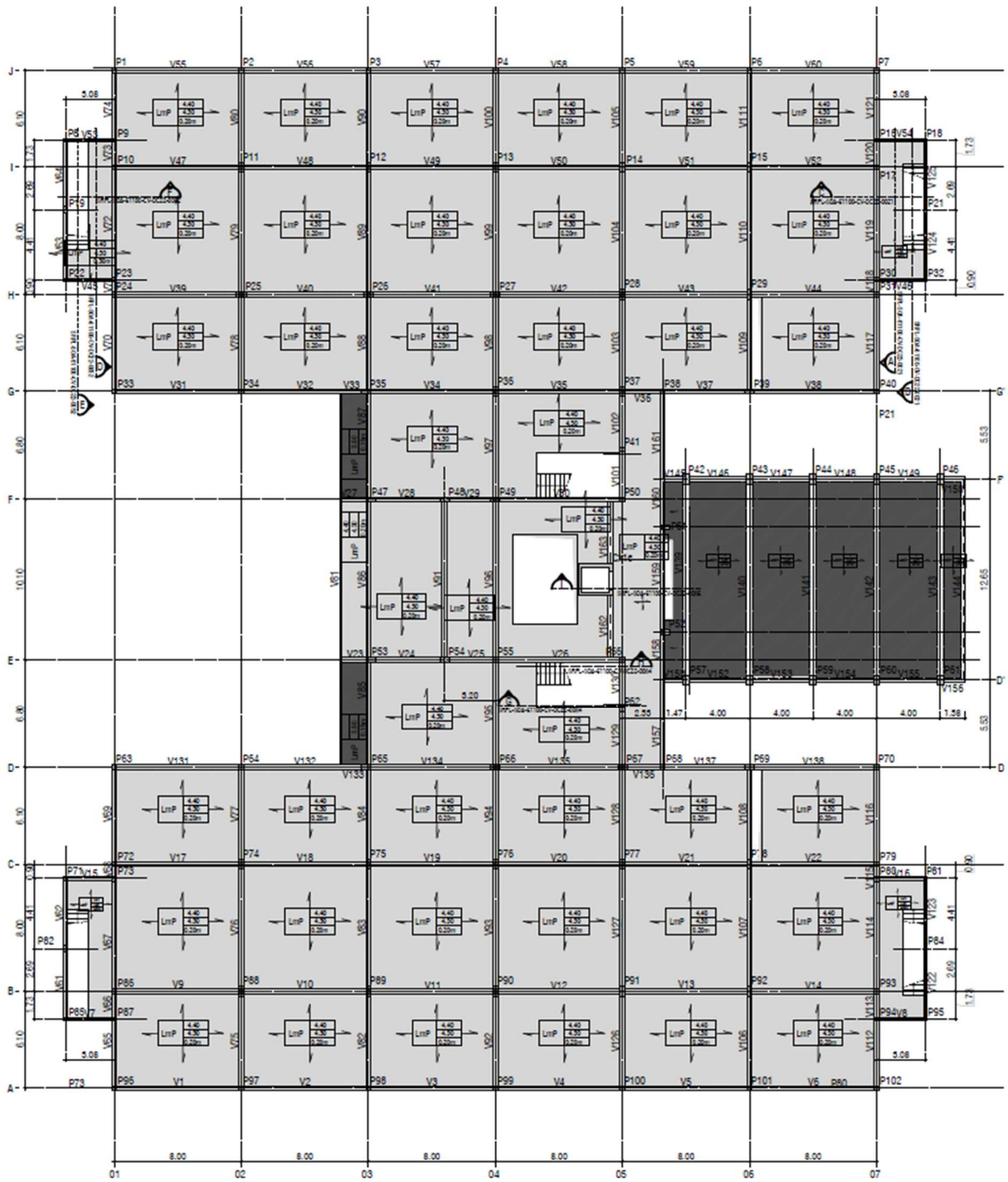


Figura 2.36 - Planta Estrutural do Piso 2 do Projeto Executivo

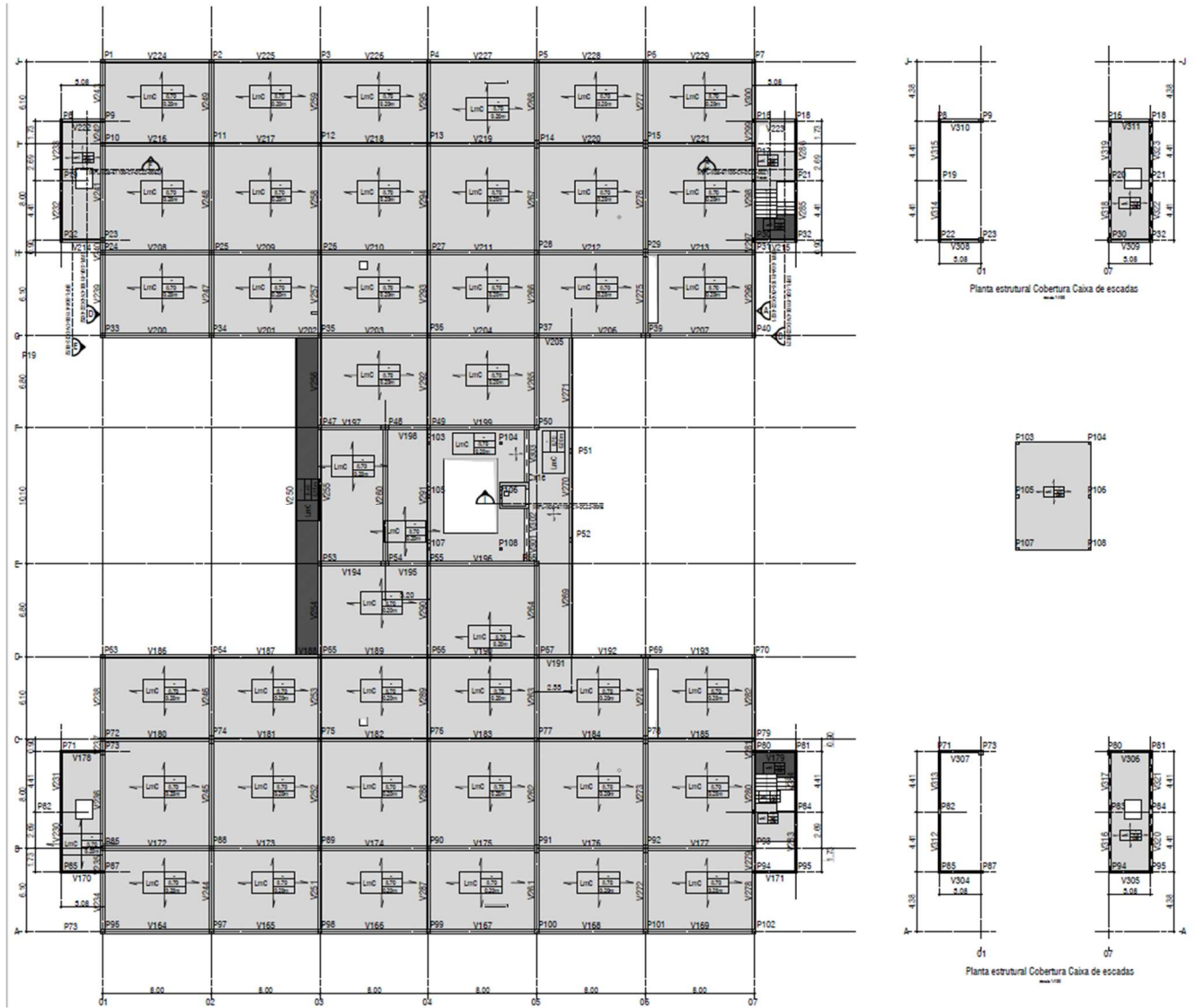


Figura 2.37 - Planta Estrutural das Coberturas do Projeto Executivo

Na Figura 2.38, pode-se ver um corte detalhando as camadas do pavimento térreo do edifício administrativo.

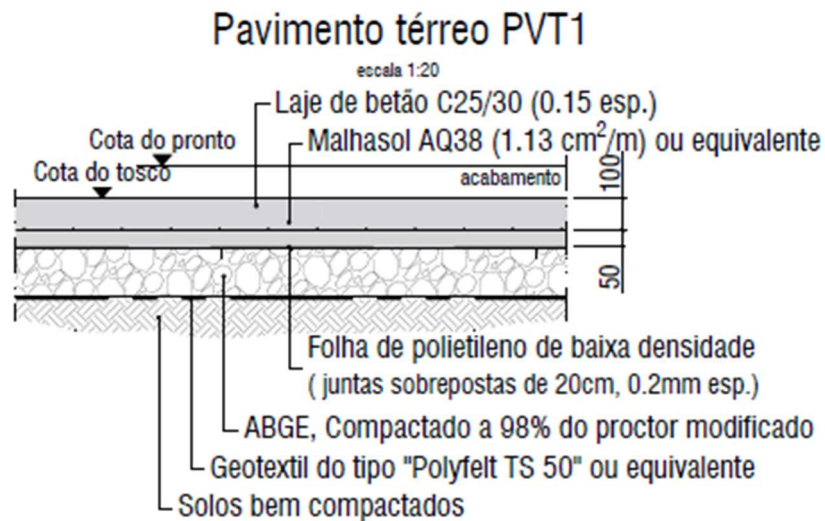


Figura 2.38 - Representação das camadas constituintes do pavimento (Eleven Steps, 2023)

Ressalta-se que as juntas têm como função impedir a fissuração do pavimento, com isso, foram consideradas juntas de dilatação/construção e o detalhe pode ser visto na Figura 2.39. Elas impedem as fissurações do pavimento devido a variações térmicas e humidade, sem o danificar. Estas juntas devem coincidir com o faseamento das betonagens, caso contrário é necessário definir as juntas de construção.

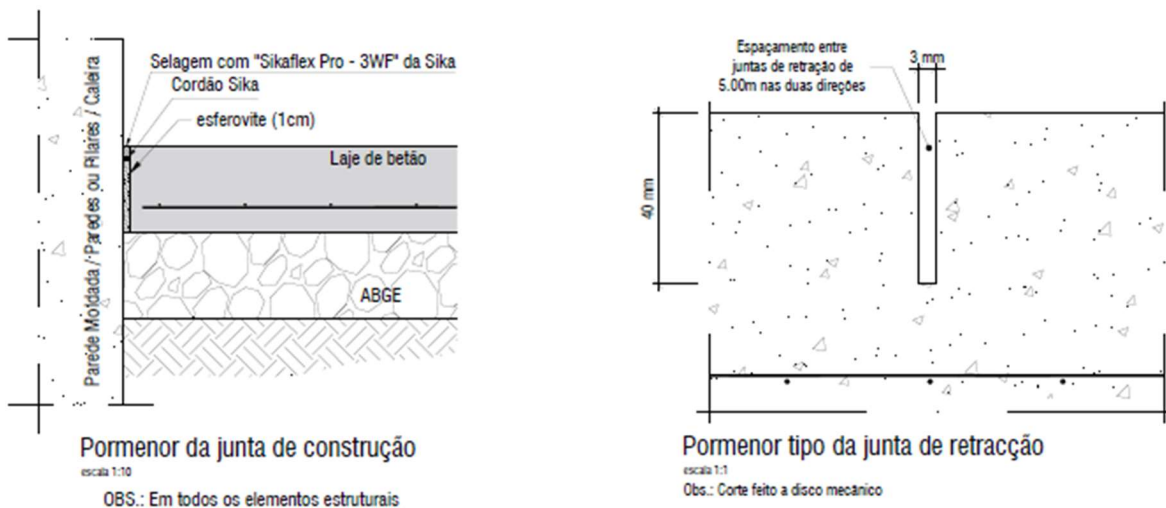
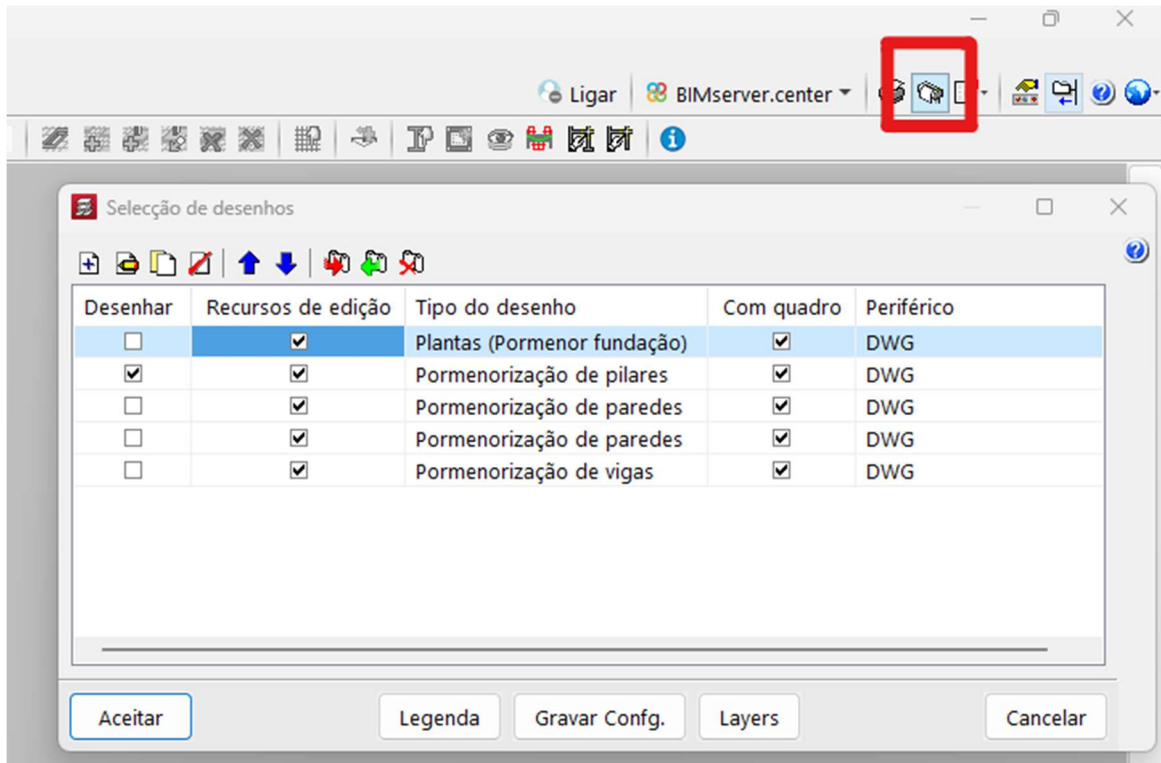
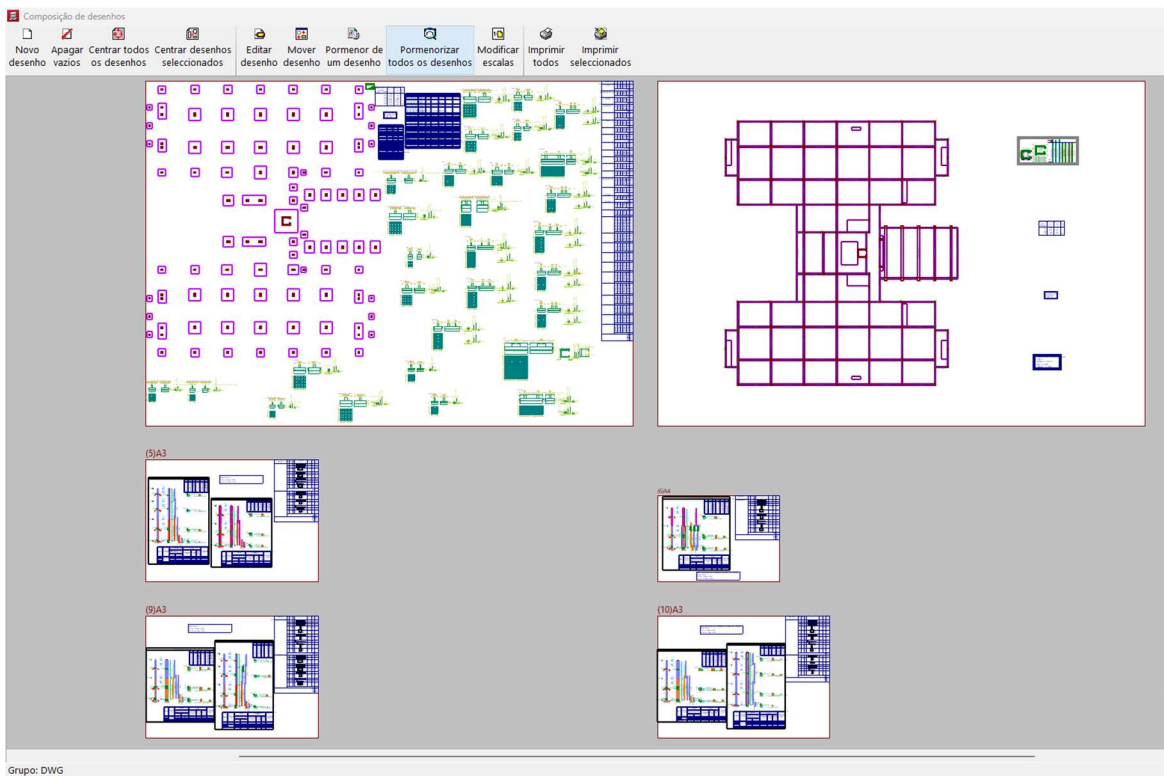


Figura 2.39 - Pormenor Junta de Dilatação e retração/ Construção (Eleven Steps, 2023)

Após o desenvolvimento de todos os elementos estruturais foram exportados os desenhos com os detalhamentos de armaduras e de secções de todos os elementos estruturais do *CypeCad* em DWG, ver Figura 2.40 (a)(b).



a) Lista de pormenores dos elementos construtivos



b) Área de ajuste de desenhos por folhas e seleção de folhas para exportação

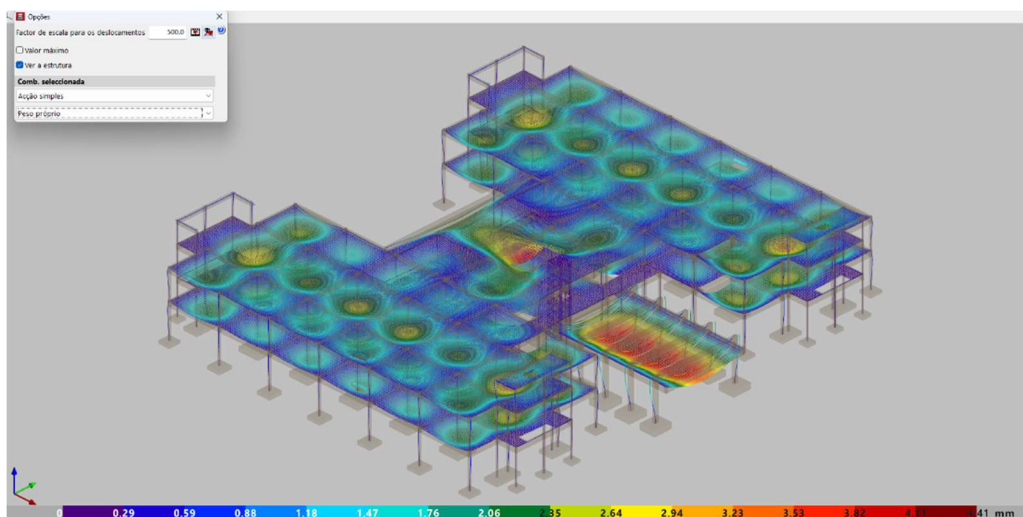
Figura 2.40 - (a) (b) – Área para exportação dos desenhos dos elementos estruturais

2.3 ANÁLISE E RESULTADOS DA MODELAÇÃO DO EDIFÍCIO ADMINISTRATIVO

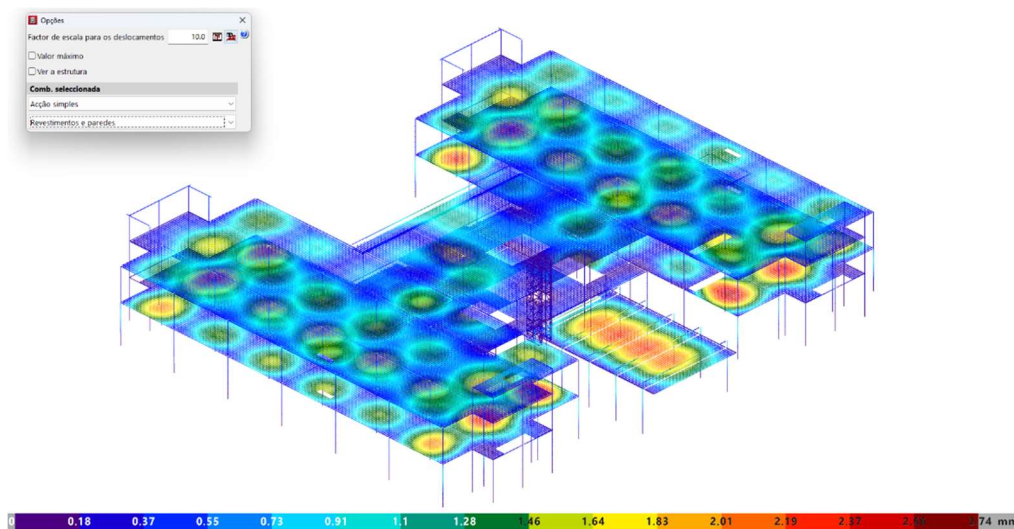
O *software* utilizado oferece uma ampla gama de análises de esforços e verificações estruturais automáticas. Dito isso, apresenta-se neste subcapítulo as verificações de segurança efetuadas

2.3.1 Deformadas

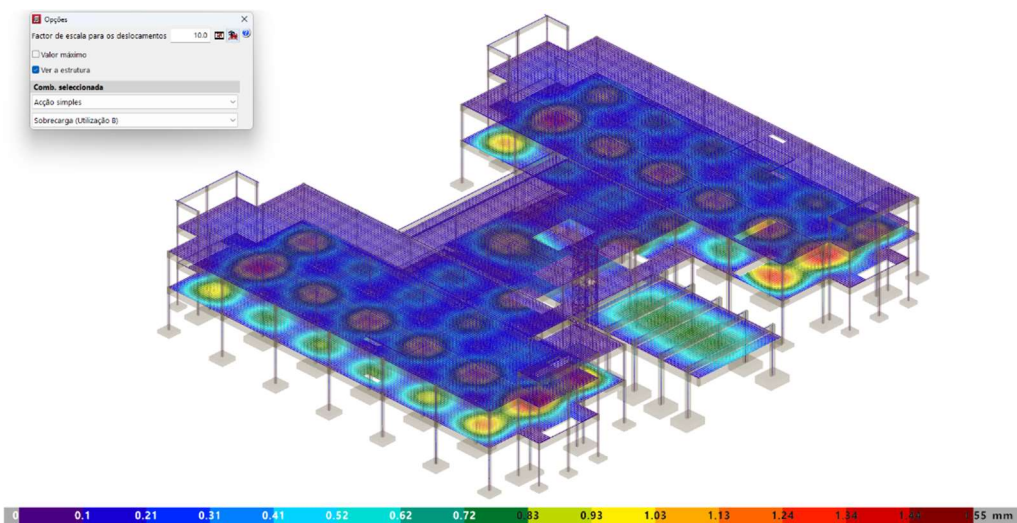
O software permite visualizar a deformada global da estrutura para cada tipo de ação. Nas Figura 2.41 (a)/(b)/(c)/(d)/(e)/(f), mostram-se a deformada global (ampliada) da estrutura para: (a) ação do peso próprio; (b) revestimentos + paredes divisórias + MEP(instalações técnicas); (c) sobrecarga de utilização no piso 2; (d) sobrecarga de utilização na cobertura; (e) vento na direção Y; (f) vento na direção X.



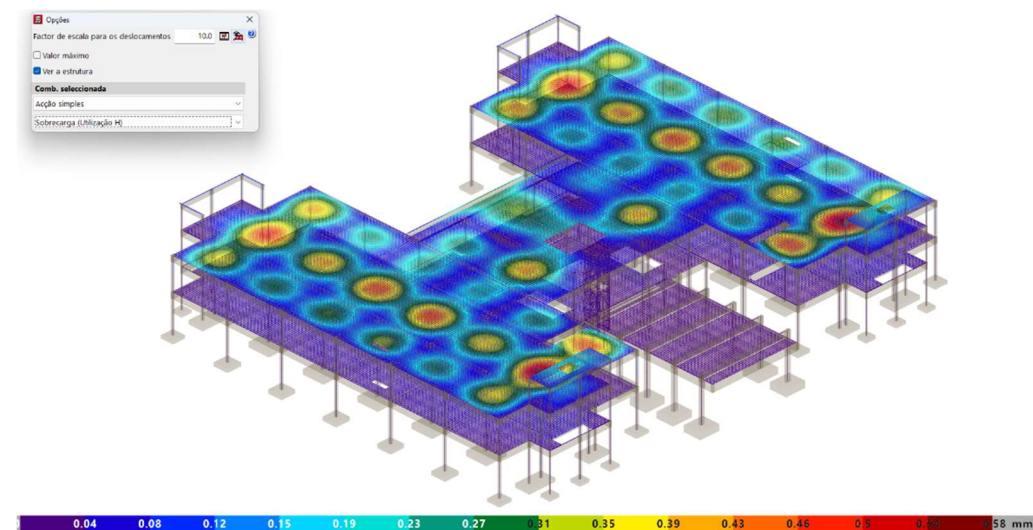
a) Ação do peso próprio - PP



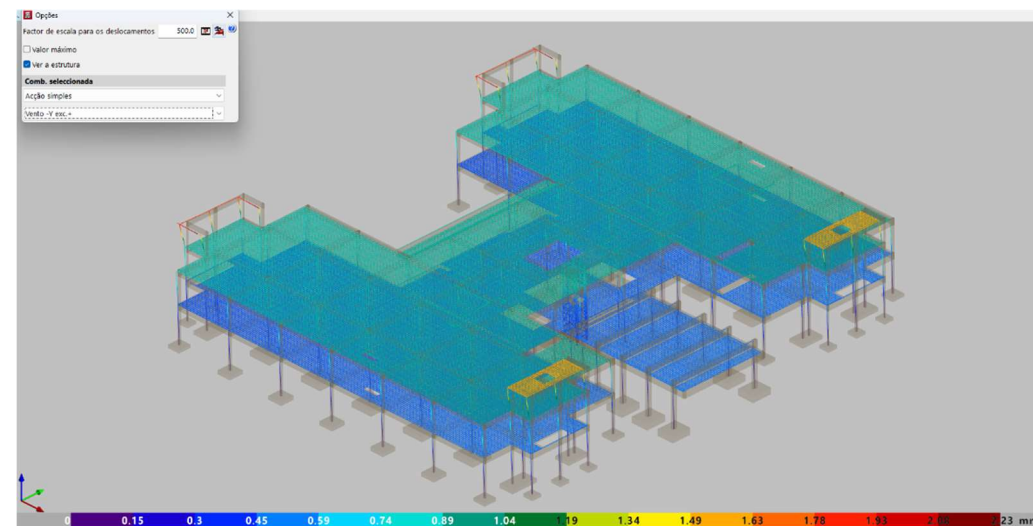
b) Revestimentos + paredes divisórias + MEP



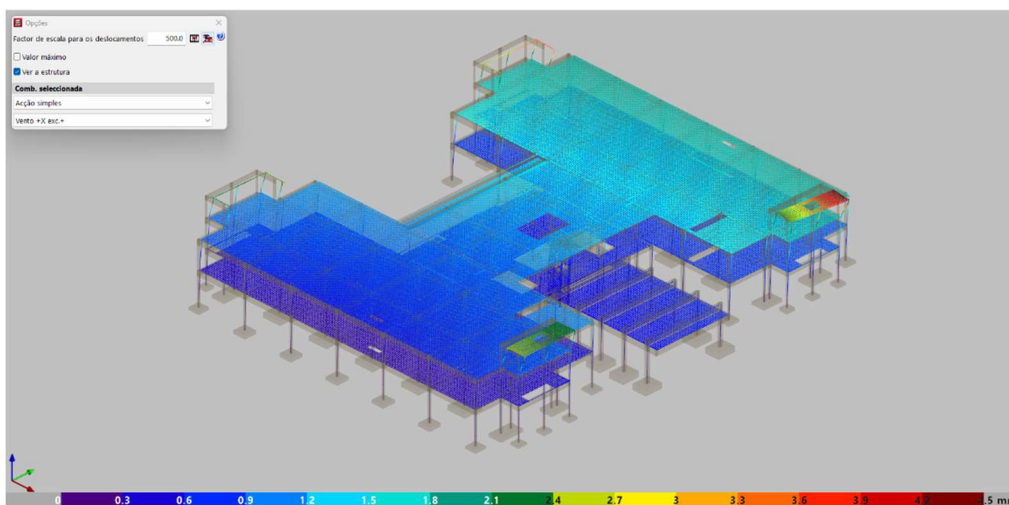
c) sobrecarga de utilização no piso 2 - Qa (B, C1, C2 e C3)



d) sobrecarga de utilização na cobertura – Qa (H) – 1kN/m2



e) vento na direção Y



f) vento na direção X

Figura 2.41(a), (b), (c), (d), (e) e (f) - Deformada global (ampliada) da estrutura

Foi realizada a verificação da deformação a longo prazo nas lajes tendo em conta o efeito da fluência, para a combinação de ações quase-permanentes, amplificando as deformações instantâneas devido ao peso próprio + SDL+ 30% da sobrecarga por um fator aproximado de 3.

Em relação aos deslocamentos horizontais devido ao vento, o edifício se comporta como muito rígido. Ao nível da laje da cobertura, o deslocamento horizontal máximo é inferior a 2 mm, o que provoca distorções entre pisos desprezáveis.

O *software CypeCad* efetua em todos os elementos estruturais verificações que são feitas de modo automático. E como não será possível apresentar a verificação de cada um dos elementos, a seguir será apresentado a verificação alguns elementos de Fundação, Pilares e Vigas.

2.3.2 Fundações

No caso das fundações e em termos de dimensionamento estrutural, realizaram-se as seguintes principais verificações, conforme indicado na Figura 2.42:

- Tensões no terreno
- Derrube
- EL Último – Flexão
- EL Último – Corte (punçoamento)
- Disposições regulamentares de armaduras



Listagem de fundação

1. VERIFICAÇÃO

Referência: P1 Dimensões: 180 x 180 x 40 Armaduras: Xi:Ø16a/20 Yi:Ø16a/20		
Verificação	Valores	Estado
Tensões sobre o terreno (A1 - Conjunto B): <i>Critério de CYPE</i> - Tensão média em combinações fundamentais: - Tensão máxima em combinações fundamentais sem vento: - Tensão máxima em combinações fundamentais com vento:	Máximo: 0.3 MPa Calculado: 0.136555 MPa Máximo: 0.374938 MPa Calculado: 0.168634 MPa Máximo: 0.374938 MPa Calculado: 0.172067 MPa	Verifica Verifica Verifica
Derrube da sapata: Se % de reserva de segurança é maior que zero, quer dizer que os coeficientes de segurança ao derrube são maiores que os valores estritos exigidos para todas as combinações de equilíbrio. - Na direcção X: - Na direcção Y:	Reserva segurança: 963.3 % Reserva segurança: 2204.3 %	Verifica Verifica
Flexão na sapata: - Na direcção X: - Na direcção Y:	Momento: 82.57 kN-m Momento: 74.66 kN-m	Verifica Verifica
Esforço na sapata: - Na direcção X: - Na direcção Y:	Transverso: 110.26 kN Transverso: 98.98 kN	Verifica Verifica
Compressão oblíqua na sapata: - Combinações fundamentais: <i>Critério de CYPE</i>	Máximo: 6000 kN/m ² Calculado: 1146.7 kN/m ²	Verifica
Altura mínima: <i>Critério de CYPE</i>	Mínimo: 15 cm Calculado: 40 cm	Verifica
Espaço para amarrar arranques na fundação: - P1:	Mínimo: 20 cm Calculado: 32 cm	Verifica
Quantidade geométrica mínima: Norma EC-2, Artigo 9.2.1.1 - Armadura inferior direcção X: - Armadura inferior direcção Y:	Mínimo: 0.0015 Calculado: 0.0025 Calculado: 0.0025	Verifica Verifica
Diâmetro mínimo dos varões: - Malha inferior: Norma EC-2, Artigo 9.8.2.1	Mínimo: 8 mm Calculado: 16 mm	Verifica
Afastamento máximo entre varões: <i>Critério de CYPE</i> - Armadura inferior direcção X: - Armadura inferior direcção Y:	Máximo: 30 cm Calculado: 20 cm Calculado: 20 cm	Verifica Verifica
Afastamento mínimo entre varões: <i>Critério de CYPE</i> - Armadura inferior direcção X: - Armadura inferior direcção Y:	Mínimo: 10 cm Calculado: 20 cm Calculado: 20 cm	Verifica Verifica
Comprimento de amarração: Norma EC-2, Artigo 8.4 - Armadura inf. direcção X para a dir: - Armadura inf. direcção X para a esq: - Armadura inf. direcção Y para cima: - Armadura inf. direcção Y para baixo:	Calculado: 72 cm Mínimo: 17 cm Mínimo: 21 cm Mínimo: 19 cm Mínimo: 17 cm	Verifica Verifica Verifica Verifica

Figura 2.42 – Listagem de verificação da Fundação do Pilar 1

Para validação do dimensionamento das sapatas efetuado pelo software *Cypecad* foi analisada a sapata do pilar 13, que ficou com as armaduras conforme Figura 2.43.

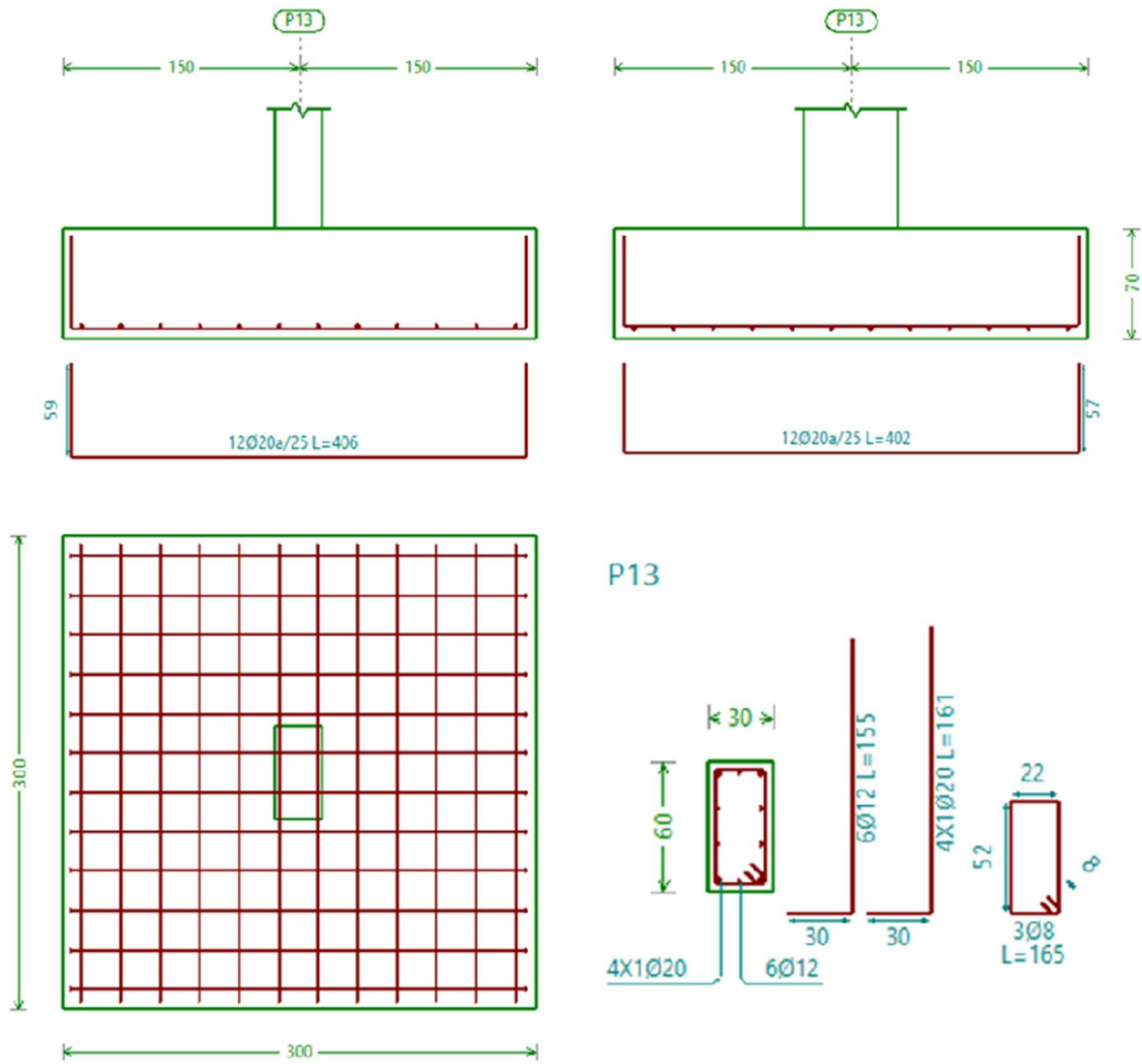


Figura 2.43 – Dimensionamento realizado pelo software para a sapata do pilar 13

Foi considerado para o dimensionamento das sapatas o conceito de sapata rígida, que consiste em:

$$H \geq \frac{a_0}{2} \quad (2.7)$$

Onde:

H: altura da sapata

a_0 : dimensão da maior consola da sapata

Sabendo que a menor dimensão do pilar é de 30 cm, então no caso desta sapata o a_0 será: $150 - 30/2 = 135$ cm, ver Figura 2.44.

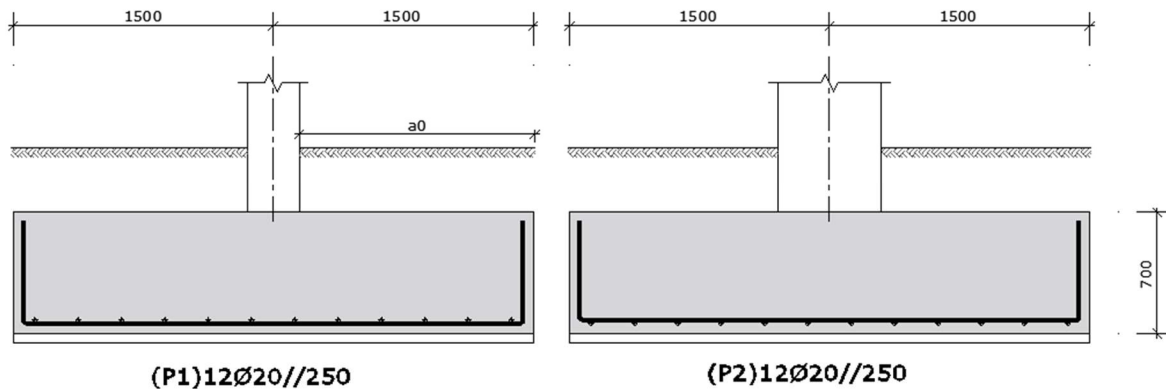


Figura 2.44 – indicação do a_0 na sapata

Com isso:

$$H \geq \frac{135}{2}$$

$$H \geq 67.5 \text{ cm}$$

Como o valor adotado pelo software foi de 70 cm > 67.5 cm, sem a razão entre esses valores: $\frac{70}{67,5} = 1,037$, sabendo que no software foi adotado 3,7 % a mais do que o valor mínimo acima calculado, então é validado o conceito de sapata rígida.

Para validar as dimensões aplicadas na sapata de 3,00 x 3,00 m, sabe-se que a tensão do solo do edifício administrativo de acordo com os ensaios foi de 200 kPa, e para o dimensionamento do edifício foi majorada em 1.5, com isso a tensão do solo utilizada foi de 300 kPa.

Para descobrir as dimensões da sapata será considerado que a largura é igual ao comprimento, ou seja, $a = b$, então:

$$\sigma = \frac{N_{ed} * 1.15}{\text{Área}} = \frac{N_{ed} * 1.15}{a * b} = \frac{N_{ed} * 1.15}{a * a} = \frac{N_{ed} * 1.15}{a^2}$$

$$\sigma = \frac{N_{ed} * 1.15}{a^2} \tag{2.8}$$

Considerando que a força axial neste pilar é $N_{ed} = 2114 \text{ kN}$ e a $\sigma = 300 \text{ kPa}$, temos:

$$300 = \frac{2114 * 1,15}{a^2}$$

$$a = 2,85 \text{ m}$$

Como a largura e comprimento adotado pelo software é $a = 3.00 \text{ m}$, que é maior do que a desta e comprimento necessário, que é $a = 2.85 \text{ m}$, apresentando uma razão de $\frac{3}{2,85} = 1,053$, então como a dimensão adotada foi 5,03 % maior do que a necessária, está validada a dimensão da sapata.

Com as dimensões da sapata já definidas, será calculada a seguir a armadura da sapata em uma direção para validar os resultados do *CypeCad*. A Figura 2.45 ilustra como a tensão atua na sapata e indica alguns elementos que serão utilizadas no cálculo da armadura na direção x da sapata.

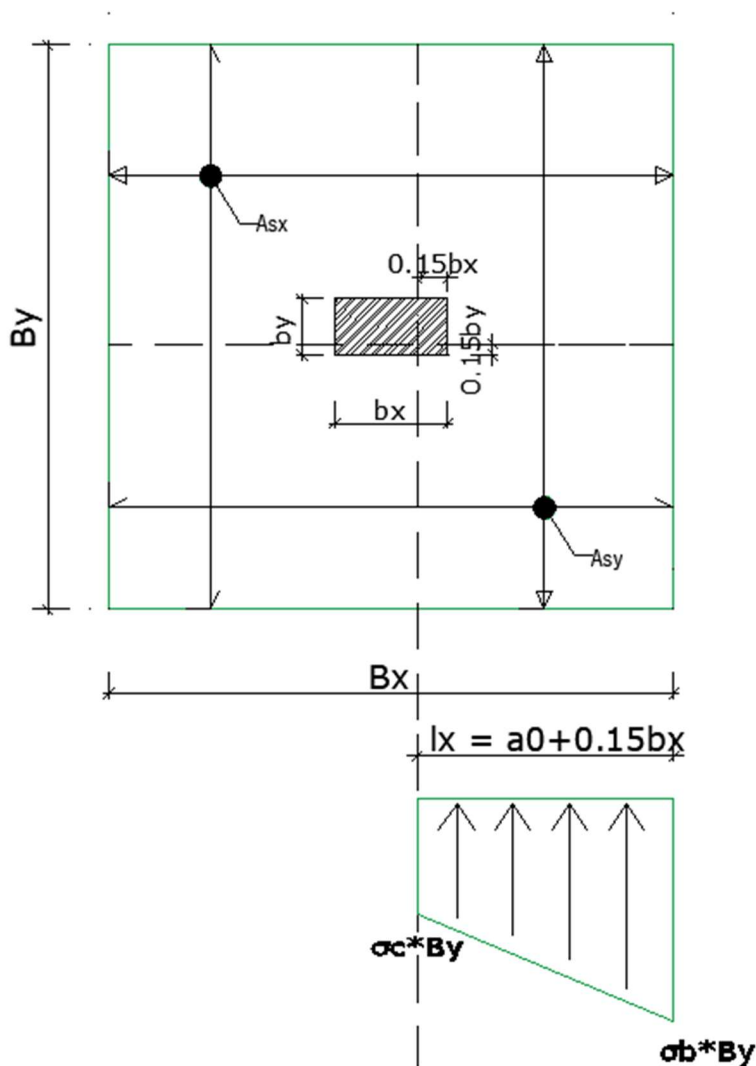


Figura 2.45 – Exemplo de cálculo das armaduras nas duas direções

A direção escolhida foi a com maior momento, sendo assim os esforços considerados para o cálculo são a força axial $N_{ed} = 2114 \text{ kN}$ e o momento na direção y $M_y = 36.78 \text{ kN.m}$, que é o sentido de maior inércia com largura do pilar de 60 cm, ver Figura 2.46.

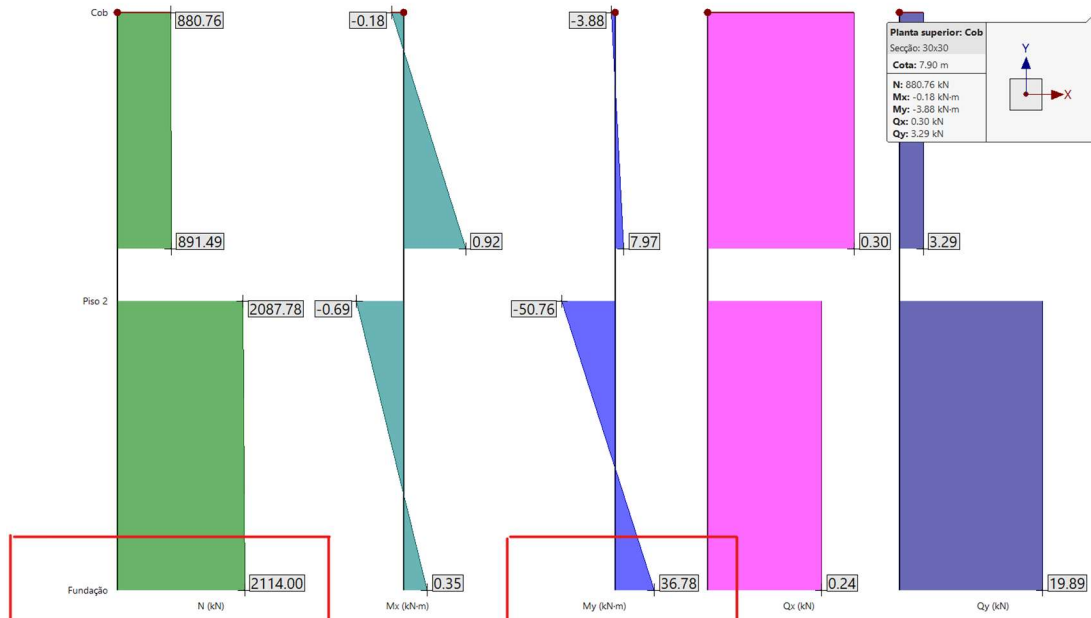


Figura 2.46 – Esforços atuantes na sapata isolada

Para encontrar a armadura da sapata isolada, é possível considerar a mesma como se fosse uma consola, ou seja, calculando-se o momento que existe nela é possível encontrar a área de aço necessária para dimensioná-la. Para cálculo do momento foi utilizada a seguinte expressão:

$$M_l = \frac{\sigma_c * B y * l_x^2}{2} + \frac{\sigma_d * B y * l_x^2}{3} \quad (2.9)$$

Onde:

σ : tensão do solo

l_x : comprimento da consola + 0,15 * (largura do pilar)

y : largura de influência da sapata onde atua a tensão do solo

O valor de $l_x = 1,20 + 0,15 * 0,6 = 1,29 \text{ m}$.

Para verificação da tensão segue cálculo:

$$\sigma = \frac{1,1 * N}{A} \pm \frac{M}{I} * y$$

$$\sigma = \frac{1,1 * N}{A} \pm \frac{M}{\frac{b * h^3}{12}} * \frac{h}{2}$$

$$\sigma = \frac{1,1 * N}{b * h} \pm \frac{6 * M}{b * h^2} \quad 2.10$$

Onde:

N: Força axial atuante na sapata

A: Área da sapata

M: Momento atuante

I: Inércia da sapata

b: largura da sapata

h: altura da sapata

$$\sigma = \frac{1,10 * 2114}{3 * 3} \pm \frac{6 * 36.78}{3 * 3^2}$$

$$\sigma_a = 250,20 \text{ kPa}$$

$$\sigma_b = 266,55 \text{ kPa}$$

A Figura 2.47 indica a distribuição das tensões na sapata e indica a tensão equivalente ao l_x , $\sigma_c = 259,52 \text{ KPa}$

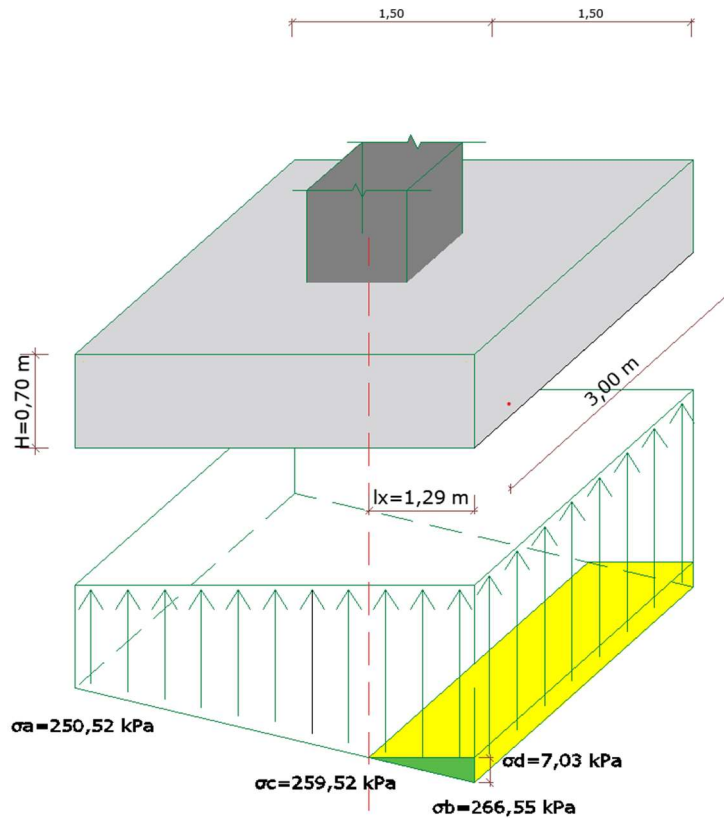


Figura 2.47 – indicação da tensão atuante na sapata

Com isso, o momento fletor na sapata será:

$$M_I = \frac{259,52 * 3 * 1,29^2}{2} + \frac{7,03 * 3 * 1,29^2}{3}$$

$$M_I = 659.50 \text{ kN/3 m}$$

Com o valor do momento fletor atuante na sapata pode-se calcular a armadura necessária para o dimensionamento.

$$A_s = \frac{M_I}{0.85 * d * f_{yd}} \quad (2.11)$$

Onde:

M_I : Momento fletor atuante

f_{yd} : resistência de cálculo do aço

d : H – 0.05

Sabe-se que $f_{yd} = 435000 \text{ kPa}$ e $H = 0.70 \text{ m}$, portanto $d = 0.65 \text{ m}$, então:

$$A_s = \frac{659.50}{0.85 * 0.65 * 435000} = 0,002744 \frac{\text{m}^2}{3\text{m}}$$

$$A_s = 27.44 \frac{\text{cm}^2}{3\text{m}}$$

$$A_s = 9.15 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Antes de definir a área de aço a utilizar, é necessário verificar se a área de aço calculada é maior que a armadura mínima, a expressão para calculo da armadura mínima é:

$$A_{s, \text{mín}} = 0.26 * \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} * b_t * d \quad (2.12)$$

Onde:

$$f_{ctm} = 0.3 * f_{ck}^{(2/3)}$$

$$b_t = 100$$

$$A_{s, \text{mín}} = 0.26 * \frac{0.3 * 30^{(2/3)}}{500} * 100 * 65$$

$$A_{s, \text{mín}} = 9.79 \frac{cm^2}{m}$$

$$A_{s, \text{mín}} = 9.79 \frac{cm^2}{m} > A_s = 9.15 \frac{cm^2}{m}$$

Como $A_{s, \text{mín}} > A_s$, adotar $A_{s, \text{mín}} = 9.79 \frac{cm^2}{m}$. Com base nas áreas de aço distribuídas indicadas na , essa sapata pode ser dimensionada na direção analisada com:

$$\Phi 20 // 0.30 \text{ cm} \rightarrow \left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{eff} = 10.47 \text{ cm}^2/m \text{ (solução econômica)}$$

$$\Phi 20 // 0.25 \text{ cm} \rightarrow \left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{eff} = 12.57 \text{ cm}^2/m \text{ (solução alternativa)}$$

Tabela 2.11– Áreas de armaduras distribuídas $\frac{cm^2}{m}$

Φ [mm]	s [cm]												
	5	7,5	10	12,5	15	17,5	20	22,5	25	27,5	30	32,5	35
6	5,65	3,77	2,83	2,26	1,88	1,62	1,41	1,26	1,13	1,03	0,94	0,87	0,8
8	10,05	6,70	5,03	4,02	3,35	2,87	2,51	2,23	2,01	1,83	1,68	1,55	1,44
10	15,71	10,47	7,85	6,28	5,24	4,49	3,93	3,49	3,14	2,86	2,62	2,42	2,24
12	22,62	15,08	11,31	9,05	7,54	6,46	5,65	5,03	4,52	4,11	3,77	3,48	3,23
16	40,21	26,81	20,11	16,08	13,40	11,49	10,05	8,94	8,04	7,31	6,70	6,19	5,74
20	62,83	41,89	31,42	25,13	20,94	17,95	15,71	13,96	12,57	11,42	10,47	9,67	8,98
25	98,17	65,45	49,09	39,27	32,72	28,05	24,54	21,82	19,63	17,85	16,36	15,10	14,02
32	160,85	107,23	80,42	64,34	53,62	45,96	40,21	35,74	32,17	29,25	26,81	24,75	22,98
40	251,33	167,55	125,66	100,53	83,78	71,81	62,83	55,85	50,27	45,70	41,89	38,67	35,90

Como pode ser visto a armadura adotada pelo *software* na direção analisada foi $\Phi 20$ //(espaçados) 0,25 m, o que corresponde a armadura aqui calculada, com isso é validado o dimensionamento realizado pelo *software CypeCad*.

2.3.3 Pilares

No caso dos pilares, no dimensionamento, é verificada a segurança ao esforço transverso e a interação entre o esforço axial e os momentos fletores em ambas as direções, tendo em conta os esforços (momentos fletores) agravados dos efeitos da encurvadura.

A título de exemplo, é apresentada na Figura 2.48 uma das inúmeras análises gráficas possíveis de serem realizadas.

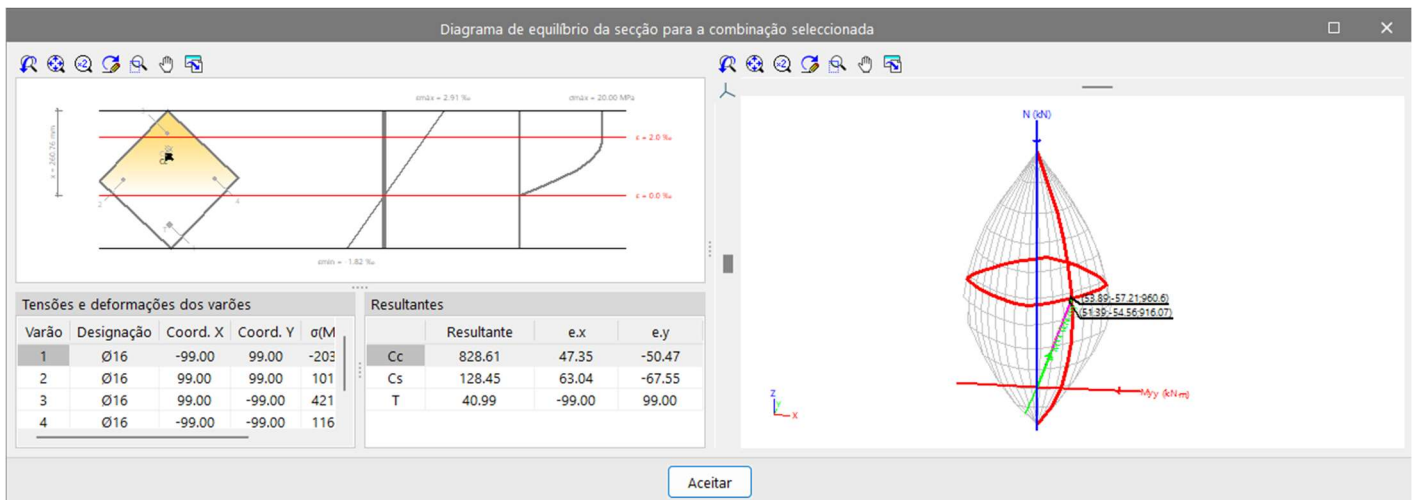


Figura 2.48 - Análise gráfica dos esforços atuantes nos pilares

A verificação de segurança dos pilares encontra-se em uma lista realizada pelo *software CypeCad*, conforme a tabela indicada na Figura 2.49, onde apresenta a verificação dos pilares P1 e P2 para Estado Limite último (ELU).



Verificações E.L.U.

1. ANOTAÇÃO

Nas tabelas de verificação de pilares de aço não se mostram as verificações com coeficiente de aproveitamento inferior a 10%.

Disp.: Disposições relativas às armaduras

Arm.: Armadura mínima e máxima

Q: Estado limite de resistência face ao esforço transversal

N,M: Estado limite de resistência face a solicitações normais

2. PILARES

2.1. P1

Tramo	Dimensão (cm)	Posição	Secção de betão					Esforços desfavoráveis						Estado	
			Verificações					Natureza	Verif.	N (kN)	Mxx (kN-m)	Myy (kN-m)	Qx (kN)		Qy (kN)
			Disp.	Arm.	Q (%)	N,M (%)	Aprov. (%)								
Cob (4.3 - 8.7 m)	30x30	Ext.Superior	Verifica	Verifica	28.1	18.6	28.1	G, SOBRE., V ⁽¹⁾	Q,N,M	113.0	-1.9	16.2	-15.9	2.2	Verifica
		Ext.Inferior	Verifica	Verifica	27.5	69.5	69.5	G, SOBRE., V ⁽¹⁾	Q,N,M	123.7	6.0	-41.0	-15.9	2.2	Verifica
Piso 2 (-0.9 - 4.3 m)	30x30	Ext.Superior	Verifica	Verifica	16.3	72.8	72.8	G, SOBRE., V ⁽¹⁾	Q	374.9	-27.5	62.3	-15.2	1.6	Verifica
					G, SOBRE., V ⁽¹⁾	N,M	383.6	-29.4	61.9	-14.7	2.2	Verifica			
		Ext.Inferior	Verifica	Verifica	16.3	59.2	59.2	G, SOBRE., V ⁽¹⁾	Q	388.0	25.0	-50.3	-15.2	1.6	Verifica
					G, SOBRE., V ⁽¹⁾	N,M	396.8	26.7	-49.1	-14.7	2.2	Verifica			
Fundação	30x30	Arranque	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽¹⁾	3.7	59.2	59.2	G, SOBRE., V ⁽¹⁾	Q	388.0	25.0	-50.3	-15.2	1.6	Verifica
							G, SOBRE., V ⁽¹⁾	N,M	396.8	26.7	-49.1	-14.7	2.2	Verifica	

Notas:
⁽¹⁾ A verificação não é necessária
⁽²⁾ 1.35-PP+1.35-RP+1.05-Qa(B)+1.5-V(-Xexc.+)
⁽³⁾ 1.35-PP+1.35-RP+1.5-Qa(B)+0.9-V(-Xexc.+)

2.2. P2

Tramo	Dimensão (cm)	Posição	Secção de betão					Esforços desfavoráveis						Estado	
			Verificações					Natureza	Verif.	N (kN)	Mxx (kN-m)	Myy (kN-m)	Qx (kN)		Qy (kN)
			Disp.	Arm.	Q (%)	N,M (%)	Aprov. (%)								
Cob (4.3 - 8.7 m)	30x30	Ext.Superior	Verifica	Verifica	13.0	40.7	40.7	G, SOBRE., V ⁽¹⁾	Q	321.5	-25.0	-18.6	4.2	9.9	Verifica
		G, SOBRE., V ⁽¹⁾	N,M	352.9	-24.8	-21.2	5.2	8.2	Verifica						
		Ext.Inferior	Verifica	Verifica	12.8	59.2	59.2	G, SOBRE., V ⁽¹⁾	Q,N,M	332.3	39.8	25.5	4.2	9.9	Verifica
Piso 2 (-0.9 - 4.3 m)	30x30	Ext.Superior	Verifica	Verifica	10.1	92.0	92.0	G, SOBRE., V ⁽¹⁾	Q,N,M	932.3	-74.8	-62.4	4.5	9.2	Verifica
					G, SOBRE., V ⁽¹⁾	Q	945.4	68.2	70.3	4.5	9.2	Verifica			
		Ext.Inferior	Verifica	Verifica	10.1	93.5	93.5	G, SOBRE., V ⁽¹⁾	Q,N,M	970.2	67.1	71.6	4.0	8.5	Verifica
					G, SOBRE., V ⁽¹⁾	N,M	970.2	67.1	71.6	4.0	8.5	Verifica			
Fundação	30x30	Arranque	N.A. ⁽¹⁾	N.A. ⁽¹⁾	2.6	93.5	93.5	G, SOBRE., V ⁽¹⁾	Q	945.4	68.2	70.3	4.5	9.2	Verifica
							G, SOBRE., V ⁽¹⁾	N,M	970.2	67.1	71.6	4.0	8.5	Verifica	

Notas:
⁽¹⁾ A verificação não é necessária
⁽²⁾ 1.35-PP+1.35-RP+1.05-Qa(B)+1.5-V(+Xexc.-)
⁽³⁾ 1.35-PP+1.35-RP+1.05-Qa(B)+1.5-Qa(H)+0.9-V(+Xexc.+)
⁽⁴⁾ 1.35-PP+1.35-RP+1.5-Qa(B)+0.9-V(+Xexc.-)

Figura 2.49 – Verificação de segurança dos esforços e armaduras de pilares

Os esforços indicados correspondem às piores combinações para o dimensionamento das armaduras (quer para o esforço transversal (Q), quer para a interação entre o esforço axial (N) e momento fletor incluindo os efeitos da encurvadura (M). A coluna “Aprov. (%)” na Figura 2.49 representa a percentagem de aprovação das armaduras adotadas, que terá de ser sempre inferior a 100%.

Para validação dos resultados dos pilares analisados pelo software, foi verificado o dimensionamento realizado em um pilar do piso 2 do edifício administrativo, conforme indicado na Figura 2.50.

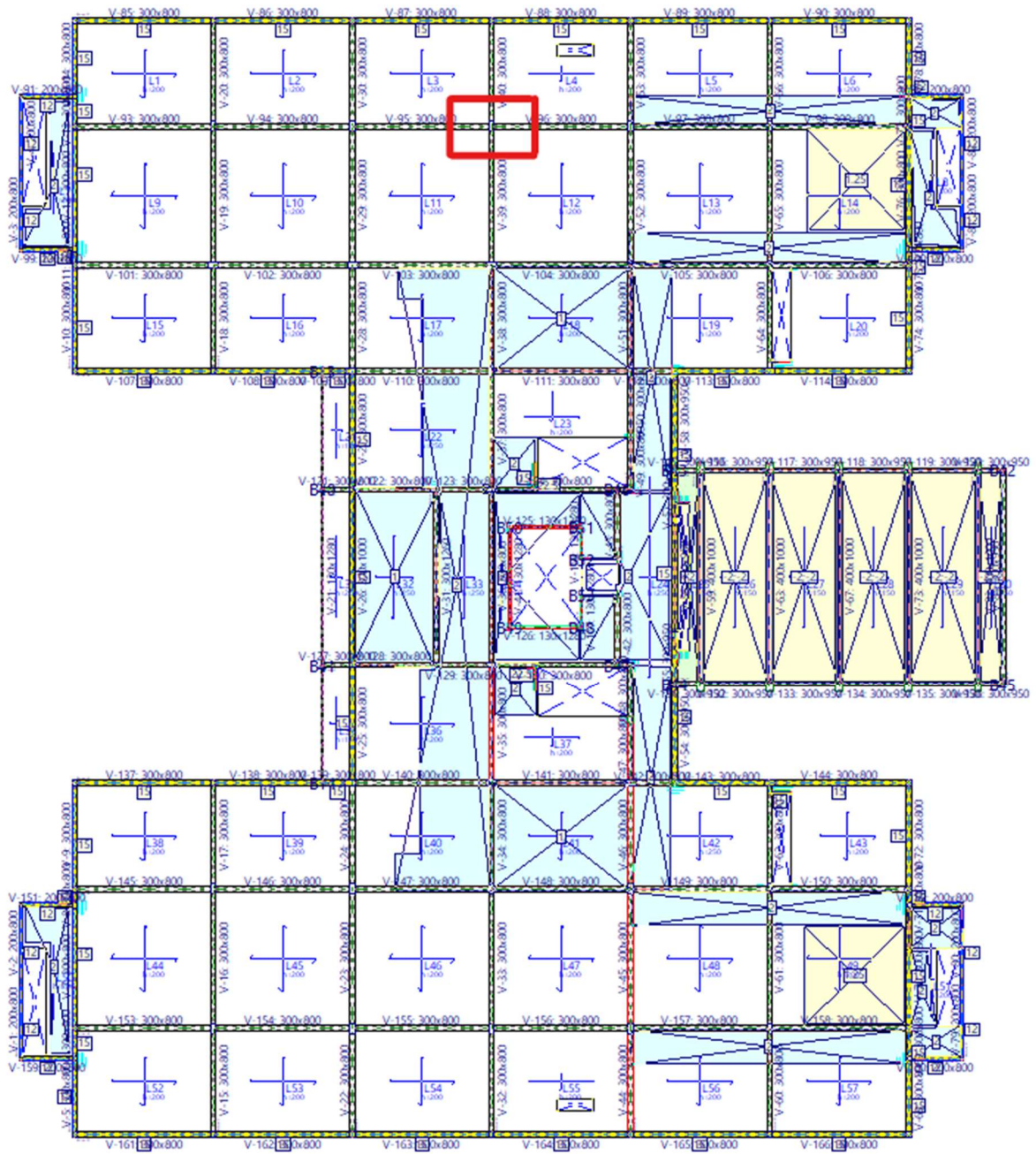


Figura 2.50 – Pilar analisado no Piso 2 do edifício administrativo

Os esforços aplicados sobre o pilar em análise são os indicados na Figura 2.51.

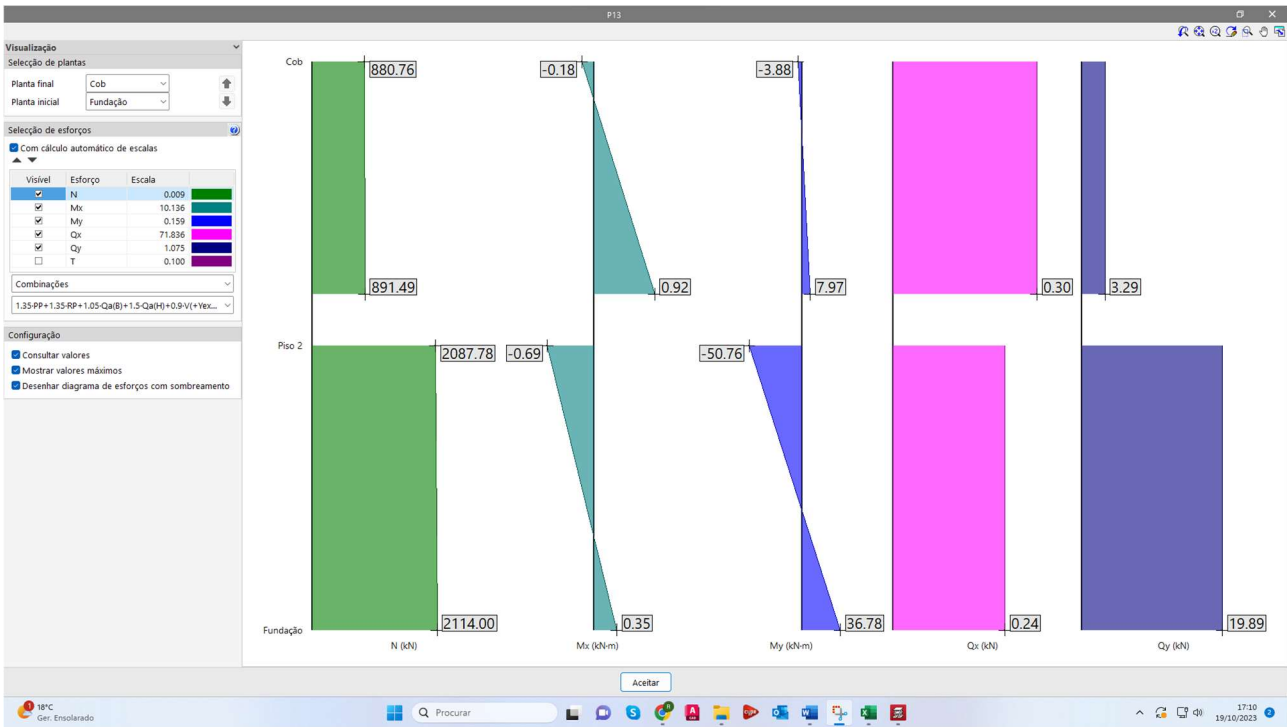


Figura 2.51 – Esforços atuantes no pilar em análise

Para verificação do dimensionamento dado pelo software será analisada a armadura dimensionada para a secção de 30x60 cm desse pilar que vai da fundação ao piso 2, com 4,30 m de altura. Para isso, foram considerados os esforço atuantes de cálculo desfavoráveis obtidos a partir dos de primeira ordem incrementados para ter em conta os efeitos de segunda ordem devido à esbeltez.

Os esforços atuantes na secção do pilar no eixo x são:

- $N_{sd} = N_d = 2013.67 \text{ kN}$ (Esforço axial atuante de cálculo desfavorável)
- $M_{sd} = N_d * e_{tot,x} = 106.01 \text{ kN}$ (Momento fletor solicitante de cálculo desfavorável)

Em que e_{tot} representa a excentricidade de primeira ordem somada a excentricidades que representam as imperfeições geométricas e outra excentricidade que representa os efeitos de segunda ordem, sendo o $e_{tot,x} = 50.15 \text{ mm}$.

Os esforços atuantes na secção do pilar no eixo y são:

- $N_{sd} = N_d = 2113.67 \text{ kN}$ (Esforço axial atuante de cálculo desfavorável)
- $M_{sd} = N_d * e_{tot,y} = 143.80 \text{ kN}$ (Momento fletor solicitante de cálculo, desfavorável)

$$e_{tot,y} = 68,03 \text{ mm}$$

Para esses valores de esforços atuantes, o *software CypeCad* dimensionou esse pilar da fundação até o piso 2 com 4 Φ 20 nos cantos, 2 Φ 12 na face x e 4 Φ 12 na face y, ou seja, uma área de: 12,56 + 2,26 + 4,52 = 19,34 cm^2 , ver Figura 2.52.

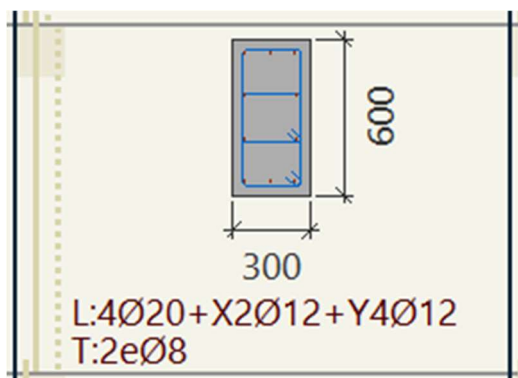
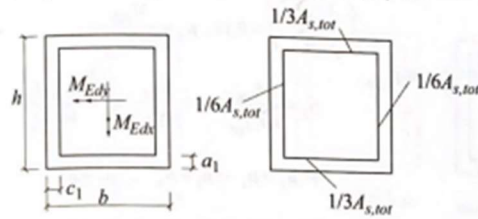


Figura 2.52 – Secção Dimensionada pelo Pilar

Para validação do dimensionamento do pilar em análise utilizou-se as tabelas e ábacos segundo o Eurocódigo 2. Como no Pilar atuam ações de momentos fletores e esforços normais, será utilizado o ábaco indicado na Figura 2.53, que é utilizado para o cálculo de flexão composta desviada, BARROS, FIGUEIRAS E FERREIRA (2012).

ÁBACO 6_C12-C50_S500
FLEXÃO DESVIADA

Secções rectangulares – Armadura: 1/3; 1/6



C12-C50 S500

$$\frac{a_1}{h} = \frac{c_1}{b} = 0,10; \mu_y = \frac{M_{Edy}}{bh^2 f_{cd}}$$

$$\mu_x = \frac{M_{Edx}}{bh^2 f_{cd}}; v = \frac{N_{Ed}}{bh f_{cd}}; \varpi = \frac{A_{s,tot} f_{yd}}{bh f_{cd}}$$

Se $\mu_y > \mu_x \rightarrow \mu_1 = \mu_y; \mu_2 = \mu_x$
 Se $\mu_y < \mu_x \rightarrow \mu_1 = \mu_x; \mu_2 = \mu_y$

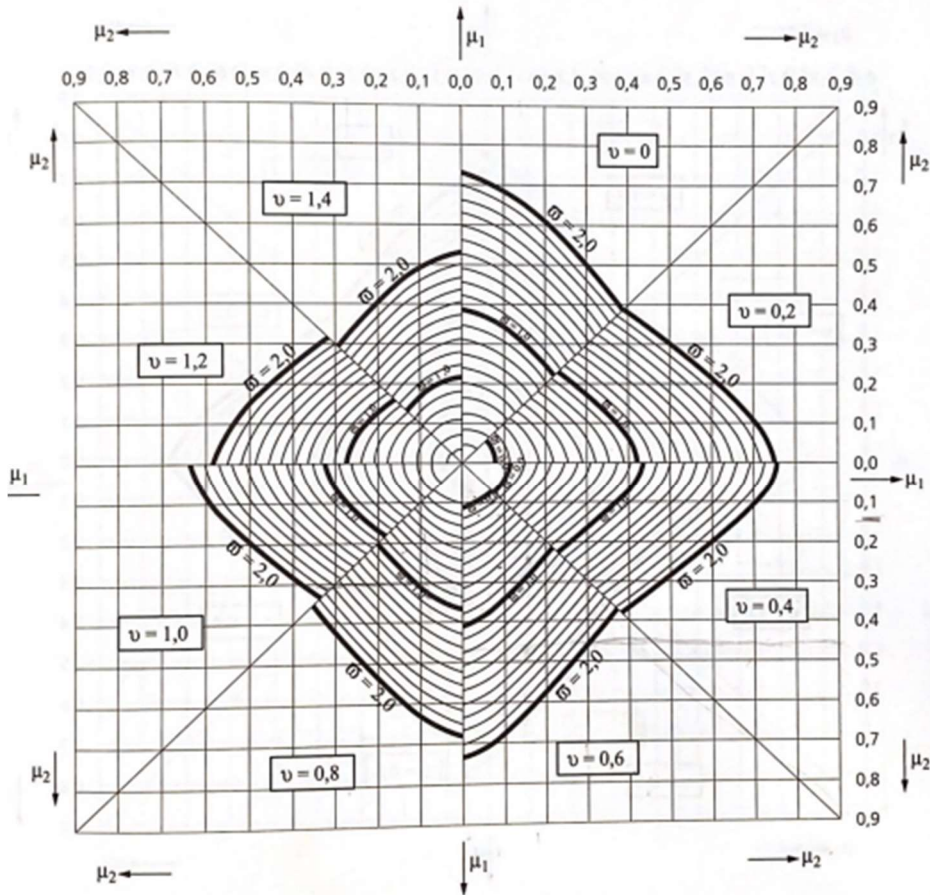


Figura 2.53 – Abaco de dimensionamento de Secção de Betão segundo EC2 (BARROS, FIGUEIRAS E FERREIRA, 2012)

A secção do pilar a ser validada é de 60x30 cm e o betão utilizado para dimensionamento foi o da classe C30/37 e os varões de aço S-500. Sabendo-se que o *software CypeCad* adota o mesmo sentido dos momentos que os indicados na secção do ábaco acima, o cálculo da armadura longitudinal do pilar se faz conforme fórmulas indicadas na Figura 2.53. Com isso, os dados para o dimensionamento do pilar são:

- $b = 0.30\text{m}$;
- $h = 0.60\text{m}$;
- $M_{sd,x} = 106.01 \text{ kN.m}$

- $M_{sd,y} = 143.80 \text{ kN.m}$
- $N_{Rd} = 2113.67 \text{ kN}$
- $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$
- $f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1.5} = 20 \text{ MPa}$
- $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$
- $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1.15} = 435 \text{ MPa}$

É necessário encontrar o u_x , u_y e o v para entrar com esses dados no ábaco e encontrar o w que será utilizado na equação para definir a área de aço necessária para a secção do pilar. Segue cálculo:

$$u_y = \frac{M_{sd,y}}{b \cdot h^2 \cdot f_{cd}} = \frac{143.80}{0.3 \cdot 0.60^2 \cdot 20000} = 0.067 \cong 0.07 \quad (2.13)$$

$$u_x = \frac{M_{sd,x}}{h \cdot b^2 \cdot f_{cd}} = \frac{106.01}{0.3 \cdot 0.60^2 \cdot 20000} = 0.098 \cong 0.1 \quad (2.14)$$

$$v = \frac{N_{sd}}{b \cdot h \cdot f_{cd}} = \frac{2113.67}{0.3 \cdot 0.60 \cdot 20000} = 0.587 \cong 0.6 \quad (2.15)$$

Se $u_y > u_x$, então $u_1 = u_y$ e $u_2 = u_x$;

Se $u_y < u_x$, então $u_1 = u_x$ e $u_2 = u_y$.

Como $u_y = 0.07 < u_x = 0.1$, então:

$$u_1 = u_x = 0.1$$

$$u_2 = u_y = 0.07$$

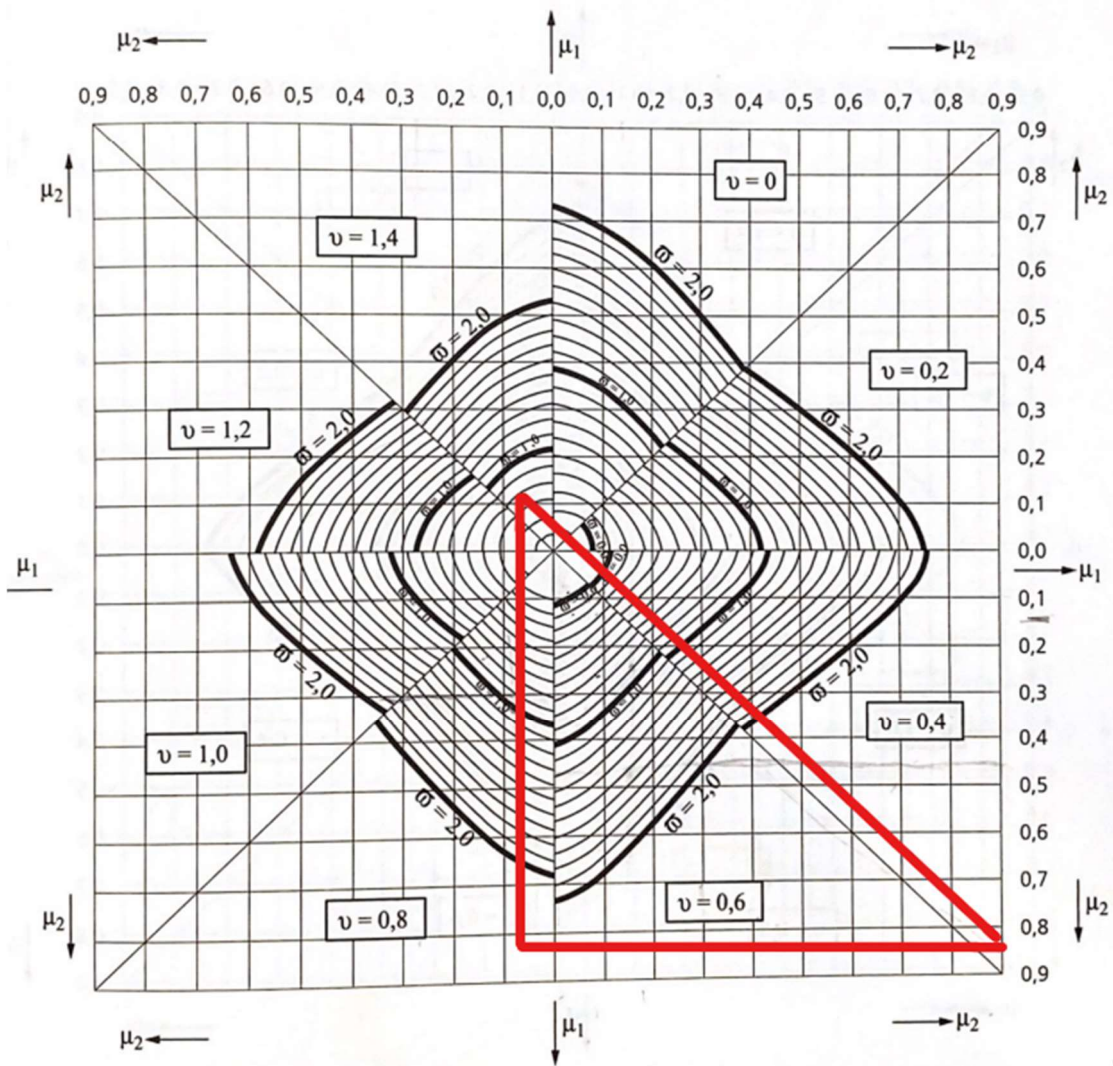


Figura 2.54 – Ábaco de dimensionamento para encontrar o w

Entrando com os dados calculados no ábaco, tem-se o $w \cong 0.2$. Entrando com o w na equação a seguir encontra-se a área de aço total da secção do pilar.

$$w = \frac{A_{s,tot}}{b \cdot h} * \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \quad (2.16)$$

$$0.2 = \frac{A_{s,tot}}{0.3 * 0.6} * \frac{435000}{20000}$$

$$A_{s,tot} \geq 0.001656 \text{ m}^2$$

$$A_{s,tot} \geq 16.56 \text{ cm}^2$$

De acordo com o ábaco escolhido a armadura será distribuída com 1/6 nas faces com 30 cm e com 1/3 da armadura nas faces com 60 cm. Sabendo-se disso e das áreas de aço indicadas na Tabela 2.12, tem-se:

$$\text{Fases com 60 cm} \rightarrow \frac{1}{3} * 16,56 \text{ cm}^2 = 5.52 \text{ cm}^2 \rightarrow 1\Phi 20 + 3\Phi 12 (3.14 \text{ cm}^2 + 3.39 \text{ cm}^2 = 6,53 \text{ cm}^2)$$

$$\text{Fases com 30 cm} \rightarrow \frac{1}{6} * 16,56 \text{ cm}^2 = 2.76 \text{ cm}^2 \rightarrow 1\Phi 20 (3.14 \text{ cm}^2)$$

Então a área total de aço calculada para a secção desse pilar será: $6.53 * 2 + 3.14 * 2 = 19.34 \text{ cm}^2$.

Tabela 2.12 - Tabela de equivalência de área de secções aço em cm^2

Ø mm	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Ø 8	0,50	1,01	1,51	2,01	2,52	3,02	3,52	4,02	4,53	5,03	5,53	6,04
Ø 10	0,79	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,50	6,28	7,07	7,85	8,64	9,42
Ø 12	1,13	2,26	3,39	4,52	5,65	6,78	7,91	9,04	10,17	11,30	12,43	13,56
Ø 16	2,01	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,09	20,10	22,11	24,12
Ø 20	3,14	6,28	9,42	12,56	15,70	18,84	21,98	25,12	28,26	31,40	34,54	37,68
Ø 25	4,91	9,82	14,73	19,64	24,55	29,46	34,37	39,28	44,19	49,10	54,01	58,92
Ø 32	8,04	16,08	24,12	32,16	40,20	48,24	56,28	64,32	72,36	80,40	88,44	96,48
Ø 40	12,57	25,14	37,71	50,28	62,85	75,42	87,99	100,56	113,13	125,70	138,27	150,84

Comparando o valor da área de aço aqui calculado de 19.34 cm^2 com o valor atribuído pelo software de 19.34 cm^2 , ressalta-se que os valores deram exatamente iguais, portanto é validado o dimensionamento realizado pelo programa *CypeCad*.

2.3.4 Vigas

No caso das vigas, é realizado o dimensionamento considerando os Estados Limites Últimos (esforço transversal, torção e momento fletor) e os Estados Limites de Serviço (fendilhação e deformação).

A análise de esforços das vigas foi realizada com base nos resultados dos diagramas de esforços, conforme ilustrado na Figura 2.55, que apresenta os momentos fletores para uma viga periférica da cobertura.

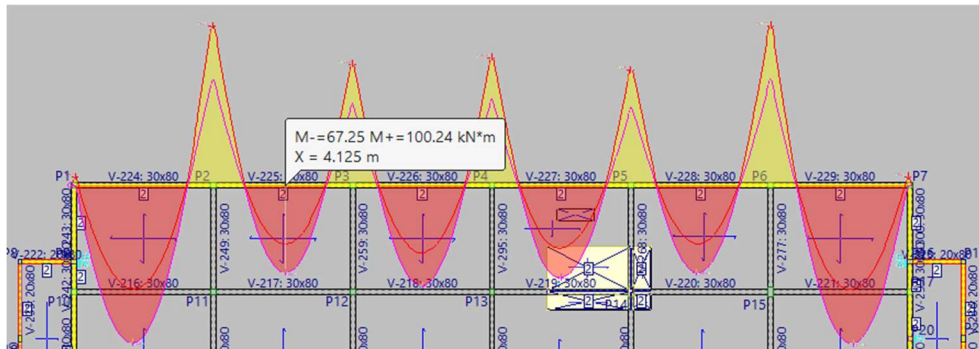


Figura 2.55 - Diagrama de esforços das vigas

A determinação da armadura é feita de forma automática pelo software, e é representada da seguinte maneira, ver Figura 2.56.

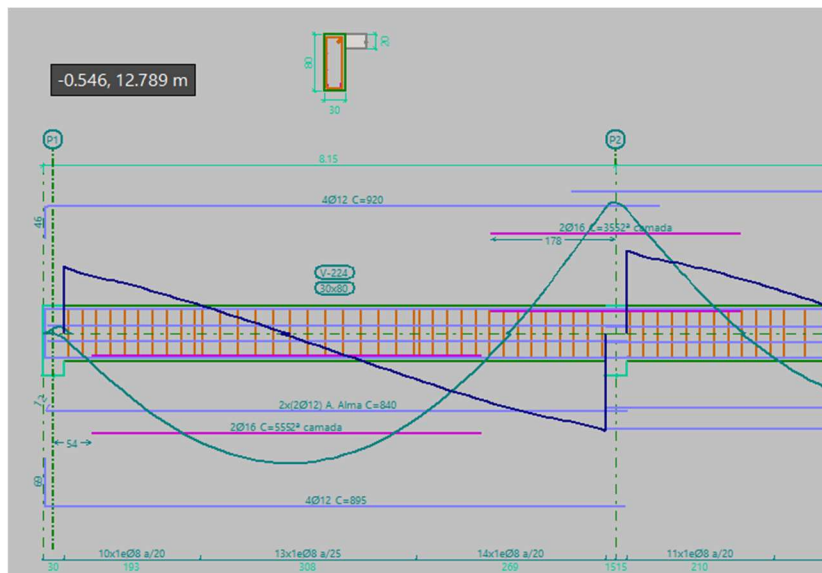


Figura 2.56 - Armaduras adotadas pelo software em uma viga do modelo

Há disponíveis diagramas de verificação de armaduras que mostram a área de armadura necessária por cálculo (indicada em vermelho) e a armadura adotada (indicada em verde), ver Figura 2.57.

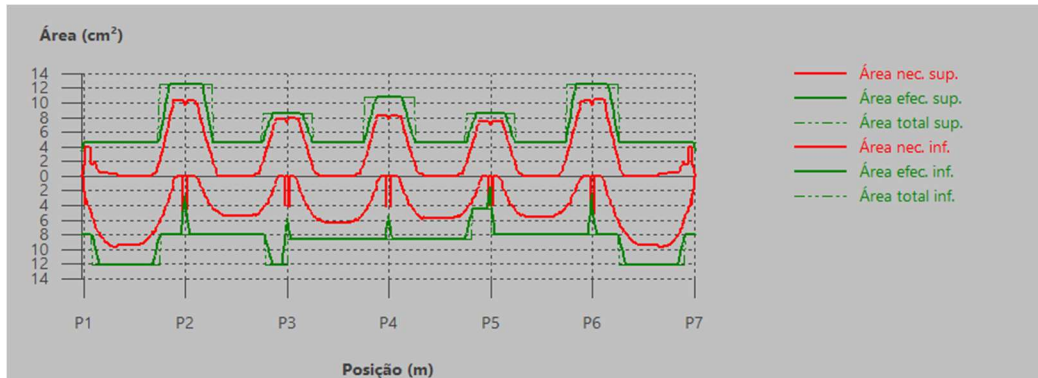


Figura 2.57 - Diagrama de armadura de aço necessária e armadura de aço adotada na viga

O projetista tem a opção de editar as mesmas conforme necessário após a distribuição automática das armaduras. No que diz respeito às limitações nos Estados Limites de Serviço, foi considerada e incorporada no programa a abertura de fendas recomendada de $w_k = 0,3\text{mm}$ para a Combinação de ações quase-permanentes, de acordo com a EN1992-1-1 (EC2). A limitação de flecha adotada foi de $L/250$ a tempo infinito, também implementada no programa.

Todas as verificações de segurança (ELU e ELS) são realizadas automaticamente pelo *software CypeCad* que cria uma listagem de armadura de vigas de todas as vigas do edifício. Nas Figura 2.58 (a) e (b) são apresentadas a primeira folha da listagem de armadura de vigas realizada pelo *software CypeCad*, onde estão feitas as verificações do Pórtico 1 do piso 2 e são indicadas as verificações devido ao corte, momentos, esforços transversos, esforço torsor, área de armaduras superior, inferior e transversal; Flexão ativa e flexão a prazo infinito.



Listagem de armaduras de vigas

1. PISO 2

1.1. Pórtico 1



Pórtico 1		Tramo: V-1			Tramo: V-2			Tramo: V-3			
Corte		30x80			30x80			30x80			
Zona		1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L	
Momento mín.	[kN·m]	-48.70	--	-305.85	-292.04	--	-231.90	-233.67	--	-244.62	
	x [m]	0.00	--	7.70	0.00	--	7.70	0.00	--	7.70	
Momento máx.	[kN·m]	271.69	286.08	169.18	112.62	174.11	128.97	148.17	196.59	139.48	
	x [m]	2.56	3.31	5.19	2.56	4.06	5.19	2.56	3.81	5.19	
Esforço transverso mín.	[kN]	--	-107.29	-236.63	--	-62.86	-189.07	--	-72.06	-198.58	
	x [m]	--	5.06	7.70	--	5.06	7.70	--	5.06	7.70	
Esforço transverso máx.	[kN]	178.92	32.73	--	208.13	75.09	--	197.93	66.11	--	
	x [m]	0.00	2.69	--	0.00	2.69	--	0.00	2.69	--	
Torsor mín.	[kN]	-14.80	-4.10	--	-8.08	-3.63	--	-8.01	-3.70	--	
	x [m]	0.00	2.69	--	0.00	2.69	--	0.00	2.69	--	
Torsor máx.	[kN]	--	3.95	7.85	--	4.24	7.37	--	4.21	7.35	
	x [m]	--	5.06	7.56	--	5.06	7.56	--	5.06	7.56	
Área Sup.	[cm ²]	Real	4.52	4.52	12.57	12.57	4.52	8.55	8.55	4.52	10.81
	Nec.	3.89	0.00	10.58	10.44	0.00	8.00	8.02	0.00	8.45	
Área Inf.	[cm ²]	Real	12.06	12.06	12.06	8.04	8.04	12.06	8.55	8.55	8.55
	Nec.	9.70	9.45	7.91	5.12	5.56	5.35	6.17	6.43	6.04	
Área Transv.	[cm ² /m]	Real	7.85	10.05	10.05	10.05	5.03	7.85	10.05	5.03	10.05
	Nec.	6.75	4.04	8.80	7.66	2.78	7.06	7.27	2.72	7.43	
F. Activa		11.87 mm, L/649 (L: 7.70 m)			1.90 mm, L/3717 (L: 7.05 m)			4.69 mm, L/1640 (L: 7.70 m)			
F. A prazo infinito		12.84 mm, L/600 (L: 7.70 m)			2.23 mm, L/3164 (L: 7.05 m)			5.17 mm, L/1490 (L: 7.70 m)			

(a) Tramos V-1, V-2 e V-3 do Portico 1



Listagem de armaduras de vigas

Edifício_13

Data: 14/07/23



Pórtico 1		Tramo: V-4			Tramo: V-5			Tramo: V-6		
Corte		30x80			30x80			30x80		
Zona		1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L
Momento mín.	[kN·m]	-242.60	--	-225.40	-222.72	--	-297.68	-309.01	--	-50.17
	x [m]	0.00	--	7.70	0.00	--	7.70	0.00	--	7.70
Momento máx.	[kN·m]	134.11	180.26	128.75	139.52	178.67	108.86	176.28	287.82	270.74
	x [m]	2.56	3.81	5.19	2.56	3.69	5.19	2.56	4.44	5.19
Esforço transverso mín.	[kN]	--	-63.31	-185.49	--	-80.45	-208.52	--	-35.99	-176.59
	x [m]	--	5.06	7.70	--	5.06	7.70	--	5.06	7.70
Esforço transverso máx.	[kN]	195.23	63.56	--	189.18	58.28	--	240.12	105.05	--
	x [m]	0.00	2.69	--	0.00	2.69	--	0.00	2.69	--
Torsor mín.	[kN]	-8.27	-4.44	--	-8.12	-3.94	--	-8.71	-3.70	--
	x [m]	0.00	2.69	--	0.00	2.69	--	0.00	2.69	--
Torsor máx.	[kN]	--	4.12	7.96	--	4.32	7.59	--	4.82	14.49
	x [m]	--	5.06	7.56	--	5.06	7.56	--	5.06	7.56
Área Sup.	[cm ²]	Real 10.81	4.52	8.55	8.55	4.52	12.57	12.57	4.52	4.52
	Nec.	8.42	0.00	7.79	7.69	0.00	10.60	10.71	0.00	3.89
Área Inf.	[cm ²]	Real 8.55	8.55	8.55	8.04	8.04	8.04	11.94	12.06	12.06
	Nec.	5.66	5.88	5.51	5.60	5.71	5.14	8.09	9.51	9.79
Área Transv.	[cm ² /m]	Real 10.05	5.03	7.85	7.85	5.03	10.05	10.05	10.05	7.85
	Nec.	7.27	2.63	7.05	7.03	2.98	7.80	8.86	3.96	6.87
F. Activa		2.83 mm, L/2722 (L: 7.70 m)			1.99 mm, L/3554 (L: 7.08 m)			11.74 mm, L/656 (L: 7.70 m)		
F. A prazo infinito		3.24 mm, L/2379 (L: 7.70 m)			2.34 mm, L/3022 (L: 7.08 m)			12.72 mm, L/605 (L: 7.70 m)		

(b) Tramos V-4, V-5 e V-6 do Pórtico 1

Figura 2.58 – Verificação das armaduras das vigas

CAPÍTULO 2

Para validação dos resultados obtidos pelo programa se fez a verificação manual uma viga contínua de bordo do piso 2 do edifício, indicada pelo retângulo vermelho na Figura 2.59.

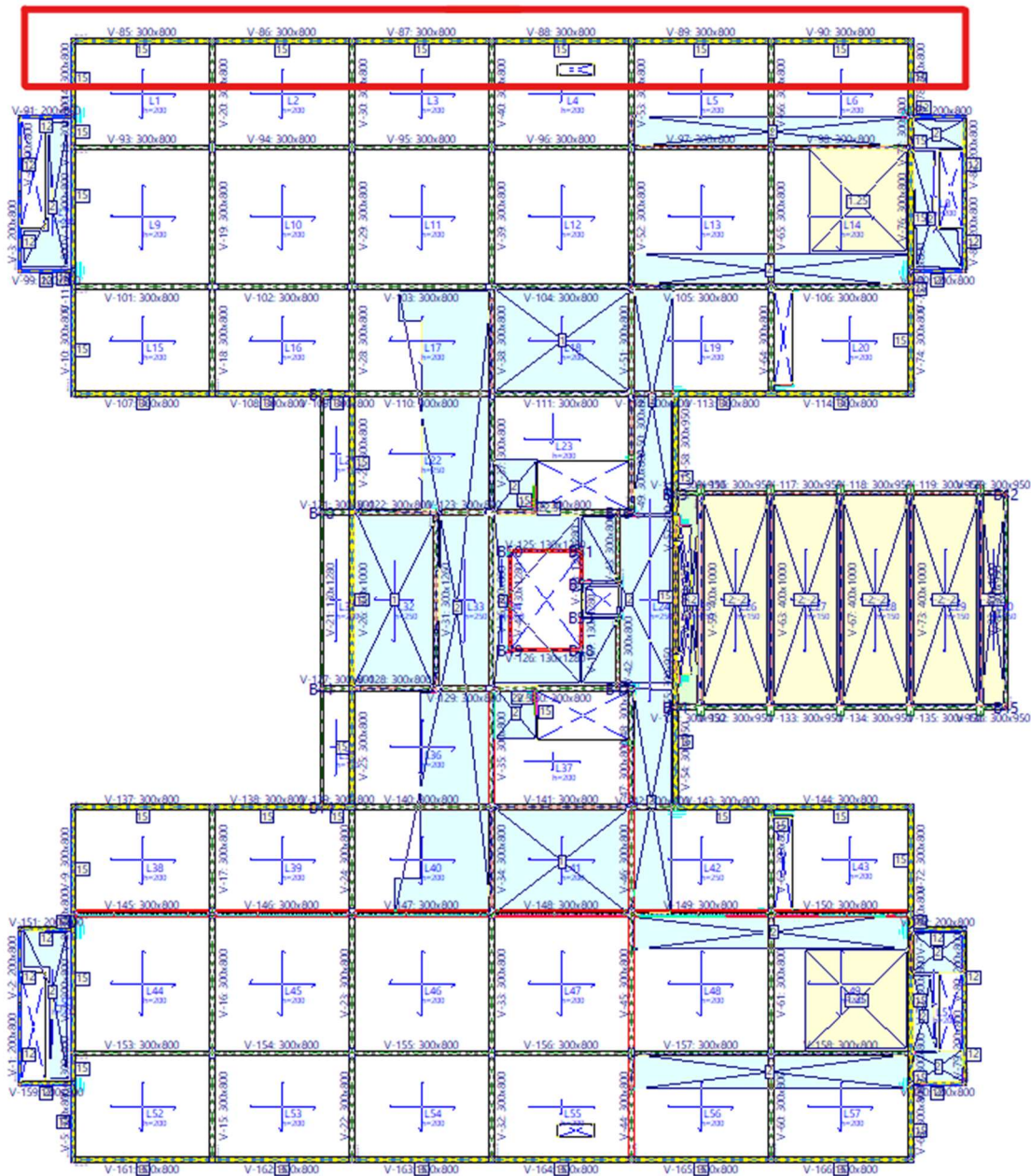


Figura 2.59 – Indicação da viga escolhida na planta

Na Figura 2.60 está apresentado os resultados dos momentos da viga de 30x80 cm dimensionada com o software *CypeCad*. A seguir será feita a verificação dos momentos apresentados para a majoração de cargas indicada: 1,35PP (Peso Próprio) + 1,35 RP(Restantes Cargas Permanentes) + 1,5Qa(B)(Sobrecargas).

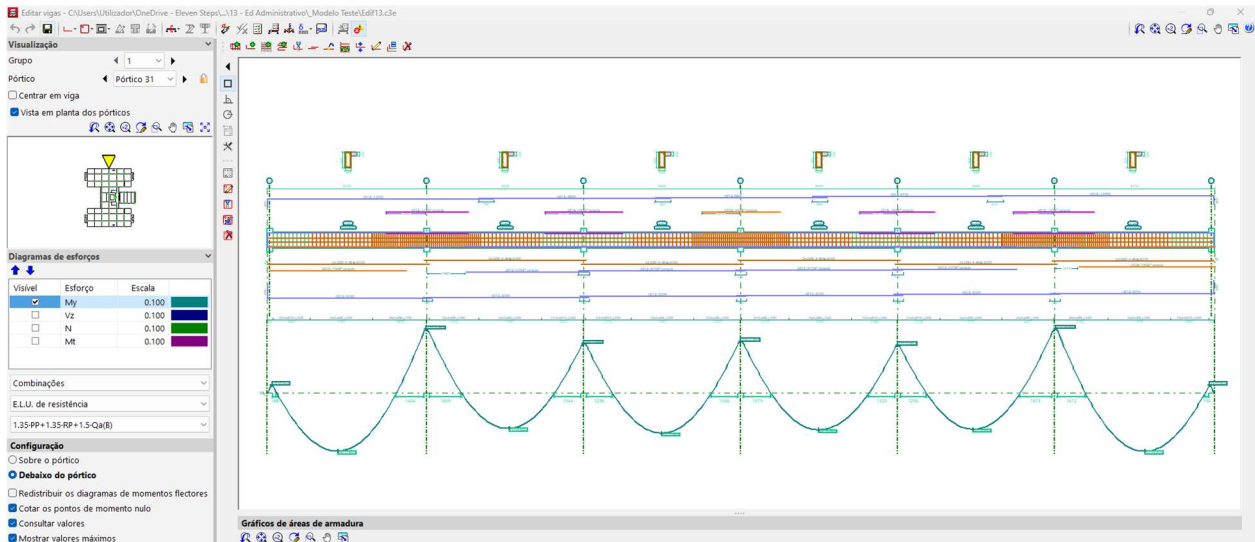


Figura 2.60 – Momentos na viga contínua

Para calcular o momento nos vãos dessa viga se faz necessário encontrar qual a carga total que está sendo exercida nela. Para isso, é preciso saber o peso próprio da viga, da laje e da parede, o peso dos revestimentos e sobrecarga a atuar sobre a laje com influência na viga.

A viga tem dimensão de 30x80cm, o peso volúmico do betão é de 25 kN/m^3 . Portanto o peso próprio da viga é: $0,3*0,8*25 = 6 \text{ kN/m}$.

Para o cálculo do peso próprio da laje é preciso saber a largura de influência que a laje exerce sobre a viga, a distância dessa viga até a outra é $L=6,1\text{m}$, como a laje atua de forma bidirecional, para efeitos de análise foi considerado $\frac{1}{4}$ para largura de influência, ou seja, aproximadamente 1,6m. Com peso volúmico do concreto de 25 kN/m^3 e altura da laje de 20 cm, então o PPlaje atuando sobre a viga é: $1,6*25*0,2 = 8 \text{ kN/m}$.

O peso dos revestimentos considerados no piso do edifício é de 5 kN/m^2 , considerando a largura de influência de 1,6m, então: $5*1,6 = 8 \text{ kN/m}$.

Como já citado anteriormente o PP parede é 15 kN/m.

A sobrecarga nessa região da laje é de 3 kN/m^2 , portanto, considerando a largura de influência de 1,6 m o valor descarregado na viga será: $3*1,6 = 4,80 \text{ kN/m}^2$.

Em resumo:

- PP viga = 6 kN/m
- PP laje = 8 kN/m
- Revestimentos = 8 kN/m
- PP parede = 15 kN/m

- Sobrecargas = 4,8 kN/m

Para o cálculo da carga P, será feita a seguinte combinação: $P = 1,35 \cdot PP + 1,35 \cdot RCP + 1,5 \cdot Qa(B)$

Portanto,

$$P = 1,35 \cdot 6 + 1,35 \cdot (8+8+15) + 1,5 \cdot 4,8 = 57,15 \text{ kN/m} \cong 58 \text{ kN/m} \quad (2.17)$$

Com essa carga é possível conferir os momentos e esforços na viga. Na Figura 2.61, pode-se ver as fórmulas para cálculo dos momentos fletores e esforços transversos na viga contínua.

MOMENTOS FLECTORES Y FUERZAS DE CORTE APROXIMADOS, PARA VIGAS Y LOSAS CONTINUAS

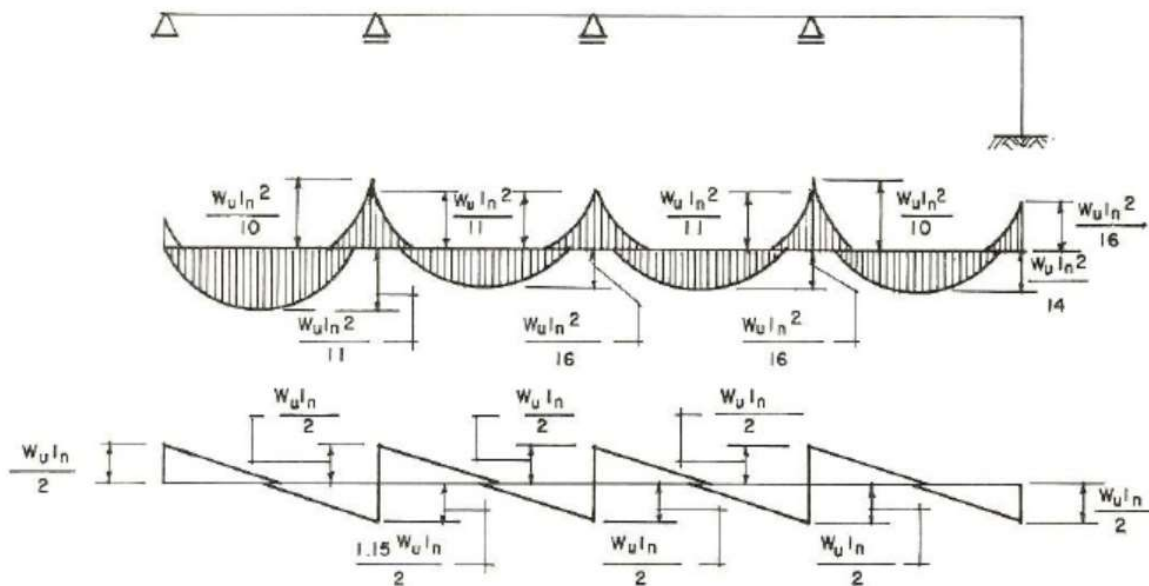


Figura 2.61 – Fórmulas para momentos e esforços transversos de uma viga contínua (Marruffo, 2011)

No primeiro vão da viga, com comprimento de 8,15m, tem-se um momento a meio vão de 290,33 kN.m, conforme Figura 2.62.

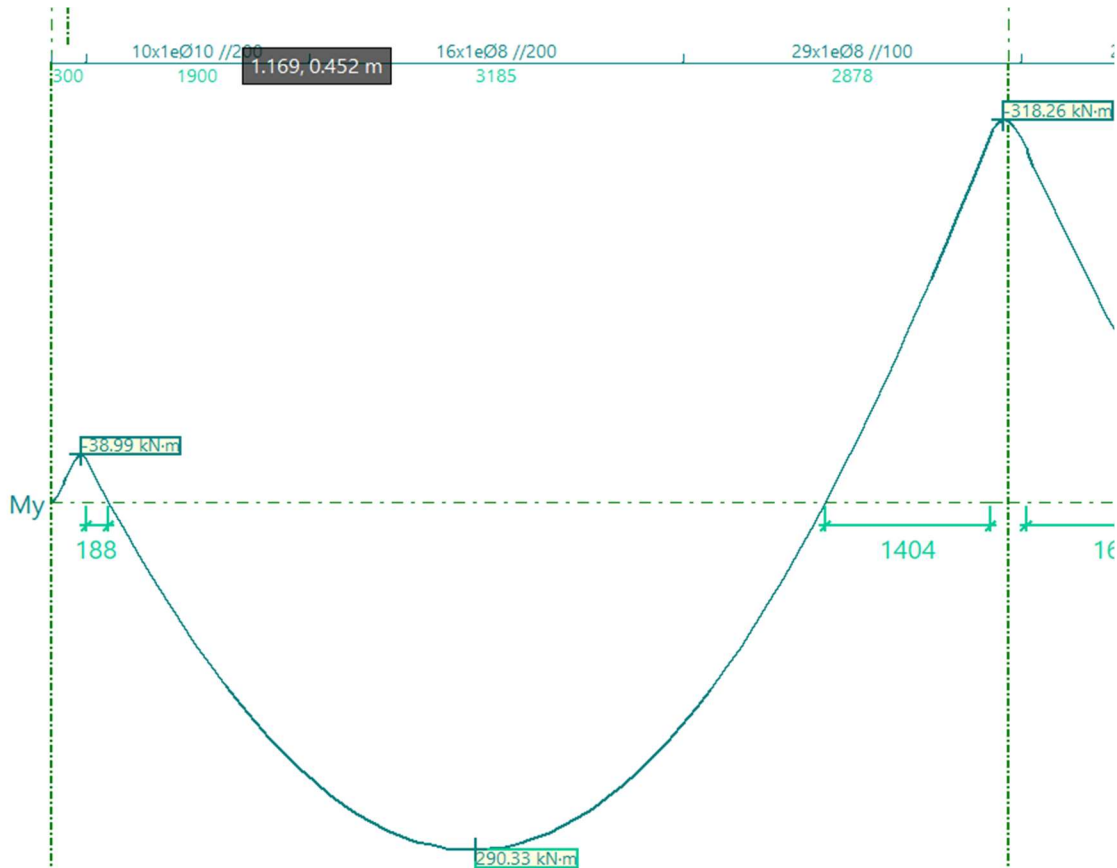


Figura 2.62 – Momentos nos primeiros vãos da viga contínua

Para validação desse momento a meio vão, será considerada a fórmula para o trecho de extremidade em que há momento nos dois apoios, ou seja:

$$m = \frac{Pl^2}{14} \quad (2.18)$$

$$m = \frac{58 * 8,15^2}{14} = 275,20 \text{ kN.m}$$

Comparando o momento calculado de 275,20 kN.m com 290,33 kN.m, tem-se uma razão de: $\frac{290,33}{275,20} = 1,06$. Como são valores muito próximos, da mesma ordem de grandeza, pode-se considerar que o valor apresentado pelo software *CypeCad* está correto.

O *software* calculou a armadura da viga para esse vão considerando o momento de 290,3 kN.m e apresentou uma armadura com 4Ø12 nas faces superior e inferior e 2Ø20 em uma segunda camada de reforço na face inferior a meio vão e 4Ø16 no apoio da direita na face superior, como pode ser visto na Figura 2.63.

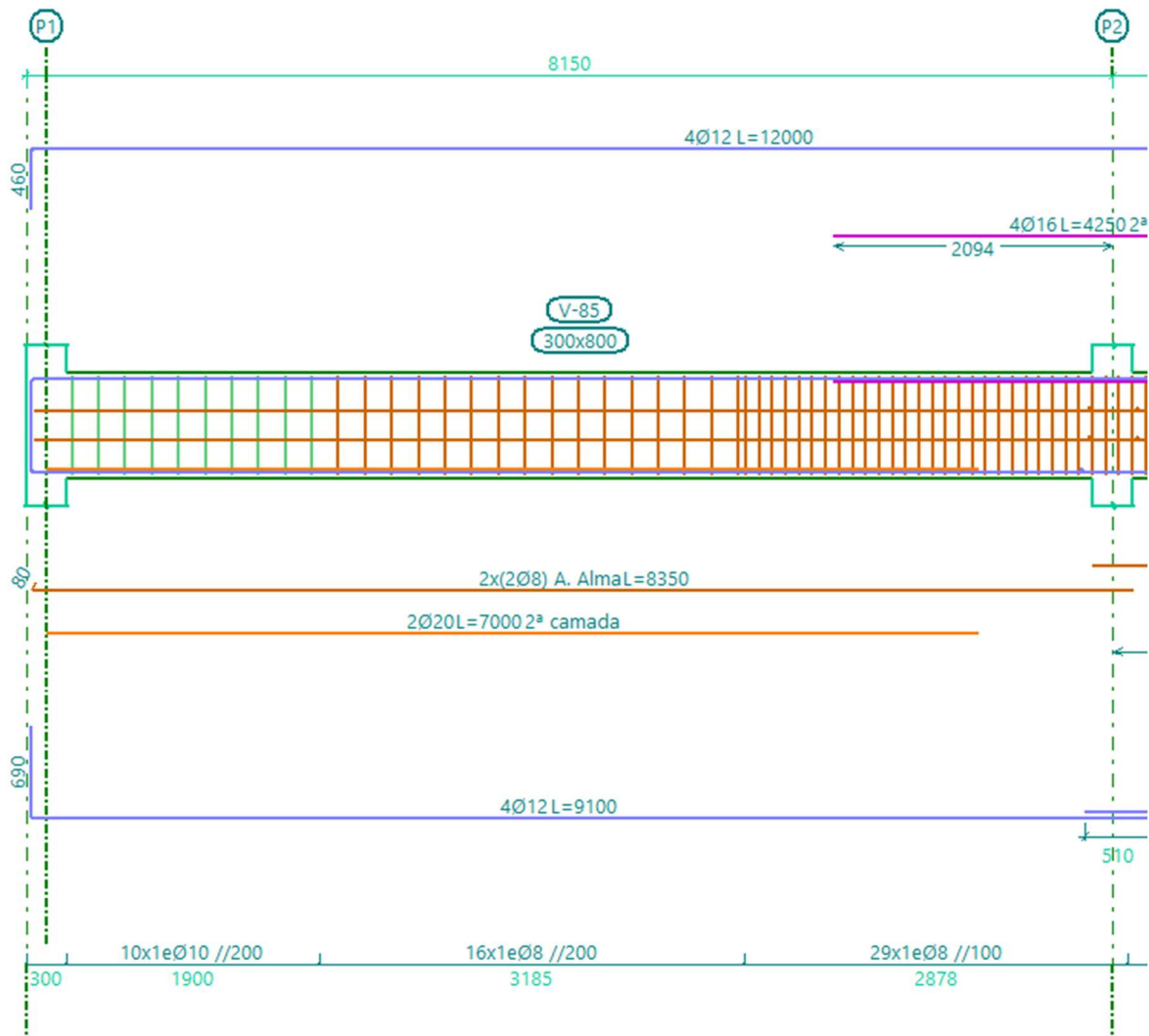


Figura 2.63 - armadura longitudinal da viga calculada pelo software

Para validar esse dimensionamento feito pelo software utilizou-se nos cálculos a seguir as tabelas de dimensionamento de secções de betão segundo o Eurocódigo 2. Para calcular a armadura necessária para a secção retangular de 0.30x0.80cm que esta sujeita a um momento fletor de cálculo de 275.20 kN.m, sabe-se que o betão é da classe C30/37 e o aço S500. A seguir estão os dados para o dimensionamento dessa viga:

- $h = 0,80 \text{ cm}$
- $d = 0,75 \text{ cm}$
- $b = 0,30 \text{ cm}$
- $M_{ed} = M_{rd} = 25720 \text{ kN.m}$
- $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$
- $f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1.5} = \frac{30}{1.5} = 20 \text{ MPa} = 20000 \text{ KPa}$

- $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$
- $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1.15} = \frac{500}{1.15} = 435 \text{ MPa} = 435000 \text{ KPa}$

Utilizando a Tabela 1 C12-C90_S500 vem:

$$u = \frac{MRd}{b \cdot h^2 \cdot f_{cd}} = \frac{275.20}{0.3 \cdot 0.75^2 \cdot 20000} = 0,082 \quad (2.19)$$

Entra-se com esse valor de u na Tabela 1 C12-C90_S500 e se tira os valores w e a :

- $w = 0,109$
- $a = 0,086$

Portanto:

$$A_s = w \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,109 \cdot 0,30 \cdot 0,75 \cdot \frac{20000}{435000} = 0,001128 \text{ m}^2 = 11,28 \text{ cm}^2 \quad (2.20)$$

Sabendo que essa área foi calculada para uma única face da viga, considera-se esse valor calculado para as duas faces de aproximadamente $22,6 \text{ cm}^2$.

O dimensionamento feito pelo software apresentou na face inferior $4\Phi 12 = 4,52 \text{ cm}^2$ com reforço de $2\Phi 20 = 6,28 \text{ cm}^2$ e na face superior $4\Phi 12 = 4,52 \text{ cm}^2$ com reforço de $4\Phi 16 = 8,04 \text{ cm}^2$ no apoio da direita na face superior, tem-se uma área de aproximadamente $23,36 \text{ cm}^2$, conforme Tabela 2.12.

Comparando a área aqui calculada com a área calculada pelo *software CypeCad*, pode-se validar o dimensionamento feito pelo programa, já que os números são da mesma ordem de grandeza e a área necessária calculada não passou da área calculada pelo software.

O diagrama de esforço transverso dos vãos da viga contínua em análise esta indicado na Figura 2.64.

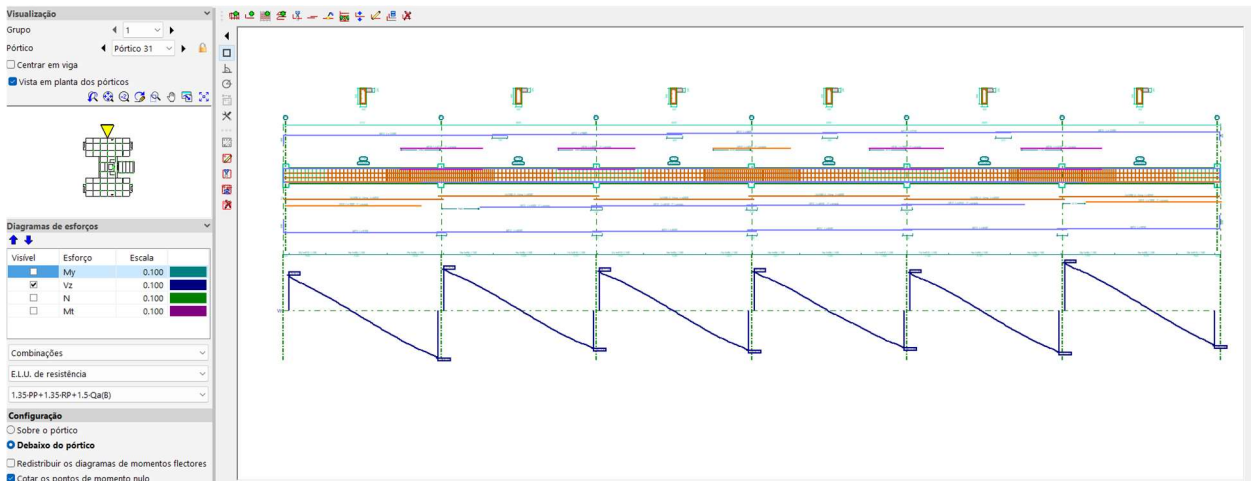


Figura 2.64 – Diagrama de esforço transverso da viga contínua em análise

Para validação da armadura de estribos dimensionada pelo *software CypeCad*, será analisado o esforço transverso do primeiro vão dessa viga indicado na Figura 2.65.

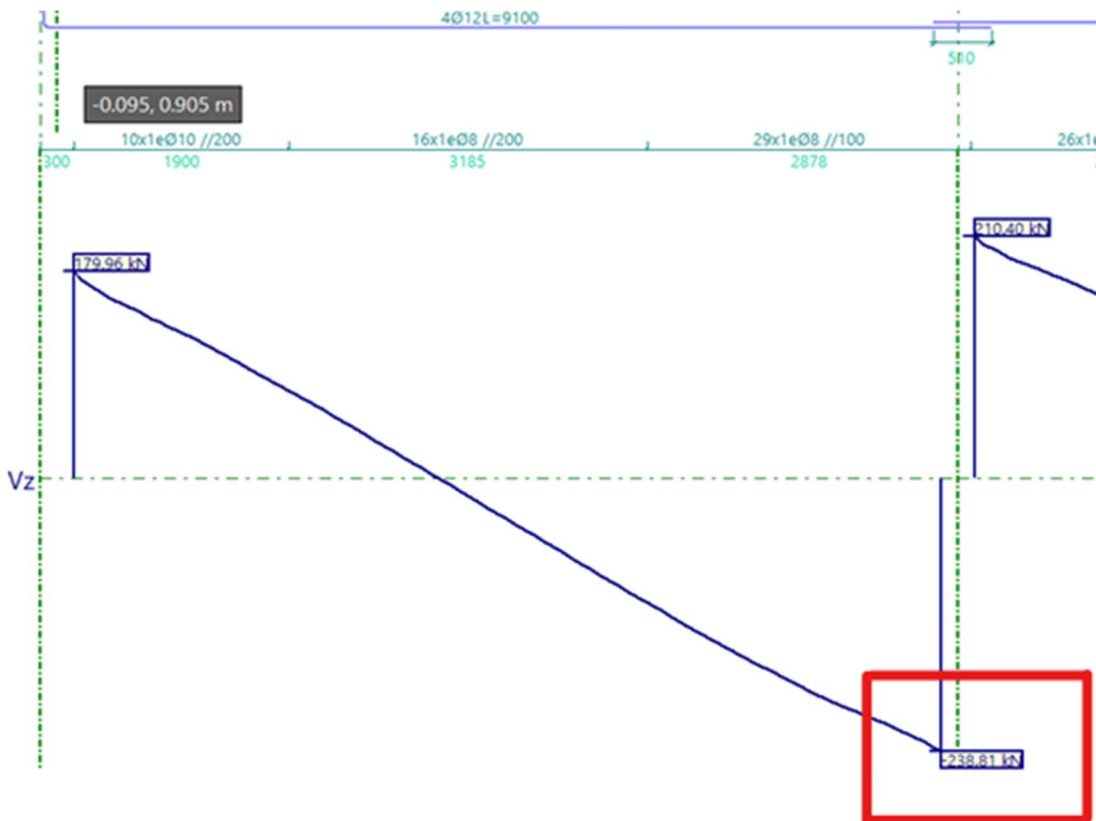


Figura 2.65 – Diagrama de esforço transverso no primeiro vão da viga

Para a validação do esforço transversal na viga, calculou-se a seguir o esforço transversal no primeiro vão dessa viga contínua com a majoração de cargas indicada: 1,35PP (Peso Próprio) + 1,35 RP (Restantes Cargas Permanentes) + 1,5Qa(B)(Sobrecargas). A carga atuante na viga é de 58 kN/m conforme (2.17).

Para cálculo do esforço transversal nesse vão de extremidade, considerando as fórmulas para vigas contínuas indicadas na Figura 2.61, será utilizada a seguinte fórmula:

$$V = \frac{Pl}{2} \quad (2.21)$$

Sabendo que o vão tem 8.15m, então:

$$V = \frac{58 \cdot 8.15}{2} = 236,35 \text{ kN}$$

Analisando os valores de esforços transversos calculados pelo software $V = 238,81 \text{ kN}$ (indicado pelo retângulo vermelho na Figura 2.65) e o calculado acima $V = 236,35 \text{ kN}$, pode-se perceber que são valores muito próximos, da mesma ordem de grandeza, com isso é possível validar os esforços calculados pelo software.

Sendo então esse esforço transversal validado, será analisado o dimensionamento da armadura transversal dimensionada pelo software, ver Figura 2.66.

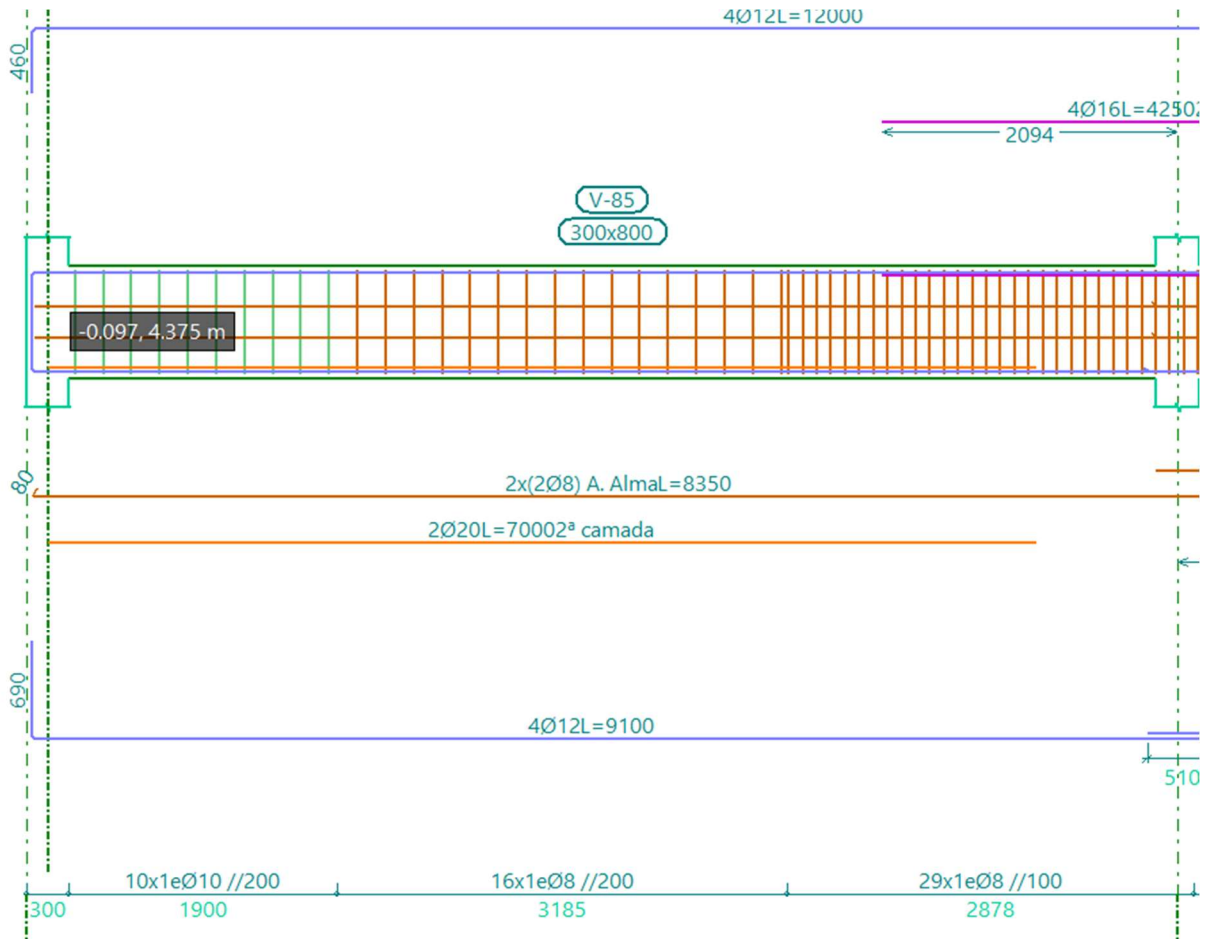


Figura 2.66 - Estribos dimensionados para a viga

Sabendo-se que a viga tem 0.30x80 cm, a classe do betão é C30/37, o aço S-500 e admitindo-se cobrimento de 5 cm, tem-se:

- $h = 0,80 \text{ m} \rightarrow d = 0,76 \text{ m}$
- $b_w = 0,30 \text{ m}$
- Betão C30 $\rightarrow f_{ck} = 30 \text{ MPa} \rightarrow f_{cd} = \frac{30}{1,50} = 20 \text{ MPa}$
- S-500 $\rightarrow f_{yk} = 500 \text{ MPa} \rightarrow f_{yd} = \frac{500}{1,15} = 435 \text{ MPa}$
- $V_{Ed} = V_{Rd,s} = 236,35 \text{ kN}$

Para validação desse dimensionamento será seguido os seguintes passos, de acordo com FELIX (n/c) conforme Eurocódigo 2, para estribos verticais:

i) Verificação de $V_{Rd,máx}$

$$V_{Rd,máx} = b_w * z * v * \frac{f_{cd}}{\cot\theta + \tan\theta} \tag{2.22}$$

Em que:

b_w : menor largura da secção entre banzos tracionado e comprimido

z : Braço do binário das forças interiores

v : valor reduzido do esforço normal

θ : angulo de inclinação formado pela escora comprimida de betão com o eixo da vida

Então:

$$z = 0,9 * d = 0,9 * 0,76 = 0,684 \text{ m} \quad (2.23)$$

$$v = 0,6 * \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0,6 * \left(1 - \frac{30}{250}\right) = 0,528 \quad (2.24)$$

O ângulo de inclinação da escora comprimida do betão está limitado pelo intervalo de valores: $1 \leq \cotg\theta \leq 2.5$, onde $\cotg\theta = 2.5$ corresponde a solução mais econômica. Admitindo $\cotg\theta = 1.0$, virá:

$$V_{Rd,máx} = 0,3 * 0,684 * 0,528 * \frac{20000}{1 + \frac{1}{1}} = 1084 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} < V_{Rd,máx} \rightarrow \text{Verifica}$$

ii) Cálculo de estribos

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} * z * f_{yd} * \cotg\theta \quad (2.25)$$

$$236,35 = \frac{A_{sw}}{s} * 0,684 * 435000 * 1,0$$

$$\frac{A_{sw}}{s} = 7,94 * 10^{-4} \text{ m}^2/\text{m} = 7,94 \text{ cm}^2/\text{m}$$

A taxa de armadura de esforço transverso é dada pela expressão:

$$p_w = \frac{A_{sw}}{s} * \frac{1}{b_w * \text{sen } \alpha} \quad (2.26)$$

Em que:

A_{sw} : área da secção transversal das armaduras de esforço transverso existente no comprimento s

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

b_w : menor largura da secção entre banzos tracionado e comprimido

α : ângulo formado pela armadura de esforço transversal com o eixo da viga

Então a percentagem de estribos na secção:

$$p_w = 7,94 * 10^{-4} * \frac{1}{0,3 * \text{sen } 90} = 0,00265 = 0,265 \%$$

iii) Verificação de $p_{w,min}$

O valor da armadura mínima de esforço transversal a dispor em vigas depende da classe de betão e do tipo de aço é dado pela expressão:

$$p_{w,min} = \frac{0,08 * \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \quad (2.27)$$

$$p_{w,min} = \frac{0,08 * \sqrt{30}}{500} = 0,00088 = 0,088\%$$

$$p_{w,min} < p_w \rightarrow \text{Adota-se } p_w$$

$$\frac{A_{sw}}{s} = p_w * b_w = 0,00265 * 0,3 = 7,94 * 10^{-4} \text{ m}^2/\text{m} = 7,94 \text{ cm}^2/\text{m}$$

iv) Cálculo do máximo espaçamento longitudinal

$$s_{l,máx} = 0,75 * d * (1 + \text{cotg } \alpha) \quad (2.28)$$

$$s_{l,máx} = 0,75 * 0,76 * (1 + 0) = 0,57 \text{ m}$$

v) Cálculo do máximo espaçamento transversal

$$s_{t,máx} = 0,75 * d \leq 600 \text{ mm}$$

$$s_{t,máx} = 0,75 * 0,76 = 0,57 \leq 0,60 \text{ m}$$

vi) Solução de armadura

De acordo com a Tabela 2.13:

Estribos de 2 ramos $\Phi 8 // 0,125 \text{ m} \rightarrow \left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{eff} = 8,04 \text{ cm}^2/\text{m}$ (solução mais econômica)

Estribos de 2 ramos $\Phi 8 // 0,10 \text{ m} \rightarrow \left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{eff} = 10,05 \text{ cm}^2/\text{m}$ (solução alternativa)

Tabela 2.13 - Valores de $\frac{A_{sw}}{s}$ em cm^2/m

Nº de ramos	Ø [mm]	s [m]										
		0.05	0.075	0.10	0.125	0.15	0.175	0.20	0.225	0.25	0.275	0.30
2	6	11.31	7.54	5.65	4.52	3.77	3.23	2.83	2.51	2.26	2.06	1.88
	8	20.11	13.40	10.05	8.04	6.70	5.74	5.03	4.47	4.02	3.66	3.35
	10	31.42	20.94	15.71	12.57	10.47	8.98	7.85	6.98	6.28	5.71	5.24
	12	45.24	30.16	22.62	18.10	15.08	12.93	11.31	10.05	9.05	8.23	7.54
3	6	16.96	11.31	8.48	6.79	5.65	4.85	4.24	3.77	3.39	3.08	2.83
	8	30.16	20.11	15.08	12.06	10.05	8.62	7.54	6.70	6.03	5.48	5.03
	10	47.12	31.42	23.56	18.85	15.71	13.46	11.78	10.47	9.42	8.57	7.85
	12	67.86	45.24	33.93	27.14	22.62	19.39	16.96	15.08	13.57	12.34	11.31
4	6	22.62	15.08	11.31	9.05	7.54	6.46	5.65	5.03	4.52	4.11	3.77
	8	40.21	26.81	20.11	16.08	13.40	11.49	10.05	8.94	8.04	7.31	6.70
	10	62.83	41.89	31.42	25.13	20.94	17.95	15.71	13.96	12.57	11.42	10.47
	12	90.48	60.32	45.24	36.19	30.16	25.85	22.62	20.11	18.10	16.45	15.08
5	6	28.27	18.85	14.14	11.31	9.42	8.08	7.07	6.28	5.65	5.14	4.71
	8	50.27	33.51	25.13	20.11	16.76	14.36	12.57	11.17	10.05	9.14	8.38
	10	78.54	52.36	39.27	31.42	26.18	22.44	19.63	17.45	15.71	14.28	13.09
	12	113.10	75.40	56.55	45.24	37.70	32.31	28.27	25.13	22.62	20.56	18.85
6	6	33.93	22.62	16.96	13.57	11.31	9.69	8.48	7.54	6.79	6.17	5.65
	8	60.32	40.21	30.16	24.13	20.11	17.23	15.08	13.40	12.06	10.97	10.05
	10	94.25	62.83	47.12	37.70	31.42	26.93	23.56	20.94	18.85	17.14	15.71
	12	135.72	90.48	67.86	54.29	45.24	38.78	33.93	30.16	27.14	24.68	22.62

A armadura adotada pelo *software* para a extremidade do vão com maior esforço transversal foi de $\Phi 8 //$ (espaçados) 0,10 m, ver Figura 2.67, o que corresponde a uma $\frac{A_{sw}}{s} = 10,05 \text{ cm}^2/\text{m}$.

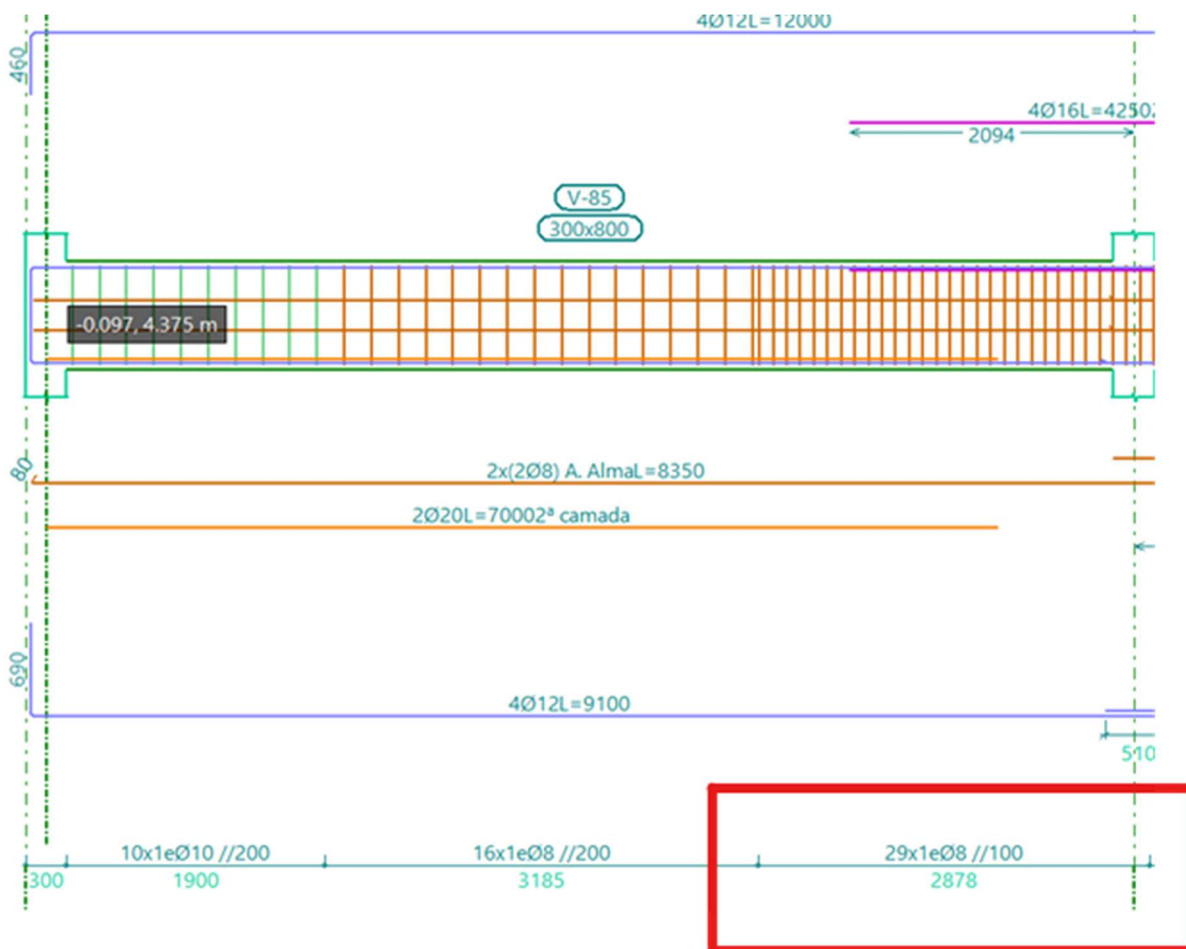


Figura 2.67 – Armadura de estribos adota na secção em análise

Sabendo-se que foi optado por utilizar ferros de $\Phi 8$ a $\Phi 10$ para que se houvesse uma maior uniformidade entre os estribos das vigas e evitassem erros de obra, tem-se então validado o dimensionamento feito pelo *software*, pois a solução alternativa acima calculada para o esforço transversal de 236.35 kN , é de $\Phi 8 // 0.10$, o que corresponde a solução adotada pelo programa.

2.3.5 Lajes

No caso específico das lajes, a metodologia adotada foi a seguinte. Para a verificação no Estado Limite Último das lajes, foi realizado um estudo considerando tanto o cenário de Estado Limite Último quanto o Estado Limite de Serviço. O dimensionamento no Estado Limite Último foi realizado utilizando os diagramas de dimensionamento de armaduras para os esforços aos quais a estrutura está sujeita, gerados automaticamente pelo *software*.

O *software* apresenta diversos diagramas com os momentos fletores (kNm/m) e áreas de armaduras necessárias (cm²/m). Para facilitar a análise, nos mapas de armaduras, na escala de cores são apresentados os resultados para quantidades de armadura superiores às das armaduras base.

A título de exemplo, um desses diagramas é apresentado abaixo (momentos fletores na direção x), ver Figura 2.68.

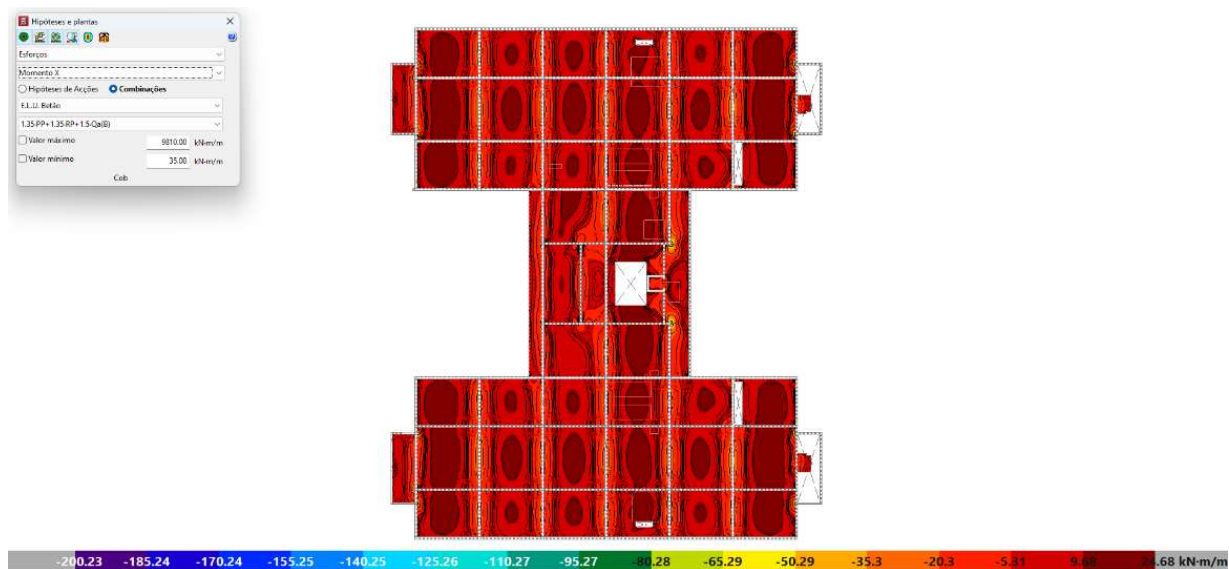


Figura 2.68 – Momentos fletores na direção x

Relativamente aos Estados Limites de Serviço, foram realizados os controles de Fendilhação e Deformações de forma indireta.

A metodologia adotada para garantir o controle da fendilhação nas lajes é explicada a seguir:

- Conforme a EN1992-1-1 (EC2), foi considerada uma abertura de fendas recomendada de $w_k = 0,3$ mm para a Combinação de ações quase-permanentes (Elementos de Betão Armado com Classe de Exposição XC3).
- Nas lajes, optou-se estrategicamente pela utilização de varões com diâmetros reduzidos, como 8mm e 10mm.

CAPÍTULO 2

- De acordo com o ponto 7.3.3 do EC2 e considerando que a espessura das lajes é de 20 cm, e todas as disposições construtivas previstas no ponto 9.3 da legislação estão sendo cumpridas, a verificação das regras detalhadas especificadas no ponto 7.3.4 do EC2 pode ser dispensada, limitando o diâmetro dos varões.
- Com um diâmetro máximo de 10mm e a abertura de fendas recomendada de $w_k = 0,3\text{mm}$, limitando a tensão em serviço a 320 MPa, a verificação da abertura de fendas é automaticamente atendida, sem a necessidade de apresentar cálculos detalhados. Dessa forma, o controle automático da fendilhação é garantido se as armaduras trabalharem com tensões em torno de 320 MPa para cargas de serviço. Já a verificação para o Estado Limite Último é realizada com as tensões de cedência nas armaduras de 435 MPa, considerando os valores de cálculo ($\gamma_g = 1,35$ para ações predominantes; $\gamma_Q = 1,5$ para ações variáveis).
- Levando em conta que o coeficiente de majoração de cargas médio $\gamma_{\text{méd}}$ é aproximadamente 1,4, valor conservador considerando a média entre 1,35 e 1,50 (1,425) e que as cargas permanentes são superiores às cargas variáveis, conclui-se que a majoração de cargas para análise no Estado Limite Último ($\gamma_{\text{méd}} = 1,4$) é superior à proporção entre a tensão no aço necessária para garantir a Verificação no Estado Limite Último e o controle da fendilhação ($1,36 = 435 / 320$).
- Com base nessas considerações, conclui-se que, ao limitar o diâmetro máximo a 10mm e garantir a verificação da armadura longitudinal das lajes no Estado Limite Último, a verificação da fendilhação das lajes é automaticamente garantida. Portanto, não são apresentados cálculos da fendilhação das lajes devido a essas razões.

CAPÍTULO 3

OUTROS PROJETOS DESENVOLVIDOS

3.1 INSPEÇÃO REALIZADA PARA ESTUDO TÉCNICO/ ECONÔMICO PARA TRANSFORMAÇÃO DE ARMAZÉM DE AÇÚCAR-EM-RAMA EM PRODUTO ACABADO

A empresa Eleven Steps foi contactada para realizar um estudo técnico / econômico para a transformação de um armazém e açúcar-em-rama em produto acabado. Para início dos trabalhos foi realizada uma visita a empresa solicitante para uma inspeção técnica, com o intuito de se recolher informações sobre a estrutura em questão. A equipa de engenheiros da empresa se deslocou até a refinaria de açúcar e avaliou a estrutura primeiramente de forma visual, retirando fotos e recolhendo informações preliminares com o responsável da empresa. A cobertura é composta por uma casca de fibrocimento. Na Figura 3.1, pode-se ver a vista aérea do armazém de açúcar, que tem aproximadamente 4600 m² e está indicado com um retângulo vermelho.

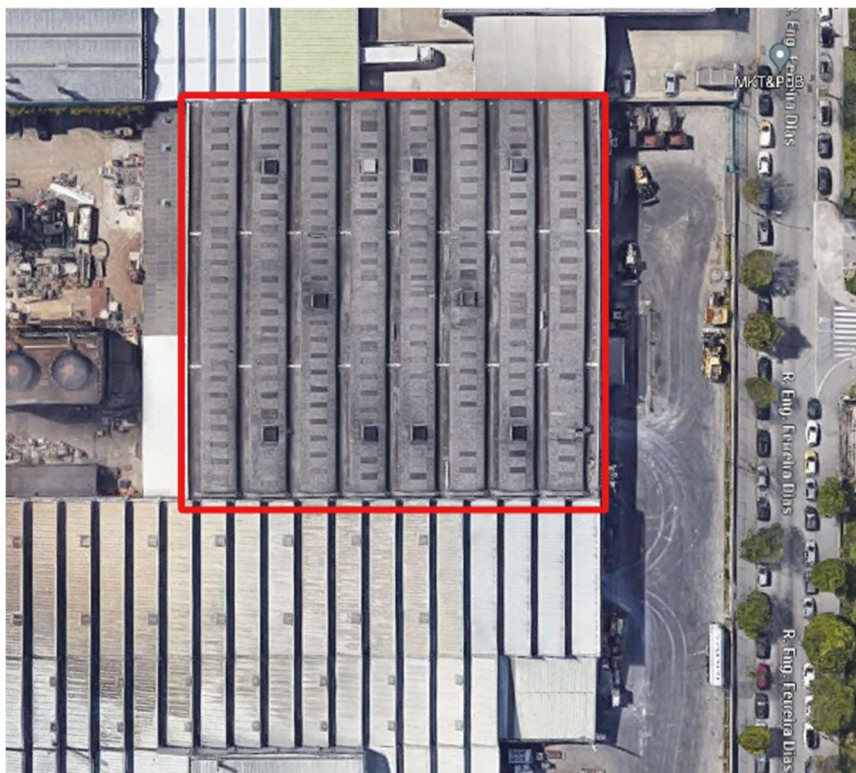


Figura 3.1 - Vista aérea do armazém da refinaria de açúcar (Google Maps, 2023)

O pé direito do armazém tem em média 9,5 metros de altura e na Figura 3.2, pode-se ver cortes dos mesmos, onde pode ser visto o formato da casca de fibrocimento.

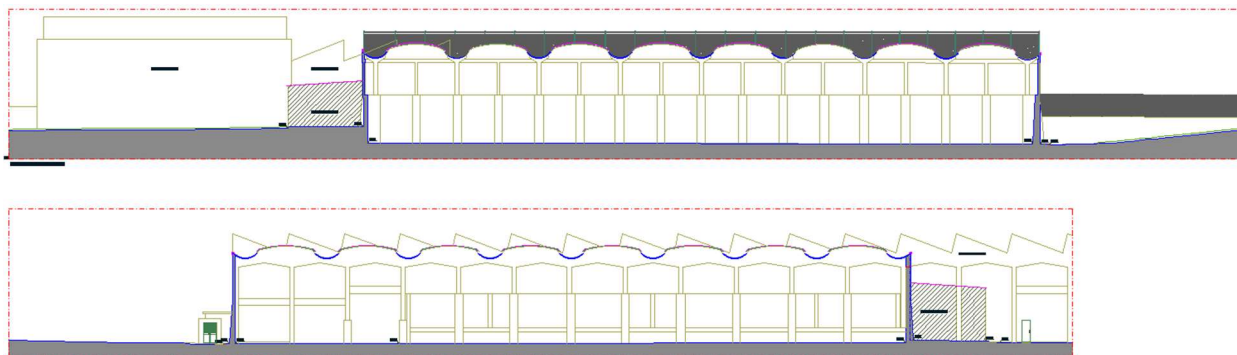


Figura 3.2 - Cortes do armazém (Eleven Steps, 2023)

A Figura 3.3, indica a vista frontal do armazém, onde pode ser visto o portão de entrada dele, onde o cliente solicitou que fosse feita uma proposta de modificação do portão de entrada ao armazém também.

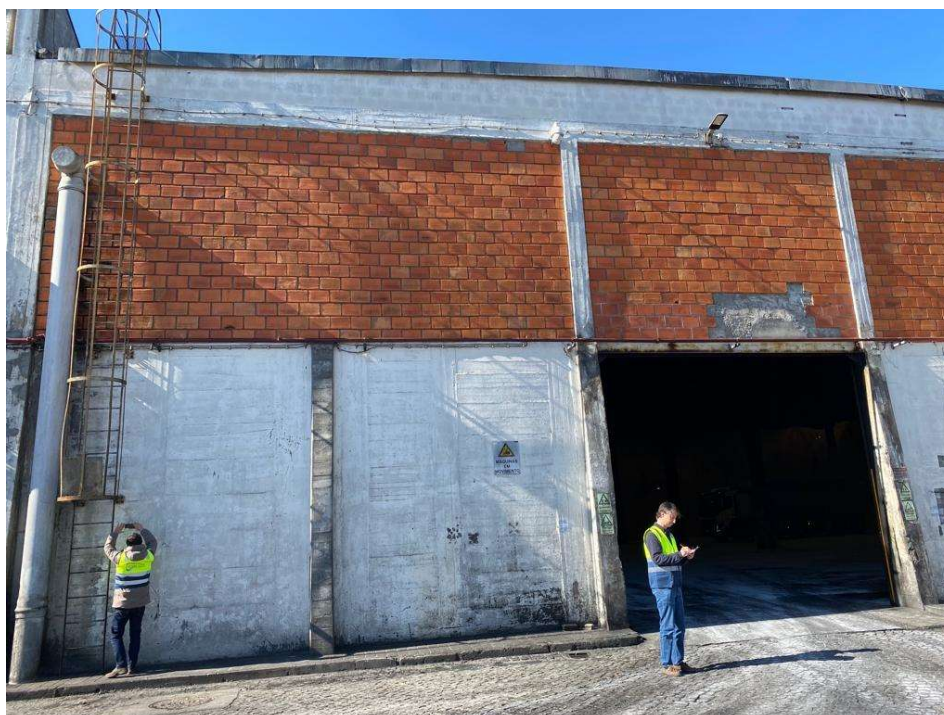


Figura 3.3 - Vista do armazém de açúcar

Nas Figuras 3.4, 3.5 e 3.6, a seguir, podem ser vistas fotos retiradas na parte interna do armazém, onde pode ser visto a parte inferior do telhado de fibrocimento e suas condições físicas.

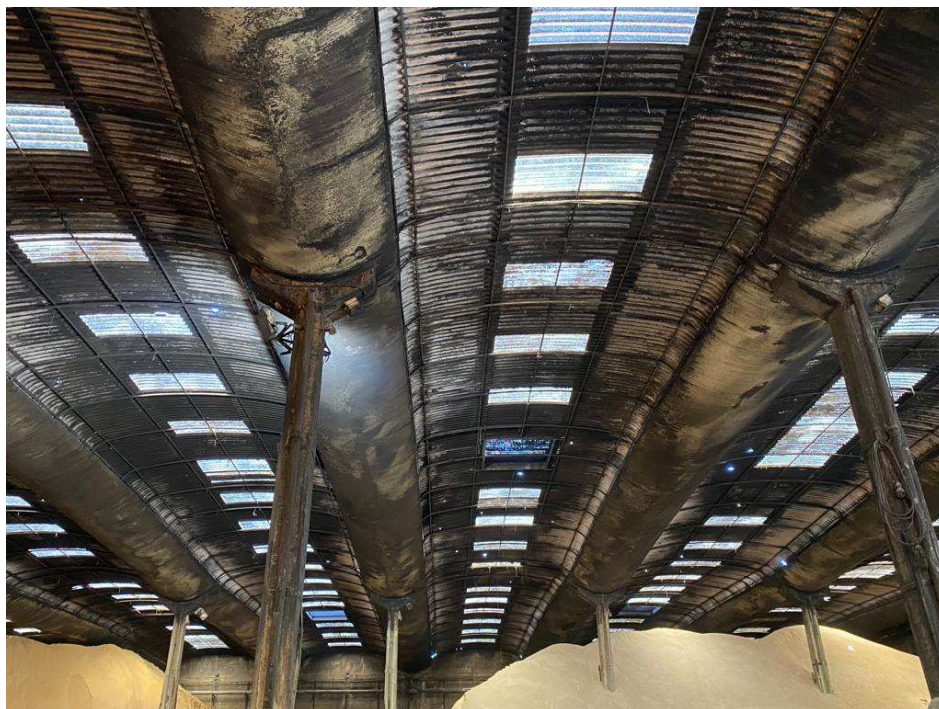


Figura 3.4 - Vista inferior 1 do telhado de fibrocimento



Figura 3.5 - Vista inferior 2 do telhado de fibrocimento



Figura 3.6 - Vista inferior 3 do telhado de fibrocimento

Já nas Figuras 3.7, 3.8 e 3.9, pode ser vista a parte superior do telhado em fibrocimento em fotografias retiradas no local.



Figura 3.7 – Vista superior 1 do telhado de fibrocimento



Figura 3.8 - Vista superior 2 do telhado de fibrocimento

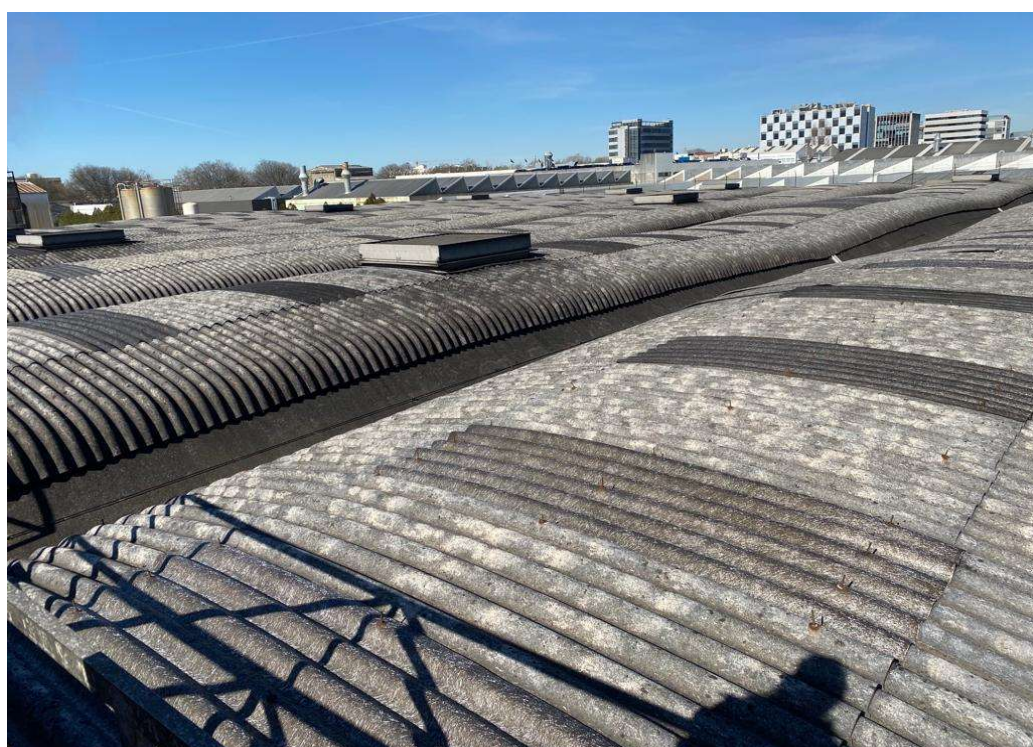


Figura 3.9 - Vista superior 3 do telhado de fibrocimento

O desenvolvimento das possíveis intervenções foi realizado por outro engenheiro da equipa da Eleven Steps, e a estagiária acompanhou o desenvolvimento para aquisição de conhecimento. Dentre as soluções propostas estão:

- Solução A: Adaptação do armazém existente (2 alinhamentos de pilares, mantendo a altura do telhado)
- Solução B: Nova estrutura (1 linha de pilares a meio com adição de 1.50m de altura)
- Solução C: Nova estrutura (sem pilares no miolo com adição de 1.50m de altura);
- Tratamento da fachada Este: Apresenta uma nova visão para a fachada.

Para realização da solução A, é necessário a substituição das chapas de fibrocimento, o tratamento da estrutura metálica, a lavagem e pintura das cascas, pilares e paredes. Sendo que para isso será necessário a realização de um novo pavimento térreo, o novo material a se utilizar terá boa resistência ao fogo natural e o pé-direito mantém-se.

Para a realização da solução B se faz necessário a demolição total da estrutura interior existentes, a nova estrutura será em pré-fabricados. Com isso, será feita uma nova cobertura e um novo pavimento térreo, sendo necessário a construção de um novo alinhamento de pilares ao centro. O material utilizado terá boa resistência ao fogo natural e o pé-direito poderá ser superior ao existente.

Já para a solução C, será necessária a demolição da estrutura existente e a construção de uma nova cobertura que será uma estrutura metálica, onde suas asnas terão altura de 3.5m. Para isso também se faz necessário a construção de um novo pavimento térreo, a novidade nessa solução é a ausência de pilares interiores. Vale ressaltar que para que haja resistência ao fogo nessa estrutura o material a ser utilizado será caro e potencialmente pouco eficaz, no entanto o pé direito pode ser superior ao já existente.

Em todas as soluções apresentadas, pode-se ver vantagens e desvantagens, na Figura 3.70 são apresentadas de forma clara, quais são as soluções e suas vantagens e desvantagens correspondentes, para que se possa fazer uma análise.



Figura 3.10 - Vantagens e desvantagens de cada solução (Eleven Steps, 2023)

A intervenção escolhida foi a Solução A e o principal motivo para a escolha foi o fator de custo, pois, além da solução escolhida atender as necessidades do cliente, ela será a mais barata.

Além das soluções de intervenção do armazém também foi proposto um tratamento da fachada Este do armazém 4 da refinaria de açúcar, que dará uma nova visão para a fachada. E para essa intervenção será necessário a demolição da parede metálica existente, onde será construída uma nova parede de betão armado, e será necessário fazer um reforço das paredes e da estrutura metálica existentes, ver Figura 3.11.

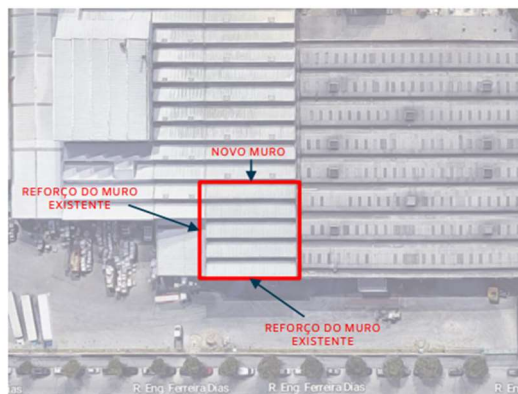


Figura 3.11 - Esquema da solução proposta para renovação da Fachada Este (Eleven Steps, 2023)

3.2 MEDIÇÕES E LEVANTAMENTOS QUANTITATIVOS REALIZADOS PARA OS EDIFÍCIOS CACI E RAI

Nas duas primeiras semanas do mês de maio foram realizadas medições de elementos estruturais de betão armado dos edifícios de um Centro de Atividades e Capacitação para Inclusão (CACI) e um conjunto de seis Residências de Autonomização e Inclusão (RAI) localizados em Vimioso, com o objetivo de ser feita uma estimativa orçamental dos materiais e serviços para sua execução. Na Figura 3.12, apresenta-se a vista superior da localização das residências.



Figura 3.12 – Vista da localização do CACI e RAI (Eleven Steps, 2023)

Um dos projetos tem como objetivo a instalação de um Centro de Atividades e Capacitação para a Inclusão (CACI), no atual edifício da antiga Escola primária de Carção, através de uma operação de reabilitação e ampliação do edifício existente, capaz de qualificar não só o edifício, como também o sítio, o espaço público e o contexto em que se insere. Para o desenvolvimento deste projeto foi afetada a parte do terreno onde se localiza o edifício da antiga Escola, com uma área de 1.240,80m², que inclui o atual edifício da Antiga Escola Primária de Carção.

CACI é uma residência com dois pisos, como pode ser visto no corte indicado na Figura 3.13, e após a intervenção terá acréscimo de elementos de betão armado e madeira, conforme indicado nas Figura 3.14 e 3.15.

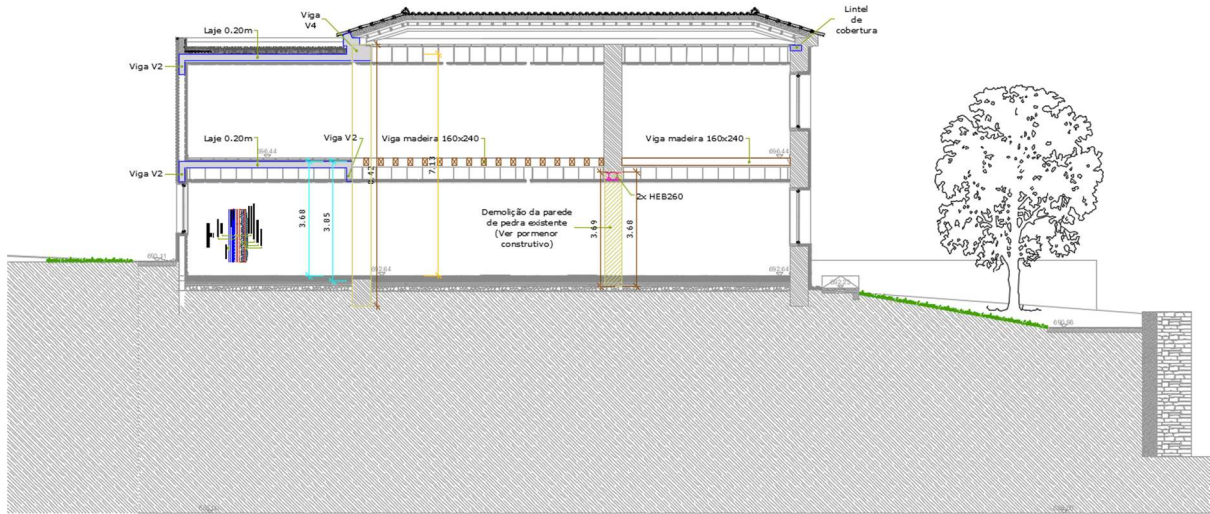
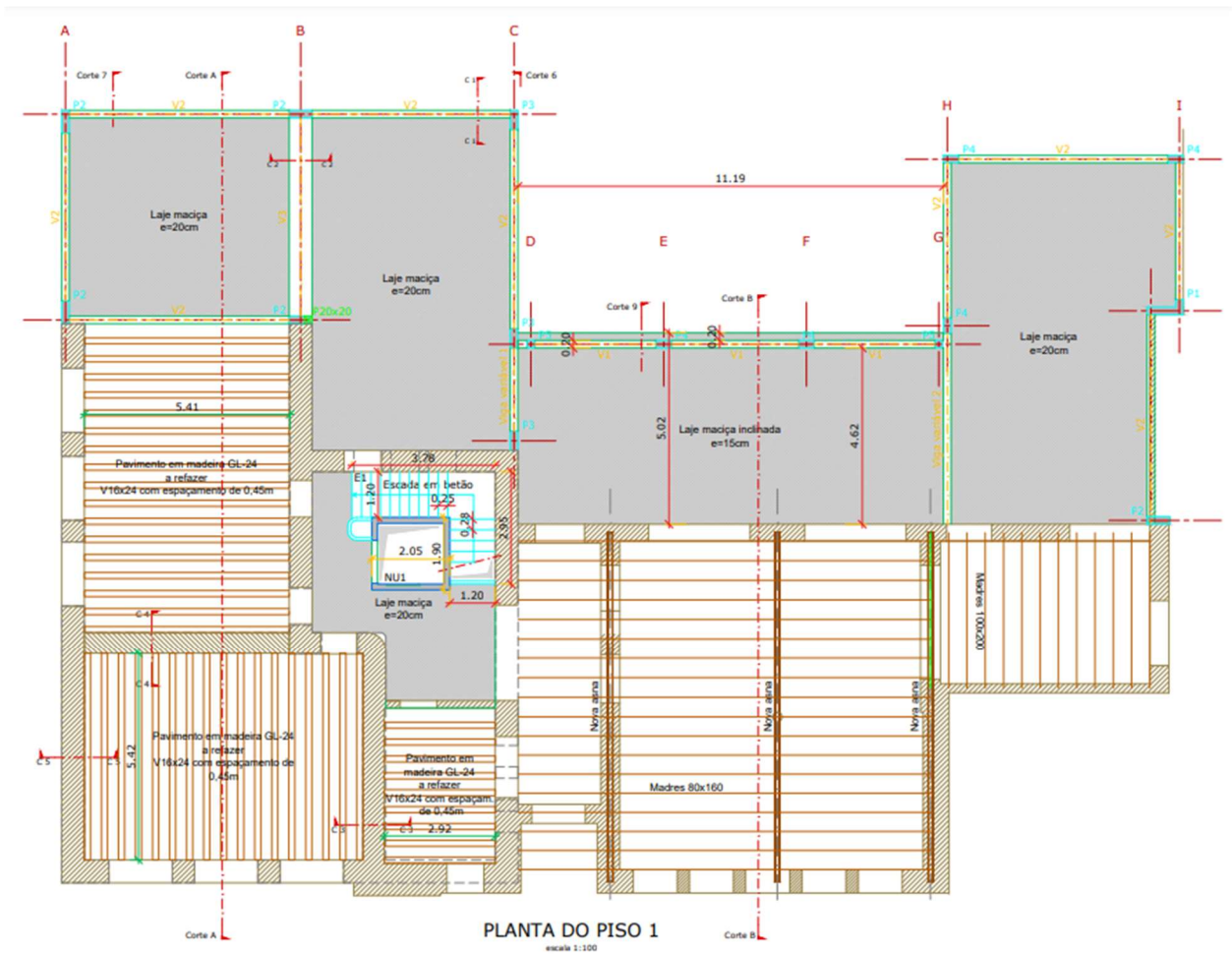


Figura 3.13 – Corte da Residência CACI (Eleven Steps, 2023)



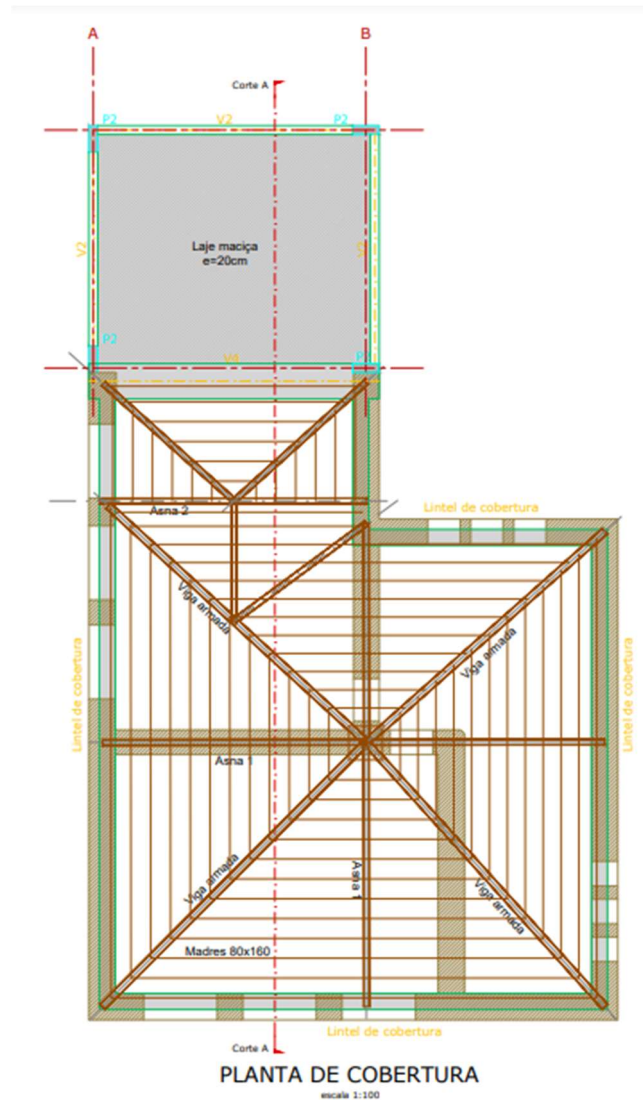


Figura 3.15 – Planta da cobertura CACI (Eleven Steps, 2023)

A estagiária teve acesso aos projetos que já estavam prontos e fez o levantamento quantitativo dos volumes e áreas necessários para o movimento de terra, como escavações e aterros para terraplanagem e aberturas de caboucos, além de ter realizado medições de elementos estruturais como sapatas, lintéis, pilares, paredes, vigas, lajes maciças, escadas, caixas de elevador, lajes e pavimento térreo. A seguir são apresentadas imagens dos dados levantados com a estimativa de custo para os respectivos serviços.

Nas Figura 3.16 e 3.17 a seguir estão apresentadas imagens com a descrição detalhada dos elementos medidos do CACI com suas respectivas medidas.

ESTIMATIVA ORÇAMENTAL - R0

ARTº	DESCRIÇÃO	Un	QUANTIDADES	PREÇOS	
				UNITÁRIOS	TOTAIS
1	DEMOLIÇÕES				XXXX.XX
1,1	Demolições gerais necessárias à execução do projecto, com equipamentos ligeiros de forma a não provocar demasiadas vibrações no edifício, incluindo transporte de material sobranete a vazadouros certificados e escoramentos provisórios de toda a estrutura, conforme peças desenhadas.				
1.1.1	Paredes em alvenaria de granito (espessura de parede considerada igual a 50cm (a confirmar em obra).	m ³	36,58	xxx.xx	
2	MOVIMENTO DE TERRAS				XXXX.XX
2,1	Escavação e abertura de caboucos em terreno de qualquer natureza, para implantação dos elementos estruturais nas cotas de projecto, incluindo entivações, reposição do terreno existente, drenagens, aterro, compactação, carga, transporte e descarga dos produtos sobranetes a vazadouro fora do local da obra, de acordo com os pormenores do projecto. NOTA: Medido na vertical				
2.1.1	Escavação geral (Edifício + zona elevador exterior)	m ³	446,50	xx.xx	XXXX.XX
2.1.2	Caboucos	m ³	22,85	xx.xx	XXXX.XX
3	BETÃO ARMADO "CINZA"				XXXX.XX
3,1	Fornecimento e colocação de betão de regularização C12/15 (X0 Cl 1.0, S3), na regularização da superfície de fundo, conforme pormenores e C.E..				
3.1.1	Em sapatas	m ³	2,38	xxx.xx	XXXX.XX
3.1.2	Em linteis	m ³	0,52	xxx.xx	XXXX.XX
3.1.3	Em Escadas (interior do edifício)	m ³	0,03	xxx.xx	XXXX.XX
3,2	Execução de Betão normal "cinzento" da classe C30/37 , XC2(P), Cl0.4, S3, D20m, incluindo Moldes para betão não à vista e Armadura A500 fornecimento, colocação, compactação, cura de betão, hidrófugo de massa nos elementos em contacto com o terreno e todos os trabalhos e materiais necessários para a execução, conforme normenores e C.F..				
3.2.1	Em sapatas	m ³	14,71	xxx.xx	XXXX.XX
3.2.2	Em Linteis	m ³	9,42	xxx.xx	XXXX.XX
3.2.3	Em linteis de cobertura	m ³	5,20	xxx.xx	XXXX.XX
3,3	Execução de Betão armado normal "cinzento" da classe C30/37 , XC4(P), Cl0.4, S3, D20m, incluindo Moldes para betão não à vista e Armadura A500 fornecimento, colocação, compactação, cura de betão, hidrófugo de massa nos elementos em contacto com o terreno e todos os trabalhos e materiais necessários para a execução, conforme normenores e C.F..				
3.3.1	Em Pilares	m ³	8,36	xxx.xx	XXXX.XX
3.3.2	Em Vigas	m ³	16,37	xxx.xx	XXXX.XX
3.3.3	Em Lajes		47,48	xxx.xx	XXXX.XX
3.3.4	Em Paredes		23,62	xxx.xx	XXXX.XX
3.3.5	Em Escadas		2,52	xxx.xx	XXXX.XX
4	ESTRUTURA DE MADEIRA				XXXX.XX
4,1	Fornecimento e colocação de elementos de madeira lamelada colada GL24h , incluindo fornecimento, transporte, armazenagem, colocação, desperdícios, entalhes nas ligações, parafusos M20/24 (6.8), pré-furação, parafusos de enroscar, ligações tradicionais de madeira (para os pormenores não definidos no projecto) e todos os materiais e trabalhos complementares, conforme peças escritas e desenhadas do projecto, nos seguintes elementos:				
4.1.1	Viga de madeira VM 80x160	m	525,00	xx.xx	XXXX.XX
4.1.2	Viga de madeira VM 100x200	m	50,00	xx.xx	XXXX.XX
4.1.3	Viga de madeira VM 120x120	m	33,00	xx.xx	XXXX.XX
4.1.4	Viga de madeira VM 120x200	m	14,00	xx.xx	XXXX.XX
4.1.5	Viga de madeira VM 120x240	m	130,00	xx.xx	XXXX.XX
4.1.6	Viga de madeira VM 160x160	m	29,00	xx.xx	XXXX.XX

Figura 3.16 - Medição e estimativa orçamental CACI (Eleven Steps, 2023)

ESTIMATIVA ORÇAMENTAL - R0

ARTº	DESCRIÇÃO	Un	QUANTIDADES	PREÇOS	
				UNITÁRIOS	TOTAIS
4.1.7	Viga de madeira VM 160x240	m	243,39	XX.XX	XXXX.XX
4,2	Fornecimento e colocação de elementos para as ligações entre as peças de madeira (chapas e placas de neoprene) , incluindo corte, furações, desperdícios, colocação em obra e pintura (C2-H).				
4.2.1	Ø16 (Titante)	m	8,00	XX.XX	XX.XX
4.2.2	Chapas metálicas (ligações)	kg	538,51	XX.XX	XXXX.XX
4.2.3	Cantoneiras	kg	129,42	XX.XX	XXX.XX
4.2.4	Placas de neoprene (300x160x10 mm)	un	32,00	XX.XX	XXX.XX
5	PAVIMENTOS TÉRREOS				XXXX.XX
5,1	PAVIMENTO TÉRREO: - Regularização e compactação do solo de fundação (95% Ensaio Proctor Modificado); - Geotextil não tecido (200 g/m2); - Base em brita 0/40 com 15 cm de espessura; - Geodrenos (ver HID); - Elemento de separação película de polietileno 200µm (com juntas sobrepostas de 20cm); - Isolamento térmico, tipo Roofmate, em XPS (5cm); - Betonilha de regularização (5cm); - Laje de betão C20/25 com 15 cm de espessura; - Rede electrosoldada tipo AQ50 centrada (A500EL) + varões Ø8a.15 em todo o contorno da laje; - Preparação adequada da superfície para colocação dos revestimentos (Ver Arq); NOTA: Esta também incluído neste artigo o mastique do tipo "Sikaflex F11C", ou equivalente, sobre cordão de espuma de	m ²	185,00	XX.XX	XXXX.XX
6	MURO DE ALVENARIA DE PEDRA				XXXX.XX
6,1	Fornecimento e aplicação de muro de alvenaria de pedra granítica, com fundação em pedra argamassada, sem faces à vista, com peças irregulares e por trabalhar, assentes em junta seca, de espessura variável em altura de acordo com os promenores de projecto.	m ³	52,01	XXX.XX	XXXX.XX
6,2	Aterro com solos competentes, compactado através de meios ligeiros, a 95% do PM executar por camadas acompanhando a construção do Muro.	m ³	73,59	XX.XX	XXXX.XX
6,3	Aterro com material grosseiro, nomeadamente pedras de media a grande dimensão D>300 mm.	m ³	23,00	XX.XX	XXX.XX
7	DIVERSOS				XXXX.XX
7,1	Execução de escadas térreas de betão + patamar à saída do elevador , com laje e degraus, incluindo cofragem e armaduras, realizada com betão C20/25 (XC2; D22; S3; Cl 0,4), aço A500 e betão de regularização. NOTA: Medido em planta.	m ²	18,00	XXX.XX	XXXX.XX
7,2	Fornecimento e aplicação de emulsão betuminosa tipo IPERKOTE , em duas demãos cruzadas, em elementos de betão em contacto com o terreno.	m ²	172,70	X.XX	XXXX.XX
7,3	Execução de abertura de vãos, em parede de alvenaria de pedra, demolição da parede (medida no primeiro artigo), colocação dos perfis metálicos (HEB), travamento dos perfis metálicos entre si através de soldadura, argamassa antitretil e e armaduras soldadas ao perfil (Ø6//0.15), de acordo com o pormenor de projecto. NOTA: Está incluído neste artigo o transporte dos materiais resultantes da abertura do vão a vazadouro licenciado e a monitorização constante da estrutura existente.	m	5,50	XXX.XX	XXXX.XX
	TOTAL				XXX.XXX.XX

Figura 3.17 - Medição e estimativa orçamental CACI (Eleven Steps, 2023)

O outro projeto tem como objetivo a construção de seis Residências de Autonomização e Inclusão (RAI), com uma capacidade para acolher 5 pessoas com deficiência e incapacidade em cada uma delas, no espaço livre que terá sido o recreio da antiga Escola primária de Carção, através de uma operação urbanística, capaz de qualificar o sítio, o espaço público e o contexto em que se insere, nomeadamente na sua relação com projeto associado à reabilitação e ampliação do edifício da Escola onde será instalado o CACI. Para o desenvolvimento deste projeto foi afetada a parte do terreno correspondente ao recreio da antiga Escola, com uma área de 1.139,86m².

Prevê-se a construção das seis Residências de Autonomização e Inclusão (RAI), baseia-se na implantação de 4 volumes de 2 pisos interligados entre si (A1, A2, B1 e B2) e organizados da seguinte forma:

- dois volumes (A1 e A2) com dois pisos cada, onde funcionarão quatro residências, uma por cada piso dos dois volumes, articulados entre si através de um núcleo onde foram localizados os acessos verticais, compostos por escada e elevador, que garantem o acesso ao piso superior;
- as residências destes dois volumes desenvolvem-se num único piso, em que os diferentes espaços interiores estão organizados e orientados ou para nascente (A2) ou para sul (A1);
- dois volumes (B1 e B2) com dois pisos cada, onde funcionarão duas residências, uma em cada um destes dois volumes, funcionando de forma autónoma entre si;
- as residências destes dois volumes desenvolvem-se em dois pisos, e os espaços interiores estão organizados de forma a estarem orientados, na sua maioria, para nascente/sul

Os edifícios estão indicados em verde na planta de implantação conforme Figura 3.18.

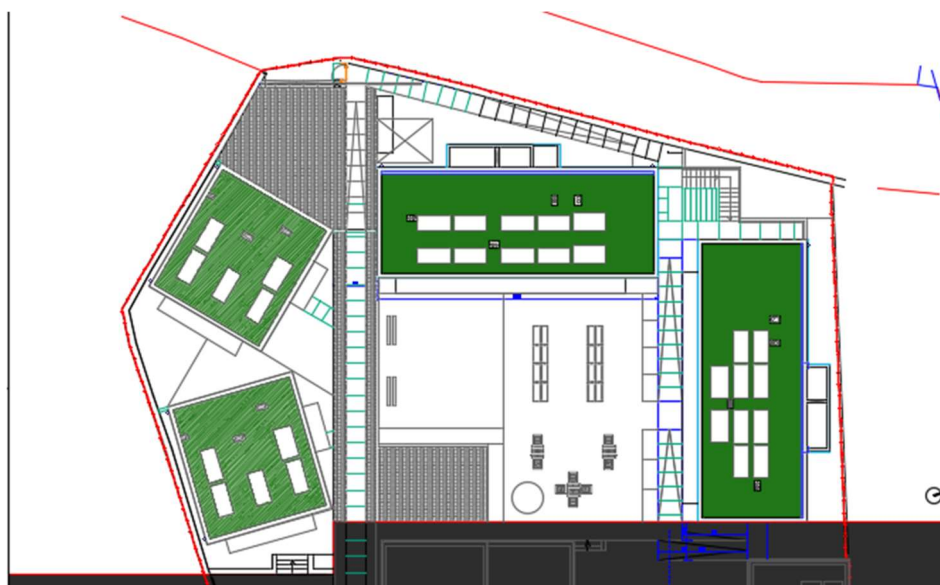


Figura 3.18 – Planta de Implantação RAI (Eleven Steps, 2023)

Após análise e medição dos elementos do projeto, chegou-se as seguintes medidas e suas respectivas unidade, conforme Figuras 3.19, 3.20 3.21 e 3.22.

Art. nº	Designação	Unid.	Quant. Parciais	Quant. Totais	Preço Uni.	Preço Parc.	Preço Total
<p>Todos os trabalhos inerentes à preparação da obra, nomeadamente a equipa de preparação nas condições expressas no Caderno de Encargos, são da responsabilidade do Empreiteiro, constituem seu encargo exclusivo, e consideram-se incluídos nos preços unitários dos trabalhos que constam do Mapa de Quantidades de Trabalho.</p>							
1 MOVIMENTO DE TERRAS							
1.1 Movimento de terras							
<p>Escavação e abertura de caboucos em terreno de qualquer natureza, para implantação dos elementos estruturais nas cotas de projecto, incluindo entivações, reposição do terreno existente, drenagens, aterro, compactação, carga, transporte e descarga dos produtos sobranes a vazadouro fora do local da obra, de acordo com as normativas de projecto.</p>							
1.1.1	- Escavação geral	m ³	649,77				
1.1.2	- Aterro geral	m ³	174,27				
1.1.3	- Abertura de caboucos						
	Sapatas isoladas	m ³	52,71				
	Sapatas contínuas	m ³	63,63				
	Total Volume Movimento de Terras	m³		940,38			
2 BETÃO ARMADO							
2.1 Betão de regularização							
<p>Fornecimento e colocação de betão de regularização C12/15 (X0 Cl 1.0, S3), na regularização da superfície de fundo, conforme pormenores e C.E..</p>							
2.1.1	Em sapatas de pilares	m ³	6,16				
2.1.2	Em sapatas de paredes e muros	m ³	3,60				
2.1.3	Em sapatas de escadas	m ³	0,08				
2.1.4	Em lintéis e muretes	m ³	2,12				
	Total Volume Betão Regularização	m³		11,96			
2.2 Betão de assentamento de lancis de granito							
<p>Fornecimento e colocação de betão C20/25 (XC2 Cl0.4, S3), na base de assentamento dos lancis guia de remate dos pavimentos exteriores em cubo de granito, conforme pormenores e C.E..</p>							
2.2.1	Em lancis guia de granito	m ³	3,74				
	Total Volume Betão	m³		3,74			
2.3 Betão armado em sapatas, lintéis de fundação, muros e muretes							

Figura 3.19 - Medição e estimativa Orçamental RAI (Eleven Steps, 2023)

Art. nº	Designação	Unid.	Quant. Parciais	Quant. Totais	Preço Uni.	Preço Parc.	Preço Total
	Execução de Betão normal "cinzento" da classe C30/37, XC2(P), C10.4, S3, D20m, incluindo fornecimento, colocação, compactação, cura de betão, hidrófugo de massa nos elementos em contacto com o terreno, armaduras em aço A500 NR, incluindo fornecimento, transporte, armazenagem, colocação, sobreposições, empalmes, desperdícios, calços, arame de atar, fornecimento e aplicação de moldes, incluindo a colocação, cimbramentos, descofragem, óleo descofrante, moldagem, desmoldagem, aplicação de emulsão betuminosa tipo FLINTKOTE, em duas demãos cruzadas, em elementos de betão em contacto com o terreno e todos os trabalhos e materiais necessários para a execução, conforme pormenores e C.E..						
2.3.1	Sapatas de pilares	m ³	49,14				
2.3.2	Em sapatas de paredes, muros e muretes	m ³	24,38				
2.3.3	Sapatas de escadas	m ³	1,31				
2.3.4	Linteis	m ³	15,08				
2.3.5	Muros e muretes	m ³	35,53				
	Total Volume Betão Armado	m³		125,44			
Art. nº	Designação	Unid.	Quant. Parciais	Quant. Totais	Preço Uni.	Preço Parc.	Preço Total
2.4	Betão armado em paredes, pilares, vigas, lajes e escadas						
	Execução de Betão armado normal "cinzento" da classe C30/37, XC4(P), C10.4, S3, D20m, incluindo fornecimento, colocação, compactação, cura de betão, hidrófugo de massa nos elementos em contacto com o terreno, armaduras em aço A500 NR, incluindo fornecimento, transporte, armazenagem, colocação, sobreposições, empalmes, desperdícios, calços, arame de atar, fornecimento e aplicação de moldes, incluindo a colocação, cimbramentos, descofragem, óleo descofrante, moldagem, desmoldagem e todos os trabalhos e materiais necessários para a execução, conforme pormenores e C.E..						
2.4.1	Em Pilares	m ³	28,98				
2.4.2	Em Paredes	m ³	24,63				
2.4.3	Em Vigas	m ³	36,27				
2.4.4	Em Lajes maciças	m ³	76,20				
2.4.5	Em Escadas	m ³	3,40				
	Total Volume Betão	m³		169,48			
3	LAJES ALIGEIRADAS						
3.1	Lajes aligeiradas de vigotas pré-fabricadas e pré-esforçadas						
	Fornecimento e colocação de laje aligeirada realizada com vigotas pré-esforçadas, abobadilhas de betão, armadura A500 e betão complementar C25/30; XC1(Pt); C10.4, incluindo zonas de maciçamento, sistema de cofragem parcial, compactação e cura de betão e todos os trabalhos e materiais necessários para a execução, conforme pormenores e C.E..						
3.1.1	LaP tipo 2P5-BL23x24-29	m ²	235,62				
3.1.2	LaC tipo 2P5-BL33x24-29	m ²	219,98				
	Total Área Laje Aligeirada	m²		455,60			

Figura 3.20 - Medição e estimativa Orçamental RAI (Eleven Steps, 2023)

Art. nº	Designação	Unid.	Quant. Parciais	Quant. Totais	Preço Uni.	Preço Parc.	Preço Total
	Execução de pavimento térreo, incluindo todos os trabalhos e materiais necessários para a execução, conforme pormenores e C.E., constituído pelas seguintes camadas:						
	- Regularização e compactação do solo de fundação (95% Ensaio Proctor Modificado);						
	- Geotextil não tecido tipo Polyfelt TS50 (200 g/m ²);						
	- Base de brita 30/60 com 12 cm de espessura;						
	- Elemento de separação película de polietileno 200µm (com juntas sobrepostas de 20cm);						
	- Laje de betão C20/25 com 7 cm de espessura;						
	- Preparação adequada da superfície para colocação dos revestimentos (Ver Arq).						
4.2.2	PAV2	m ²	35,89				
4.2.3	PAV3	m ²	60,70				
	Total Área Pavimentos Exteriores	m²		211,91			
5 ESCADAS EXTERIORES							
5.1 Escadas exteriores							
	Execução de escadas exteriores térreas de betão, com laje e degraus, , incluindo cofragem todos os trabalhos e materiais necessários para a execução, conforme pormenores e C.E., constituído pelas seguintes camadas:						
	- Regularização e compactação do solo de fundação (95% Ensaio Proctor Modificado);						
	- Geotextil não tecido tipo Polyfelt TS50 (200 g/m ²);						
	- Base de brita 30/60 com 15 cm de espessura;						
	- Linteis em betão C20/25 com 30 cm de largura sobre betão de regularização;						
	- Elemento de separação película de polietileno 200µm (com juntas sobrepostas de 20cm);						
	- Laje de betão C20/25 com 15 cm de espessura e degraus conforme pormenores;						
	- Preparação adequada da superfície para colocação dos revestimentos (Ver Arq)						
5.1.1	ESC1	un	1,00				
	Total Escadas	un		1,00			

Figura 3.21 - Medição e estimativa Orçamental RAI (Eleven Steps, 2023)

Art. nº	Designação	Unid.	Quant. Parciais	Quant. Totais	Preço Uni.	Preço Parc.	Preço Total
6 IMPERMEABILIZAÇÃO							
6.1 Paredes periféricas dos edifícios							
	Fornecimento e aplicação de camadas de impermeabilização dos elementos enterrados do contorno dos edifícios: - Emulsão betuminosa aplicada como primário de impermeabilização, tipo IMPERKOTE F; - Membrana de impermeabilização em betume plastómero APP com 4 Kg/m ² e armadura de poliéster, protegida a polietileno em ambas as faces, tipo POLYSTER 40; - Lâmina granular em polietileno de alta densidade com geotêxtil incorporado, tipo AGUADRAIN GEO com perfil de remate e fixação superior; - Envolvimento do geodreno em brita; - Drenagem (medido na HID); - Geotêxtil de separação e contenção da brita, devidamente amarrado; NOTA: Está incluído neste artigo a escavação em						
6.1.1	MRT1	m ²	27,01				
6.1.2	LT1	m ²	9,82				
6.1.3	LT2	m ²	2,61				
	Fornecimento e aplicação de camadas de impermeabilização dos elementos enterrados do contorno dos edifícios: - Emulsão betuminosa aplicada como primário de impermeabilização, tipo IMPERKOTE F; - Membrana de impermeabilização em betume plastómero APP com 4 Kg/m ² e armadura de poliéster, protegida a polietileno em ambas as faces, tipo POLYSTER 40; - Lâmina granular em polietileno de alta densidade com geotêxtil incorporado, tipo AGUADRAIN GEO com perfil de remate e fixação superior NOTA: Está incluído neste artigo a escavação em						
6.1.4	PAR1	m ²	6,43				
6.1.4	LT1	m ²	31,14				
6.1.5	LT2	m ²	21,99				
6.1.6	LT3	m ²	10,60				
	Total Área de Impermeabilização	m ²		70,16			

Figura 3.22 - Medição e estimativa Orçamental RAI (Eleven Steps, 2023)

CAPÍTULO 4

CONSIDERAÇÕES FINAIS

4.1 CONCLUSÕES

O estágio realizado revelou-se enriquecedor, uma vez que a estudante foi inserida na equipa de projeto, com engenheiros de elevada experiência profissional, e acompanhou todas as fases do projeto de execução, tendo adquirido novas capacidades e conhecimentos que serão uma mais-valia a nível profissional, nomeadamente na cooperação com outros profissionais da mesma área.

A possibilidade de participar em diversos projetos permitiu efetuar o dimensionamento e a análise de estruturas distintas e com requisitos distintos do Dono de Obra. O projeto da estrutura de betão armado do edifício administrativo da refinaria de petróleo em Angola permitiu abordar questões como análise e modelação de estruturas de betão, assim como interpretação e verificação de resultados, análise e reflexão dos problemas abordados, além de permitir abordar a questão das ações nas estruturas relativamente aos Estados Limites Últimos e de Serviço, tendo em conta as normas vigentes de ações em estruturas. Permitiu constatar ainda que é muito importante compatibilizar os aspetos teóricos com as condicionantes de cada projeto para deste modo ir de encontro às exigências da obra.

A participação na inspeção para estudo técnico ao armazém de açúcar na refinaria de açúcar, possibilitou o envolvimento desde o início para desenvolvimento das soluções de intervenção. Mesmo o projeto sendo desenvolvido por outro integrante da equipa, foi possível analisar a elaboração das soluções a serem projetadas para o armazém, assim como a tomada de decisão acerca da melhor solução de intervenção, tendo-se optado pela Solução A.

A cerca do desenvolvimento das medições realizadas para os edifícios do RAI e do CACI, foi possível perceber o processo de análise e desenvolvimento dos documentos necessários para envio dos dados do projeto ao cliente, o que se faz imprescindível para que o projetista tenha tudo documentado, pois caso alguma questão venha a ser levantada no futuro já está tudo documentado, e isso é importante, pois, é um resguardo legal para os profissionais desenvolvedores do projeto.

Conclui-se ainda que é essencial que um Engenheiro Civil continue a apostar na obtenção de novos conhecimentos ao longo do percurso profissional nomeadamente com relação a softwares de cálculo e gerenciamento, uma vez que vão surgindo novos softwares no mercado cada vez mais especializados que tornam o dimensionamento de novas soluções estruturais mais rápido e com menores margens de de cálculo. Salienta-se ainda que é imprescindível efetuar uma validação dos resultados do software de forma crítica, atentando que por vezes são inseridos dados incorretos por lapso ou as versões de softwares não são as mais adequadas ao problema em análise e podem induzir o utilizador em erro. Vale ressaltar o quanto o gerenciamento de uma obra se faz importante para que não haja erros de projeto, que são causados por incompatibilização de dados. É necessário que as informações cheguem a tempo para os envolvidos de cada especialidade, para que assim se evite retrabalho e consecutivamente diminua o tempo de desenvolvimento e execução do projeto, e com isso haja diminuição de gastos e economia de recursos.

4.2 DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Em termos de desenvolvimentos futuros, este trabalho pode ser complementado com estudos não abordados no presente relatório, nomeadamente o dimensionamento de estruturas metálicas como as dos outros edifícios do complexo administrativo, para que haja mais informação disponíveis acerca de edifícios estruturais de diversos materiais. Outro nicho que pode ser abordado em estudos futuros é com relação ao gerenciamento e aos custos envolvidos em um projeto desta dimensão, pois tendo dados reais retirados de um acompanhamento mais de perto, os profissionais de engenharia civil podem perceber de forma mais clara, o quanto a otimização e organização dos processos poderá auxiliar de maneira efetiva no desenvolvimento dos projetos e realização das obras.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

BARROS, H., FIGUEIRAS, J., & Ferreira, C. (2020). *Tabelas e Ábacos de Dimensionamento de Secções de Betão Solicitadas à Flexão e a Esforços Axiais Segundo o Eurocódigo 2*. Porto: U.Porto Press.

Eleven Steps. (2023). Eleven Steps Consultores de Engenharia. Obtido de <https://www.elevensteps.pt/>
Eleven Steps. (2023). Projeto de execução.

FÉLIX, C. (n/c) *Estrutura de Betão, Apontamentos da disciplina Estruturas de Betão 1 e 2, Instituto Superior de Engenharia do Porto*. Porto.

FERNANDES, M. d. (2015). *Mecânica dos solos. II Volume*.

Google Maps. (2023). Obtido de Google Maps

NP EN 1990. Em Eurocódigo 0 – Bases para o projecto de estruturas. Lisboa: Instituto Português da Qualidade.

NP EN 1991-1-1. Em Eurocódigo 1 – Acções em estruturas, Parte 1-1: Acções gerais, Pesos volúmicos, pesos próprios, sobrecargas em edifícios. Lisboa: Instituto Português da Qualidade.

NP EN 1991-1-4. Em Eurocódigo 1 – Acções em estruturas, Parte 1-4: Acções gerais, Acções do vento. Lisboa: Instituto Português da Qualidade.

NP EN 1992-1-1. Em Eurocódigo 2 – Projecto de estruturas de betão, Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios. Lisboa: Instituto Português da Qualidade.

NP EN 1993-1-1. . Em Eurocódigo 3 – Projecto de estruturas de aço, Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios. Lisboa: Instituto Português da Qualidade.

NP EN 1997-1 . Em Eurocódigo 7 – Projecto geotécnico, Parte 1: Regras gerais. Lisboa: Instituto Português da Qualidade.