

INSTITUTO FEDERAL DE EDUCAÇÃO, CIÊNCIA E TECNOLOGIA DE GOIÁS
CAMPUS GOIÂNIA
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

WAYRON NEVES PINTO

**ELABORAÇÃO DE UM PROJETO ESTRUTURAL EM CONCRETO ARMADO
ATRAVÉS DE SOFTWARE COMERCIAL E COMPARAÇÃO COM
DETERMINADOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS DIMENSIONADOS ATRAVÉS DE
MÉTODOS SEMI-AUTOMÁTICOS.**

Goiânia, GO
2021

Wayron Neves Pinto

**ELABORAÇÃO DE UM PROJETO ESTRUTURAL EM CONCRETO ARMADO
ATRAVÉS DE SOFTWARE COMERCIAL E COMPARAÇÃO COM
DETERMINADOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS DIMENSIONADOS ATRAVÉS DE
MÉTODOS SEMI-AUTOMÁTICOS.**

**Trabalho de Conclusão de Curso
apresentado à Coordenação de
Engenharia Civil, do Instituto Federal de
Educação, Ciência e Tecnologia de
Goiás, Campus Goiânia, como parte dos
requisitos necessários para obtenção
do título de Bacharel em Engenharia
Civil**

**Orientador: Prof. Me. Cláudio Marra
Alves**

**Goiânia, GO
2021**

P6581e Pinto, Wayron Neves

Elaboração de um projeto estrutural em concreto armado através de software comercial e comparação com determinados elementos estruturais dimensionados através de métodos semi-automáticos / Wayron Neves Pinto . – Goiânia: Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Goiás, 2021.

154 f. : il.

Orientador: Prof. Me. Cláudio Marra Alves.

TCC (Trabalho de Conclusão de Curso) – Curso de Bacharelado em Engenharia Civil, Departamento de Áreas Acadêmicas III, Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Goiás.

1. Concreto armado. 2. Projeto estrutural. I. Alves, Cláudio Marra (orientador). II. Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Goiás. III. Título.

CDD 693.5

Ficha catalográfica elaborada pela Bibliotecária Karol Almeida da Silva Abreu CRB1/ 2.740
Biblioteca Professor Jorge Félix de Souza,
Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Goiás, Câmpus Goiânia.

**TERMO DE AUTORIZAÇÃO PARA DISPONIBILIZAÇÃO
NO REPOSITÓRIO DIGITAL DO IFG - ReDi IFG**

Com base no disposto na Lei Federal nº 9.610/98, AUTORIZO o Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Goiás, a disponibilizar gratuitamente o documento no Repositório Digital (ReDi IFG), sem ressarcimento de direitos autorais, conforme permissão assinada abaixo, em formato digital para fins de leitura, download e impressão, a título de divulgação da produção técnico-científica no IFG.

Identificação da Produção Técnico-Científica

- | | |
|--|---|
| ☐ Tese | ☐ Artigo Científico |
| ☐ Dissertação | ☐ Capítulo de Livro |
| ☐ Monografia – Especialização | ☐ Livro |
| ☒ TCC - Graduação | ☐ Trabalho Apresentado em Evento |
| ☐ Produto Técnico e Educacional - Tipo: _____ | |

Nome Completo do Autor: Wayron Neves Pinto

Matrícula: 20161011050125

Título do Trabalho: Elaboração de um projeto estrutural em concreto armado através de software comercial e comparação com determinados elementos estruturais dimensionados através de métodos semi-automáticos.

Restrições de Acesso ao Documento

Documento confidencial: ☒ Não ☐ Sim, justifique: _____

Informe a data que poderá ser disponibilizado no ReDi/IFG: 19/04/2021

O documento está sujeito a registro de patente? ☐ Sim ☒ Não

O documento pode vir a ser publicado como livro? ☒ Sim ☐ Não

DECLARAÇÃO DE DISTRIBUIÇÃO NÃO-EXCLUSIVA

O/A referido/a autor/a declara que:

- i. o documento é seu trabalho original, detém os direitos autorais da produção técnico-científica e não infringe os direitos de qualquer outra pessoa ou entidade;
- ii. obteve autorização de quaisquer materiais inclusos no documento do qual não detém os direitos de autor/a, para conceder ao Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Goiás os direitos requeridos e que este material cujos direitos autorais são de terceiros, estão claramente identificados e reconhecidos no texto ou conteúdo do documento entregue;
- iii. cumpriu quaisquer obrigações exigidas por contrato ou acordo, caso o documento entregue seja baseado em trabalho financiado ou apoiado por outra instituição que não o Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Goiás.

Goiânia, 19/04/2021.



Assinatura do Autor e/ou Detentor dos Direitos Autorais

Wayron Neves Pinto

**ELABORAÇÃO DE UM PROJETO ESTRUTURAL EM CONCRETO ARMADO
ATRAVÉS DE SOFTWARE COMERCIAL E COMPARAÇÃO COM
DETERMINADOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS DIMENSIONADOS ATRAVÉS DE
MÉTODOS SEMI-AUTOMÁTICOS.**

**Trabalho de Conclusão de Curso
apresentado à Coordenação de
Engenharia Civil, do Instituto Federal de
Educação, Ciência e Tecnologia de
Goiás, Campus Goiânia, como parte dos
requisitos necessários para obtenção
do título de Bacharel em Engenharia
Civil**

Aprovado em 19 de março de 2021:

Cláudio Marra Alves
Cláudio Marra Alves, Me. (IFG)
(Orientador)

Liana de Lucca Jardim Borges
Liana de Lucca Jardim Borges, Dr. (IFG)


Marcus Vinícius Araújo da Silva Mendes, Dr. (IFG)

Goiânia, GO
2021

DEDICATÓRIA

A toda minha família, em especial a meu pai Ednei Bonifácio, minha mãe Aliane dos Santos e minha irmã Cecília Neves.

AGRADECIMENTOS

A concretização deste trabalho ocorreu, principalmente, pelo auxílio, compreensão e dedicação de várias pessoas. Agradeço a todos que, de alguma forma, contribuíram para a conclusão deste estudo e, de uma maneira especial, agradeço:

- à minha mãe Aliane dos Santos e meu pai Ednei Bonifácio, pelo apoio e amor incondicional;

- à minha irmã Cecilia Neves, por toda a força e amor;

- à minha bisavó e tia, Alvina Pereira e Solange, por todo o acolhimento, carinho e cuidados;

- à minha amiga Carmem Santos, por todos os conselhos e aprendizados;

- ao meu orientador Cláudio Marra, pela confiança depositada, e pela orientação;

- à minha grande amiga Ariane Rosa, por toda a parceria;

- aos meus colegas de turma, que estiveram sempre ao meu lado durante a graduação. Dentre eles faço questão de citar: Paulo Venâncio, Paulo Sérgio, Ludmilla Diniz, Igor Ferreira, Fellipe Alves, Johnny Carlos, Clara Carolina, Lucas Rodrigues e Pablo de Oliveira;

- aos meus amigos, que mesmo na distância nunca deixaram de me dar apoio e força. Dentre eles faço questão de citar: Jonatan Rossi, Ualisson Rossi, Elieser Germano, Bruno Mota, Vitor Eduardo, Gustavo Santos, Kevin Souza e Gabriel Linares;

Enfim, a todos àqueles que fizeram parte da minha jornada e que foram essenciais na minha formação.

EPÍGRAFE

*“Quem acredita sempre alcança”
(Renato Russo)*

RESUMO

ELABORAÇÃO DE UM PROJETO ESTRUTURAL EM CONCRETO ARMADO ATRAVÉS DE SOFTWARE COMERCIAL E COMPARAÇÃO COM DETERMINADOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS DIMENSIONADOS ATRAVÉS DE MÉTODOS SEMI-AUTOMÁTICOS.

AUTOR: Wayron Neves Pinto
ORIENTADOR: Cláudio Marra Alves

Os grandes avanços tecnológicos ocorridos no século XXI fizeram com que houvessem mudanças na forma de se projetar estruturas em concreto armado. O objetivo deste trabalho é apresentar a elaboração do projeto estrutural de uma edificação através do software TQS e também o dimensionamento de determinados elementos estruturais deste mesmo edifício por métodos semi-automáticos, com a finalidade de comparar as áreas de aço obtidas. Utilizou-se de uma planta de forma apresentada no livro “Cálculo e detalhamento de estruturas usuais em concreto armado segundo a NBR 6118:2014, 4ª edição” dos autores Roberto Chust Carvalho e Jasson Rodrigues de Figueiredo Filho como base para o edifício a ser projetado. Obteve-se o resultado de que, para este estudo, os projetos apresentaram diferenças. A discrepância entre estes projetos se dá, principalmente, por conta da diferença nos modelos de cálculo. Enquanto o TQS utiliza a analogia das grelhas para dimensionamento dos pavimentos e trata a estrutura como um pórtico espacial de vigas e pilares, o método semi-automático se apoia na teoria de placas para cálculo de lajes e considera o dimensionamento de cada elemento de forma independente. Pôde-se concluir também que para lajes que possuem carregamentos provenientes de alvenaria sobre a mesma o TQS tende a apresentar resultados mais satisfatórios, que neste caso são aqueles que atendem as solicitações, porém com menor consumo de material.

Palavras-chave: Projeto estrutural em concreto armado. TQS. Semi-automático.

ABSTRACT

PREPARATION OF A STRUCTURAL PROJECT IN ARMED CONCRETE THROUGH COMMERCIAL SOFTWARE AND COMPARISON WITH CERTAIN STRUCTURAL ELEMENTS DIMENSIONED THROUGH SEMI-AUTOMATIC METHODS.

AUTHOR: Wayron Neves Pinto

ADVISOR: Cláudio Marra Alves

The great technological advances that have occurred in the 21st century have led to changes in the way of designing reinforced concrete structures. The objective of this paper is to present the elaboration of the structural project of a building using the TQS software and also the dimensioning of certain structural elements of this same building by semi-automatic methods, for the purpose of comparing steel areas. A plan presented in the book "Cálculo e detalhamento de estruturas usuais em concreto armado segundo a NBR 6118:2014, 4ª edição" by the authors Roberto Chust Carvalho and Jasson Rodrigues de Figueiredo Filho was used as the basis for the building to be designed. It was obtained the result that, for this study, the projects presented differences. The discrepancy between these projects is mainly due to the difference in the calculation models. While the TQS uses the analogy of the grids for dimensioning the pavements and treats the structure as a frame of beams and columns, the semi-automatic method relies on the theory of plates for calculating slabs and considers the dimensioning of each element independently. It was also possible to conclude that for slabs that have loads coming from masonry on it, the TQS tends to present more satisfactory results, that in this case are those that meet the requests, but with less material consumption.

Keywords: Structural design in reinforced concrete. TQS. Semi automatic..

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 01 – Modelo estrutural oobjeto do projeto.....	20
Figura 02 – Planta baixa do pavimento térreo.....	23
Figura 03 – Planta baixa do pavimento superior.....	23
Figura 04 – Planta baixa da cobertura.....	24
Figura 05 – Projeto arquitetônico – Corte.....	24
Figura 06 – Representação em perspectiva da edificação.....	25
Figura 07 – Diagrama de tensão e deformação do concreto (compressão simples).....	28
Figura 08 – Representação dos tipos de apoios.....	32
Figura 09 – Representação dos possíveis casos de apoio das lajes retangulares	32
Figura 10 – Representação dos casos de apoio presentes no projeto.....	33
Figura 11 – Representação da espessura total da laje e seus elementos.....	35
Figura 12 – Esquematização de como é definido o sistema de áreas de influência.....	38
Figura 13 – Representação das áreas de influência nos pilares.....	39
Figura 14 – Mapa de indicação da velocidade básica do vento.....	43
Figura 15 – Valores dos coeficientes de arrasto.....	43
Figura 16 – Janela de inserção de pilares.....	44
Figura 17 – Janela de inserção de vigas.....	45
Figura 18 – Janela de inserção de carregamentos atuantes nas vigas.....	45
Figura 19 – Janela de inserção de lajes.....	46
Figura 20 – Janela de inserção de carregamentos atuantes nas lajes.....	46
Figura 21 – Modelo estrutural – térreo.....	47
Figura 22 – Modelo estrutural – pavimento superior.....	48
Figura 23 – Modelo estrutural – cobertura.....	48
Figura 24 – Avisos e erros – primeiro processamento global.....	49
Figura 25 – Avisos e erros – segundo processamento global.....	50
Figura 26 – Indicação do deslocamento máximo de laje.....	51
Figura 27 – Carregamento dos pilares.....	56
Figura 28 – <i>Segundo</i> carregamento dos pilares.....	57
Figura 29 – <i>Indicação</i> dos valores de detalhamento para cada grelha.....	58
Figura 30 – Grelhas geradas pelo TQS para momentos negativos.....	59
Figura 31 – Armadura negativa prolongada da laje 2.....	60
Figura 32 – Momento fletor negativo atuante na laje 2.....	60
Figura 33 – Esquematização da viga V6 no Ftool.....	72
Figura 34 – Gráfico de esforço cortante da viga V6.....	72
Figura 35 – Gráfico de momento fletor da viga V6.....	73
Figura 36 – Esquematização da viga V3 no Ftool, com P6 à esquerda.....	76
Figura 37 – Gráfico de esforço cortante da viga V3, com P6 à esquerda.....	76

Figura 38 – Gráfico de momento fletor da viga V3, com P6 à esquerda.....	77
Figura 39 – Esquematização da viga V4 no Ftool, com P6 à esquerda.....	77
Figura 40 – Gráfico de esforço cortante da viga V4, com P6 à esquerda.....	78
Figura 41 – Gráfico de momento fletor da viga V4, com P6 à esquerda.....	78
Figura 42 – Esquematização da viga VC3 no Ftool, com P6 à esquerda.....	79
Figura 43 – Gráfico de esforço cortante da viga VC3, com P6 à esquerda.....	79
Figura 44 – Esquematização da viga VC4 no Ftool, com P6 à esquerda.....	79
Figura 45 – Gráfico de esforço cortante da viga VC4, com P6 à esquerda.....	79
Figura 46 – Comparativo das armaduras negativas de lajes.....	84
Figura 47 – Influência da deformação das vigas nos modelos de lajes.....	86
Figura 48 – Cálculo da área de aço da viga V6 através da calculadora do TQS....	88

LISTA DE TABELAS

Tabela 01 –	Correspondeência entre a classe de agressividade ambiental e o cobrimento nominal.....	27
Tabela 02 –	Correspondência entre a classe de agressividade ambiental com cobrimento nominal e relação água/cimento.....	28
Tabela 03 –	Valores dos vãos teóricos e índices de esbeltez.....	31
Tabela 04 –	Valores de ψ_2	34
Tabela 05 –	Valores de ψ_3	34
Tabela 06 –	Índices de cálculo e valores obtidos para espessura das lajes.....	36
Tabela 07 –	Crítérios para pré-dimensionamento da altura das vigas.....	36
Tabela 08 –	Valores calculados e adotados para altura inicial das vigas.....	37
Tabela 09 –	Valores do coeficiente adicional γ_n	40
Tabela 10 –	Valores para o carregamento de cálculo N_d	40
Tabela 11 –	Exemplos de coeficientes de correção.....	41
Tabela 12 –	Valores de pré-dimensionamento dos pilares.....	41
Tabela 13 –	<i>Análise das flechas de lajes.....</i>	51
Tabela 14 –	<i>Segunda análise das flechas de lajes.....</i>	52
Tabela 15 –	<i>Terceira análise das flechas de lajes.....</i>	52
Tabela 16 –	<i>Análise da altura útil de lajes.....</i>	53
Tabela 17 –	<i>Análise das flechas de vigas.....</i>	54
Tabela 18 –	<i>Análise da altura útil de vigas.....</i>	55
Tabela 19 –	<i>Análise área de concreto dos pilares.....</i>	56
Tabela 20 –	<i>Carregamento característico permanente das lajes.....</i>	63
Tabela 21 –	<i>Coeficientes de majoração de cargas permanentes e variáveis.....</i>	64
Tabela 22 –	<i>Coeficientes de majoração de cargas permanentes e variáveis.....</i>	64
Tabela 23 –	<i>Combinações de serviço.....</i>	65
Tabela 24 –	<i>Valores das combinações última e de serviço.....</i>	65
Tabela 25 –	<i>Vãos teóricos, índice de esbeltez e caso das lajes.....</i>	66
Tabela 26 –	<i>Coeficientes para cálculo de momento das lajes.....</i>	66
Tabela 27 –	<i>Coeficientes para cálculo de momento das lajes.....</i>	67
Tabela 28 –	<i>Valores de momento das lajes.....</i>	67
Tabela 29 –	<i>Valores para cálculo de área de aço.....</i>	68
Tabela 30 –	<i>Valores mínimos de aço para armaduras aderentes.....</i>	69
Tabela 31 –	<i>Áreas de aço da laje 01.....</i>	70
Tabela 32 –	<i>Áreas de aço da laje 02.....</i>	70
Tabela 33 –	<i>Áreas de aço da laje 03.....</i>	70
Tabela 34 –	<i>Áreas de aço da seção transversal à flexão da viga V6.....</i>	75
Tabela 35 –	<i>Valores do coeficiente adicional γ_n.....</i>	80
Tabela 36 –	<i>Comparação das áreas de aço das lajes.....</i>	85

Tabela 37 –	<i>Comparação das áreas de aço da viga V6.....</i>	87
-------------	--	----

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
NBR	Norma Técnica Brasileira

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO.....	18
1.1 OBJETIVOS.....	19
1.1.1 Objetivo Geral	19
1.1.2 Objetivos Específicos	19
1.2 METODOLOGIA	19
2 APRESENTAÇÃO DO PROJETO ARQUITETÔNICO.....	22
3 CARACTERIZAÇÃO DE PROJETO	26
3.1 LOCALIZAÇÃO, AGRESSIVIDADE AMBIENTAL E COBRIMENTO.....	26
3.2 MATERIAIS EMPREGADOS	27
3.2.1 Aço	27
3.2.2 Concreto.....	27
4 CARACTERIZAÇÃO DOS MODELOS DE CÁLCULO	30
5 PRÉ-DIMENSIONAMENTO.....	31
5.1 LAJES	31
5.2 VIGAS	36
5.3 PILARES.....	37
6 PROJETO ESTRUTURAL – SOFTWARE COMERCIAL.....	42
6.1 DEFINIÇÃO DOS DADOS INICIAIS DE PROJETO E CRIAÇÃO DO EDÍFICIO NO SOFTWARE	42
6.2 LANÇAMENTO DA ESTRUTURA	44
6.3 ANÁLISE DOS ESFORÇOS E DESLOCAMENTOS DAS LAJES, VIGAS E PILARES.....	50
6.3.1 Análise do deslocamento limite das lajes.....	50
6.3.2 Análise da altura útil mínima das lajes	52
6.3.3 Análise do deslocamento limite das vigas.....	54
6.3.4 Análise da altura útil mínima das vigas	54
6.3.5 Análise da dimensão dos pilares.....	55
6.4 DETALHAMENTO DAS LAJES, VIGAS E PILARES	57
6.4.1 Personalização do detalhamento de lajes.....	58
6.4.2 Personalização do detalhamento de vigas e pilares	61
7 PROJETO ESTRUTURAL – PROCEDIMENTO SEMI-AUTOMÁTICO	62
7.1 DIMENSIONAMENTO DAS LAJES DO PAVIMENTO SUPERIOR	62

7.1.1	Cálculo dos carregamentos.....	62
7.1.2	Cálculo dos esforços	65
7.1.3	Cálculo da área de aço	68
7.2	DIMENSIONAMENTO DA VIGA V6	70
7.2.1	Cálculo dos carregamentos.....	70
7.2.2	Cálculo dos esforços	71
7.2.3	Dimensionamento devido ao esforço cortante – armadura transversal.....	73
7.2.4	Dimensionamento da seção transversal à flexão	74
7.3	DIMENSIONAMENTO DO PILAR P3	75
7.3.1	Cálculo dos esforços	75
7.3.2	Dimensionamento da armadura longitudinal	80
8	COMPARATIVOS	84
8.1.1	Lajes.....	84
8.1.2	Viga	87
8.1.3	Pilar	88
9	CONCLUSÃO	89
10	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	90

1 INTRODUÇÃO

O concreto é um material heterogêneo composto por água, cimento e agregados, possui boa trabalhabilidade, durabilidade e resistência à compressão, porém sozinho não é adequado para a constituição de uma estrutura por ser pouco resistente à tração tornando-se assim necessária a associação com outro material resistente à esta solicitação e que tenha maior ductilidade. O aço é este material e a combinação de ambos dá origem ao concreto armado e o mesmo dá forma aos elementos estruturais (vigas, lajes, pilares e etc). (CARVALHO, FILHO; 2017).

O concreto armado é o material construtivo mais utilizado no mundo e se destaca pela economia, ótimo desempenho e facilidade de execução. No Brasil pouco se sabe sobre o início da sua utilização, mas acredita-se que os primeiros cálculos estruturais em concreto armado foram executados por Carlos Euler e seu auxiliar Mario de Andrade Martins Costa, para realização do projeto de uma ponte sobre o rio Maracanã, por volta de 1908. Com o passar dos anos notou-se a necessidade de se estabelecer normas para o dimensionamento e execução de projetos estruturais em concreto armado e em 1940 a Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) desenvolveu a NB-1: Cálculo e execução de obras de concreto armado. Devido à grande evolução dos métodos construtivos e dos materiais empregados na constituição do concreto armado foi preciso revisar esta norma com certa periodicidade, chegando até a NBR 6118/2014: Projetos de estruturas de concreto – Procedimento. (PORTO, FERNANDES; 2015).

Porém não só os materiais e métodos construtivos evoluíram, pois vivenciou-se também nas últimas décadas uma revolução na área da informática e este avanço teve papel importante na engenharia das estruturas, influenciando de maneira significativa a forma com que os projetos estruturais de concreto armado são elaborados. Atualmente é possível ver todas as etapas de um projeto estrutural sendo executadas com o auxílio, rapidez e precisão da informática, tornando cada vez mais difícil imaginar cálculos deste tipo sendo executados de maneira manual. No entanto deve-se lembrar que a informática veio para aperfeiçoar a engenharia das estruturas e jamais substituí-la, sendo assim o profissional habilitado deve sempre lembrar que os conceitos fundamentais de engenharia não devem ser colocados de lado. (KIMURA, 2007).

Surge assim o interesse em realizar uma análise comparativa dos métodos de elaboração de projetos estruturais em concreto armado, com finalidade de comparar projetos feitos manualmente e projetos feitos através de softwares, mais especificamente o TQS e identificar possíveis discrepâncias, principalmente pelo fato de cada método de elaboração de projeto utilizar de modelos de cálculo distintos, como será abordado no capítulo 4 deste trabalho.

1.1 OBJETIVOS

1.1.1 Objetivo Geral

Este trabalho tem como objetivo geral a comparação entre os resultados de dimensionamento obtidos através do cálculo de uma edificação pelo programa TQS e os decorrentes do cálculo semi-automático, para alguns elementos estruturais da edificação.

1.1.2 Objetivos Específicos

Elaborar o projeto de determinados elementos estruturais por métodos semi-automáticos.

Elaborar o projeto de uma estrutura em concreto armado de um edifício através do software TQS.

Aperfeiçoar um maior domínio na área de estruturas de concreto armado tanto academicamente quanto profissionalmente.

Contribuir com material didático para graduandos em engenharia civil, pois um exemplo do livro “Cálculo e detalhamento de estruturas usuais em concreto armado segundo a NBR 6118:2014” dos autores Roberto Chust Carvalho e Jasson Rodrigues de Figueiredo Filho foi adotado neste projeto.

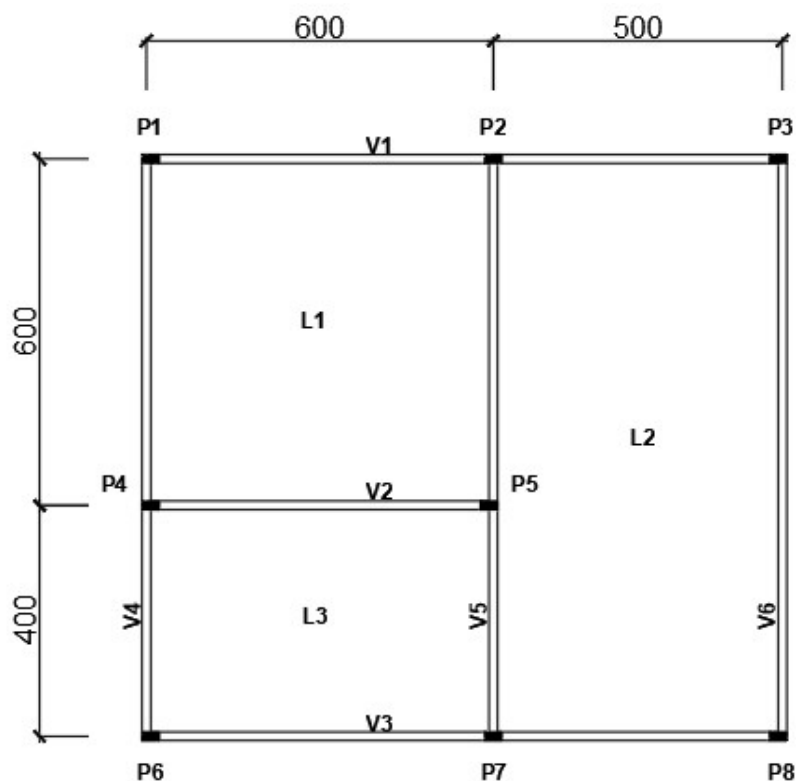
1.2 METODOLOGIA

Para a elaboração deste trabalho, primeiramente, fez-se uma revisão bibliográfica acerca do tema, consultando-se livros, artigos, manuais, dissertações

entre outros tipos de fontes com intuito de maior aprofundamento sobre o tema e também aperfeiçoamento no software utilizado na elaboração do projeto.

Como o trabalho tem como um de seus objetivos auxiliar estudantes de engenharia civil com as matérias de concreto armado, fez-se a escolha por adotar um dos exemplos mostrados no livro “Cálculo e detalhamento de estruturas usuais em concreto armado segundo a NBR 6118:2014, 4ª edição” dos autores Roberto Chust Carvalho e Jasson Rodrigues de Figueiredo Filho, mais exatamente no capítulo 7, onde é apresentada uma planta de forma e o dimensionamento e projeto das lajes maciças. A figura 1 indica o exemplo citado anteriormente, onde adaptou-se apenas a nomenclatura dos elementos estruturais.

Figura 1 - Modelo estrutural objeto do projeto, dimensões em centímetros.



Fonte: Adaptado de CARVALHO, FILHO; 2017.

Para melhor compreensão de como é a elaboração de um projeto estrutural, resolveu-se adotar a estrutura citada no livro como o pavimento de uma edificação residencial, e assim, fez-se sobre a mesma um projeto arquitetônico, permitindo-se apresentar como é realizado o levantamento de cargas.

Desenvolvido o projeto arquitetônico, realizou-se o pré-dimensionamento dos elementos estruturais consultando diversos autores, como Pinheiro (2010), Cunha (2014), Di Pietro (2000) e Melo (2013), para obtenção de um resultado satisfatório.

Após esta etapa, iniciou-se então a elaboração dos projetos. Primeiramente concebeu-se o projeto através do TQS, utilizando do modelo de cálculo denominado pelo software como “IV” (Grelhas de lajes planas). Para desenvolvimento do projeto no TQS utilizou-se dos conhecimentos obtidos através de cursos, manuais e também da disciplina Projeto Estrutural em Concreto Armado, onde ministrou-se a execução de um projeto utilizando o software em questão.

Fez-se em seguida a elaboração de projetos utilizando o método semi-automático, os elementos estruturais projetados foram as lajes do pavimento superior, a viga V6 e o pilar P6. Para esta elaboração utilizou-se de todo o conteúdo ministrado nas disciplinas Projeto e Estruturas de Concreto I e II, utilizando da teoria das placas, adaptada pelas tabelas de Bares. Porém, para melhor adaptação à este trabalho e maior agilidade no processo, fez-se o uso de alguns softwares como o Ftool, Microsoft Excel e Autodesk Autocad. A utilização destes softwares que tornam o procedimento semi-automático.

Por fim, após a elaboração dos projetos, executou-se a comparação entre os elementos estruturais dimensionados pelo método semi-automático com estes mesmos elementos dimensionados a partir do TQS, concluindo assim o trabalho.

2 APRESENTAÇÃO DO PROJETO ARQUITETÔNICO

Primeiramente, deve-se deixar claro que a concepção dos elementos estruturais de uma edificação é realizada após o projeto arquitetônico estar pronto, pois a localização dos elementos arquitetônicos devem servir como parâmetro para o posicionamento dos elementos estruturais. Porém, para este trabalho, como optou-se por executar uma estrutura pré-definida, foi necessário realizar o processo em uma ordem diferente onde o projeto arquitetônico foi elaborado com base na concepção estrutural.

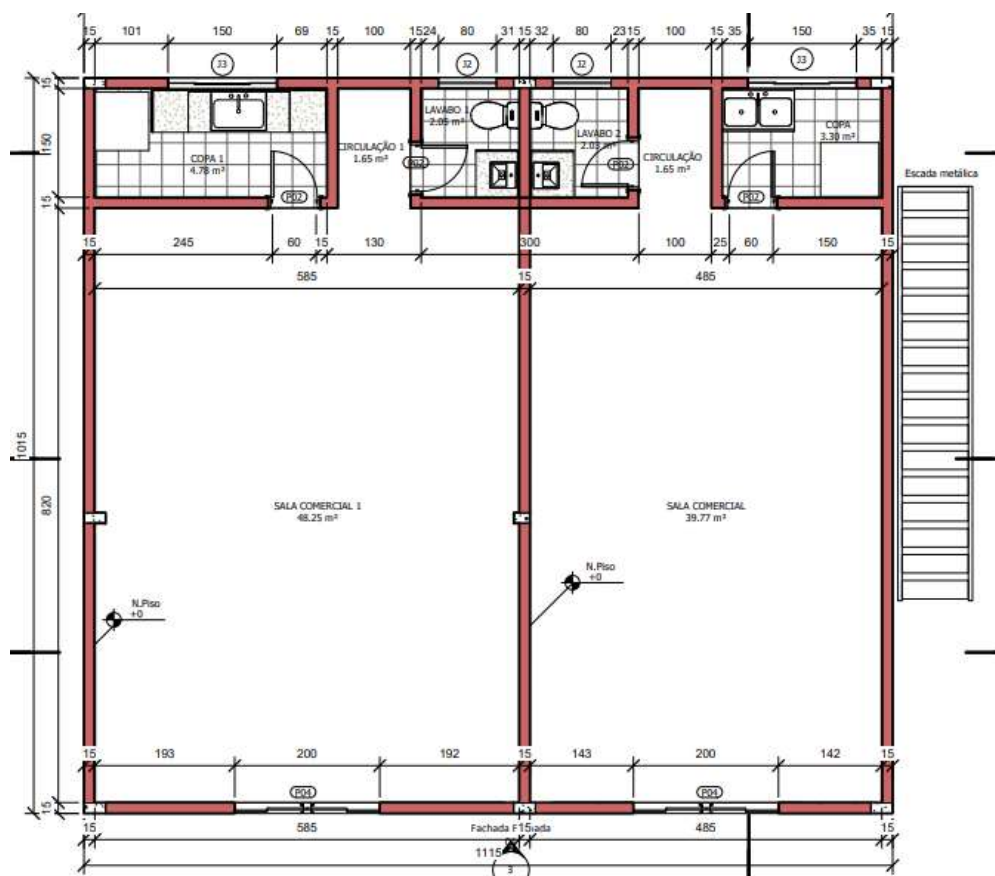
A edificação foi planejada para funcionar da seguinte maneira, no seu pavimento térreo considerou-se a existência de um ambiente comercial (figura 2), no pavimento superior encontra-se um ambiente residencial (figura 3) e acima deste pavimento encontra-se um cobertura considerada como um conjunto de lajes impermeabilizadas (figura 4). O pé direito estrutural considerado foi de três metros e pode ser identificado através do corte ilustrado na figura 5.

O acesso ao pavimento superior se dá através de uma escada lateral externa, concebida através de estrutura metálica e sem vínculos que possam transferir cargas para a estrutura de concreto armado. Optou-se por realizar a escada desta forma para conseguir seguir exatamente o modelo estrutural desejado, que neste caso é o exemplo encontrado no capítulo 7 do livro “Cálculo e detalhamento de estruturas usuais em concreto armado segundo a NBR 6118:2014, 4ª edição”.

Sobre as três lajes que compõe o pavimento superior considerou-se uma sala, uma cozinha americana, um banheiro, um corredor de circulação, dois quartos e uma suíte com closet, considerou-se também as paredes executadas com blocos de concreto de 14 centímetros de espessura. Para a cobertura considerou-se lajes e vigas dispostas exatamente iguais ao adotado no pavimento superior.

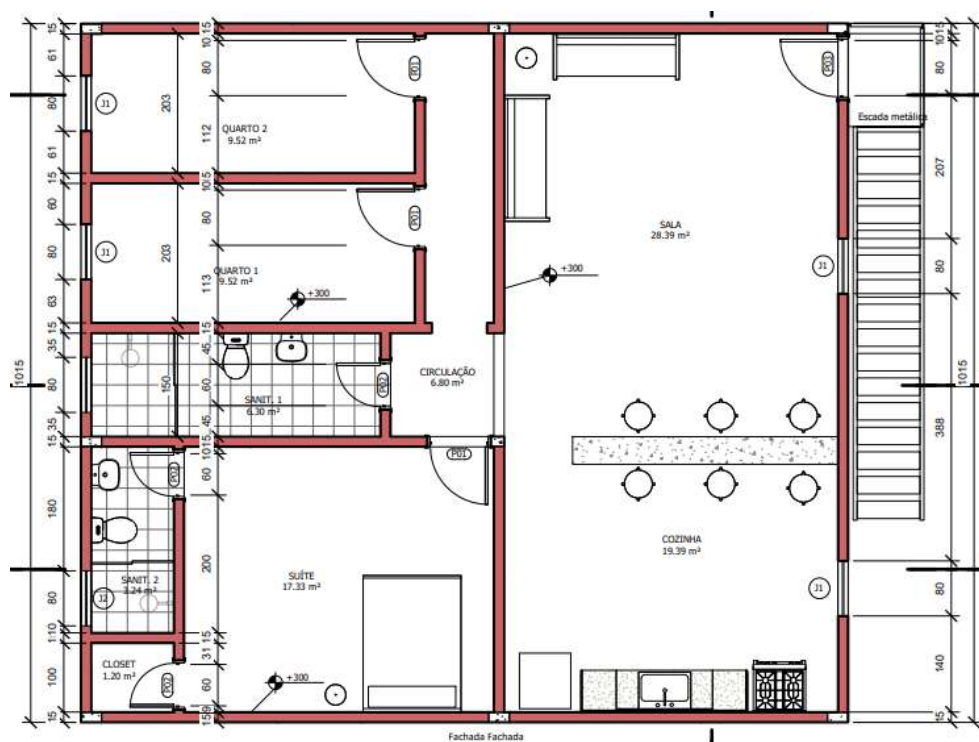
É de extrema importância a elaboração deste projeto arquitetônico para que se torne possível a determinação das cargas atuantes na estrutura. Vale ressaltar que o projeto arquitetônico completo se encontra disponível no APÊNDICE A deste trabalho.

Figura 2 – Planta baixa do pavimento térreo.



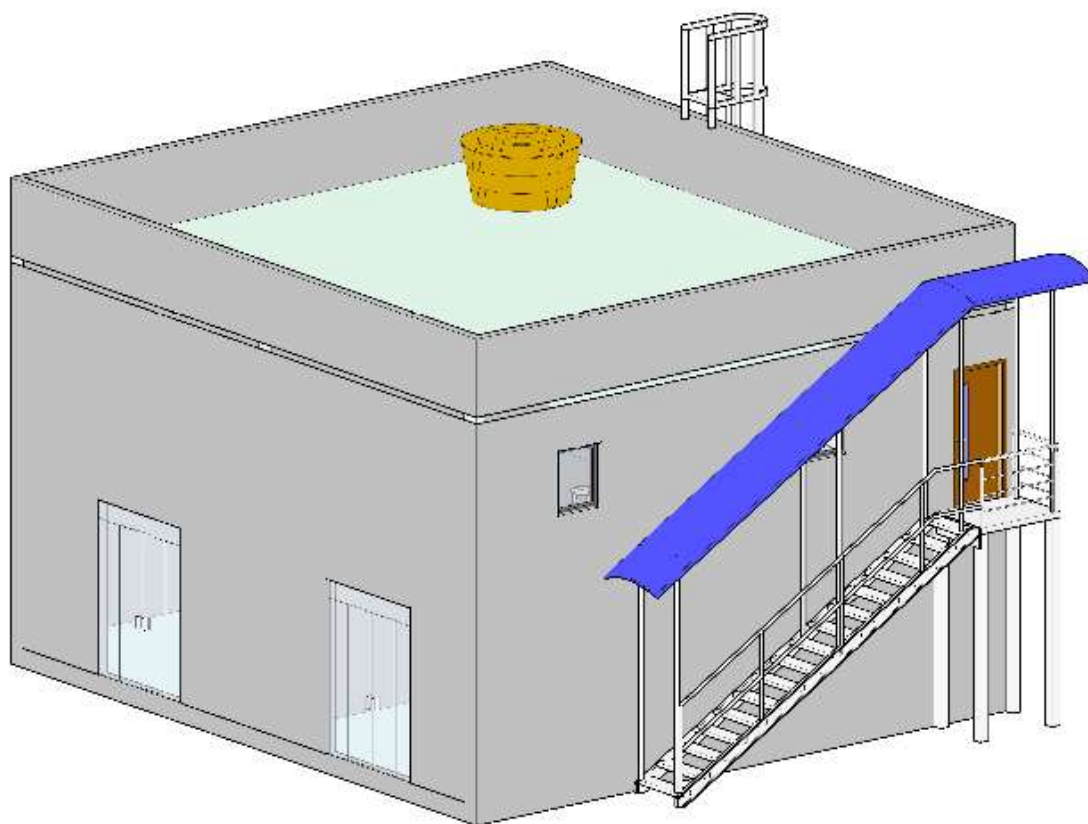
Fonte: Autoria própria.

Figura 3 – Planta baixa do pavimento superior.



Fonte: Autoria própria.

Figura 6 – Representação em perspectiva da edificação.



Fonte: Autoria própria.

3 CARACTERIZAÇÃO DE PROJETO

Antes de dar início ao dimensionamento é necessário definir alguns critérios e parâmetros que serão utilizados durante toda a elaboração dos projetos. Para que a comparação realizada ao fim do trabalho seja coerente é preciso que estes critérios sejam iguais tanto no projeto feito pelo processo semi-automático quanto no feito com o auxílio do TQS.

3.1 LOCALIZAÇÃO, AGRESSIVIDADE AMBIENTAL E COBRIMENTO

Considerou-se que a edificação será executada no município de Goiânia – GO, no perímetro urbano da cidade. Esta informação da localização da obra auxilia na determinação da classe de agressividade ambiental. Segundo a NBR 6118:2014 a classe de agressividade ambiental está relacionada com as ações físicas e químicas que o ambiente pode proporcionar nas estruturas. Para este edifício considerou-se a classe de agressividade como II, ou moderada, que diz respeito à edificações executadas em regiões urbanas e que possuem um risco de deterioração pequeno.

A classe de agressividade ambiental é utilizada para definição de algumas características do projeto, entre elas está o cobrimento nominal, que é a camada de concreto entre a armadura e a face externa do elemento estrutural, este tem como principal função garantir a proteção física e química da armadura.

O cobrimento nominal mínimo é definido a partir da tabela 7.2 da NBR 6118:2014 (Tabela 1) e para este trabalho serão adotados os valores de 25mm para lajes e 30mm para vigas e pilares.

A classe do concreto e a relação água cimento também são definidos de acordo com a classe de agressividade ambiental, porém este tema será tratado no item 3.2.2 deste trabalho.

Tabela 1 – Correspondência entre a classe de agressividade ambiental e o cobrimento nominal.

Tipo de estrutura	Componente ou elemento	Classe de agressividade ambiental (Tabela 6.1)			
		I	II	III	IV ^c
		Cobrimento nominal mm			
Concreto armado	Laje ^b	20	25	35	45
	Viga/pilar	25	30	40	50
	Elementos estruturais em contato com o solo ^d	30		40	50
Concreto protendido ^a	Laje	25	30	40	50
	Viga/pilar	30	35	45	55

Fonte: NBR 6118:2014.

3.2 MATERIAIS EMPREGADOS

3.2.1 Aço

Para os projetos realizados neste trabalho será adotada a utilização do aço de categoria CA-50 que possui uma resistência característica ao escoamento de 500 MPa. Quanto ao seu módulo de elasticidade, a NBR 6118:2014 assegura que na falta de ensaios ou indicação do fornecedor o valor admitido é de 210 GPa e, portanto, este será o valor adotado.

3.2.2 Concreto

Como já citado no item 3.1 a classe de agressividade ambiental define algumas características de qualidade do concreto que estão diretamente ligadas à durabilidade da estrutura. A principal delas é a sua classe, uma classificação presente na NBR 89531:2015 onde o principal critério é a resistência à compressão do concreto.

Outra característica do concreto definida a partir da classe de agressividade ambiental é a relação água/cimento, segundo a NBR 6118:2014 a relação a/c está ligada diretamente à durabilidade do concreto e também à sua resistência à compressão.

A partir da Tabela 2 pode-se obter os critérios citados anteriormente, a relação água/cimento indicada para estruturas de concreto armado com classe de agressividade ambiental moderada deve ser menor ou igual a 0,6 e este será o valor

adotado para os projetos. A classe do concreto deve ser maior ou igual a C25 e para o presente trabalho será adotada classe C30, que possui uma resistência à compressão característica (f_{ck}) igual a 30 MPa.

Tabela 2 – Correspondência entre a classe de agressividade ambiental com cobrimento nominal e relação água/cimento.

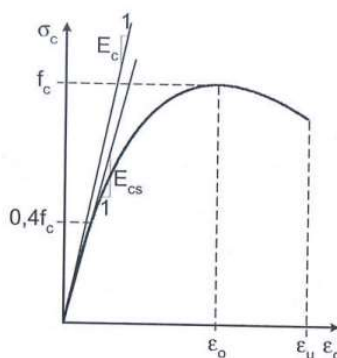
Concreto ^a	Tipo ^{b, c}	Classe de agressividade (Tabela 6.1)			
		I	II	III	IV
Relação água/cimento em massa	CA	$\leq 0,65$	$\leq 0,60$	$\leq 0,55$	$\leq 0,45$
	CP	$\leq 0,60$	$\leq 0,55$	$\leq 0,50$	$\leq 0,45$
Classe de concreto (ABNT NBR 8953)	CA	$\geq C20$	$\geq C25$	$\geq C30$	$\geq C40$
	CP	$\geq C25$	$\geq C30$	$\geq C35$	$\geq C40$

Fonte: NBR 6118:2014.

O concreto apresenta comportamento não linear ao ser submetido à tensões e este comportamento acontece por conta de uma microfissuração progressiva que ocorre entre a pasta de cimento e o agregado graúdo. Quando submetido a um ensaio de compressão simples, observa-se que não existe uma proporção entre a relação tensão (σ_c) e deformação (ε_c) do concreto (ARAÚJO, 2010).

O módulo de deformação longitudinal tangente (E_c), ou então módulo de elasticidade tangente, é obtido através da inclinação da reta tangente à curva na origem do diagrama de tensão-deformação. Já o módulo de elasticidade secante (E_{cs}) é indicado pela inclinação da reta que passa pela origem e corta o diagrama no ponto que corresponde a uma tensão da ordem de 40% da resistência à compressão simples (f_c). Estes podem ser identificados no diagrama de tensão-deformação ilustrado na figura 7 (ARAÚJO, 2010).

Figura 7 – Diagrama de tensão e deformação do concreto (compressão simples).



Fonte: ARAÚJO, 2010.

Segundo a NBR 6118:2014 na ausência de ensaio, pode-se estimar os valores de E_c e E_{cs} para concretos com resistência à compressão característica (f_{ck}) entre 20 e 50 MPa através das expressões:

$$E_c = \alpha_E \cdot 5600 \sqrt{f_{ck}} \quad (3.2.2.1)$$

Sendo que E_c e f_{ck} são dados em MPa e α_E é um coeficiente que varia de acordo com o agregado graúdo utilizado e para este caso adotou-se o valor de 0,9 que diz respeito à calcário, que é um dos mais comuns na região de Goiânia.

Utilizando a resistência à compressão característica indicada anteriormente, obteve-se o valor de 27,60 GPa, portanto adotou-se o valor de 27 GPa para a elaboração dos projetos. Já o E_{cs} pode ser definido através da expressão:

$$E_{cs} = \alpha_i \cdot E_c \quad (3.2.2.2)$$

Sendo:

$$\alpha_i = 0,8 + 0,2 \cdot \frac{f_{ck}}{80} \leq 1,0 \quad (3.2.2.3)$$

Obteve-se então o valor de 24,15 GPa para modulo de elasticidade secante, portanto, foi considerado o valor de 24 GPa durante a elaboração dos projetos.

4 CARACTERIZAÇÃO DOS MODELOS DE CÁLCULO

Durante bastante tempo, pavimentos de edifícios eram calculados com a estrutura composta por laje e vigas utilizando-se tabelas originadas da teoria de placas de Kirchhoff, onde as lajes são tratadas como elementos isolados e apoiados em vigas que não se deformam. Ao passar dos anos e com o avanço tecnológico, softwares foram desenvolvidos com modelos matemáticos que permitem analisar a estrutura tridimensionalmente, permitindo avaliar o pavimento, lajes e vigas como um todo. Dessa forma, permitindo análises que se aproximam do comportamento real da estrutura.

Bares (1972) desenvolveu tabelas que facilitam o cálculo de lajes maciças, estabelecendo coeficientes com a finalidade de calcular os momentos fletores e as flechas no centro do vão das lajes, sendo um modelo de cálculo que se baseia em simples fórmulas matemáticas. De acordo com Carvalho (1994), deve-se discretizar o pavimento, ou seja, cada laje deverá ser tratada individualmente de acordo com as condições de apoio de cada uma. Esse método se limita a utilização das tabelas somente para configurações de apoios das lajes com bordas totalmente apoiadas, engastadas ou livres.

A analogia de grelha consiste em representar a laje por uma série de barras perpendiculares entre si, e ligadas por nós formando uma grelha. Em seguida têm-se os esforços e deslocamentos das vigas. O método das grelhas destaca-se como um processo eficiente para a obtenção dos esforços nas lajes, permitindo uma análise global da estrutura, tornando esse procedimento mais versátil, rápido, e simples de compreender do que os demais. (STRAMANDINOLI, 2003).

Para este trabalho, utilizou-se das tabelas de Bares para o dimensionamento das lajes pelo método semi-automático, seguindo as metodologias de cálculo descritas por Carvalho e Filho (2017).

Já o software TQS, utiliza do modelo de grelhas para o cálculo dos esforços e deslocamentos. Utilizou-se do modelo denominado “IV” para os cálculos, adotando o que é definido pelo software como “Grelhas de Lajes Planas”. Neste modelo cada pavimento é modelado isoladamente como uma grelha e o edifício como um todo é modelado como um pórtico espacial de vigas e pilares. Os esforços obtidos das barras de laje sobre as vigas são transferidos como carga para o pórtico espacial, gerando a interação entre as grelhas e o pórtico.

5 PRÉ-DIMENSIONAMENTO

Antes de dar início de fato à análise e dimensionamento de uma estrutura em concreto armado é necessário realizar um pré-dimensionamento do mesmo. O pré-dimensionamento é necessário para estimar um valor inicial a se adotar no dimensionamento e também para obtenção do peso próprio dos elementos estruturais, que é uma das ações permanentes que atuam na estrutura.

Este capítulo tem como objetivo pré-dimensionar os elementos estruturais do projeto. Os valores obtidos serão adotados como os iniciais para o dimensionamento.

5.1 LAJES

Para dar início aos trabalhos, primeiramente deve-se atribuir às lajes algumas classificações e definições. Segundo NBR 6118:2014 o vão equivalente, popularmente conhecido como vão teórico (l) é a distância entre os centros dos apoios das lajes, sendo o menor vão denominado l_x e o maior l_y . A partir da definição dos valores dos vãos teóricos pode-se obter a classificação da laje quanto à sua esbeltez através da expressão:

$$\lambda = \frac{l_y}{l_x} \quad (5.1.1)$$

Quando o índice de esbeltez (λ) de uma laje é menor ou igual à dois, ela é classificada como uma laje armada em duas direções onde as armaduras de ambas as direções precisam ser calculadas para resistir aos momentos fletores. Já quando o índice de esbeltez é maior que dois a laje é classificada como armada em uma direção, isto não significa que haverá armadura apenas em uma direção, mas que na direção do maior vão adota-se apenas uma armadura de distribuição, com seção transversal mínima definida pela NBR 6118:2014 (PINHEIRO, 2010).

Na tabela 3 tem-se os valores dos vãos teóricos em metros e os índices de esbeltez para as lajes maciças que deverão ser dimensionadas neste projeto.

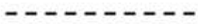
Tabela 3 – Valores dos vãos teóricos e índices de esbeltez.

Lajes	l_x	l_y	λ
L1	6,00	6,00	1,00
L2	5,00	10,00	2,00
L3	4,00	6,00	1,50

Fonte: Autoria própria.

Deve-se também classificar as lajes quanto aos apoios, ou seja, os vínculos de seus bordos. Existem três tipos de vínculos, bordo livre caracteriza-se pela ausência de apoio, ou seja, quando o bordo se encontra em balanço ocorrendo deslocamentos verticais. Bordo simplesmente apoiado caracteriza-se quando não há deslocamentos verticais, onde a laje está apoiada sobre a viga, porém não existe uma continuidade da mesma. No bordo engastado, teoricamente, não ocorrem deslocamentos verticais e rotações. Considera-se este caso bordo engastado, quando existe continuidade da laje sobre o apoio (viga), isto é, existem lajes adjacentes. Salienta-se que apenas a continuidade de uma laje sobre os apoios (vigas) não é condição suficiente para que este bordo seja considerado engastado; necessário também é que as lajes adjacentes a este referido apoio tenham o mesmo nível e dimensões próximas, tanto para as suas alturas, quanto para os seus vãos na direção perpendicular ao mesmo. As representações gráficas para cada tipo de bordo podem ser identificadas na figura 8 (PINHEIRO, 2010).

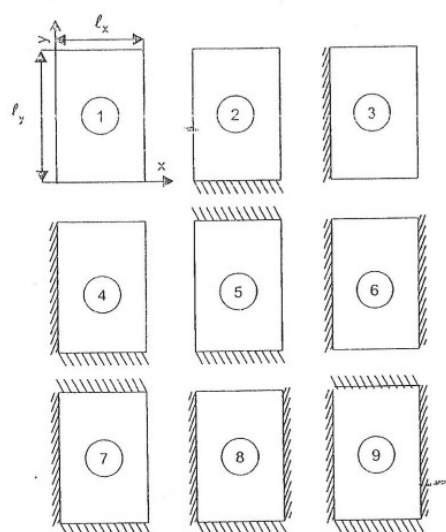
Figura 8 – Representação dos tipos de apoios.

Borda livre	Borda simplesmente apoiada	Borda engastada
		

Fonte: PINHEIRO, 2010.

A figura 9 identifica nove casos possíveis para lajes retangulares relacionadas a seus apoios, essa classificação baseia-se nas soluções desenvolvidas por Bares e adaptadas para o coeficiente de Poisson igual a 0,20 (CARVALHO, FILHO; 2017).

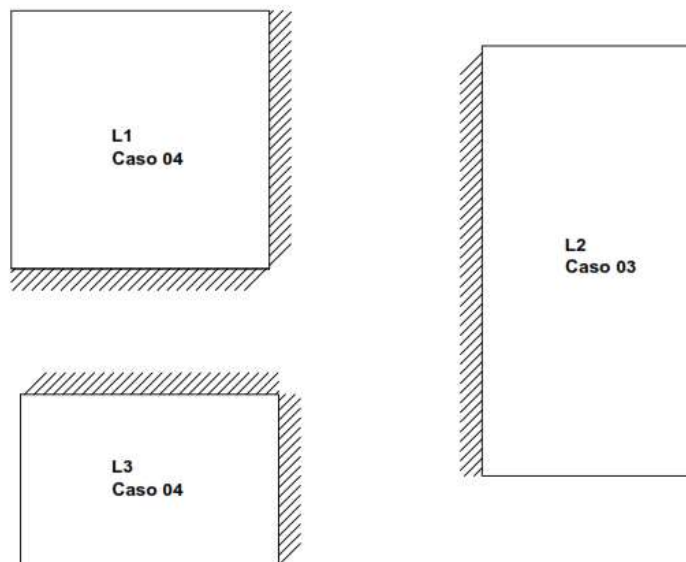
Figura 9 – Representação dos possíveis casos de apoio das lajes retangulares.



Fonte: CARVALHO, FILHO; 2017.

Tem-se então, ilustradas na figura 10, a representação das lajes do projeto a ser realizado e seus respectivos casos.

Figura 10 – Representação dos casos de apoio presentes no projeto.



Fonte: Autoria própria.

Feitas estas definições pode-se então pré-dimensionar as lajes, primeiramente deve-se ressaltar que o item 13.2.4.1 da NBR 6118:2014 estipula valores mínimos para as espessuras das lajes maciças em concreto armado, são eles:

- a) 7 cm para cobertura não em balanço;
- b) 8 cm para lajes de piso não em balanço;
- c) 10 cm para lajes em balanço;
- d) 10 cm para lajes que suportem veículos de peso total menor ou igual a 30 kN;
- e) 12 cm para lajes que suportem veículos de peso total maior que 30 kN;
- f) 15 cm para lajes com protensão apoiadas em vigas, com o mínimo de $\frac{l}{42}$ para lajes de piso biapoiadas e $\frac{l}{50}$ para lajes de piso contínuas;
- g) 16 cm para lajes lisas e 14 cm para lajes-cogumelo, fora do capitel.

Como a NBR 6118:2014 fornece apenas limites mínimos padrões e com o intuito de obter valores precisos quanto ao pré-dimensionamento das lajes, optou-se por calcular a altura das lajes através de outras referências. Segundo a NBR 6118:1980 pode-se estipular o valor limite da altura útil de uma laje utilizando a seguinte expressão:

$$d \geq \frac{l}{\psi_2 \cdot \psi_3} \quad (5.1.2)$$

Onde:

l - Menor vão da laje, em metros;

ψ_2 - Coeficiente que depende das condições de vinculação e dimensões da laje (Tabela 4);

ψ_3 - Coeficiente que depende do tipo de aço (Tabela 5).

Tabela 4 – Valores de ψ_2 .

λ	Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4	Caso 5	Caso 6	Caso 7	Caso 8	Caso 9
1,00	1,50	1,70	1,70	1,80	1,90	1,90	2,00	2,00	2,20
1,05	1,48	1,67	1,69	1,78	1,87	1,89	1,97	1,99	2,18
1,10	1,46	1,64	1,67	1,76	1,83	1,88	1,94	1,97	2,15
1,15	1,44	1,61	1,66	1,74	1,80	1,87	1,91	1,96	2,13
1,20	1,42	1,58	1,64	1,72	1,76	1,86	1,88	1,94	2,10
1,25	1,40	1,55	1,63	1,70	1,73	1,85	1,85	1,93	2,08
1,30	1,38	1,52	1,61	1,68	1,69	1,84	1,82	1,91	2,05
1,35	1,36	1,49	1,60	1,66	1,66	1,83	1,79	1,90	2,03
1,40	1,34	1,46	1,58	1,64	1,62	1,82	1,76	1,88	2,00
1,45	1,32	1,43	1,57	1,62	1,59	1,81	1,73	1,87	1,98
1,50	1,30	1,40	1,55	1,60	1,55	1,80	1,70	1,85	1,95
1,55	1,28	1,37	1,54	1,58	1,52	1,79	1,67	1,84	1,93
1,60	1,26	1,34	1,52	1,56	1,48	1,78	1,64	1,82	1,90
1,65	1,24	1,31	1,51	1,54	1,45	1,77	1,61	1,81	1,88
1,70	1,22	1,28	1,49	1,52	1,41	1,76	1,58	1,79	1,85
1,75	1,20	1,25	1,48	1,50	1,38	1,75	1,55	1,78	1,83
1,80	1,18	1,22	1,46	1,48	1,34	1,74	1,52	1,76	1,80
1,85	1,16	1,19	1,45	1,46	1,31	1,73	1,49	1,75	1,78
1,90	1,14	1,16	1,43	1,44	1,27	1,72	1,46	1,73	1,75
1,95	1,12	1,13	1,42	1,42	1,24	1,71	1,43	1,72	1,73
2,00	1,10	1,10	1,40	1,40	1,20	1,70	1,40	1,70	1,70

Fonte: CARVALHO, FILHO; 2017.

Tabela 5 – Valores de ψ_3 .

Aço	ψ_3
CA25	35
CA32	33
CA40	30
CA50	25
CA30	20

Fonte: Adaptado de CARVALHO, FILHO; 2017.

Segundo Pinheiro (2010) a expressão da NBR 6118:1980 (5.1.2), ao se tratar de lajes usuais de edifícios, apresentam resultados exagerados. Portanto ele indica a utilização da seguinte expressão para cálculo da altura útil em centímetros:

$$d = (2,5 - 0,1 \cdot n) \cdot \frac{l}{100} \quad (5.1.3)$$

Onde:

l - Menor valor entre l_x e $0,7l_y$;

n - Número de bordos engastados.

Vale ressaltar que as expressões 5.1.2 e 5.1.3 são utilizadas para o pré-dimensionamento da altura útil (d), porém o valor esperado é da espessura da laje (h), esta espessura se dá através da expressão abaixo e seu melhor entendimento é ilustrado pela figura 11.

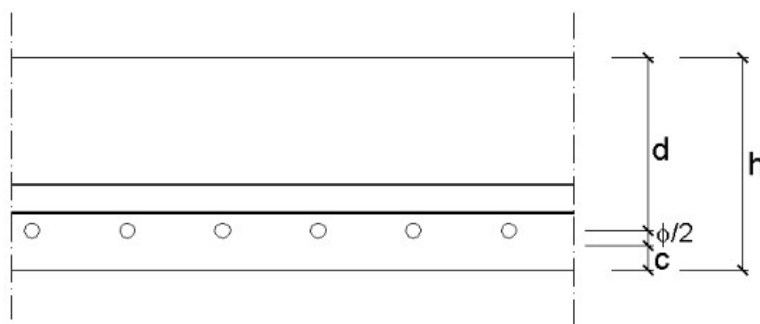
$$h = d + \frac{\phi}{2} + c \quad (5.1.4)$$

Onde:

ϕ – Diâmetro das barras (Adotou-se barras de 8,0mm);

c – Cobrimento nominal (Definido no item 3.1).

Figura 11 – Representação da espessura total da laje e seus elementos.



Fonte: PINHEIRO, 2010.

Feitas todas estas considerações, finaliza-se este item com a tabela 6 que indica as espessuras calculadas de acordo com cada método citado neste item. O item h_{nbr} diz respeito ao método de pré-dimensionamento prescrito pela NBR 6118:1980 e como esperado indicou as maiores espessuras. O item h_{pin} refere-se ao método descrito segundo Pinheiro (2010). Todos os resultados obtidos foram superiores à h_{min} que é o valor mínimo estipulado pela NBR 6118:2014. Por fim, h_{adot} é o valor de espessura da laje que será adotado para cada laje, optou-se por dimensões iguais para todas as lajes, no caso 12 centímetros, levando em conta a

facilidade para execução. Vale salientar que este é um pré-dimensionamento e, caso necessário, a espessura h das lajes pode mudar ao decorrer do trabalho.

Tabela 6 – Índices de cálculo e valores obtidos para espessura das lajes.

Laje	l_x (cm)	$0,7.l_y$ (cm)	λ	Caso	ψ_2	ψ_3	N° Bordos Engast.	$c + \frac{\phi}{2}$	h_{min} (cm)	h_{nbr} (cm)	h_{pin} (cm)	h_{adot} (cm)
L1	600	420	1,00	4	1,8	25	2	2,90	8,00	16,23	12,56	12,00
L2	500	700	2,00	3	1,4	25	1	2,90	8,00	17,19	14,90	12,00
L3	400	420	1,50	4	1,6	25	2	2,90	8,00	12,90	12,10	12,00

Fonte: Autoria própria.

5.2 VIGAS

Segundo a NBR 6118:2014 as vigas em concreto armado devem obedecer uma largura (b_w) mínima de 12 centímetros. Na maioria das vezes esta dimensão é escolhida em função da largura do tijolo utilizado na edificação, isso para que a viga fique embutida na alvenaria. Portanto para o projeto em estudo adotou-se a largura $b_w = 15$ cm, pois como já citado anteriormente adotou-se blocos com 14 centímetros e considerando 0,5 centímetros de revestimento em cada face do bloco atinge-se a espessura de 15 centímetros.

Neste projeto para o pré-dimensionamento da altura (h) das vigas optou-se pela utilização do Método do Vão Ponderado proposto por Cunha (2014). Os critérios por ele utilizados podem ser observados na tabela 7.

Tabela 7 – Critérios para pré-dimensionamento da altura das vigas.

Caso	Posição da viga	Dá apoio a outra(s) viga(s)	Fórmula
1	Central	Sim	$h = 14\% L$
2	Central	Não	$h = 10\% L$
3	Periférica	Sim	$h = 10\% L$
4	Periférica	Não	$h = 9\% L$

Fonte: CUNHA, 2014.

Neste método L é o vão de cada viga, porém em vigas contínuas é aconselhável que as seções não mudem de um vão para o outro, portanto nos cálculos para este tipo de viga adotou-se L como o maior vão. A tabela 8 apresenta os resultados obtidos para as vigas do projeto em elaboração.

Tabela 8 – Valores calculados e adotados para altura inicial das vigas.

Viga	Maior Vão (cm)	Posição da Viga	h calculado (cm)	h adotado (cm)
V1	600,00	Periférica	54,00	55,00
V2	600,00	Central	60,00	60,00
V3	600,00	Periférica	54,00	55,00
V4	600,00	Periférica	54,00	55,00
V5	600,00	Central	60,00	60,00
V6	1000,00	Periférica	90,00	90,00

Fonte: Autoria própria.

A viga V6 tornou-se um caso a ser analisado, a altura obtida através do método do vão ponderado é inexecutável para vigas que estão acima de paredes com aberturas para esquadrias e isto ocorreu por conta do grande vão que a viga tem que vencer. Porém, optou-se por adotar a altura inicial de 90 centímetros no pré-dimensionamento pois no térreo a parede em questão não tem aberturas e caso esta dimensão não se mostre satisfatória durante o dimensionamento outras soluções serão analisadas. Sabe-se que existem opções mais viáveis que esta, como por exemplo o acréscimo de um pilar para diminuição do vão, porém optou-se por não realizar isto para não alterar o exemplo do livro.

5.3 PILARES

Segundo Cunha (2014) o pré-dimensionamento de pilares em concreto armado pode ser realizado através de um cálculo simplificado, estimando a área de concreto necessária para resistir aos esforços normais atuantes no pilar, através da expressão:

$$A_c = \left(\frac{N_d}{\sigma_{id}} \right) \cdot \gamma_{corr} \quad (5.3.1)$$

Onde:

A_c – Área de seção transversal do pilar (cm²);

N_d – Carregamento de cálculo atuante no pilar (kgf);

γ_{corr} – Coeficiente de correção;

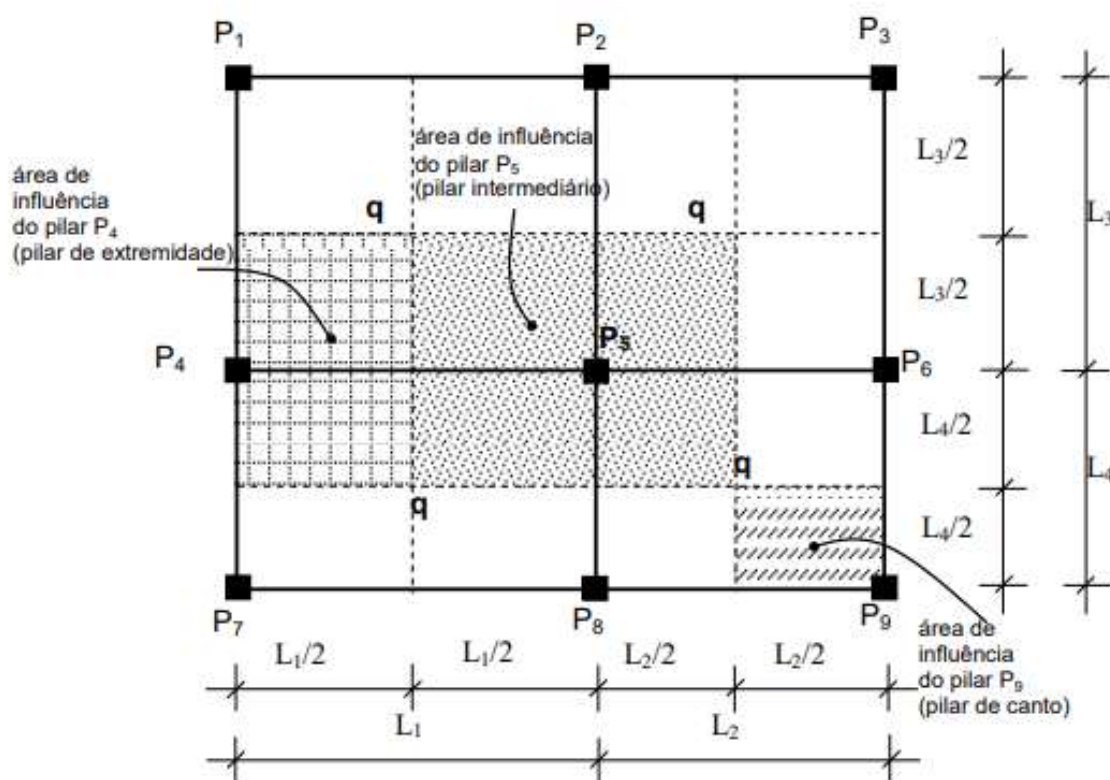
σ_{id} – Tensão ideal de cálculo do concreto (kgf/cm²).

Se tratando de um pré-dimensionamento o carregamento dos pilares pode ser estimado, para isso utiliza-se do método proposto por Melo (2013) que estima as cargas através das áreas de influência. Este método utiliza-se da expressão:

$$N_d = \gamma_f \cdot \gamma_n \cdot \sum A_i \cdot q_t \quad (5.3.2)$$

Deve-se realizar a somatória das cargas atuantes de todos os pavimentos, no caso do projeto elaborado neste trabalho tem-se apenas o pavimento superior e a cobertura. Na expressão 5.3.2 o valor γ_f diz respeito ao coeficiente de majoração da carga que é 1,4. A área de influência A_i pode ser obtida através da esquematização ilustrada na figura 12.

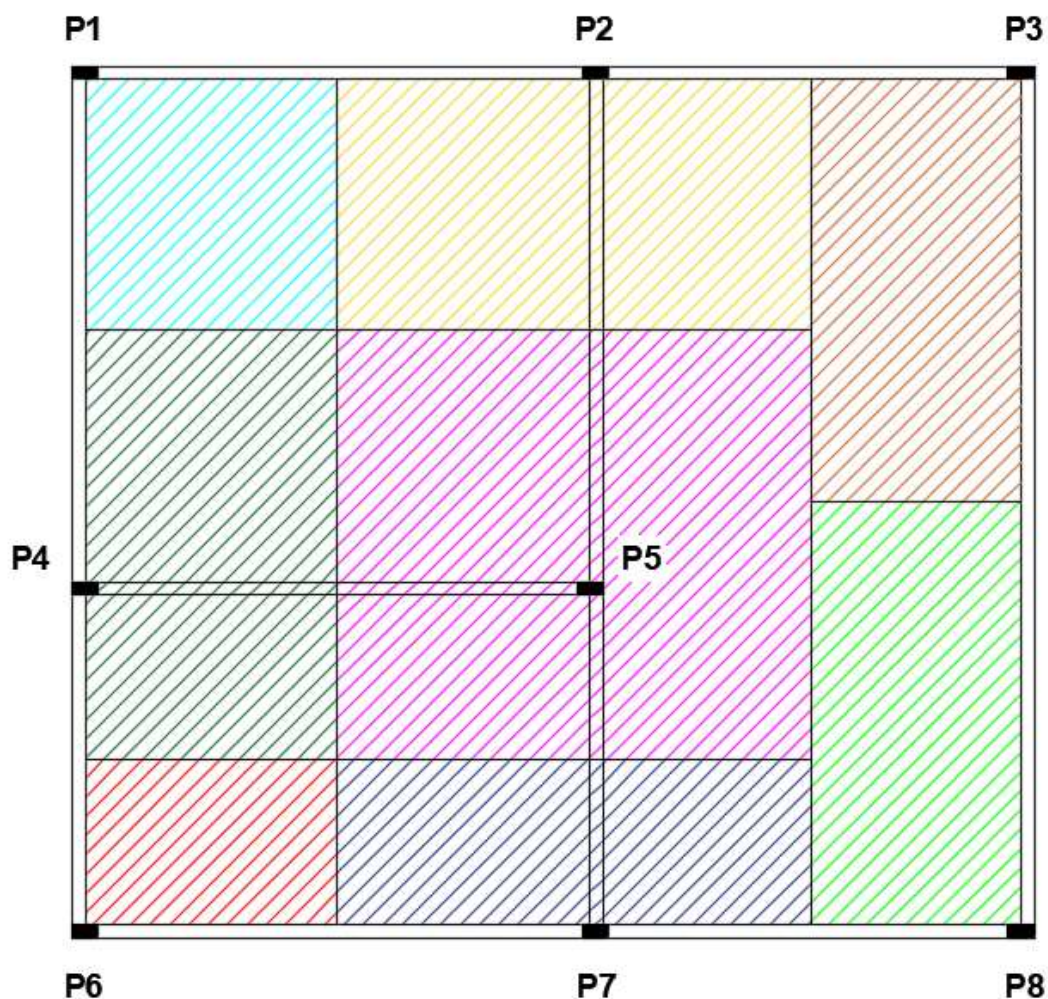
Figura 12 – Esquematização de como é definido o sistema de áreas de influência.



Fonte: MELO, 2013.

Na figura 13, ilustra-se como ficaram as áreas de influência para o projeto elaborado neste trabalho, tanto para o pavimento tipo quanto para a cobertura.

Figura 13 – Representação das áreas de influência nos pilares.



Fonte: Autoria própria.

Os valores para os carregamento (q_t), durante o pré-dimensionamento, são estimados. Segundo Cunha (2014) para lajes maciças com paredes pode-se adotar um valor de 1200 kfg/m² e este será o valor considerado para o pavimento superior. Já segundo Di Pietro (2000) pode-se adotar para lajes de cobertura 500 kgf/m² e este será o valor considerado para a cobertura.

Segundo a NBR 6118:2014 um pilar em concreto armado não pode apresentar nenhuma de suas dimensões menor que 19 centímetros. Caso isso aconteça torna-se necessário utilização coeficiente adicional de majoração do carregamento (γ_n), o valor deste coeficiente varia de acordo com a dimensão adotada (b) e pode ser obtido consultando a tabela 9.

Tabela 9 – Valores do coeficiente adicional γ_n .

b cm	≥ 19	18	17	16	15	14
γ_n	1,00	1,05	1,10	1,15	1,20	1,25
onde $\gamma_n = 1,95 - 0,05 b$; b é a menor dimensão da seção transversal, expressa em centímetros (cm). NOTA O coeficiente γ_n deve majorar os esforços solicitantes finais de cálculo quando de seu dimensionamento.						

Fonte: NBR 6118:2014.

A tabela 10 indica os valores obtidos como carregamento de cálculo para os pilares, assim como a indicação das cargas e coeficientes considerados. Vale ressaltar que para o coeficiente adicional (γ_n) considerou-se o valor de 1,20 pois pretende-se adotar a menor dimensão dos pilares com 15 centímetros.

Tabela 10 – Valores para o carregamento de cálculo N_d .

Pilar	γ_f	γ_n	A_i (m ²)	q_t Cobertura (kgf/m ²)	q_t 1° Pav (kgf/m ²)	N_d (kgf)	N_d (KN)
P1	1,40	1,20	8,55	500,00	1.200,00	24.418,80	244,19
P2	1,40	1,20	16,09	500,00	1.200,00	45.953,04	459,53
P3	1,40	1,20	11,94	500,00	1.200,00	34.100,64	341,01
P4	1,40	1,20	14,60	500,00	1.200,00	41.697,60	416,98
P5	1,40	1,20	27,45	500,00	1.200,00	78.397,20	783,97
P6	1,40	1,20	5,63	500,00	1.200,00	16.079,28	160,79
P7	1,40	1,20	10,59	500,00	1.200,00	30.245,04	302,45
P8	1,40	1,20	11,94	500,00	1.200,00	34.100,64	341,01

Fonte: Autoria própria.

Outro parâmetro necessário para o pré-dimensionamento dos pilares é a tensão ideal de cálculo do concreto (σ_{id}). Esta é equacionada em função da resistência do concreto e do aço. A tensão ideal de cálculo pode ser obtida através da seguinte expressão:

$$\sigma_{id} = 0,85 \cdot f_{cd} + \rho \cdot (f_{sd} - 0,85 \cdot f_{cd}) \quad (5.3.3)$$

Onde f_{cd} é a resistência à compressão de cálculo, que pode ser obtida através da relação $f_{ck}/1,4$; ρ é a taxa de armadura que será considerada como 2% e f_{sd} é a resistência de cálculo do aço para uma deformação de 0,2%, que para o CA-50 é considerado 420 MPa. Substituindo valores pode-se obter o valor de 262,5 kgf/cm².

O último parâmetro necessário para finalizar o pré-dimensionamento dos pilares é o coeficiente de correção (γ_{corr}), este leva em conta as excentricidades das

cargas atuantes nos pilares, porém, por conta das diversas variáveis que estão ligadas à este parâmetro é comum encontrar valores diferentes para cada autor. A tabela 11 mostra alguns exemplos:

Tabela 11 – Exemplos de coeficientes de correção.

Posição do Pilar	γ_{corr} Pinheiro (2010)	γ_{corr} Bacarji (1993) apud Melo (2013)	γ_{corr} Cunha (2014)
Intermediário	1,30	1,30	1,10
Extremidade	1,50	1,60	1,40
Canto	1,80	1,80	2,80

Fonte: Autoria própria.

Para o coeficiente de correção adotou-se os valores de Pinheiro (2010). Com isso tem-se todos os parâmetros necessário para utilizar a expressão 5.3.1 e obter a área de concreto dos pilares, após calculada a área de concreto basta adotar uma das dimensões do pilar e através de uma relação matemática simples pode-se obter o valor da outra dimensão. Vale ressaltar que segundo o item 13.2.3 da NBR 6118:2014 não é permitido o uso de pilares com área de seção transversal menor que 360 m², portanto caso a área calculada seja menor que este valor, será utilizado o valor mínimo. Como já citado, adotou-se a princípio 15 centímetros para a menor dimensão de todos os pilares, a tabela 12 indica os parâmetros e os resultados obtidos como pré-dimensionamento de todos os pilares.

Tabela 12 – Valores de pré-dimensionamento dos pilares.

Pilar	N_d (kgf)	σ_{id} (kgf/cm ²)	γ_{corr}	A_c (cm ²)	A_c Mínima(cm ²)	b (cm)	h_{calc} (cm)	h_{adot} (cm)
P1	24.418,80	262,50	1,80	167,44	360,00	15,00	24,00	25,00
P2	45.953,04	262,50	1,50	262,59	360,00	15,00	24,00	25,00
P3	34.100,64	262,50	1,80	233,83	360,00	15,00	24,00	25,00
P4	41.697,60	262,50	1,50	238,27	360,00	15,00	24,00	25,00
P5	78.397,20	262,50	1,30	388,25	360,00	15,00	25,88	30,00
P6	16.079,28	262,50	1,80	110,26	360,00	15,00	24,00	25,00
P7	30.245,04	262,50	1,50	172,83	360,00	15,00	24,00	25,00
P8	34.100,64	262,50	1,80	233,83	360,00	15,00	24,00	25,00

Fonte: Autoria própria.

Na tabela acima, h_{calc} é a dimensão do pilar calculada e h_{adot} é a dimensão que de fato será adotada. Pode-se observar que a grande maioria dos pilares ficaram com a área de concreto mínima exigida pela NBR 6118:2014, com exceção do P5.

6 PROJETO ESTRUTURAL – SOFTWARE COMERCIAL

6.1 DEFINIÇÃO DOS DADOS INICIAIS DE PROJETO E CRIAÇÃO DO EDÍFICIO NO SOFTWARE

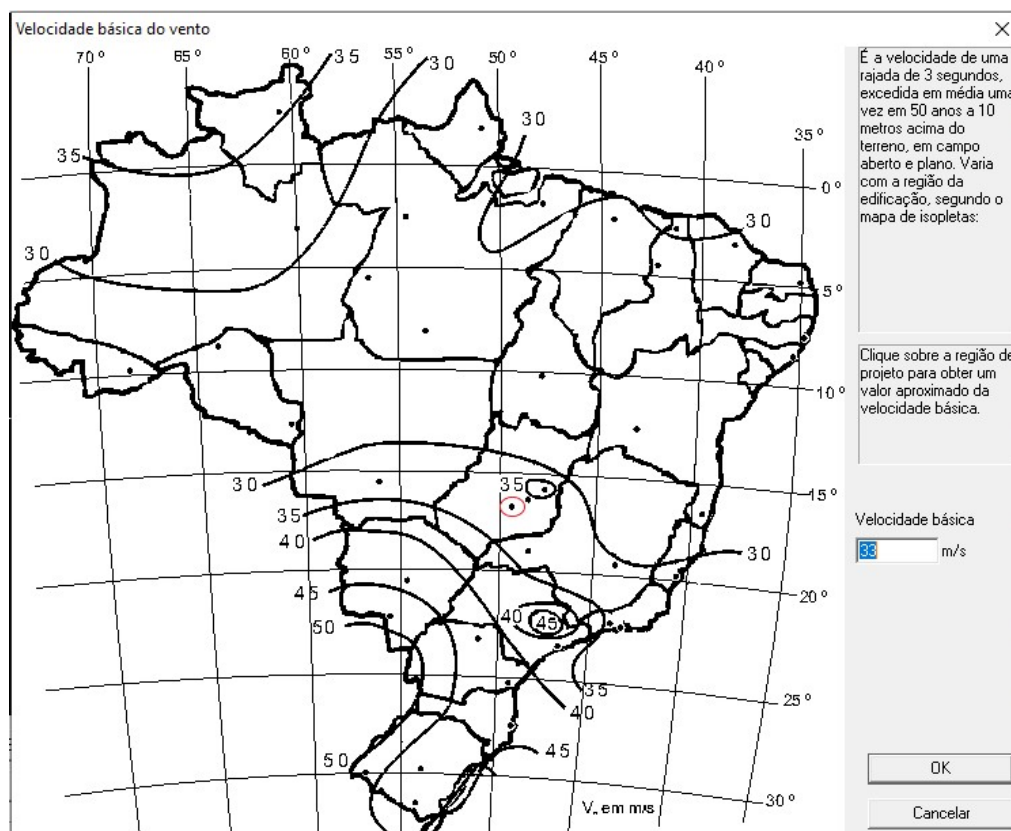
O primeiro passo para elaboração de um projeto estrutural em concreto armado no TQS é a criação do edifício. Durante esta etapa inicial vários critérios de projeto são definidos. Pode-se citar alguns critérios definidos como:

- a) Norma de uso: NBR 6118:2014;
- b) Modelo estrutural: Modelo IV – utilizando “Grelhas de Lajes Planas”, onde cada pavimento é modelado isoladamente como uma grelha e o edifício como um todo é modelado como um pórtico espacial de vigas e pilares.
- c) Pavimentos: Definição dos pavimentos e suas características tais como pé direito, classe e função operacional.
- d) Resistência à compressão do concreto: 30 MPa, conforme item 3.2.2 deste trabalho;
- e) Classe de agressividade: Moderada, conforme item 3.1 deste trabalho.
- f) Cobrimentos: 2,50cm para lajes e 3,00cm para vigas e pilares, conforme item 3.1 deste trabalho.

Outros dados iniciais definidos durante a criação do edifício no TQS são os coeficientes de arrasto, necessários para o cálculo das ações do vento na estrutura. Os procedimentos para cálculo destas ações estão prescritos na NBR 6123:1988, porém o software faz o cálculo automático destes coeficientes, para isso deve-se entrar com alguns dados:

- V_0 - Velocidade básica do vento: 33m/s conforme mapa da figura 14;
- S_1 - Fator do terreno: fator topográfico, que leva em consideração as variações do relevo do terreno. Adotou-se 1,00 para terrenos planos ou pouco acidentados;
- S_2 – Categoria de rugosidade: adotou-se “IV” terreno com obstáculos numerosos e pouco espaçados. Zona florestal, industrial, urbanizada parques e subúrbios densos;
- S_2 – Classe da edificação: adotou-se “A” maior dimensão horizontal ou vertical < 20 metros;
- S_3 – Fator estatístico: Relacionado ao grau de segurança que o edifício deve apresentar, adotou-se 1.00 para edificações em geral, hotéis, residências, comércio e indústria com alta taxa de ocupação.

Figura 14 – Mapa de indicação da velocidade básica do vento.



Fonte: Autoria própria.

Para finalizar os dados de entrada necessários para o cálculo dos coeficientes de arrasto informou-se as larguras da edificação. A altura de edificação o próprio software estima através dos dados apresentados na definição dos pavimentos. Por fim, tem-se os seguintes valores obtidos para os coeficientes de arrasto de acordo com o ângulo de incidência de ação do vento:

Figura 15 – Valores dos coeficientes de arrasto.

Ângulo	CA
90	1.04
270	1.04
0	1.00
180	1.00

Fonte: Autoria própria.

Após finalizada a criação do edifício dentro do software, acessou-se também os critérios de projeto para alterar os valores do módulo de deformação longitudinal tangente (E_c) e do módulo de elasticidade secante (E_{cs}) de modo que os mesmos seguissem os valores definidos no item 3.2.2 deste trabalho.

6.2 LANÇAMENTO DA ESTRUTURA

Para dar início a modelagem estrutural no software, primeiramente, fez-se a conversão da planta baixa arquitetônica de formato “DWG-ACAD” para “DWG-TQS”. Esta conversão pode ser feita através do próprio TQS, na opção “Converter” da aba “Plotagem”.

Após esta conversão, foi acessada a janela de modelagem estrutural do pavimento superior. Utilizou-se então a opção “Referência externa”, na aba “Modelos”, para inserir a arquitetura no software, esta arquitetura terá a função de auxiliar na locação dos elementos estruturais.

Em seguida deu-se início ao lançamento dos pilares, utilizando a opção “Inserir pilar” da aba “Pilares”. Na janela que se abre pode-se definir o número do pilar e suas dimensões, conforme indicado na figura 16.

Figura 16 – Janela de inserção de pilares.

Fonte: Autoria própria.

Repetiu-se o processo de inserção para os oito pilares do projeto, adotando as dimensões calculadas no item 5.3 deste trabalho.

Em seguida foi feito o lançamento das vigas através da opção “Inserir viga” na aba “Vigas”. Na janela aberta a seguir é importante definir duas informações, a primeira é a largura e a altura da viga que será inserida como indicado na figura 17. A outra informação importante

se trata do carregamento que será considerada sobre aquela viga, esta carga pode ser definida no botão “Carga distribuída em todos os vãos” que pode ser visualizado na figura 17. Na janela que se abre, na aba “Alfanuméricas”, seleciona-se a opção “Por unidade de área mais altura de parede” e no campo “Altura de parede” deve-se inserir a altura da alvenaria que estará acima desta viga. Por fim no campo “Carga distribuída linear” seleciona-se a opção “BLOCO14”. A figura 18 indica como devem ficar as configurações de cargas. Este processo de definição de carregamentos faz com que o software, juntamente com a viga, já lance os carregamentos da alvenaria que atuam sobre a mesma.

Figura 17 – Janela de inserção de vigas.

Fonte: Autoria própria.

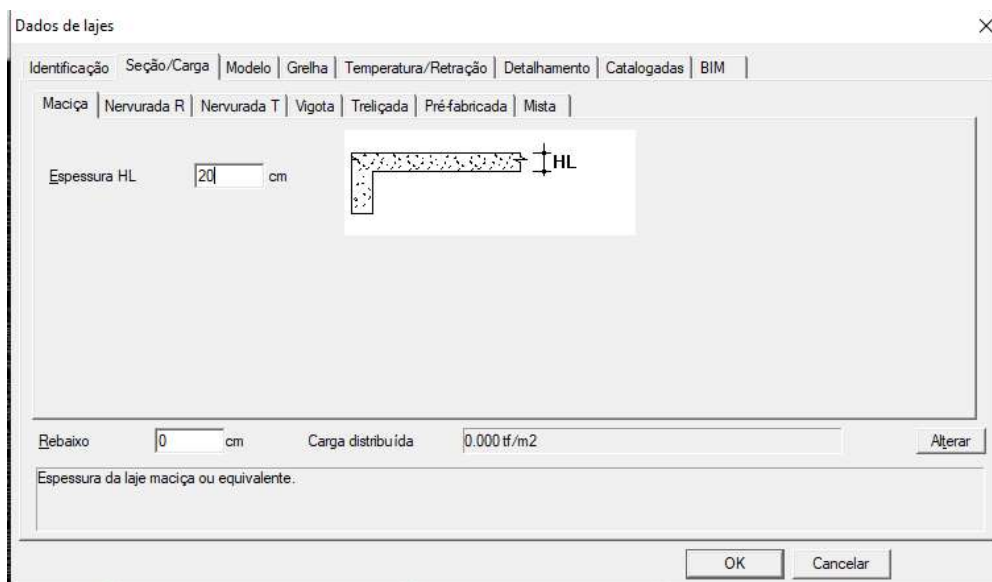
Figura 18 – Janela de inserção de carregamentos atuantes nas vigas.

Fonte: Autoria própria.

Inseriu-se então todas as seis vigas do projeto com processo semelhante ao indicado acima e seguindo as dimensões calculadas no item 5.2 deste trabalho.

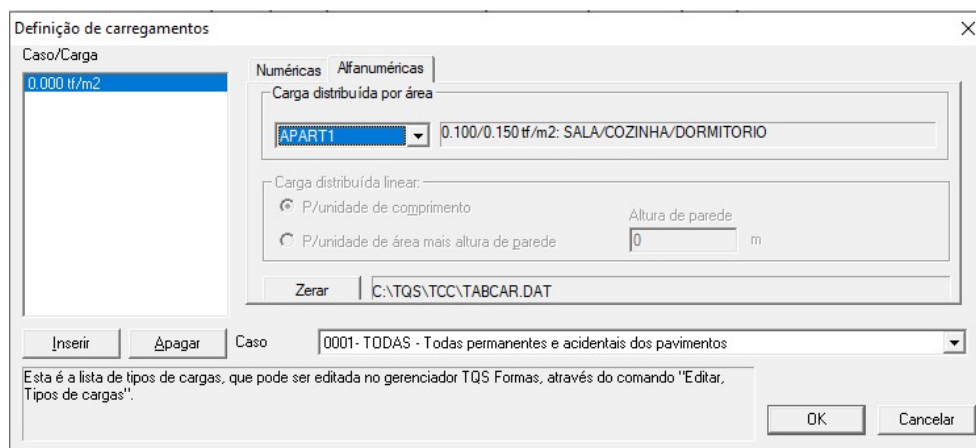
Em seguida foi feito o lançamento das lajes através da opção “Inserir laje” na aba “Lajes”. Na janela aberta a seguir, na aba “Seção/Carga” define-se a espessura da laje no campo “Espessura HL”, conforme indicado na figura 19. Deve-se também definir o carregamento que será considerada sobre aquela laje e este pode ser definido no botão “Alterar”, do campo “Carga distribuída”, que pode ser visualizado na figura 19. Na janela que se abre, na aba “Alfanuméricas”, seleciona-se a opção “APART1”, a seleção desta opção faz com que seja distribuída sobre a laje carregamentos permanente e acidental para um apartamento residencial. A figura 20 indica como devem ficar as configurações de carregamentos.

Figura 19 – Janela de inserção de lajes.



Fonte: Autoria própria.

Figura 20 – Janela de inserção de carregamentos atuantes nas lajes.



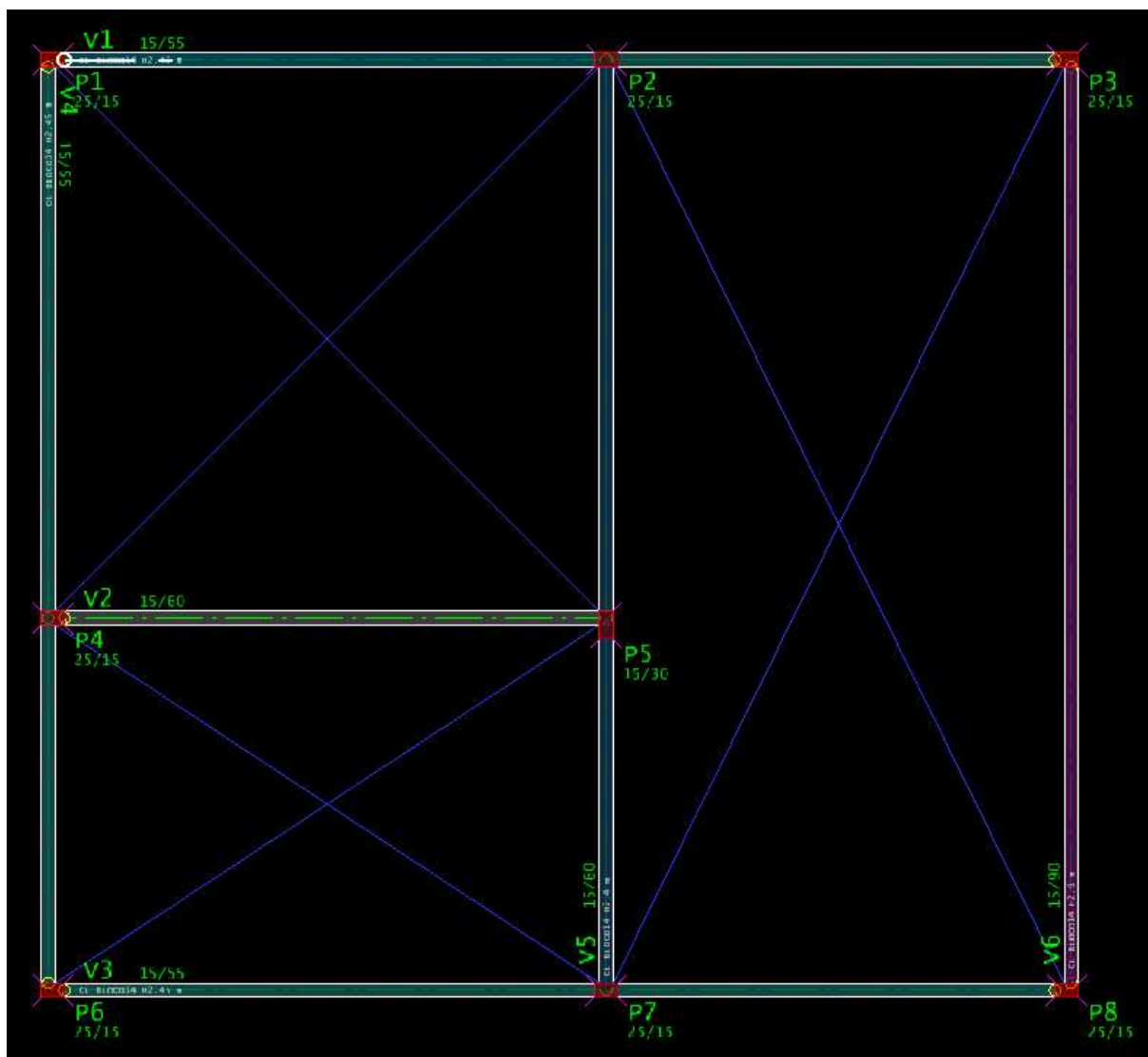
Fonte: Autoria própria.

Inseriu-se então todas as três lajes do projeto com processo semelhante ao indicado acima e seguindo as dimensões calculadas no item 5.1 deste trabalho.

Para finalizar o lançamento da estrutura deste pavimento deve-se inserir no projeto os carregamentos referente às alvenarias executadas diretamente sobre as lajes. Para isso deve-se selecionar a opção “Distribuída linearmente” na aba “Cargas”. Foram utilizados os mesmos métodos presentes na figura 18 para configurar o carregamento e após isto fez-se a inserção das cargas no modelo estrutural.

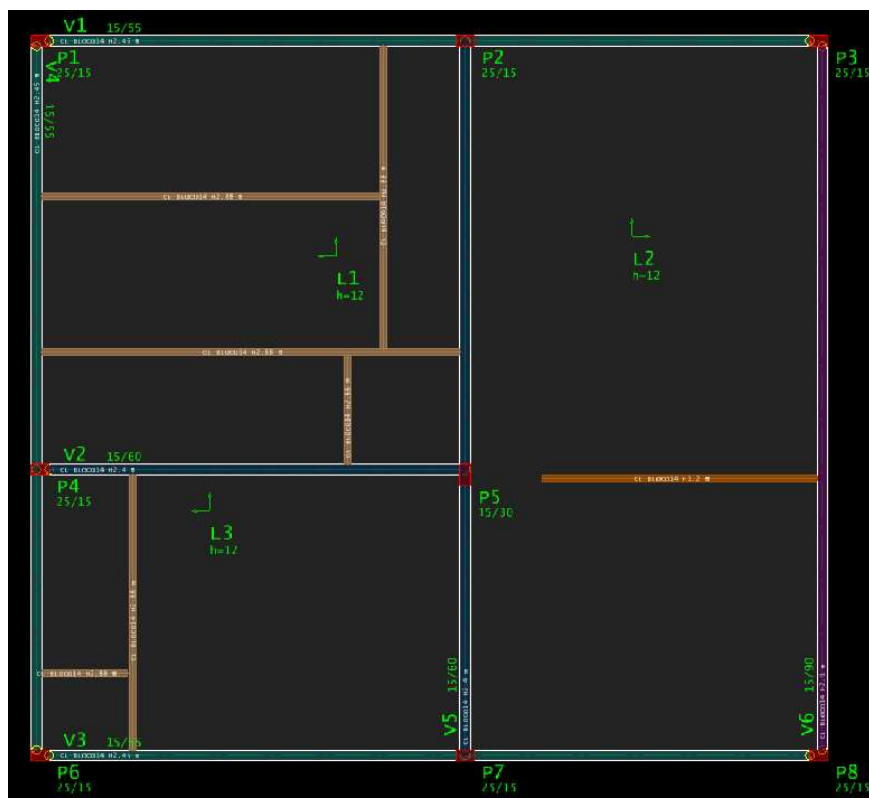
Repetiu-se todo o processo descrito neste item para os demais pavimentos, obtendo assim os modelos estruturais do térreo, pavimento superior e cobertura, conforme as imagens apresentadas a seguir:

Figura 21 – Modelo estrutural - térreo.



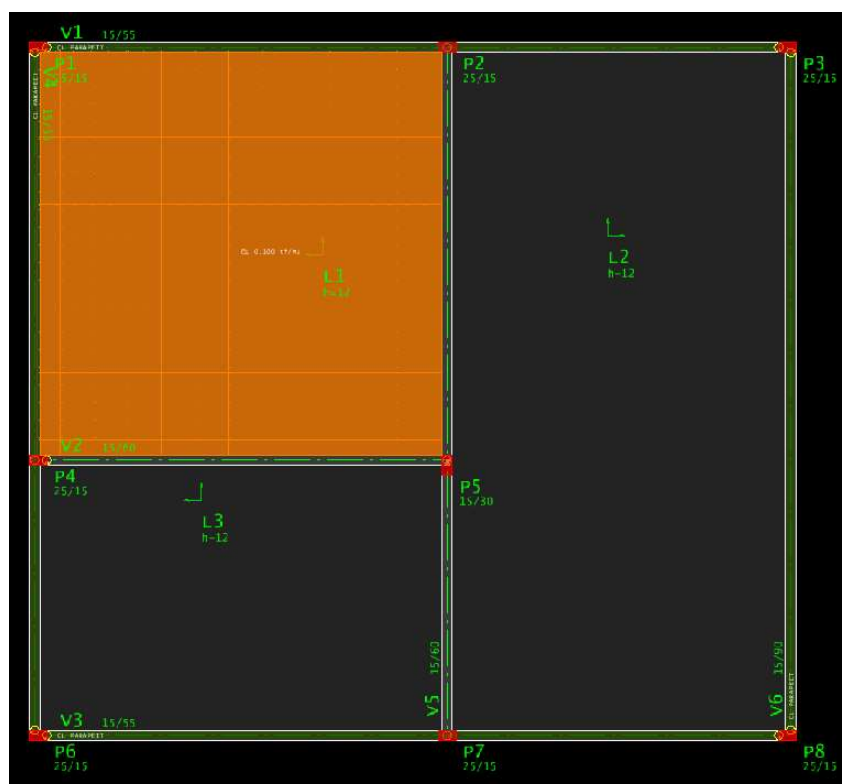
Fonte: Autoria própria.

Figura 22 – Modelo estrutural – pavimento superior.



Fonte: Autoria própria.

Figura 23 – Modelo estrutural – cobertura.



Fonte: Autoria própria.

Deve-se deixar claro algumas decisões tomadas durante o processo de modelagem estrutural. Primeiro, ressalta-se que houve a necessidade de mudar o sentido do pilar P5, pois o mesmo tornou-se inexecutável da forma que se encontrava por conta da porta de acesso à suíte, que ficaria disposta na região onde encontrava-se o pilar.

Sobre os carregamentos atuantes sobre a estrutura, sabe-se que seria interessante calcular detalhadamente todas as cargas de acordo com a NBR 6120:2019 “Ações para o cálculo de estruturas de edificações”, porém como uma das problemáticas que objetivaram este trabalho é a forma com que profissionais trabalham engessados ao software, optou-se pela utilização do máximo de recursos que o TQS disponibiliza, por isso a opção de lançar carregamentos padronizados pelo software. Ainda com relação aos carregamentos, na laje 1 da cobertura, considerou-se o carregamento da caixa de água de forma distribuída sobre toda a laje.

Após concluída a modelagem da estrutura fez-se o processamento global de esforços e armaduras do edifício. Nesta etapa o software faz a análise dos esforços, o dimensionamento, detalhamento e os desenhos das estruturas. Após o processamento o TQS mostra a quantidade de avisos leves e médios e também de erros graves. Os avisos leves e médios não comprometem o processamento, portanto podem ser apenas analisados, caso existam erros graves estes sim devem ser corrigidos. Deparou-se então com 2 erros graves, ambos relacionados ao dimensionamento do pilar 5, como mostra a figura 24. Identificou-se que não foi possível detalhar este pilar pois a seção do pilar não atendia a área de aço necessária se seguidos os critérios de espaçamento definidos em norma. Por fim, fez-se necessário aumentar o as dimensões pilar P5 para 15x45cm.

Figura 24 – Avisos e erros – primeiro processamento global.

Avisos e erros - Edifício TCC	
Quantitativo	
Classificação	Quantidade
Aviso/Leve	10
Aviso/Médio	61
Erro/Grave	2

Para maiores detalhes, entre no visualizador de erros.

Lista de erros graves

- Pilar sem dimensionamento

Existem erros graves. Para obter maiores detalhes, entre no visualizador de erros.

[Clique aqui](#) para abrir visualizador de erros

Fonte: Autoria própria.

Feita a alteração de dimensão do pilar P5, fez-se um novo processamento global e este não apresentou qualquer erro grave, como indicado na figura 25.

Figura 25 – Avisos e erros – segundo processamento global.



Fonte: Autoria própria.

6.3 ANÁLISE DOS ESFORÇOS E DESLOCAMENTOS DAS LAJES, VIGAS E PILARES

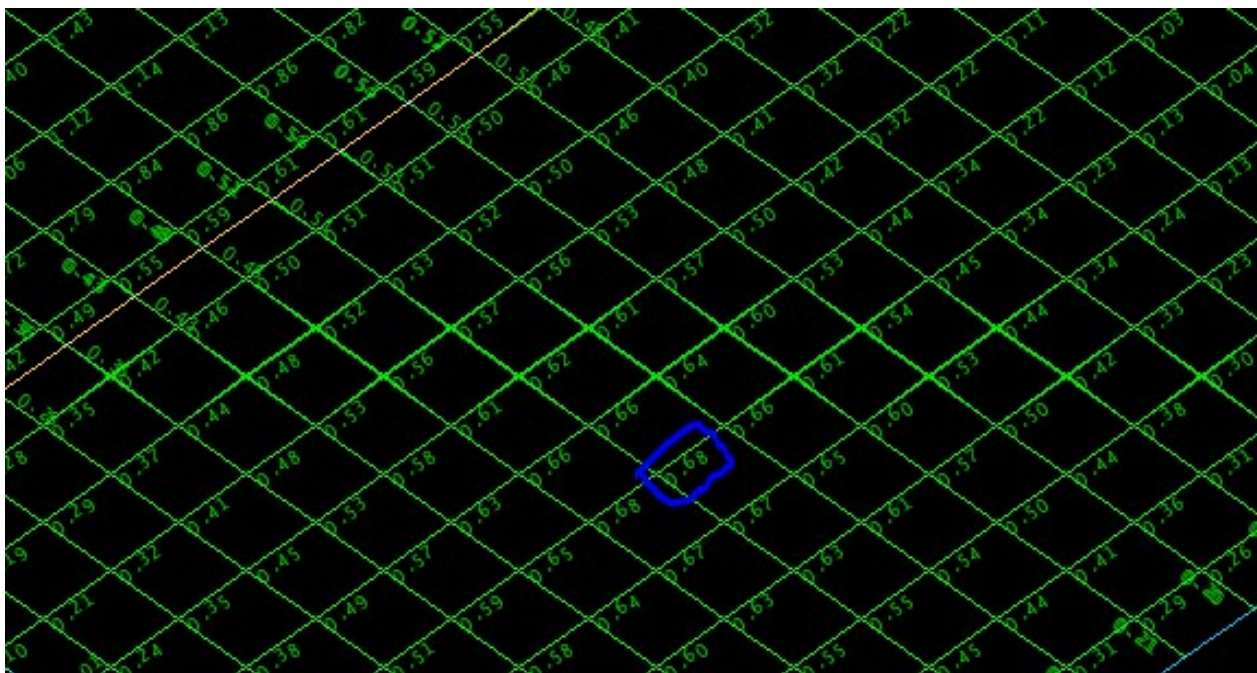
6.3.1 Análise do deslocamento limite das lajes

Segundo a NBR 6118:2014 o estado limite de deformação excessiva é o estado em que as deformações ultrapassem os limites estabelecidos por norma. O deslocamento vertical limite, ou flecha limite (f_{lim}), dos elementos estruturais pode ser obtido, para lajes apoiadas, utilizando a expressão 6.3.1.1 retirada da tabela 13.3 da NBR 6118:2014, onde l é o menor vão da laje.

$$f_{lim} = \frac{l}{250} \quad (6.3.1.1)$$

Calculada a flecha limite, basta compará-la com as flecha diferida (f_d) de cada laje. Para obtenção das flechas diferidas é necessário acessar o “Visualizador de Grelhas” do TQS, nele deve-se selecionar como caso atual de carregamento o “11 – ELS – Verificação do estado limite de serviço” e em diagramas indicar a opção “Deslocamentos”. Com isto pode-se visualizar os diagramas de deslocamento das lajes. Deve-se então coletar em cada laje o valor máximo, conforme indicado na figura 26.

Figura 26 – Indicação do deslocamento máximo de laje.



Fonte: Autoria própria.

Após obtidos os valores máximos das flechas de lajes da estrutura, faz-se a análise para ver se estas atendem ao critério de flecha limite, a tabela 13 indica os resultados obtidos.

Tabela 13 – Análise das flechas de lajes.

Laje	f_d (cm)	l (cm)	f_{lim}	Situação
L1 - Cobertura	2,37	600,00	2,40	OK
L2 - Cobertura	2,18	500,00	2,00	NÃO OK
L3 - Cobertura	0,68	400,00	1,60	OK
L1 - Pvmto S.	3,73	600,00	2,40	NÃO OK
L2 - Pvmto S.	2,31	500,00	2,00	NÃO OK
L3 - Pvmto S.	0,96	400,00	1,60	OK

Fonte: Autoria própria.

Nota-se que em ambos pavimentos existem lajes que não atendem aos critérios necessários, optou-se então por adotar a altura de 14 centímetros para todas as lajes. Não foi considerada a hipótese de aumentar a altura somente das lajes com flechas maiores que o limite pois não é muito usual a execução de lajes com alturas diferentes em um mesmo pavimento, principalmente em projetos pequenos como este.

Após alteradas as alturas de todas as lajes para 14 centímetros, fez-se novamente o processamento global da estrutura e em seguida coletou-se as novas flechas diferidas para análise. Os resultados obtidos se encontram na tabela 14.

Tabela 14 – Segunda análise das flechas de lajes.

Laje	f_d (cm)	l (cm)	f_{lim}	Situação
L1 - Cobertura	1,78	600,00	2,40	OK
L2 - Cobertura	1,72	500,00	2,00	OK
L3 - Cobertura	0,57	400,00	1,60	OK
L1 - Pvmto S.	2,73	600,00	2,40	NÃO OK
L2 - Pvmto S.	1,84	500,00	2,00	OK
L3 - Pvmto S.	0,82	400,00	1,60	OK

Fonte: Autoria própria.

Após esta análise, apenas a laje 1 do pavimento superior ultrapassou a flecha limite, deduz-se que isto ocorreu pela grande quantidade de alvenaria existente sobre a mesma. Optou-se por aumentar a altura de todas as lajes do pavimento superior para 15 centímetros. Fez-se novo processamento global e os resultados obtido encontram-se na tabela 15.

Tabela 15 – Terceira análise das flechas de lajes.

Laje	f_d (cm)	l (cm)	f_{lim}	Situação
L1 - Cobertura	1,78	600,00	2,40	OK
L2 - Cobertura	1,72	500,00	2,00	OK
L3 - Cobertura	0,57	400,00	1,60	OK
L1 - Pvmto S.	2,39	600,00	2,40	OK
L2 - Pvmto S.	1,69	500,00	2,00	OK
L3 - Pvmto S.	0,77	400,00	1,60	OK

Fonte: Autoria própria.

Com isso obteve-se a definição das alturas das lajes para atendimento aos critérios de flecha limite. Adotou-se para as lajes da cobertura uma altura de 14 centímetros e para as lajes do pavimento superior 15 centímetros.

6.3.2 Análise da altura útil mínima das lajes

Segundo CARVALHO e FILHO (2017) a altura útil mínima (d_{min}) de uma viga com armadura simples para resistir à um momento fletor M_d é aquela cuja a posição da linha neutra (x) acarreta o maior momento que a viga é capaz de resistir. Ainda segundo CARVALHO e FILHO (2017) a altura de uma viga é dada por:

$$d = \sqrt{\frac{M_d}{b_w \cdot f_{cd} \cdot (0,68 \cdot \xi - 0,272 \cdot \xi^2)}} \quad (6.3.2.1)$$

Onde:

b_w – Largura da viga;

f_{cd} – Resistência de cálculo do concreto;

ξ – Relação x/d .

Segundo a NBR 6118:2014 a capacidade de rotação de uma viga é função da posição da linha neutra no estado limite último, portanto, quanto menor a relação x/d , maior será esta capacidade. Ainda segundo a NBR 6118:2014, para vigas de concreto com resistência característica à compressão menor ou igual a 50 MPa a relação x/d deve ser menor ou igual a 0,45. Portanto, pode-se obter o valor da altura útil mínima de uma viga adotando $\xi = 0,45$ na equação 6.3.2.1. Com isso tem-se a expressão a seguir:

$$d_{min} = 2,0 \cdot \sqrt{\frac{M_d}{b_w \cdot f_{cd}}} \quad (6.3.2.2)$$

Pode-se adotar a equação 6.3.2.2 para calcular também a altura útil mínima de lajes, utilizando $b_w = 1$, e esta será a próxima verificação realizada nas lajes do edifício. A obtenção dos valores de momento fletor de projeto acontecem de forma semelhante à das flechas deferidas citada no capítulo anterior, porém para o caso atual de carregamento deve-se selecionar a opção “Todas permanentes e acidentais do pavimento” e para os diagramas selecionar “Momento My”.

Fez-se então a análise das alturas úteis das lajes do projeto (d) e os resultados obtidos encontram-se na tabela 16.

Tabela 16 – Análise da altura útil de lajes.

Laje	M_d (tf.m)	b_w (m)	f_{cd} (td/m ²)	d_{min} (cm)	d (cm)	Situação
L1 - Cobertura	0,38	1,00	2.142,86	2,66	10,00	OK
L2 - Cobertura	0,43	1,00	2.142,86	2,83	10,00	OK
L3 - Cobertura	0,17	1,00	2.142,86	1,78	10,00	OK
L1 - Pvmto S.	0,57	1,00	2.142,86	3,26	11,00	OK
L2 - Pvmto S.	0,47	1,00	2.142,86	2,96	11,00	OK
L3 - Pvmto S.	0,34	1,00	2.142,86	2,52	11,00	OK

Fonte: Autoria própria.

Nota-se que todas as lajes do projeto atendem ao critério de altura útil mínima.

6.3.3 Análise do deslocamento limite das vigas

Para análise da flecha limite de vigas utiliza-se do mesmo método de análise das lajes. Deve-se averiguar a situação de cada vão das vigas. A tabela 17 indica os resultados obtidos durante a análise das flechas de vigas do projeto.

Tabela 17 – Análise das flechas de vigas.

Viga	f_d (cm)	l (cm)	f_{lim}	Situação
V1-A - Cobertura	0,32	600,00	2,40	OK
V1-B - Cobertura	0,07	500,00	2,00	OK
V2 - Cobertura	0,54	600,00	2,40	OK
V3-A - Cobertura	0,21	600,00	2,40	OK
V3-B - Cobertura	0,09	500,00	2,00	OK
V4-A - Cobertura	0,37	400,00	1,60	OK
V4-B - Cobertura	0,01	600,00	2,40	OK
V5-A - Cobertura	0,56	400,00	1,60	OK
V5-B - Cobertura	0,02	600,00	2,40	OK
V6 - Cobertura	1,00	1000,00	4,00	OK
V1-A - Pvmto S.	0,50	600,00	2,40	OK
V1-B - Pvmto S.	0,10	500,00	2,00	OK
V2 - Pvmto S.	0,86	600,00	2,40	OK
V3-A - Pvmto S.	0,36	600,00	2,40	OK
V3-B - Pvmto S.	0,12	500,00	2,00	OK
V4-A - Pvmto S.	0,59	400,00	1,60	OK
V4-B - Pvmto S.	0,04	600,00	2,40	OK
V5-A - Pvmto S.	0,80	400,00	1,60	OK
V5-B - Pvmto S.	0,02	600,00	2,40	OK
V6 - Pvmto S.	1,27	1000,00	4,00	OK

Fonte: Autoria própria.

Tem-se a confirmação de que todas as vigas atendem ao critério de flecha limite.

6.3.4 Análise da altura útil mínima das vigas

A análise da altura útil de vigas ocorre da mesma forma que se fez a análise das lajes, vale ressaltar que as vigas possuem uma largura específica, portanto essas devem ser adotadas como b_w da equação 5.3.2.2.

Os resultados obtidos são apresentados na tabela 18.

Tabela 18 – Análise da altura útil de vigas.

Viga	M_d (tf.m)	b_w (m)	f_{cd} (td/m ²)	d_{min} (cm)	d (cm)	Situação
V1 - Cobertura	4,36	0,15	2.142,86	23,29	50,00	OK
V2 - Cobertura	9,80	0,15	2.142,86	34,92	55,00	OK
V3 - Cobertura	3,38	0,15	2.142,86	20,51	50,00	OK
V4 - Cobertura	4,36	0,15	2.142,86	23,29	50,00	OK
V5 - Cobertura	9,88	0,15	2.142,86	35,06	55,00	OK
V6 - Cobertura	19,79	0,15	2.142,86	49,63	85,00	OK
V1 - Pvmto S.	6,70	0,15	2.142,86	28,88	50,00	OK
V2 - Pvmto S.	15,06	0,15	2.142,86	43,29	55,00	OK
V3 - Pvmto S.	5,31	0,15	2.142,86	25,71	50,00	OK
V4 - Pvmto S.	6,92	0,15	2.142,86	29,35	50,00	OK
V5 - Pvmto S.	14,13	0,15	2.142,86	41,93	55,00	OK
V6 - Pvmto S.	25,55	0,15	2.142,86	56,39	85,00	OK

Fonte: Autoria própria.

Tem-se a confirmação de que todas as vigas atendem ao critério de altura útil mínima.

6.3.5 Análise da dimensão dos pilares

A análise dos pilares é feita utilizando as mesmas expressões e critérios adotados para o pré-dimensionar os mesmos, onde é verificado se a área de concreto existente resiste ao esforço solicitante. Para isto utiliza-se da equação 6.3.5.1. A diferença do pré-dimensionamento é que neste caso o valor de carregamento de cada pilar é real e não estimado.

$$A_c = \left(\frac{N_d}{\sigma_{id}} \right) \cdot \gamma_{corr} \quad (6.3.5.1)$$

Para coletar os carregamentos característicos atuantes em cada pilar deve-se acessar a opção “Geral” da ferramenta “Planta de cargas” e selecionar a opção “1 – Todas permanentes e acidentais do pavimento”. Os valores obtidos para este projeto podem ser visualizados na figura 27.

Figura 27 – Carregamento dos pilares.

Elem	Caso 1
	Fz tf
P1	20.14
P2	42.54
P3	26.82
P4	42.68
P5	72.08
P6	12.06
P7	24.17
P8	27.45
Soma	267.96

Fonte: Autoria própria.

Fez-se então a análise dos pilares e os resultados obtidos encontram-se na tabela 19, onde N_d é o carregamento de projeto em cada pilar, A_{cn} é a área de concreto necessária para resistir ao carregamento de projeto e A_{cp} é a área de concreto de cada pilar do projeto.

Tabela 19 – Análise área de concreto dos pilares.

Pilar	N_d (kgf)	A_{cn} (cm ²)	A_{cp} (cm ²)	Situação
P1	33.835,20	232,01	375,00	OK
P2	71.467,20	408,38	375,00	NÃO OK
P3	45.057,60	308,97	375,00	OK
P4	71.702,40	409,73	375,00	NÃO OK
P5	121.094,40	599,71	1080,00	OK
P6	20.260,80	138,93	375,00	OK
P7	40.605,60	232,03	375,00	OK
P8	46.116,00	316,22	375,00	OK

Fonte: Autoria própria.

Os pilares P2 e P4 não atenderam ao critério analisado e houve a necessidade de alterar a área de concreto dos mesmos. No TQS adotou-se para ambos as dimensões 15,00x30,00 centímetros. Fez-se um novo processamento global e foram coletados os novos carregamentos característicos, indicados na figura 28.

Figura 28 – Carregamento dos pilares.

Elem	Caso 1
	Fz tf
P1	20.05
P2	42.67
P3	26.91
P4	43.20
P5	71.59
P6	12.02
P7	24.19
P8	27.52
Soma	268.15

Fonte: Autoria própria.

Como é possível notar, as cargas não tiveram alterações consideráveis, portanto pode-se afirmar que as dimensões adotadas serão capazes de atender aos critérios analisados, pois as mesmas geram uma área de 450,00 cm² e a área necessária era para ambos os pilares era de aproximadamente 410,00 cm².

Finalizadas estas análises, temos, por fim, as dimensões finais dos elementos estruturais do projeto, restando então apenas os detalhamentos das armaduras. Vale ressaltar que as dimensões obtidas nesta etapa também serão utilizadas para o dimensionamento pelo método semi-automático. Fez-se a elaboração de uma planta de forma que se encontra no apêndice B deste trabalho.

6.4 DETALHAMENTO DAS LAJES, VIGAS E PILARES

Ao fazer o processamento global de esforços e armaduras, o TQS automaticamente define os detalhamentos de todos os elementos estruturais do projeto de acordo com os critérios da NBR 6118:2014. Para visualizar estes detalhamentos no software deve-se acessar o editor gráfico das lajes, vigas e pilares.

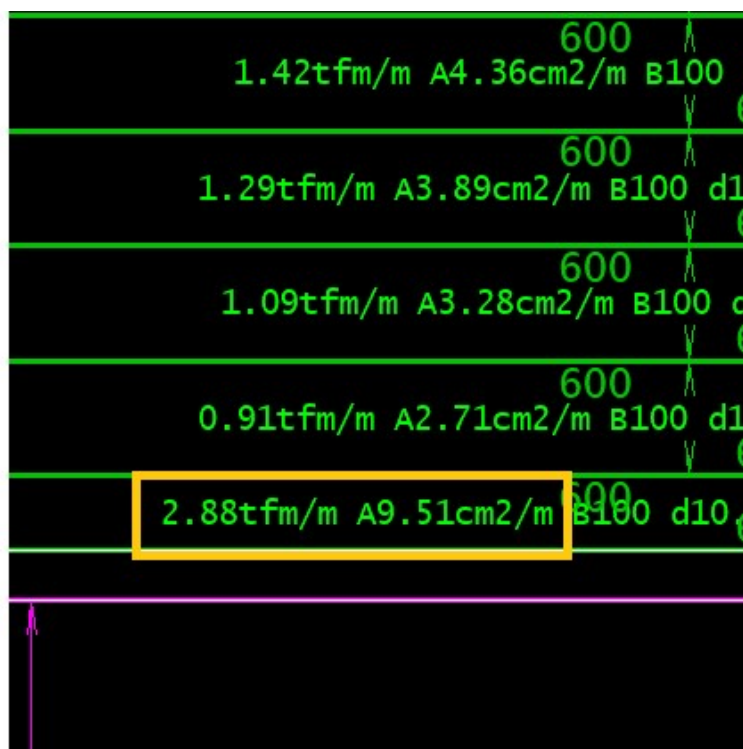
Além do detalhamento automático gerado pelo TQS, pode-se também optar por um detalhamento personalizado. Este processo de personalização ocorre com o intuito de dar mais qualidade ao projeto e principalmente gerar maior facilidade para a execução do mesmo. Pode-se fazer essa personalização através da opção “Edição rápida de armadura”, presente nos menus das lajes, vigas e pilares.

Optou-se, para esse trabalho, personalizar os detalhes visando a elaboração de um projeto com uma qualidade ainda melhor do que o oferecido pelo TQS. Vale ressaltar que todas as alterações feitas devem ser validadas para que atendam aos critérios estipulados em norma.

6.4.1 Personalização do detalhamento de lajes

Como já explicito neste trabalho, o TQS utiliza do método das grelhas para dimensionamento das lajes, porém para o detalhamento o software utiliza de um processo denominado homogeneização para, de certa forma, chegar a um valor ponderado dos resultados obtidos através das grelhas. Porém, para algumas lajes foram identificados valores acima da normalidade. Fez-se necessário a utilização do comando “Explodir” para obtenção dos valores de cada faixa da grelha, e identificou-se que nestes casos fora da normalidade existiam grelhas específicas, localizadas sempre nos cantos das lajes, com valores muito acima do padrão das demais grelhas, como indicado na figura 29. Nestes casos, optou-se por excluir esta faixa de grelha e estender a que estava logo ao seu lado, em seguida fez-se novamente a homogeneização das grelhas, obtendo assim resultados satisfatórios.

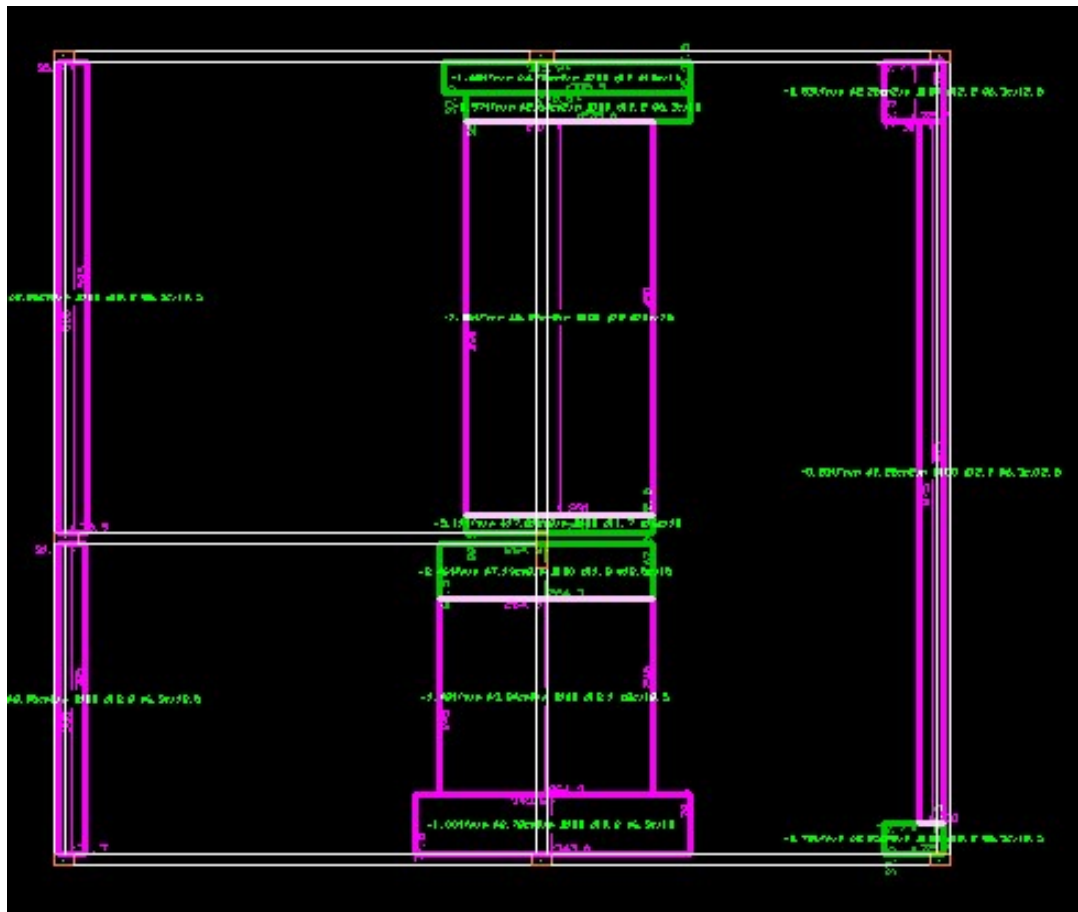
Figura 29 – Laje indicando os valores de detalhamento para cada grelha.



Fonte: Autoria própria.

Para as armaduras negativas, é comum as faixas não virem todas homogêneas, conforme mostra a figura 30. Para estes casos fez-se uma análise para cada situação, realizando uma nova homogeneização ou até mesmo adotando os maiores valores, isso para aprimorar a facilidade da execução do projeto.

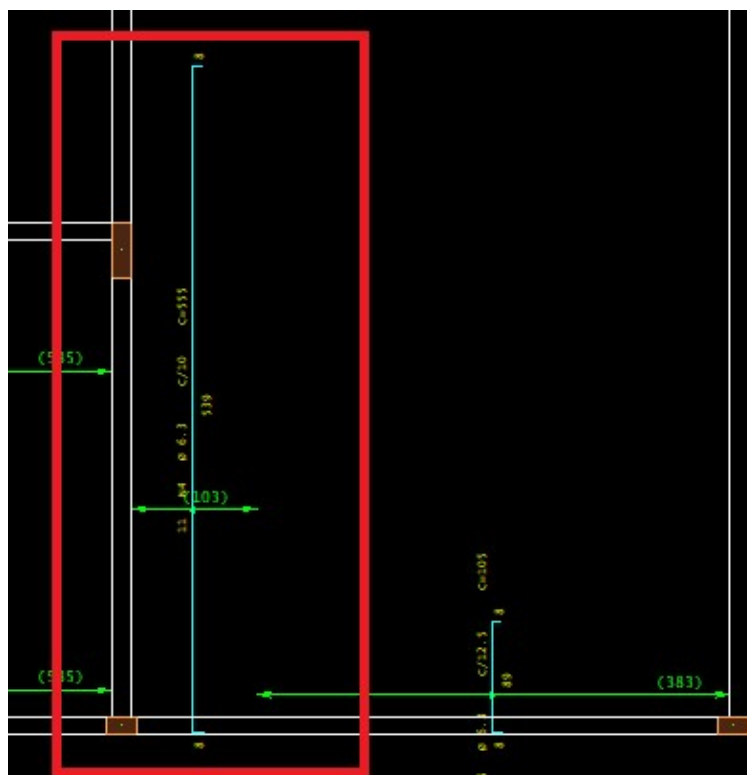
Figura 30 – Grelhas geradas pelo TQS para momentos negativos.



Fonte: Autoria própria.

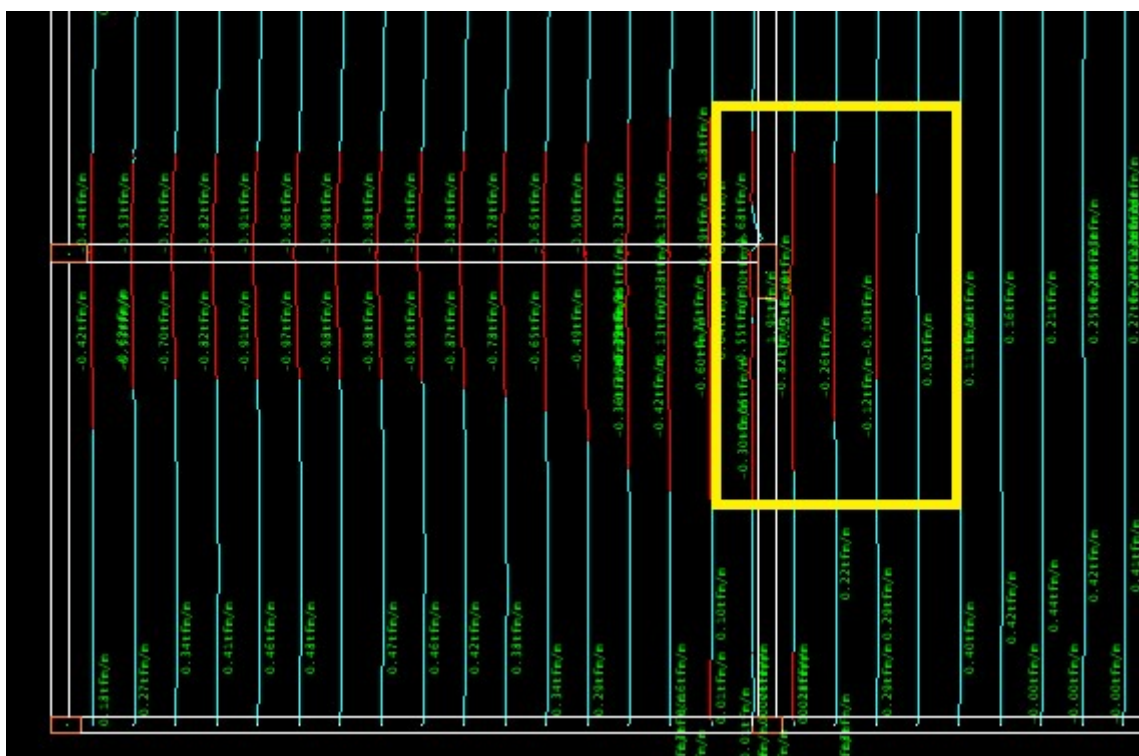
Para o detalhamento personalizado das lajes deste projeto é importante ressaltar uma informação: tanto na cobertura quanto no pavimento superior a armadura negativa de um trecho da laje 2 foi prolongada, conforme indicado na figura 31. O TQS fez este prolongamento para combater certo momento fletor negativo, conforme indicado na figura 32.

Figura 31 – Armadura negativa prolongada da laje 2.



Fonte: Autoria própria.

Figura 32 – Momento fletor negativo atuante na laje 2.



Fonte: Autoria própria.

Como entende-se que o momento indicado na figura 32 se dá por conta da rigidez naquela região, gerada pelo pilar, e como não é muito usual a utilização deste prolongamento na armadura negativa, optou-se por não o considerar.

Após feitas as alterações deve-se utilizar a opção “Faixas alteradas”, presente na aba “Armaduras”. Esta opção faz com que o software recalcule as armaduras das faixas alteradas e caso nenhum erro seja apresentado temos a conclusão que aquele detalhamento personalizado atende aos critérios necessários.

6.4.2 Personalização do detalhamento de vigas e pilares

Para pilares e vigas não existe a questão da homogeneização como nas grelhas de laje, portanto alterações só devem ser feitas para otimizar o projeto. Pode-se alterar em pilares e vigas as bitolas das armaduras e consequentemente mudar também as quantidades de barras, espaçamento e comprimento. Em vigas também é comum a utilização da opção “Juntar” para emendar barras.

É importante ressaltar que sempre que houverem alterações deve-se conferir os critérios de área de aço e espaçamento pois o TQS não alerta caso sua alteração não atenda os mesmos. Para um cálculo mais ágil de área de aço e espaçamento o próprio TQS fornece a ferramenta “Calculadora” para auxiliar o usuário. Deve-se também, para todo elemento alterado, utilizar a verificação do TQS para validar as mudanças, para vigas utiliza-se a função “Verificar viga” e para pilares as funções “Verificar seção” e “Efeitos locais”.

Mesmo não havendo alterações no detalhamento automático gerado pelo TQS, todos as vigas e pilares devem ser analisadas pelo projetista e após validação deve-se marcar a opção “Arquivo verificado”.

Realizadas todas as otimizações necessárias, fez-se a plotagem das pranchas, vale ressaltar que as tabelas também são calculadas automaticamente pelo software. As pranchas do projeto elaborado com a utilização do TQS podem ser visualizadas no apêndice C deste trabalho. Pode-se também consultar o memorial de cálculo gerado pelo TQS, que pode ser encontrado no apêndice D.

7 PROJETO ESTRUTURAL – PROCEDIMENTO SEMI-AUTOMÁTICO

Para o projeto elaborado através do método semi-automático não foi realizado o dimensionamento e detalhamento de todos os elementos estruturais do edifício. Como o objetivo principal é a comparação entre ambos os métodos, se optou por calcular e detalhar apenas alguns elementos estruturais.

Para as lajes fez-se o detalhamento das três lajes do pavimento superior, as lajes são os elementos onde é esperada a maior variação de resultados, isto porque no TQS utiliza-se do modelo de grelhas, já no método semi-automático utiliza-se da teoria de elasticidade das placas.

Já para vigas e pilares, entende-se que os métodos de dimensionamento se assemelham. O que pode diferir deste dimensionamento são os carregamentos que os elementos estruturais vão receber das lajes, pois estas variam de acordo com cada método. Pode-se citar também o fato de as vigas estarem submetidas à flexão composta. Por este motivo optou-se por dimensionar e detalhar apenas uma viga e um pilar. A viga escolhida foi a viga V6 do pavimento superior, isto por se tratar de uma viga de vão considerável e, portanto, ser mais complexo seu dimensionamento. Para pilar optou-se por fazer o dimensionamento do pilar P6.

7.1 DIMENSIONAMENTO DAS LAJES DO PAVIMENTO SUPERIOR

7.1.1 Cálculo dos carregamentos

Para início do dimensionamento de lajes, deve-se primeiramente calcular as cargas atuantes na mesma, para isso utiliza-se da NBR 6120:2019 denominada “Ações para o cálculo de estruturas de edificações”.

Segundo a tabela 1 da NBR 6120:2019 o peso específico do concreto armado é de $25,00 \text{ kN/m}^3$ e como as lajes possuem uma espessura de 15,00 centímetros tem-se que o peso próprio das lajes é de $3,75 \text{ kN/m}^2$.

Já a tabela 4 da NBR 6120:2019 trata dos revestimentos de piso, para este projeto foi considerado revestimento de piso de edifícios residenciais com espessura de 5,0 centímetros e peso de $1,00 \text{ kN/m}^2$.

Como as lajes possuem alvenaria sobre as mesmas, é necessário calcular também os carregamentos destas alvenarias. Segundo a tabela 2 da NBR 6120:2019

as alvenarias de vedação de bloco de concreto vazado com 14,00 centímetros de espessura e revestimento de 1,00 centímetro por face possuem um peso de 1,40 kN/m². Vale ressaltar que para alvenaria calcula-se o peso total e depois este peso deve ser distribuído pela área da laje.

A tabela 20 indica o carregamento característico de cada laje:

Tabela 20 – Carregamento característico permanente das lajes.

Laje	Peso próprio (kN/m ²)	Revestimento (kN/m ²)	Alvenaria (kN/m ²)	Total - F_{gk} (kN/m ²)
L1	3,75	1,00	1,89	6,64
L2	3,75	1,00	0,14	4,89
L3	3,75	1,00	0,90	5,65

Fonte: Autoria própria.

A tabela 10 da NBR 6120:2019 indica os valores característicos das cargas variáveis e, para este projeto, adotou-se o valor de 1,50 kN/m² que diz respeito à dormitório, sala, copa, cozinha e sanitário de edifícios residenciais. Não foram consideradas cargas excepcionais.

Para o dimensionamento e verificação dos elementos estruturais é necessário realizar a combinação das ações para, segundo a NBR 6118:2014, definir os carregamentos que possuem a probabilidade de atuarem simultaneamente na estrutura. As combinações podem ser divididas em últimas e de utilização ou de serviço.

As combinações últimas são necessárias para verificação da estrutura quanto ao seu estado último, ou seja, são relacionadas ao colapso ou qualquer estado de ruína da estrutura. Já as combinações de utilização são necessárias para verificação da estrutura quanto à impossibilidade de uso normal da mesma e estão relacionadas à durabilidade, aparência e conforto do usuário.

Para o cálculo do estado limite normal, desconsiderando os efeitos de temperatura, utiliza-se a seguinte expressão:

$$F_d = \gamma_g F_{gk} + \gamma_q (F_{q1k} + \sum \psi_{0j} F_{qjk}) \quad (7.1.1.1)$$

Onde:

F_d – Valor de cálculo das ações para a combinação última;

F_{gk} – Ação permanente total;

F_{q1k} – Ação variável principal;

F_{qjk} – Ações variáveis secundárias;

γ_g – Coeficiente de majoração de cargas permanentes, retirado da tabela 21;

γ_q – Coeficiente de majoração de cargas variáveis, retirado da tabela 21;

ψ_{0j} – Coeficiente de minoração de cargas variáveis secundárias, retirado da tabela 22;

Tabela 21 – Coeficientes de majoração de cargas permanentes e variáveis.

Combinações de ações	Ações							
	Permanentes (g)		Variáveis (q)		Protensão (p)		Recalques de apoio e retração	
	D	F	G	T	D	F	D	F
Normais	1,4 ^a	1,0	1,4	1,2	1,2	0,9	1,2	0
Especiais ou de construção	1,3	1,0	1,2	1,0	1,2	0,9	1,2	0
Excepcionais	1,2	1,0	1,0	0	1,2	0,9	0	0

onde
D é desfavorável, *F* é favorável, *G* representa as cargas variáveis em geral e *T* é a temperatura.

^a Para as cargas permanentes de pequena variabilidade, como o peso próprio das estruturas, especialmente as pré-moldadas, esse coeficiente pode ser reduzido para 1,3.

Fonte: NBR 6118:2014.

Tabela 22 – Coeficientes de majoração de cargas permanentes e variáveis.

Ações		γ_2		
		ψ_0	ψ_1^a	ψ_2
Cargas acidentais de edifícios	Locais em que não há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas ^b	0,5	0,4	0,3
	Locais em que há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, ou de elevada concentração de pessoas ^c	0,7	0,6	0,4
	Biblioteca, arquivos, oficinas e garagens	0,8	0,7	0,6
Vento	Pressão dinâmica do vento nas estruturas em geral	0,6	0,3	0
Temperatura	Variações uniformes de temperatura em relação à média anual local	0,6	0,5	0,3

^a Para os valores de ψ_1 relativos às pontes e principalmente para os problemas de fadiga, ver Seção 23.
^b Edifícios residenciais.
^c Edifícios comerciais, de escritórios, estações e edifícios públicos.

Fonte: NBR 6118:2014.

O estado limite de serviço se subdivide em três casos, combinações quase permanentes, frequentes e raras de serviço. A tabela 23, retirada da NBR 6118:2014, mostra como cada uma deve ser calculada.

Tabela 23 – Combinações de serviço.

Combinações de serviço (ELS)	Descrição	Cálculo das solicitações
Combinações quase permanentes de serviço (CQP)	Nas combinações quase permanentes de serviço, todas as ações variáveis são consideradas com seus valores quase permanentes $\psi_2 F_{qk}$	$F_{d,ser} = \Sigma F_{gi,k} + \Sigma \psi_2 F_{qi,k}$
Combinações frequentes de serviço (CF)	Nas combinações frequentes de serviço, a ação variável principal F_{q1} é tomada com seu valor frequente $\psi_1 F_{q1k}$ e todas as demais ações variáveis são tomadas com seus valores quase permanentes $\psi_2 F_{qk}$	$F_{d,ser} = \Sigma F_{gik} + \psi_1 F_{q1k} + \Sigma \psi_2 F_{qjk}$
Combinações raras de serviço (CR)	Nas combinações raras de serviço, a ação variável principal F_{q1} é tomada com seu valor característico F_{q1k} e todas as demais ações são tomadas com seus valores frequentes $\psi_1 F_{qk}$	$F_{d,ser} = \Sigma F_{gik} + F_{q1k} + \Sigma \psi_1 F_{qjk}$
onde $F_{d,ser}$ é o valor de cálculo das ações para combinações de serviço; F_{q1k} é o valor característico das ações variáveis principais diretas; ψ_1 é o fator de redução de combinação frequente para ELS; ψ_2 é o fator de redução de combinação quase permanente para ELS.		

Fonte: NBR 6118:2014.

A tabela 24 indica os valores das combinações últimas e de serviço calculadas para cada laje:

Tabela 24 – Valores das combinações última e de serviço.

	L1 (kN/m ²)	L2 (Kn/m ²)	L3 (kN/m ²)
Combinação última normal	11,40	8,94	10,00
Combinação de serviço quase permanente	7,09	5,34	6,10
Combinação de serviço frequente	7,24	5,49	6,25
Combinação de serviço rara	6,39	7,15	7,15

Fonte: Autoria própria.

7.1.2 Cálculo dos esforços

O cálculo dos esforços atuantes nas lajes, segundo Carvalho e Filho (2017), pode ser realizado utilizando as tabelas desenvolvidas por Bares. Para utilização destas tabelas deve-se retornar a alguns conceitos já citados no pré-dimensionamento dos elementos estruturais. Os vãos teóricos que são a distância entre os centros dos apoios das lajes, sendo o menor vão denominado l_x e o maior l_y . O índice de esbeltez

(λ) obtido através da relação l_y/l_x e também o caso de cada laje em relação aos seus apoios.

A tabela 25 indica estas definições para cada laje que será dimensionada:

Tabela 25 – Vãos teóricos, índice de esbeltez e caso das lajes.

	l_x	l_y	λ	Caso
L1	6,00	6,00	1,00	4
L2	5,00	10,00	2,00	3
L3	4,00	6,00	1,50	4

Fonte: Autoria própria.

Ainda segundo Carvalho e Filho (2017), os momentos máximos positivos (m_x e m_y) e os momentos máximos negativos (x_x e x_y) são dados através das expressões a seguir:

$$m_x = \mu_x \cdot \frac{p \cdot l_x^2}{100} \quad (7.1.2.1)$$

$$m_y = \mu_y \cdot \frac{p \cdot l_x^2}{100} \quad (7.1.2.2)$$

$$x_x = \mu'_x \cdot \frac{p \cdot l_x^2}{100} \quad (7.1.2.3)$$

$$x_y = \mu'_y \cdot \frac{p \cdot l_x^2}{100} \quad (7.1.2.4)$$

Onde p é o valor de carregamento da laje, mais especificamente a combinação última normal, e μ_x , μ_y , μ'_x e μ'_y são coeficientes fornecidos pelas tabelas 26 e 27.

Tabela 26 – Coeficientes para cálculo de momento das lajes.

λ	Caso 1		Caso 2			Caso 3		
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y	μ'_y	μ_x	μ'_x	μ_y
1,50	7,86	4,25	6,60	4,18	11,23	5,77	11,27	2,12
1,55	8,12	4,20	6,90	4,17	11,39	5,87	11,42	2,04
1,60	8,34	3,14	7,21	4,14	11,55	5,98	11,55	1,95
1,65	8,62	4,07	7,42	4,12	11,67	6,07	11,67	1,87
1,70	8,86	4,00	7,62	4,09	11,79	6,16	11,80	1,79
1,75	9,06	3,96	7,66	4,05	11,88	6,24	11,92	1,74
1,80	9,27	3,91	7,69	3,99	11,96	6,31	12,04	1,68
1,85	9,45	3,83	8,22	3,97	12,03	6,38	12,14	1,64
1,90	9,63	3,75	8,74	3,94	12,14	6,43	12,24	1,59
1,95	9,77	3,71	8,97	3,88	12,17	6,47	12,29	1,54
2,00	10,00	3,64	9,18	3,80	12,20	6,51	12,34	1,48
∞	12,57	3,77	9,18	3,80	12,20	7,61	12,76	1,48

Fonte: CARVALHO, FILHO; 2017.

Tabela 27 – Coeficientes para cálculo de momento das lajes.

λ	Caso 4				Caso 5			Caso 6		
	μ_x	μ_y	μ'_x	μ'_y	μ_x	μ_y	μ'_y	μ_x	μ'_x	μ_y
1,00	2,81	6,99	2,81	6,99	2,15	3,17	6,99	3,17	6,99	2,15
1,05	3,05	7,43	2,81	7,18	2,47	3,32	7,43	3,29	7,20	2,07
1,10	3,30	7,87	2,81	7,36	2,78	3,47	7,87	3,42	7,41	1,99
1,15	3,53	8,28	2,80	7,50	3,08	3,58	8,26	3,52	7,56	1,89
1,20	3,76	8,69	2,79	7,63	3,38	3,70	8,65	3,63	7,70	1,80
1,25	3,96	9,03	2,74	7,72	3,79	3,80	9,03	3,71	7,82	1,74
1,30	4,16	9,37	2,69	7,81	4,15	3,90	9,33	3,79	7,93	1,67
1,35	4,33	9,65	2,65	7,88	4,50	3,96	9,69	3,84	8,02	1,59
1,40	4,51	9,93	2,60	7,94	4,85	4,03	10,00	3,90	8,11	1,52
1,45	4,66	10,41	2,54	8,00	5,19	4,09	10,25	3,94	8,13	1,45
1,50	4,81	10,62	2,47	8,06	5,53	4,14	10,49	3,99	8,15	1,38

Fonte: CARVALHO, FILHO; 2017.

A tabela 28 indica os valores utilizados para cálculo e os resultados obtidos para cada laje:

Tabela 28 – Valores de momento das lajes.

	L1	L2	L3
μ_x	2,81	6,51	4,81
μ_y	2,81	1,48	2,47
μ'_x	6,99	12,34	10,62
μ'_y	6,99	0,00	8,06
p (kN)	11,40	8,94	10,00
l_x (m)	6,00	5,00	4,00
m_x (kN.m/m)	11,53	14,55	7,70
m_y (kN.m/m)	11,53	3,31	3,95
x_x (kN.m/m)	28,69	27,58	16,99
x_y (kN.m/m)	28,69	0,00	12,90

Fonte: Autoria própria.

Assim como no dimensionamento feito pelo TQS, no método semi-automático deve-se fazer a análise da altura útil mínima das lajes. Para isto utilizou-se a expressão 6.3.2.2, adotando o maior momento atuante entre as lajes que é de 28,69 kN.m. O resultado obtido foi de um d_{min} de 7,32 centímetros e este valor é menor que a altura útil que é de 11,00cm.

7.1.3 Cálculo da área de aço

Segundo Carvalho e Filho (2017), a área de aço necessária para resistir a determinada solicitação de projeto pode ser calculada pela expressão a seguir:

$$A_s = \frac{M_d}{(KZ) \cdot d \cdot f_s} \quad (7.1.3.1)$$

Onde M_d é o momento solicitante de projeto, d a altura útil e f_s a resistência de projeto do aço. Já KZ é a relação z/d , onde z é o braço de alavanca das tensões de compressão e tração atuantes na seção do elemento de concreto. Porém pode-se obter o valor de KZ através da tabela 29.

Tabela 29 – Valores para cálculo de área de aço.

KMD	KX	KZ	ε_s	ε_c	KMD	KX	KZ	ε_s	ε_c
0,0100	0,0148	0,9941	0,1502	10,000	0,2050	0,3506	0,8597	3,5000	6,4814
0,0200	0,0298	0,9881	0,3068	10,000	0,2100	0,3609	0,8556	3,5000	6,1971
0,0300	0,0449	0,9820	0,4704	10,000	0,2150	0,3714	0,8515	3,5000	5,9255
0,0400	0,0603	0,9759	0,6414	10,000	0,2200	0,3819	0,8473	3,5000	5,6658
0,0500	0,0758	0,9697	0,8205	10,000	0,2250	0,3925	0,8430	3,5000	5,4170
0,0550	0,0836	0,9665	0,9133	10,000	0,2300	0,4033	0,8387	3,5000	5,1785
0,0600	0,0916	0,9634	1,0083	10,000	0,2350	0,4143	0,8343	3,5000	4,9496
0,0650	0,0995	0,9602	1,1056	10,000	0,2400	0,4253	0,8299	3,5000	4,7297
0,0700	0,1076	0,9570	1,2054	10,000	0,2450	0,4365	0,8254	3,5000	4,5181
0,0750	0,1156	0,9537	1,3077	10,000	0,2500	0,4479	0,8208	3,5000	4,3144
0,0800	0,1238	0,9505	1,4126	10,000	0,2509	0,4500	0,8200	3,5000	4,2778
0,0850	0,1320	0,9472	1,5203	10,000					
0,0900	0,1403	0,9439	1,6308	10,000					
0,0950	0,1485	0,9406	1,7444	10,000					
0,1000	0,1569	0,9372	1,8611	10,000					
0,1050	0,1654	0,9339	1,9810	10,000					
0,1100	0,1739	0,9305	2,1044	10,000					
0,1150	0,1824	0,9270	2,2314	10,000					
0,1200	0,1911	0,9236	2,3621	10,000					
0,1250	0,1998	0,9201	2,4967	10,000					
0,1300	0,2086	0,9166	2,6355	10,000					
0,1350	0,2175	0,9130	2,7786	10,000					
0,1400	0,2264	0,9094	2,9263	10,000					
0,1450	0,2354	0,9058	3,0787	10,000					
0,1500	0,2445	0,9022	3,2363	10,000					
0,1550	0,2536	0,8985	3,3391	10,000					
0,1600	0,2630	0,8948	3,5000	9,8104					
0,1650	0,2723	0,8911	3,5000	9,3531					
0,1700	0,2818	0,8873	3,5000	8,9222					
0,1750	0,2913	0,8835	3,5000	8,5154					
0,1800	0,3009	0,8796	3,5000	8,1106					
0,1850	0,3106	0,8757	3,5000	7,7662					
0,1900	0,3205	0,8718	3,5000	7,4204					
0,1950	0,3305	0,8678	3,5000	7,0919					
0,2000	0,3405	0,8638	3,5000	6,7793					

Fonte: CARVALHO, FILHO; 2017.

Para consultar a tabela 29 é necessário o cálculo da equação adimensional do momento fletor, ou simplesmente o KMD. Segundo Carvalho e Filho (2017) o valor de KMD pode ser obtido através da expressão a seguir:

$$KMD = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \quad (7.1.3.2)$$

Além do valor de KZ, a tabela 29 também indica os valores de deformação do concreto e aço, além de KX que é igual à relação x/d , vale ressaltar que a NBR 6118:2014 limita o valor de x/d , portanto KX deve ser menor ou igual a 0,45. Esta limitação é necessária para que o domínio de deformação do elemento estrutural não chegue ao domínio 4, consequentemente evitando uma ruptura sem aviso prévio.

Segundo a NBR 6118:2014, a área de aço mínima de uma seção de concreto com $f_{ck} = 30MPa$ pode ser calculada através da seguinte expressão:

$$A_{s,min} = \frac{0,15}{100} \cdot b_w \cdot h \quad (7.1.3.3)$$

Utiliza-se a equação 7.1.3.3 para o cálculo da área de aço mínima negativa, já para o cálculo da área de aço mínima positiva adota-se a equação 7.1.3.4, pois segundo a NBR 6118:2014, em caso de armaduras positivas de lajes armadas em duas direções pode-se reduzir a armadura mínima, conforme indicado na tabela 30.

$$A_{s,min} = \frac{0,15}{100} \cdot b_w \cdot h \cdot 0,67 \quad (7.1.3.4)$$

Tabela 30 – Valores mínimos de aço para armaduras aderentes.

Armadura	Elementos estruturais sem armaduras ativas	Elementos estruturais com armadura ativa aderente	Elementos estruturais com armadura ativa não aderente
Armaduras negativas	$\rho_s \geq \rho_{min}$	$\rho_s \geq \rho_{min} - \rho_p \geq 0,67 \rho_{min}$	$\rho_s \geq \rho_{min} - 0,5 \rho_p \geq 0,67 \rho_{min}$ (ver 19.3.3.2)
Armaduras negativas de bordas sem continuidade	$\rho_s \geq 0,67 \rho_{min}$		
Armaduras positivas de lajes armadas nas duas direções	$\rho_s \geq 0,67 \rho_{min}$	$\rho_s \geq 0,67 \rho_{min} - \rho_p \geq 0,5 \rho_{min}$	$\rho_s \geq \rho_{min} - 0,5 \rho_p \geq 0,5 \rho_{min}$
Armadura positiva (principal) de lajes armadas em uma direção	$\rho_s \geq \rho_{min}$	$\rho_s \geq \rho_{min} - \rho_p \geq 0,5 \rho_{min}$	$\rho_s \geq \rho_{min} - 0,5 \rho_p \geq 0,5 \rho_{min}$
Armadura positiva (secundária) de lajes armadas em uma direção	$A_s/s \geq 20\%$ da armadura principal $A_s/s \geq 0,9 \text{ cm}^2/\text{m}$ $\rho_s \geq 0,5 \rho_{min}$		—

onde

$\rho_s = A_s/b_w \cdot h$ e $\rho_p = A_p/b_w \cdot h$.

NOTA Os valores de ρ_{min} são definidos em 17.3.5.2.1.

Fonte: NBR 6118:2014.

As tabela 31, 32 e 33 indicam os valores utilizados para cálculo das áreas de aço e os resultados obtidos:

Tabela 31 – Áreas de aço da laje 01.

L1				
Momento:	m_x	m_y	x_x	x_y
$kN.m/m$	11,53	11,53	28,69	28,69
KMD	0,04	0,04	0,11	0,11
KZ	0,9759	0,9759	0,9305	0,9305
A_s – Calculada (cm ²)	2,47	2,47	6,45	6,45
$A_{s,min}$ (cm ²)	1,51	1,51	2,25	2,25
A_s (cm ²)	2,47	2,47	6,45	6,45

Fonte: Autoria própria.

Tabela 32 – Áreas de aço da laje 02.

L2			
Momento:	m_x	m_y	x_x
$kN.m/m$	16,28	3,70	30,85
KMD	0,06	0,01	0,11
KZ	0,9634	0,9941	0,9305
A_s – Calculada (cm ²)	3,16	0,70	6,20
$A_{s,min}$ (cm ²)	1,51	1,51	2,25
A_s (cm ²)	3,16	1,51	6,20

Fonte: Autoria própria.

Tabela 33 – Áreas de aço da laje 03.

L3				
Momento:	m_x	m_y	x_x	x_y
$kN.m/m$	6,88	3,53	15,19	11,53
KMD	0,03	0,02	0,07	0,05
KZ	0,9820	0,9881	0,9570	0,9697
A_s – Calculada (cm ²)	1,64	0,84	3,71	2,78
$A_{s,min}$ (cm ²)	1,51	1,51	2,25	2,25
A_s (cm ²)	1,64	1,51	3,71	2,78

Fonte: Autoria própria.

Após realizados os cálculos de área de aço, fez-se fazer o detalhamento das armaduras atendendo a todos os critérios prescritos pela NBR 6118:2014, este detalhamento pode ser consultado no apêndice E deste trabalho.

7.2 DIMENSIONAMENTO DA VIGA V6

7.2.1 Cálculo dos carregamentos

Para dar início ao dimensionamento da viga V6, deve-se primeiramente, calcular o carregamento atuante sobre a mesma. Em resumo este carregamento tem origem a partir do seu peso próprio, da alvenaria existente sobre a viga e também da carga que a laje transfere para a viga.

A NBR 6120:2019 indica que o peso específico do concreto armado é de 25,00 kN/m³, considerando que a viga possui uma seção de 15,00 x 90,00 cm, tem-se a carga linear de 3,375 kN/m atuante na viga. Ainda segundo a NBR 6120:2019 as alvenarias de vedação de bloco de concreto vazado com 14,00 centímetros de espessura e revestimento de 1,00 centímetro por face possuem um peso de 1,40 kN/m², o que resulta em um carregamento linear de 2,94 kN/m.

Já para a obtenção das cargas que as lajes transferem para as vigas, Carvalho e Filho (2017) utiliza das seguintes expressões:

$$q_x = k_x \cdot \frac{p \cdot l_x}{10} \quad (7.2.1.1)$$

$$q_y = k_y \cdot \frac{p \cdot l_x}{10} \quad (7.2.1.2)$$

$$q'_x = k'_x \cdot \frac{p \cdot l_x}{10} \quad (7.2.1.3)$$

$$q'_y = k'_y \cdot \frac{p \cdot l_x}{10} \quad (7.2.1.4)$$

As expressões 7.2.1.1 e 7.2.1.2 são utilizadas para o cálculo das reações das lajes nas direções x e y em vigas de bordas simplesmente apoiadas. Já as expressões 7.2.1.3 e 7.2.1.4 são utilizadas para o cálculo das reações das lajes nas direções x e y em vigas de bordas engastadas. Os coeficientes k são tabelados em função do índice de esbeltez e caso de cada laje.

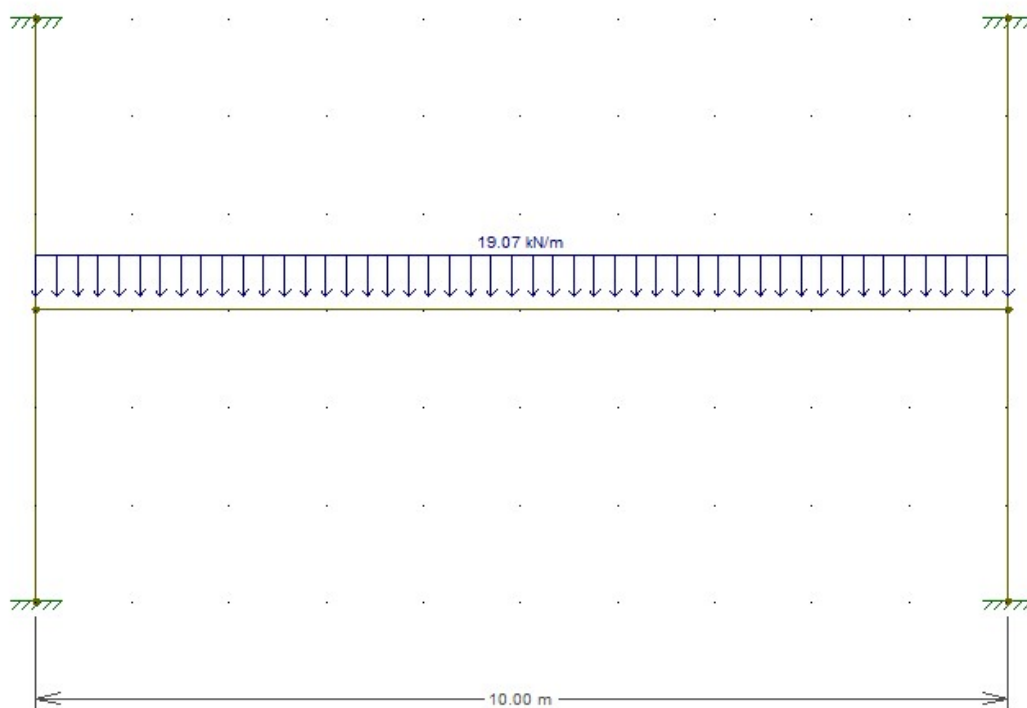
Utilizando a expressão 7.2.1.1, tem-se que o carregamento característico atuante na viga V6 devido à laje é de 7,31 kN/m. Obtendo assim, ao somar as cargas provenientes da laje, da alvenaria e do peso próprio, um carregamento total na viga, já majorado para atender o estado limite último, de 19,07 kN/m.

7.2.2 Cálculo dos esforços

Para o cálculo dos esforços atuantes na viga V6 utilizou-se do software Ftool, vale ressaltar a importância em definir corretamente os valores reais para

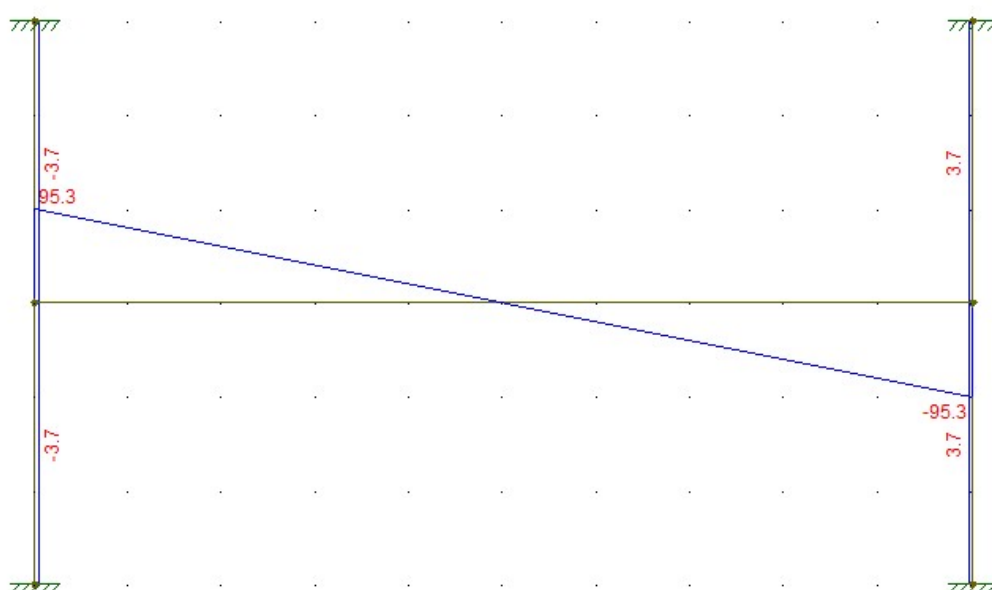
propriedades mecânicas e geométricas nos dados de entrada do programa. As figuras 33, 34, e 35 indicam a esquematização da viga no software e os gráficos de esforço cortante e momento fletor, respectivamente.

Figura 33 – Esquematização da viga V6 no Ftool.



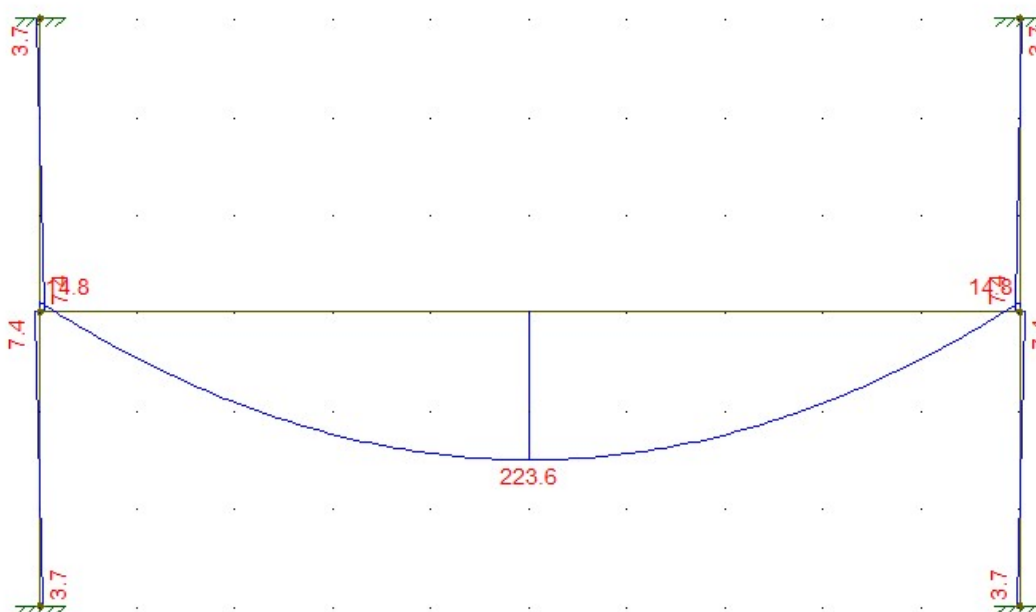
Fonte: Autoria própria.

Figura 34 – Gráfico de esforço cortante da viga V6.



Fonte: Autoria própria.

Figura 35 – Gráfico de momento fletor da viga V6.



Fonte: Autoria própria.

Destaca-se que o momento negativo na viga é de 14,80 kN.m

7.2.3 Dimensionamento devido ao esforço cortante – armadura transversal

A NBR 6118:2014 indica dois modelos para dimensionamento da armadura transversal. Neste trabalho adotou-se o modelo I, conhecida como treliça generalizada de Morsch, onde as bielas de compressão estão inclinadas 45°.

Deve-se, primeiramente, verificar o esmagamento do concreto nas bielas. Para isso é necessário atender à condição $V_{sd} \leq V_{Rd2}$, onde V_{sd} é o esforço cortante máximo de projeto, já obtido através do Ftool, e V_{Rd2} é a força cortante resistente de cálculo relativa à ruína das diagonais comprimidas. Para o cálculo de V_{Rd2} utiliza-se da seguinte expressão:

$$V_{Rd2} = 0,27 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d \quad (7.2.3.1)$$

Onde α_{v2} pode ser obtido através da expressão:

$$\alpha_{v2} = 1 - \frac{f_{ck}}{250} \quad (7.2.3.2)$$

Sendo f_{ck} dado em MPa. Tem-se então que $\alpha_{v2} = 0,88$ e, conseqüentemente $V_{Rd2} = 649,16$ kN, valor maior que 95,30 kN, portanto não há risco de esmagamento do concreto nas bielas.

Segundo Carvalho e Filho, no caso de estribos verticais, pode-se utilizar a seguinte expressão para o cálculo da área de aço da seção transversal dos estribos:

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_d - V_c}{0,9 \cdot d \cdot f_{yd}} \quad (7.2.3.3)$$

Onde f_{yd} é a resistência de projeto do aço e V_c é a parcela de força cortante absorvida por mecanismos complementares ao modelo em treliça, este pode ser obtido através da expressão:

$$V_c = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d \quad (7.2.3.4)$$

Onde $f_{ctd} = 0,15 \cdot f_{ck}^{2/3}$. Tem-se então que $V_c = 110,79 \text{ kN}$. Somente este valor já é maior que o esforço cortante de projeto, o que indica que deve-se utilizar a armadura mínima de aço, que é dada através da expressão:

$$\left(\frac{A_{sw}}{s} \right)_{\min} = 0,2 \cdot b_w \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \quad (7.2.3.5)$$

Onde f_{yk} é a resistência característica do aço e f_{ctm} é dado por $0,3 \cdot f_{ck}^{2/3}$. Tem-se então que a área de aço mínima para a seção transversal dos estribos é de $1,73 \text{ cm}^2/\text{m}$.

Utilizou-se este valor de área de aço mínima para o detalhamento dos estribos, seguindo todos os critérios da NBR 6118:2014. Este detalhamento pode ser consultado no apêndice E deste trabalho.

7.2.4 Dimensionamento da seção transversal à flexão

Para realização do cálculo de área de aço de vigas de concreto armado, segundo Carvalho e Filho, pode-se utilizar o mesmo procedimento já definido neste trabalho para o dimensionamento das lajes. Onde deve-se calcular o KMD para obtenção do KZ, e em seguida calcular a área de aço utilizando a expressão:

$$A_s = \frac{M_d}{(KZ) \cdot d \cdot f_s} \quad (7.2.4.1)$$

Vale ressaltar que a área de aço deve atender ao valor mínimo, que para concreto com $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$ é definido pela NBR 6118:2014 através da expressão:

$$A_{s,\min} = \frac{0,15}{100} \cdot b_w \cdot h \quad (7.2.4.2)$$

A tabela 34 indica os valores utilizados para cálculo das áreas de aço referentes aos momentos máximos negativo e positivo, além dos resultados obtidos.

Tabela 34 – Áreas de aço da seção transversal à flexão da viga V6.

Momento:	M_d - Positivo	M_d - Negativo
$kN.m$	223,60	14,80
KMD	0,10	0,01
KZ	0,9372	0,9941
A_s – Calculada (cm ²)	6,46	0,40
$A_{s,min}$ (cm ²)	2,03	2,03
A_s (cm ²)	6,46	2,03

Fonte: Autoria própria.

Utilizou-se destes valores de área de aço para o detalhamento da viga V6, seguindo todos os critérios da NBR 6118:2014. Este detalhamento pode ser consultado no apêndice F deste trabalho.

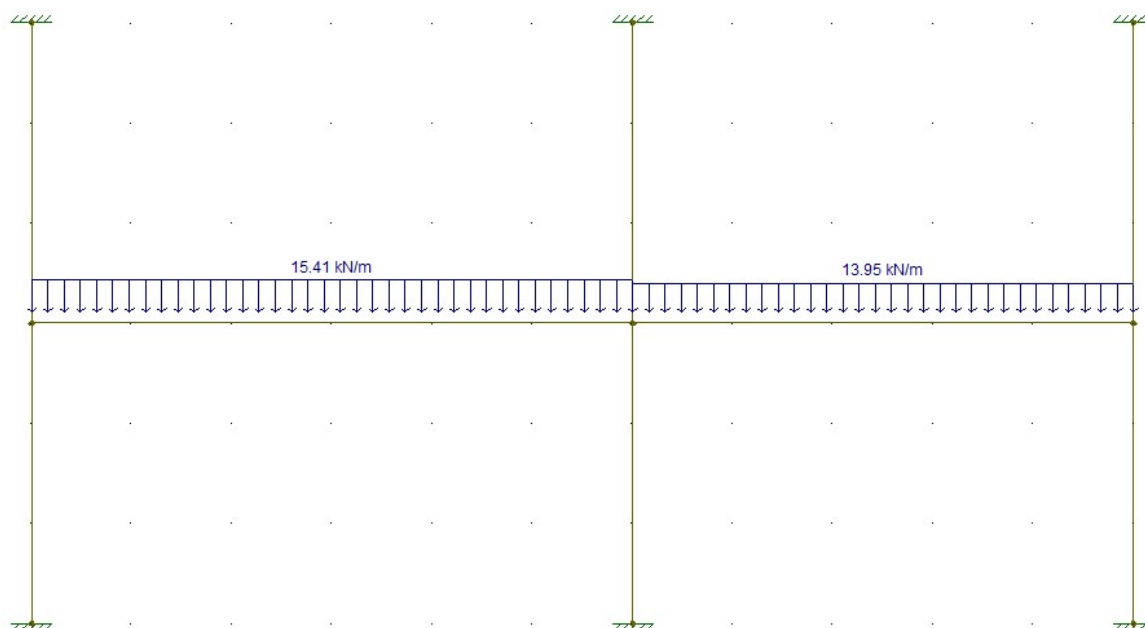
7.3 DIMENSIONAMENTO DO PILAR P3

7.3.1 Cálculo dos esforços

Para o cálculo do pilar P6 deve-se, primeiramente, determinar os esforços atuantes sobre o mesmo. Para isso é necessário definir os carregamentos atuantes nas vigas V3, V4, VC3 e VC4, onde VC diz respeito as vigas de cobertura. Para a obtenção dos carregamentos destas vigas adotou-se o mesmo método utilizado na viga V6. Vale ressaltar que para cálculo destes esforços utilizou-se do Ftool com as cargas no ELU.

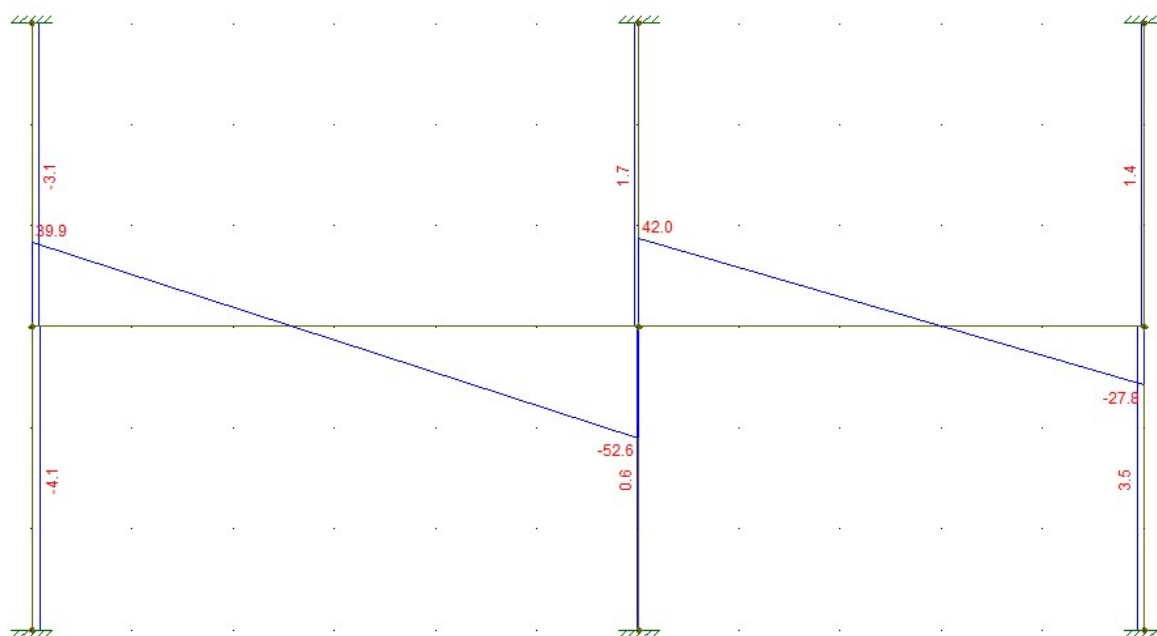
As figuras a seguir indicam os carregamentos de cada viga e os respectivos esforços gerados pelos mesmos.

Figura 36 – Esquematização da viga V3 no Ftool, com P6 à esquerda.



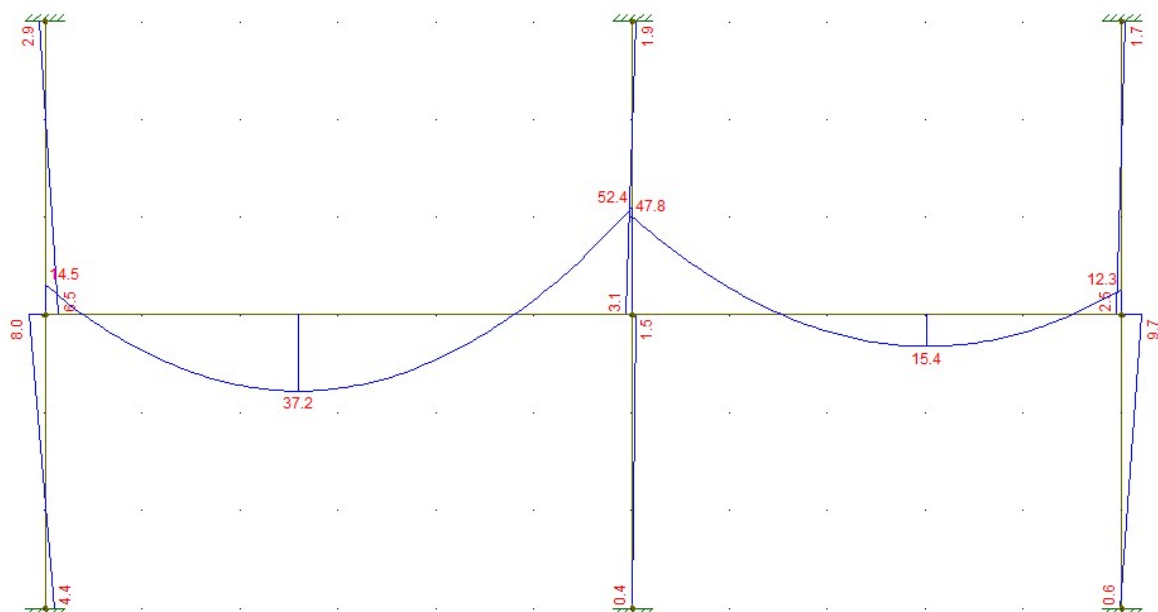
Fonte: Autoria própria.

Figura 37 – Gráfico de esforço cortante da viga V3, com P6 à esquerda.



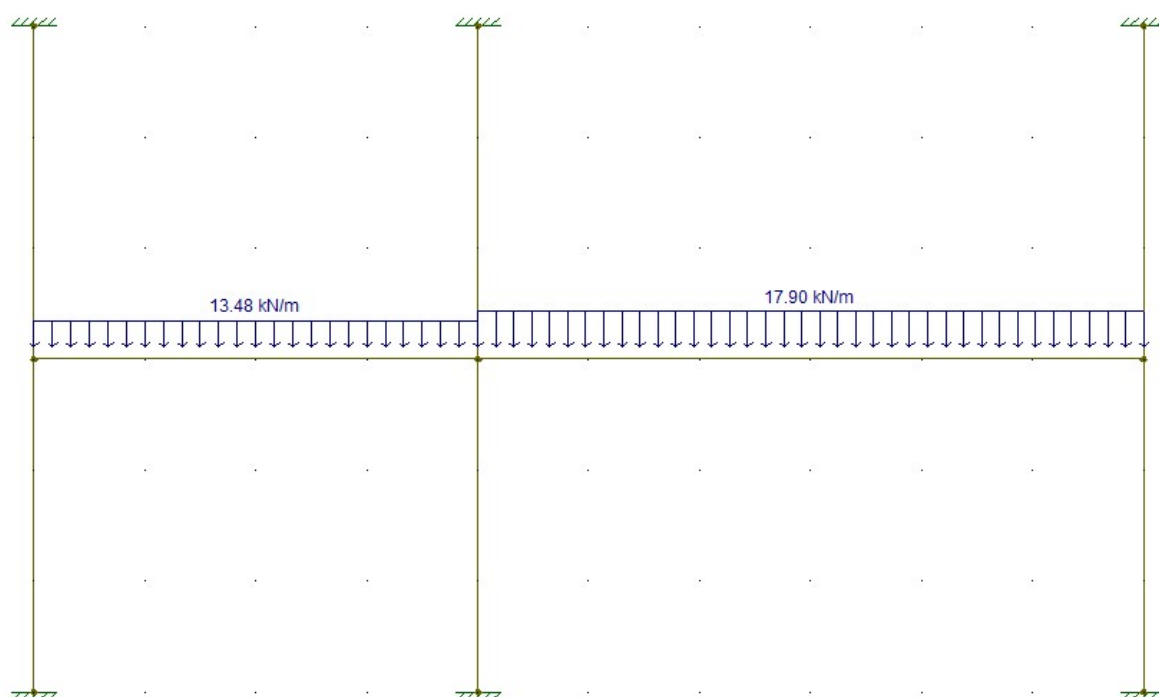
Fonte: Autoria própria.

Figura 38 – Gráfico de momento fletor da viga V3, com P6 à esquerda.



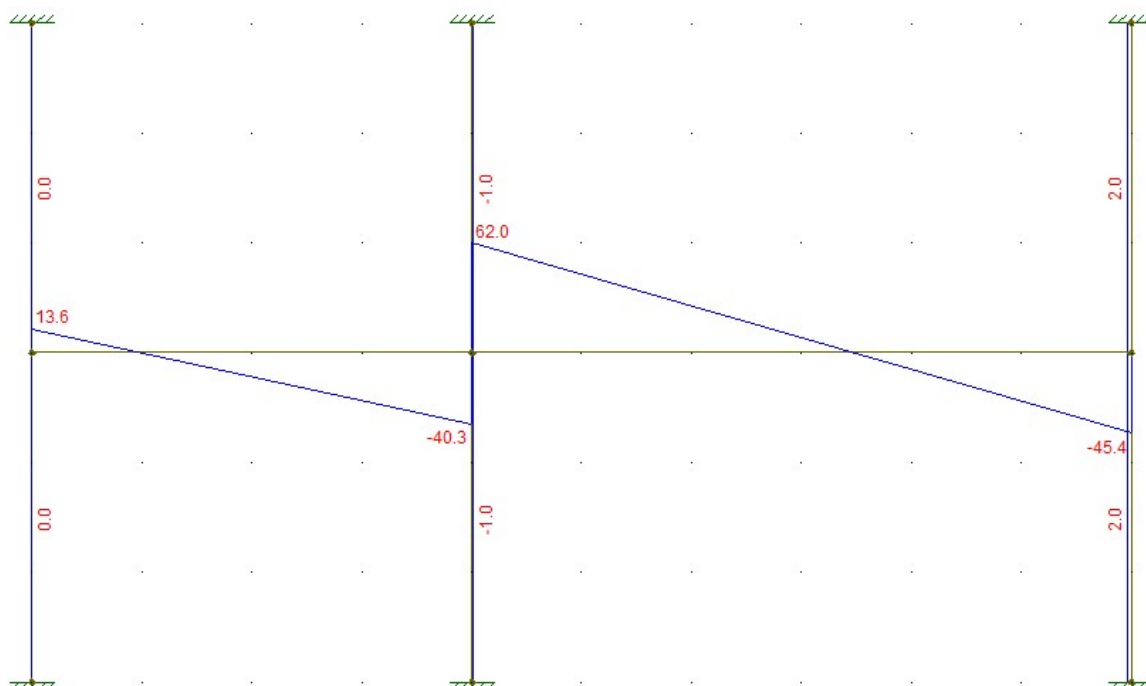
Fonte: Autoria própria.

Figura 39 – Esquematização da viga V4 no Ftool, com P6 à esquerda.



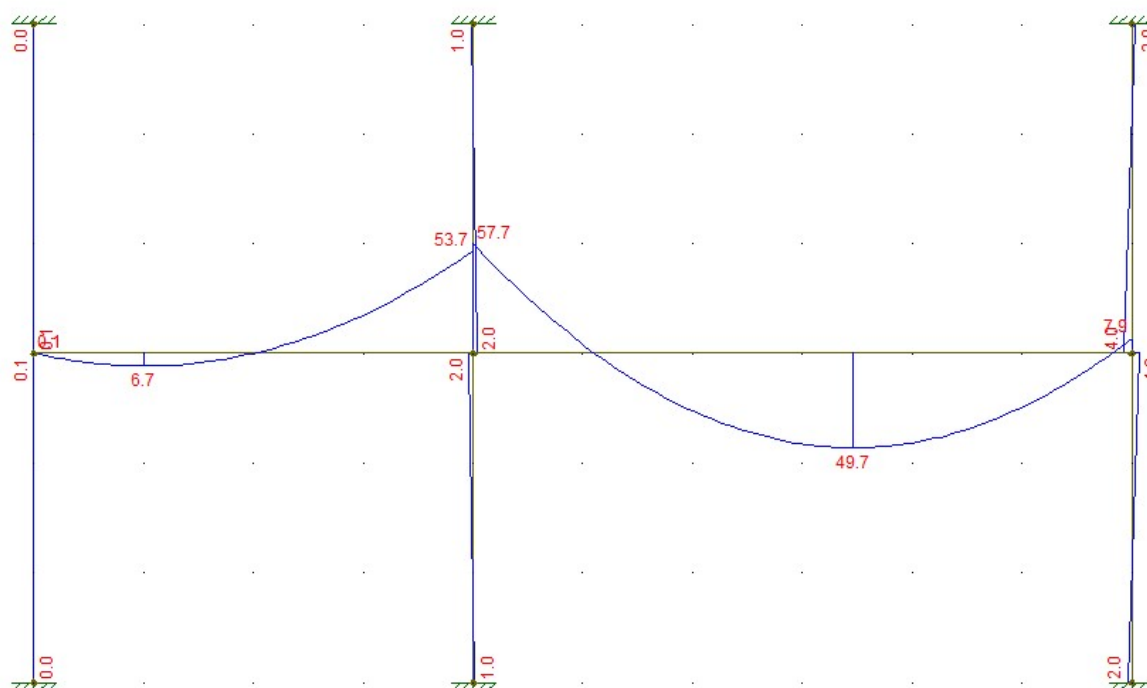
Fonte: Autoria própria.

Figura 40 – Gráfico de esforço cortante da viga V4, com P6 à esquerda.



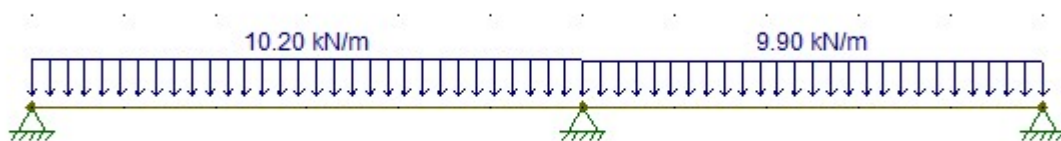
Fonte: Autoria própria.

Figura 41 – Gráfico de momento fletor da viga V4, com P6 à esquerda.



Fonte: Autoria própria.

Figura 42 – Esquematização da viga VC3 no Ftool, com P6 à esquerda.



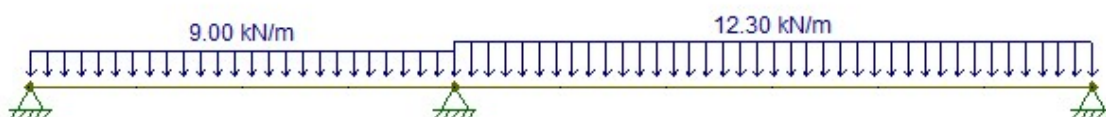
Fonte: Autoria própria.

Figura 43 – Gráfico de esforço cortante da viga VC3, com P6 à esquerda.



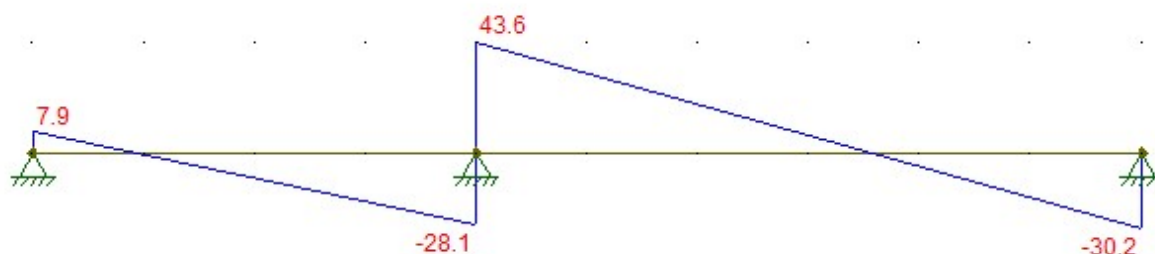
Fonte: Autoria própria.

Figura 44 – Esquematização da viga VC4 no Ftool, com P6 à esquerda.



Fonte: Autoria própria.

Figura 45 – Gráfico de esforço cortante da viga VC4, com P6 à esquerda.



Fonte: Autoria própria.

Além dos esforços gerados pelas vigas no pilar P6, fez-se também o cálculo do peso próprio do pilar nos dois lances da edificação, por fim tem-se a definição do

esforço normal de projeto e os momentos fletores de primeira ordem que serão utilizados para o dimensionamento:

$$N_D = 85,50 \text{ kN} \quad (7.3.1.1)$$

$$M_{Dx} = 8,00 \text{ kN.m} \quad (7.3.1.2)$$

$$M_{Dy} = 0,10 \text{ kN.m} \quad (7.3.1.3)$$

Segundo a NBR 6118:2014 um pilar de concreto armado não pode apresentar nenhuma de suas dimensões menor que 19 centímetros. Caso isso aconteça torna-se necessário a utilização do coeficiente adicional de majoração do carregamento (γ_n) que pode ser obtido consultando a tabela 35, onde identifica-se a necessidade de multiplicar os esforços obtidos anteriormente por 1,20.

Tabela 35 – Valores do coeficiente adicional γ_n .

b cm	≥ 19	18	17	16	15	14
γ_n	1,00	1,05	1,10	1,15	1,20	1,25
onde $\gamma_n = 1,95 - 0,05 b$; b é a menor dimensão da seção transversal, expressa em centímetros (cm). NOTA O coeficiente γ_n deve majorar os esforços solicitantes finais de cálculo quando de seu dimensionamento.						

Fonte: NBR 6118:2014.

Tem-se então:

$$N_D = 102,60 \text{ kN} \quad (7.3.1.4)$$

$$M_{Dx} = 9,60 \text{ kN.m} \quad (7.3.1.5)$$

$$M_{Dy} = 0,12 \text{ kN.m} \quad (7.3.1.6)$$

A NBR 6118:2014 indica ainda o cálculo de um valor mínimo para os momentos, este é dado por:

$$M_{1d,\text{mín}} = N_d \cdot (1,5 + 0,03 \cdot h) \quad (7.3.1.7)$$

Sendo h a altura total da seção transversal na direção considerada, dado em centímetros. Tem-se então que $M_{1d,\text{mín},x} = 230,85 \text{ kN.cm} = 2,30 \text{ kN.m}$ e $M_{1d,\text{mín},y} = 200,07 \text{ kN.cm} = 2,00 \text{ kN.m}$. Como $M_{1d,\text{mín},x} < M_{Dx}$ e $M_{1d,\text{mín},y} > M_{Dy}$, os momentos utilizados para o dimensionamento serão $M_{Dx} = 9,60 \text{ kN.m}$ e $M_{Dy} = 2,00 \text{ kN.m}$.

7.3.2 Dimensionamento da armadura longitudinal

Segundo a NBR 6118:2014, o índice de esbeltez de um pilar é dado pela relação entre a altura efetiva e o raio de giração. Porém, segundo Bastos (2017), para seções retangulares pode-se utilizar a expressão:

$$\lambda = \frac{3,46 \cdot l_e}{h} \quad (7.3.2.1)$$

Onde l_e é a altura efetiva do pilar e h é a dimensão do pilar na direção considerada. Ainda segundo a NBR 6118:2014, pode obter a altura efetiva através da expressão:

$$l_e = l_0 + h \quad (7.3.2.2)$$

Onde l_0 é a distância entre as faces internas dos elementos estruturais que vinculam o pilar. Temos então que $l_{ex} = 260 \text{ cm}$, $l_{ey} = 270 \text{ cm}$, $\lambda_x = 35,98$ e $\lambda_y = 62,3$.

Os momentos M_x e M_y , obtidos no tópico anterior, são chamados de momentos de primeira ordem, estes estão relacionados a excentricidade de primeira ordem (e_1), que pode ser obtida através da relação M_D/N_D . Existem também os momentos de segunda ordem atuantes nos pilares, porém, segundo a NBR 6118:2014, a consideração dos mesmos nos cálculos está condicionada ao índice de esbeltez limite (λ_1). Caso $\lambda < \lambda_1$ os esforços locais de segunda ordem podem ser desprezados.

Para o cálculo da esbeltez limite a NBR 6118:2014 fornece a expressão:

$$\lambda_1 = \frac{25 + 12,5 \cdot (e_1/h)}{\alpha_b} \quad (7.3.2.3)$$

Com $35 \leq \lambda_1 \leq 90$.

Para pilares biapoiados sem carga vertical o valor de α_b pode ser obtido, segundo a NBR 6118:2014, pela seguinte expressão:

$$\alpha_b = 0,6 + 0,4 \cdot \frac{M_B}{M_A} \geq 0,4 \quad (7.3.2.4)$$

Onde M_A e M_B são os momentos de primeira ordem nos extremos do pilar, sendo M_A o maior valor absoluto. Esses valores são obtidos também através da análise do Ftool, tem-se: $M_{A,x} = 8,00 \text{ kN.m}$, $M_{B,x} = -4,40 \text{ kN.m}$, $M_{A,y} = 0,10 \text{ kN.m}$ e $M_{B,y} = 0,00 \text{ kN.m}$. Portanto $\alpha_{b,x} = 0,4$ e $\alpha_{b,y} = 0,6$.

Com os valores de α_b calculados, pode-se enfim obter os valores de índice de esbeltez limite utilizando a expressão 7.3.2.3. Tem-se que $\lambda_{1,x} = 74,18$ e $\lambda_{1,y} = 44,37$. Portanto, deve-se considerar o momentos de segunda ordem, pois $\lambda_y > \lambda_{1,y}$.

A NBR 6118:2014 apresenta diferentes métodos para determinação dos efeitos locais de segunda ordem, para pilares com $\lambda \leq 90$ e com seção constante e armadura simétrica pode-se utilizar o método do pilar padrão com curvatura aproximada, e este será o método utilizado para este trabalho. Pode-se calcular o momento total, considerando os efeitos de segunda ordem, através da expressão:

$$M_{D,tot} = \alpha_b \cdot M_{1D,A} + N_D \cdot \frac{l_e^2}{10} \cdot \frac{1}{r} \quad (7.3.2.5)$$

Onde a relação $1/r$ é a curvatura crítica, dada pela expressão:

$$\frac{1}{r} = \frac{0,005}{h \cdot (\nu + 0,5)} \leq \frac{0,005}{h} \quad (7.3.2.6)$$

Já a força normal adimensional (ν) é definida por:

$$\nu = \frac{N_D}{A_c \cdot f_{cd}} \quad (7.3.2.7)$$

Com estas informações foi possível calcular $\nu = 0,127$ e $M_{D,tot,y} = 5,17 kN.m$.

Uma das opções para o cálculo da área de aço de um pilar é a utilização dos ábacos de PINHEIRO. Para isto deve-se, primeiramente, calcular o esforço adimensional μ que é dado por:

$$\mu = \frac{M_D}{h \cdot A_c \cdot f_{cd}} \quad (7.3.2.8)$$

Calculados os esforços adimensionais definidos acima, deve-se identificar o ábaco para obtenção do valor de ω . Após este processo, calcula-se a área de aço com a expressão:

$$A_s = \frac{\omega \cdot A_c \cdot f_{cd}}{f_{yd}} \quad (7.3.2.9)$$

Seguinto estas orientações, obteve-se $\mu_x = 0,02$, $\mu_y = 0,05$. Consultando o ábaco B10 retirado de Costa (2005), presente no anexo B deste trabalho, temos através de interpolação que $\omega = 0,05$ e conseqüentemente $A_s = 0,92 cm^2$.

A NBR 6118:2014 indica que é necessário analisar a área de aço mínima para a seção, que é dada por:

$$A_{s,min} = 0,15 \frac{N_d}{f_{yd}} \geq 0,004 \cdot A_c \quad (7.3.2.10)$$

Obteve-se então que $A_{s,min} = 1,5 \text{ cm}^2$, entretanto, segundo o item 18.4.2.1 da NBR 6118:2014, o diâmetro mínimo das barras longitudinais não pode ser inferior a 10mm, portanto a área de aço executada será bem maior que a calculada. Elaborou-se todo o detalhamento do pilar de acordo com os critérios da NBR 6118:2014 e o mesmo pode ser visualizado no apêndice G deste trabalho.

8 COMPARATIVOS

Este capítulo tem como objetivo fazer uma breve comparação entre os elementos estruturais dimensionados pelo método semi-automático com os mesmos elementos anteriormente dimensionados pelo TQS.

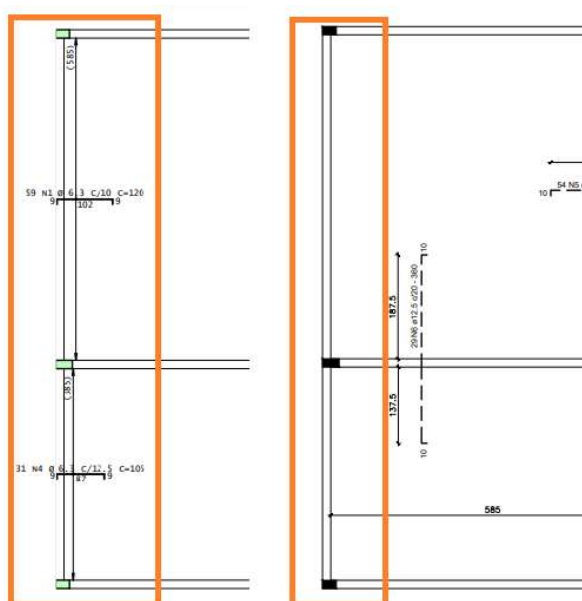
Como optou-se por manter as dimensões definidas no projeto elaborado através do TQS para os elementos calculados pelo método semi-automático, fez-se a comparação apenas das áreas de aço, que estão diretamente ligadas aos esforços solicitantes naquela estrutura.

8.1.1 Lajes

Como já descrito no capítulo 4, as lajes foram dimensionadas a partir de modelos de cálculo diferentes, o que torna este elemento estrutural o que possui maior variação de dimensionamento.

As tabelas de Bares consideram as bordas de laje da extremidade da edificação como simplesmente apoiadas, considerando a não ocorrência de momento negativo naquelas regiões. Já o modelo de grelhas utilizado pelo TQS indica a existência de momentos negativos nestes locais. Portanto, visualmente, é muito fácil identificar esta diferença nos projetos, conforme indicado na figura 46.

Figura 46 – Comparativo das armaduras negativas de lajes.



Fonte: Autoria própria.

Com relação às áreas de aço das lajes, a tabela 36 indica os resultados obtidos e diferenças entre os dois métodos.

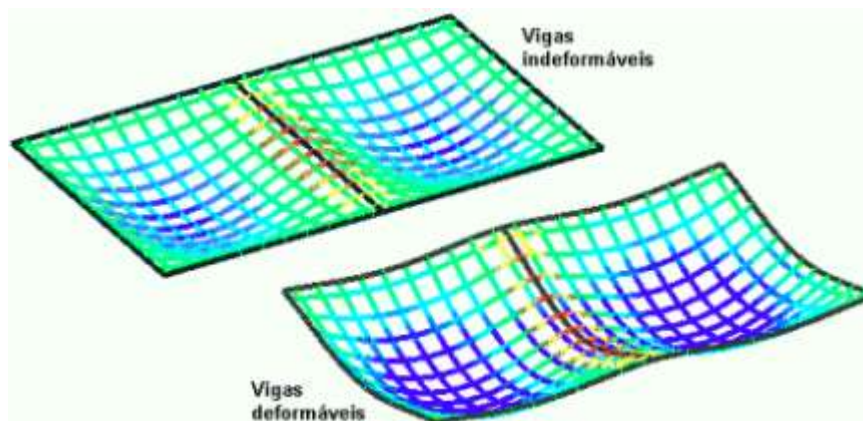
Tabela 36 – Comparação das áreas de aço das lajes.

Armaduras positivas principais			
	Semi-automático (cm ² /m)	TQS (cm ² /m)	TQS / Semi (%)
L1	2,47	3,43	38,86%
L2	3,16	2,93	-7,27 %
L3	1,64	2,42	47,56 %
Armaduras positivas secundárias			
	Semi-automático (cm ² /m)	TQS (cm ² /m)	TQS / Semi (%)
L1	2,47	4,20	70,04 %
L2	1,51	2,39	58,27 %
L3	1,51	2,39	58,27%
Armaduras negativas			
	Semi-automático (cm ² /m)	TQS (cm ² /m)	TQS / Semi (%)
Entre L1 e L3	6,45	4,33	-32,86 %
Entre L1 e L2	6,45	5,22	-19,06 %
Entre L3 e L2	6,20	3,92	-36,77 %

Fonte: Autoria própria.

Pode-se perceber que para praticamente todas as armaduras positivas o TQS obteve valores maiores, já nas negativas o método semi-automático dimensionou armaduras mais robustas. Uma das justificativas para esta diferença está na deformação das lajes. O modelo de cálculo de Bares considera que os apoios (vigas) das lajes são indeformáveis, já o modelo de grelhas não. Quando se considera apoios deformáveis, a deformação no centro da laje aumenta, e consequentemente seus momentos positivos também, justificando as áreas de aço positivas maiores no TQS. Já nas armaduras negativas, quando consideramos as vigas indeformáveis, entende-se que naquela região a rigidez irá aumentar e consequentemente isto impacta nos momentos negativos, justificando assim as armaduras negativas semi-automáticas como as maiores. A figura 47 indica como se dão as deformações em cada modelo.

Figura 47 – Influência da deformação das vigas nos modelos de lajes.



Fonte: BANKI; COELHO (2013) apud COL DEBELLA (2015).

Porém, mesmo assim, concluiu-se que as diferenças ainda eram muito altas. Fez-se então o seguinte teste: no TQS atualizou-se o carregamento das alvenarias presentes na laje 1, foram retiradas as cargas distribuídas linearmente e considerou-se uma carga total sendo distribuída sobre toda a área da laje, do mesmo modo que se é feito no modelo semi-automático.

Com este teste, obteve-se o seguinte resultado: na direção da armadura principal a área de aço obtida foi de $2,82 \text{ cm}^2$, com uma diferença para o método semi-automático de 14,17% que antes era de 38,86%. Para a armadura positiva secundária obteve-se uma área de aço de $2,99 \text{ cm}^2$, com uma diferença para o método semi-automático de 21,05% que antes era de 70,04%.

A partir deste teste pode-se concluir que, se tratando de lajes que possuem muitas cargas de alvenaria, o cálculo a partir do método semi-automático é menos eficiente. A laje 1 possui uma grande carga de alvenaria na direção da armadura secundária, e quando foi alterado o modo de distribuir as cargas a diferença entra as áreas de aço de um método para o outro foi de 70,04% para 21,05%.

A laje 2 é um caso particular a se analisar, ela praticamente não possui carga de alvenaria sobre ela, o que fez com que a armadura principal positiva obtivesse uma diferença de apenas 7,27%. Porém a armadura positiva secundária obteve uma diferença muito maior. Concluiu-se que isto aconteceu por conta de o método semi-automático levar em consideração o índice de esbeltez da laje, e como esta tem um índice 2 ela é praticamente considerada pelo método semi-automático como armada em apenas uma direção.

Outro fator importante a se destacar é que para lajes quadradas o método semi-automático sempre considera o momento positivo principal igual ao secundário e isto não acontece no TQS, pois no software as lajes não são calculadas de forma independente e sim o pavimento como um todo.

8.1.2 Viga

Para a viga V6, pode-se analisar três áreas de aço: da armadura transversal (estribos), da armadura de flexão positiva e negativa. A tabela 37 indica estas áreas de aço e as diferenças entre os métodos de dimensionamento.

Tabela 37 – Comparação das áreas de aço da viga V6.

	Unidade	Semi-automático	TQS	TQS / Semi (%)
Estribos	cm ² /m	1,73	1,70	-1,73%
Positiva	cm ²	6,46	9,57	48,14%
Negativa	cm ²	2,03	2,63	29,55%

Fonte: Autoria própria.

Para a armadura dos estribos se utilizou a área de aço mínima em ambos os métodos de cálculo, portanto pode-se afirmar que, provavelmente, a pequena diferença entre as duas áreas de aço se dá por conta de arredondamento.

Para as armaduras de flexão, houve diferença tanto na negativa quanto na positiva. Porém foi possível analisar que os esforços obtidos também foram distintos. Enquanto no método semi-automático obteve-se um momento máximo positivo de 223,60 kN.m o TQS indicou um esforço de 248 kN.m. Provavelmente esta diferença de carregamento ocorreu por conta da diferença dos modelos utilizados para descarregar as cargas das lajes nas vigas e também pelo fato de o TQS levar em consideração flexão composta para as vigas.

Notou-se que a diferença entre área de aço não é compatível com a diferença de momentos obtidos em ambos os métodos. Para conferência fez-se o uso da calculadora de “Flexão Simples” disponível no TQS, nesta calculadora adotou-se o momento atuante na viga segundo o memorial de cálculo do TQS e obteve-se a área de aço de 7,35 cm², este apresenta uma diferença de 13,77% para o calculado no método semi-automático. A figura 48 indica o cálculo feito pelo próprio TQS.

Figura 48 – Cálculo da área de aço da viga V6 através da calculadora do TQS.



Fonte: Autoria própria.

Também utilizando o valor de 248 kN.m, fez-se o cálculo da área de aço positiva da viga utilizando o método semi-automático, o resultado foi de 7,34cm², valor bem próximo ao obtido pela calculadora do TQS.

8.1.3 Pilar

Para a armadura longitudinal do pilar P6 obteve-se os valores de 1,50 cm² no TQS e também de 1,50 cm² através do dimensionamento semi-automático, isto pois ambos os métodos utilizaram das áreas mínimas de aço. Vale ressaltar que segundo o item 18.4.2.1 da NBR 6118:2014, o diâmetro mínimo das barras longitudinais não pode ser inferior a 10mm, portanto a área de aço executada foi de 3,14cm².

9 CONCLUSÃO

Este trabalho teve como objetivo principal a comparação de elementos estruturais dimensionados utilizando métodos semi-automáticos, que basicamente são feitos conforme ministrado durante a graduação em engenharia civil, porém utilizando alguns softwares como o Ftool e o Microsoft Excel, com os mesmos elementos dimensionados por um software próprio para elaboração de projetos estruturais, mais especificamente o TQS.

Ambos os projetos são concebidos utilizando os critérios da NBR 6118:2014, porém as diferenças existem por conta do modelo de cálculo utilizado em cada método ser diferente. O método semi-automático utiliza das tabelas de Bares para cálculo dos esforços das lajes, estas tabelas são baseadas na teoria das placas de Kirchhoff. Já o TQS utiliza da analogia das grelhas para este mesmo processo.

Notou-se, por fim, que para as lajes o TQS tende a apresentar áreas de aço de armaduras positivas maiores do que as obtidas através do método semi-automático. Porém as armaduras negativas são maiores no método semi-automático. Isso se dá muito em função de que os modelos de cálculo serem distintos.

Outra conclusão que ficou clara foi que para lajes que estão submetidas ao carregamento de alvenarias diretamente a elas, o TQS se mostra um método com maior eficácia.

Outro importante fator que tende a diferenciar ambos os projetos, este em relação as vigas e pilares, é que para a elaboração do projeto semi-automático deve-se dimensionar os elementos separadamente, já no TQS o edifício como um todo é considerado um pórtico espacial de vigas e pilares.

Com relação da execução dos projetos, ficou claro durante os cálculos a enorme necessidade de não se engessar a apenas um método. O TQS tem, em alguns momentos, situações em que o engenheiro deve usar seus conhecimentos técnicos para solucionar certos problemas, um exemplo disso foram as grelhas com valores muito altos obtidos em algumas lajes e citadas no trabalho. Com isso pode-se concluir que, mesmo com os softwares de extrema qualidade que existem atualmente, é importante o engenheiro conhecer o dimensionamento por métodos acadêmicos para não deixar passar nenhum erro em projeto.

10 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ARAÚJO, José Milton de. **Curso de concreto armado**. 3º Ed. Editora Dunas, 2010. 2 v.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118: Projeto de Estruturas de Concreto - Procedimento**. Rio de Janeiro, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6120:2019. Ações para o cálculo de estruturas de edificações**. Rio de Janeiro, 2019.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8953: Concreto para fins estruturais – classificação pela massa específica, por grupos de resistência e consistência**. Rio de Janeiro, 2015.

BARES, R. **Tablas para el cálculo de placas y vigas parede**. Barcelona: Editora Gustavo Gili S/A, 1972.

BASTOS, P.S.S. **Pilares de concreto armado. Disciplina 2323 – Estruturas de Concreto II**. Bauru/SP, Departamento Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia - Universidade Estadual Paulista (UNESP), 2017.

CARVALHO, Roberto Chust; FILHO, Jasson Rodrigues de Figueiredo. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais em concreto armado segundo a NBR 6118:2014**. 4º Ed. São Carlos: EdUFScar, 2017.

CARVALHO, R. C.; **Análise não linear de pavimentos de edifícios de concreto através da analogia de grelha**. Tese (doutorado) – Universidade de São Paulo, Escola de Engenharia de São Carlos, SP, São Carlos, 1994.

COL DABELLA, L. B.; **Estudo da analogia de grelha no cálculo de lajes maciças de concreto armado**. Orientador: Gustavo Lacerda. 2015. 80 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação). Curso de Engenharia Civil, Universidade Tecnológica do Paraná, Pato Branco, 2015. Disponível em: < <http://repositorio.roca.utfpr.edu.br/jspui/handle/1/5819> > Acesso em: 17 de Fev. de 2021.

COSTA, J.B. **Estruturas de Concreto Armado II**. Goiânia/GO, Departamento Engenharia, Curso de Engenharia Civil – Pontifícia Universidade Católica de Goi (PUCGO), 2005.

CUNHA, J. **Estruturas de concreto armado**. Universidade Federal de Uberlândia, Faculdade de Engenharia Civil, Apostila, 2014.

DI PIETRO, J. E. **O conhecimento qualitativo das estruturas das edificações na formação do arquiteto e do engenheiro**. Tese de doutorado – Engenharia de produção, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2000.

KIMURA, Alio. **Informática aplicada em estruturas de concreto armado: cálculo de edifícios com o uso de sistemas computacionais**. 1º Ed. São Paulo: Editora Pini, 2007.

MARTHA, Luiz Fernando. **Análise de estruturas: conceitos e métodos básicos**. 1º Ed. Rio de Janeiro: Editora Elsevier, 2010.

MELO, P.R. **Pré-dimensionamento de estruturas de madeira, de aço e de concreto para auxílio à concepção de projetos arquitetônicos**. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Federal de Uberlândia, Uberlândia, 2013.

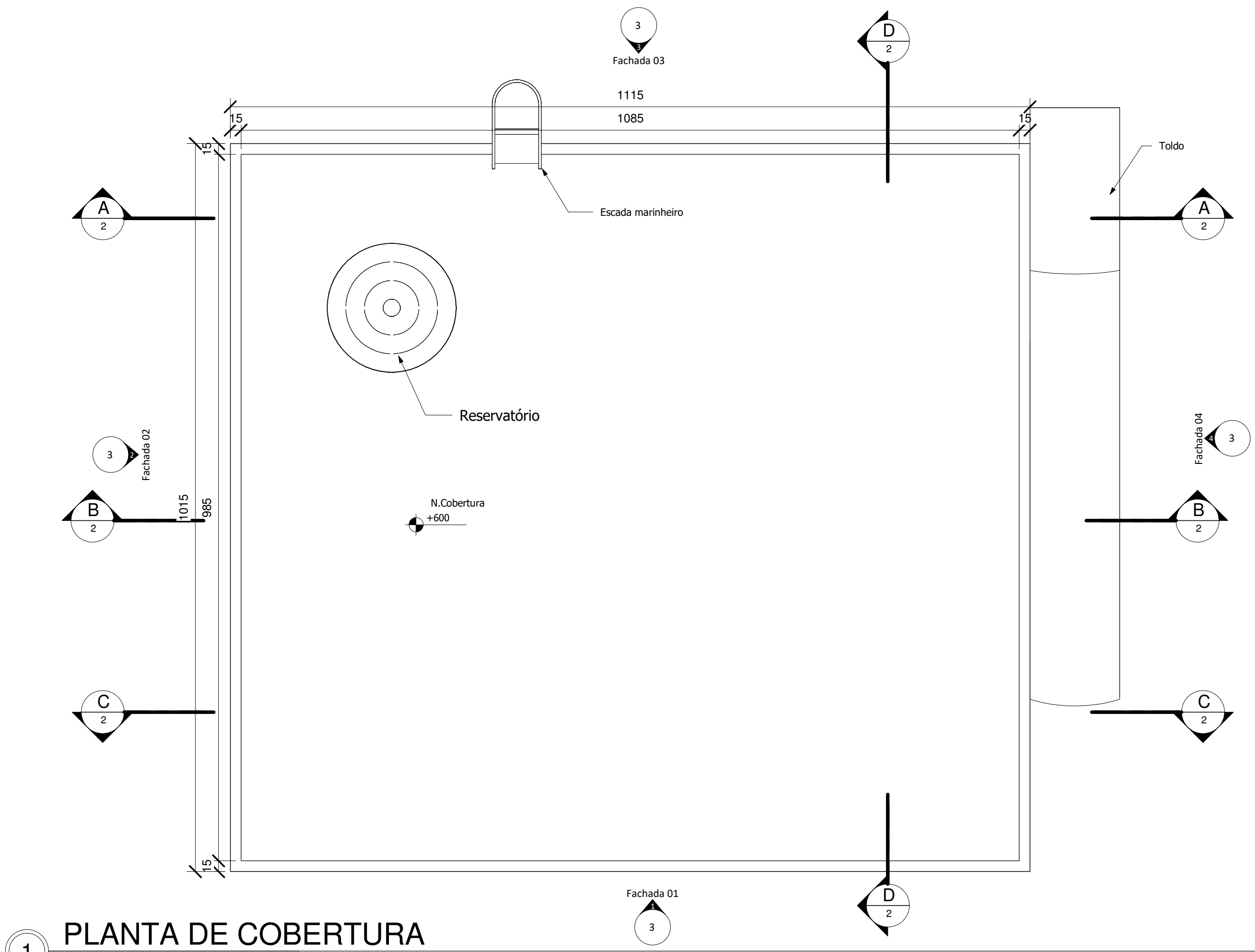
PINHEIRO, Libânio M.. **Fundamentos do concreto e projetos de edifícios**. Escola de Engenharia de São Carlos, São Carlos, SP, 2010.

PORTO, Thiago Bomjardim Porto; FERNADES, Danielle Stefane Gualberto. **Curso básico de concreto armado: conforme NBR 6118/2014**. Editora Oficina de Textos, 2015.

STRAMANDINOLI, J.S.B. **Contribuições à análise de lajes nervuradas por analogia de grelha**. Dissertação (mestrado) – Universidade Federal de Santa Catarina, SC, Florianópolis, 2003.

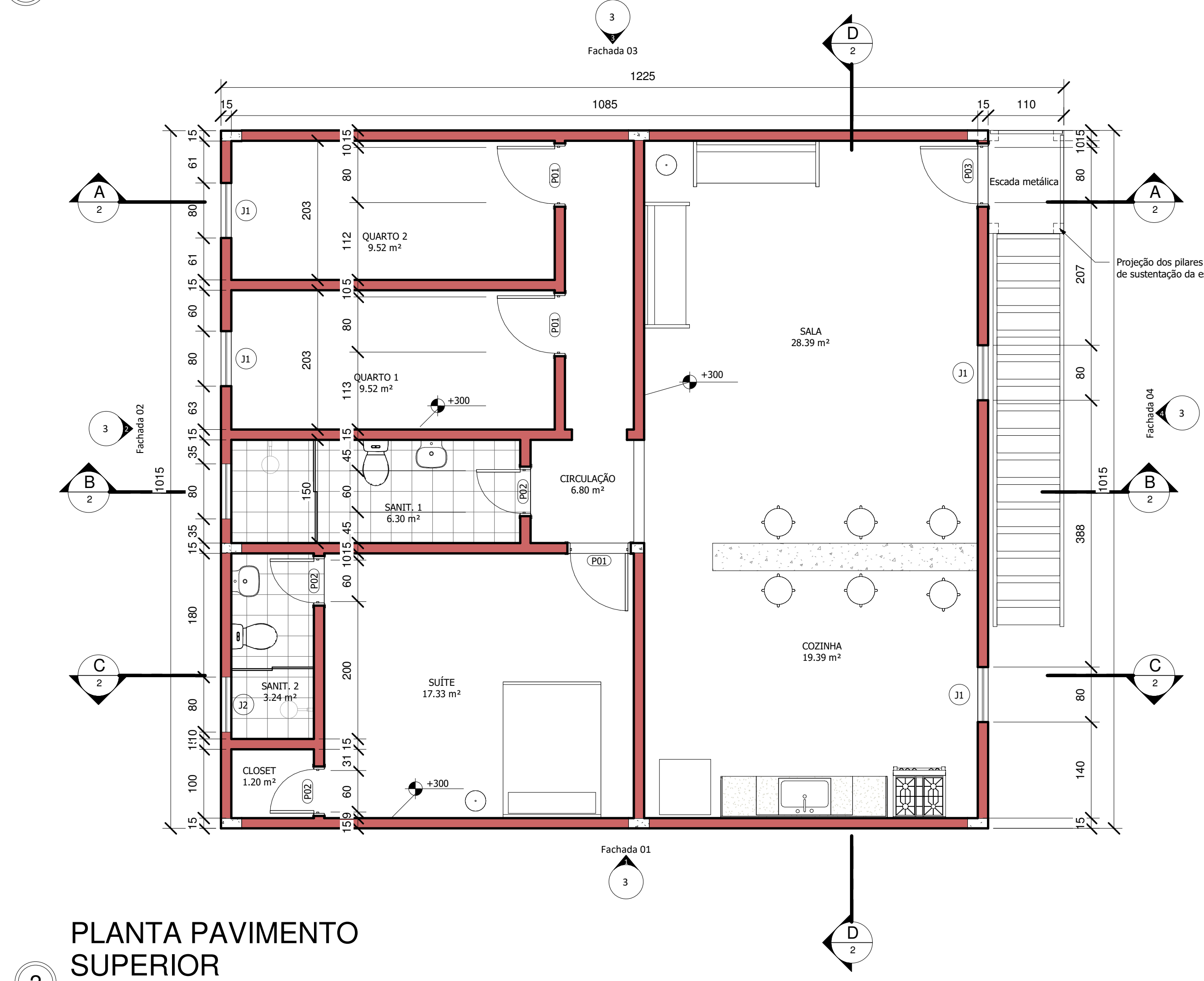
VENTURINI, W.S. (1987). **Dimensionamento de peças retangulares de concreto armado solicitadas à flexão reta**. São Carlos, EESC-USP.

APÊNDICE A – PROJETO ARQUITETÔNICO



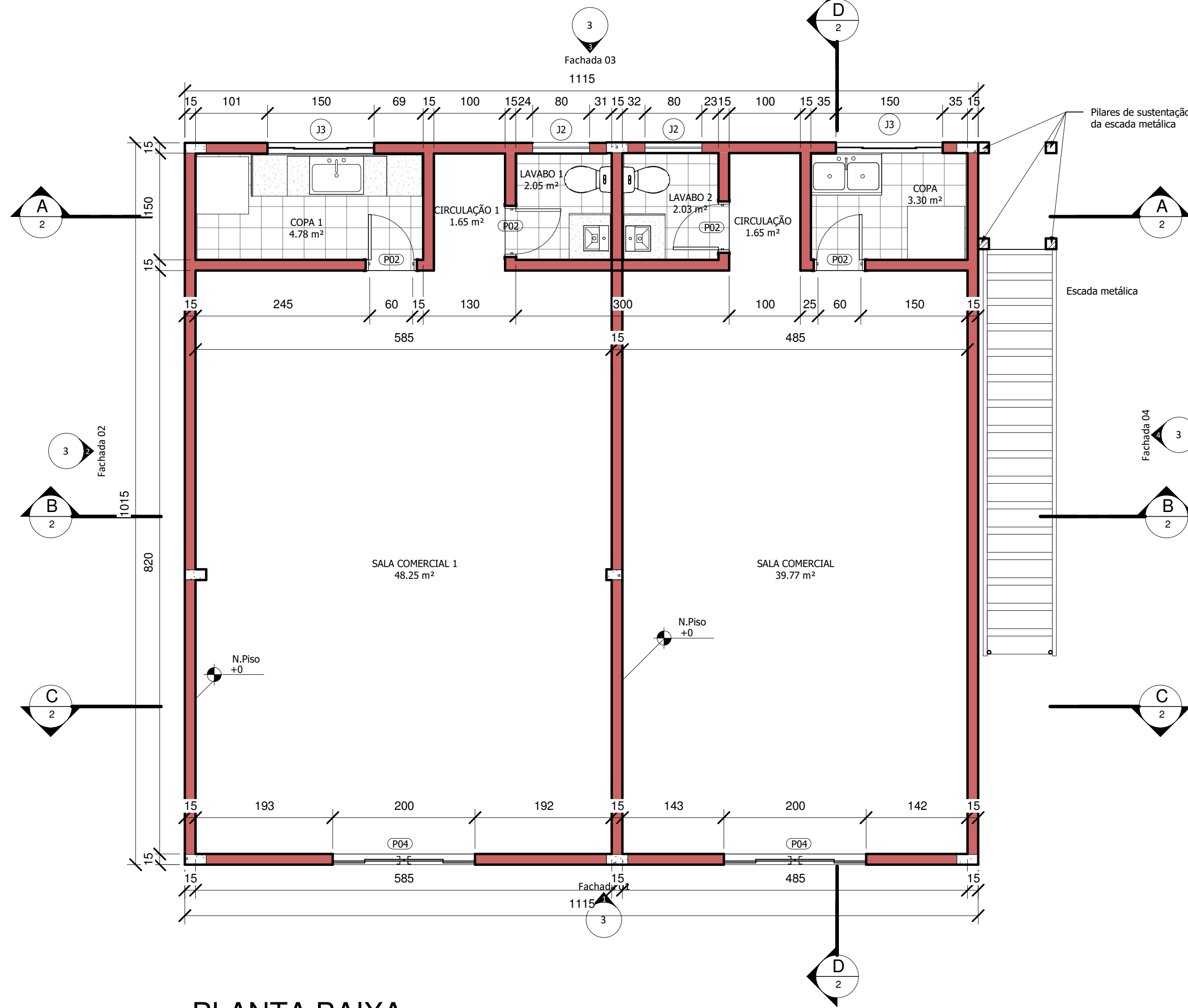
1 PLANTA DE COBERTURA

ESCALA 1 : 50



2 PLANTA PAVIMENTO SUPERIOR

ESCALA 1 : 50



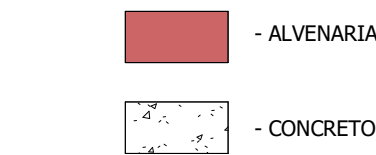
3 PLANTA BAIXA

ESCALA 1 : 50

JANELAS				
Legenda	Largura	Altura	Peitoril	Quantidade
J1	80	100	120	4
J2	80	60	150	4
J3	150	120	120	2

PORTAS			
Legenda	Largura	Altura	Quantidade
P01	80	210	3
P02	60	210	7
P03	80	210	1
P04	200	270	2

QUADRO DE ÁREAS	
Nome	Área
CIRCULAÇÃO	6.80 m²
CIRCULAÇÃO	1.65 m²
CIRCULAÇÃO 1	1.65 m²
CLOSET	1.20 m²
COPA	3.30 m²
COPA 1	4.78 m²
COZINHA	19.39 m²
LAVABO 1	2.05 m²
LAVABO 2	2.03 m²
QUARTO 1	9.52 m²
QUARTO 2	9.52 m²
SALA	28.39 m²
SALA COMERCIAL	39.77 m²
SALA COMERCIAL 1	48.25 m²
SANIT. 1	6.30 m²
SANIT. 2	3.24 m²
SUÍTE	17.33 m²



Legenda

ARQUITETURA

Habitação Unifamiliar - 2 Pavimentos

Projeto de Aprovação

ENDEREÇO: Goiânia - GO

PROPRIETÁRIO: TCC

AUTOR DO PROJETO: Wayron Neves Pinto

RESPONSÁVEL: Wayron Neves Pinto

CONTEÚDO:

ÁREAS:

Arquivo: Arquitetura.dwf

Desenho:

Escala: 1 : 50

Unidade:centímetro

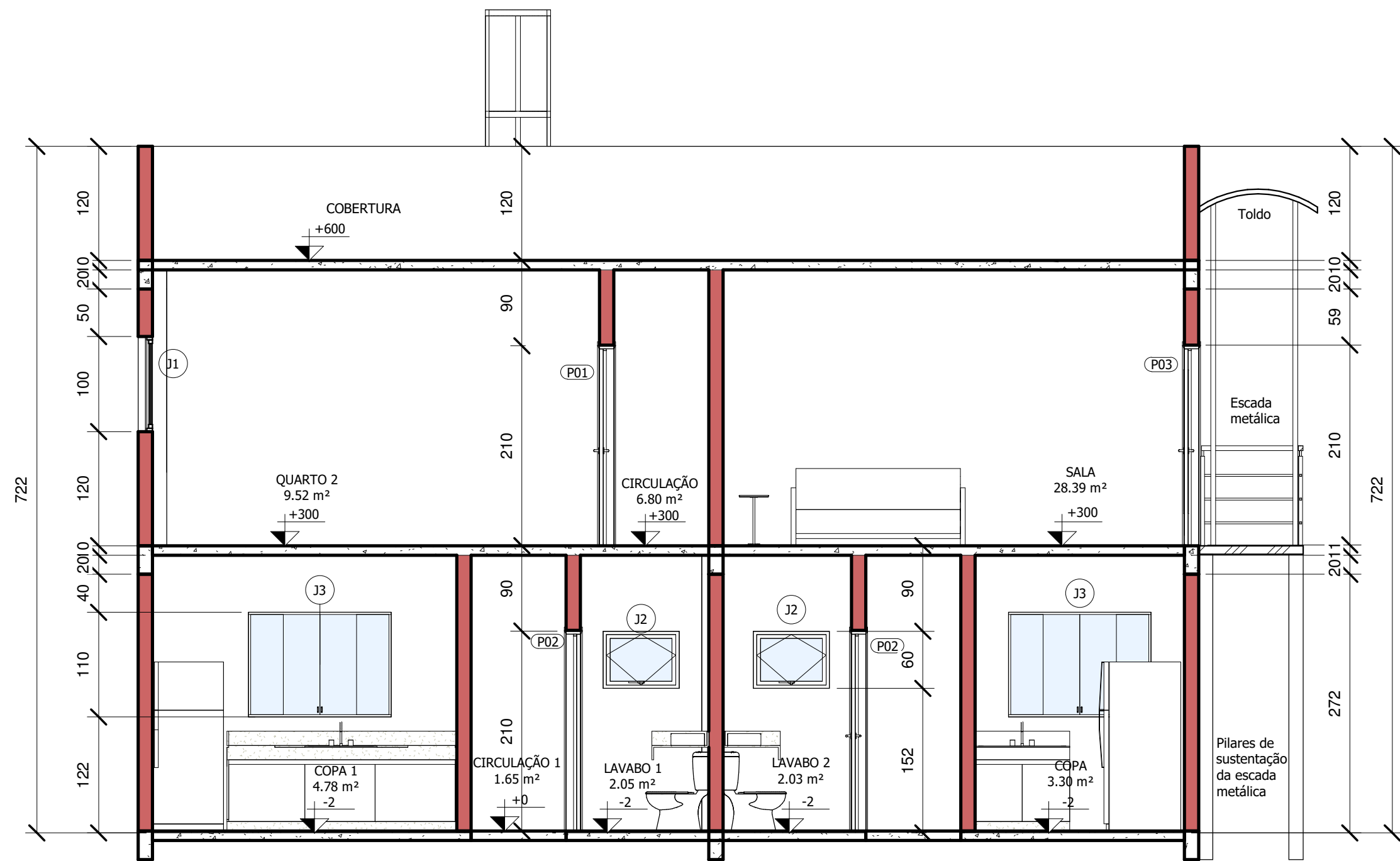
Data do Projeto:18/02/2020

Data da Prancha:18/02/2020

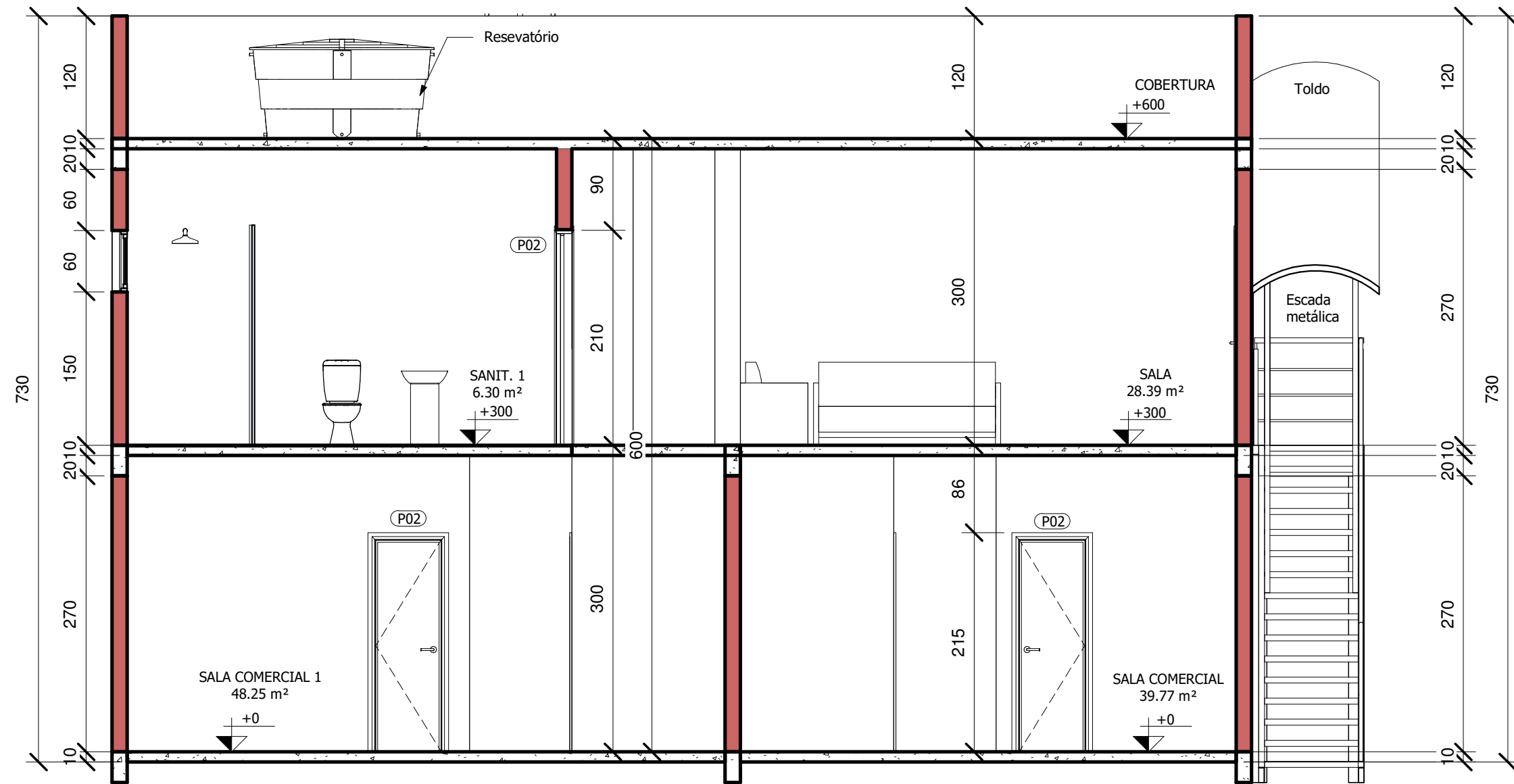
Impressão: 06/03/2021

PRANCHA:

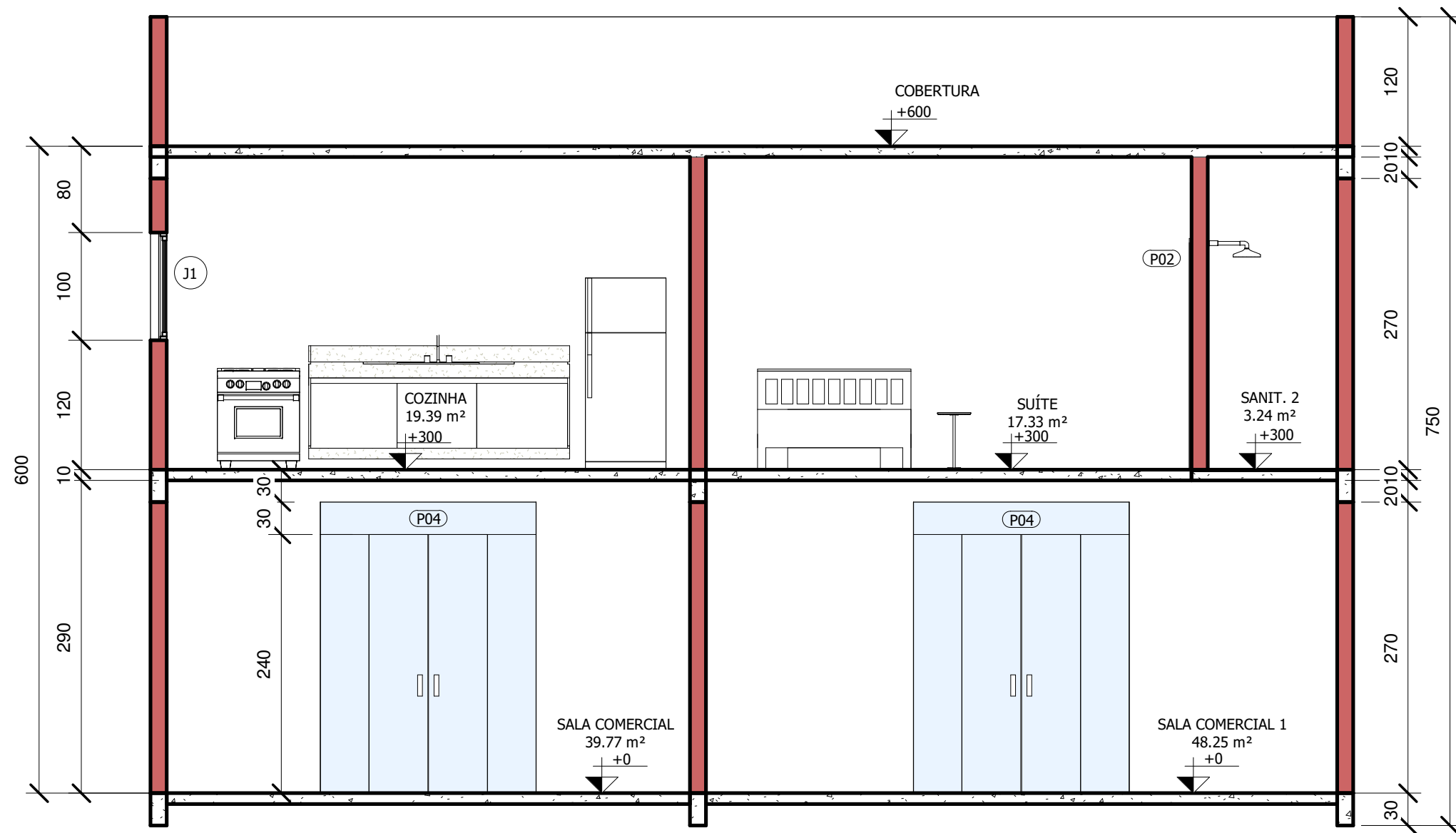
1/3



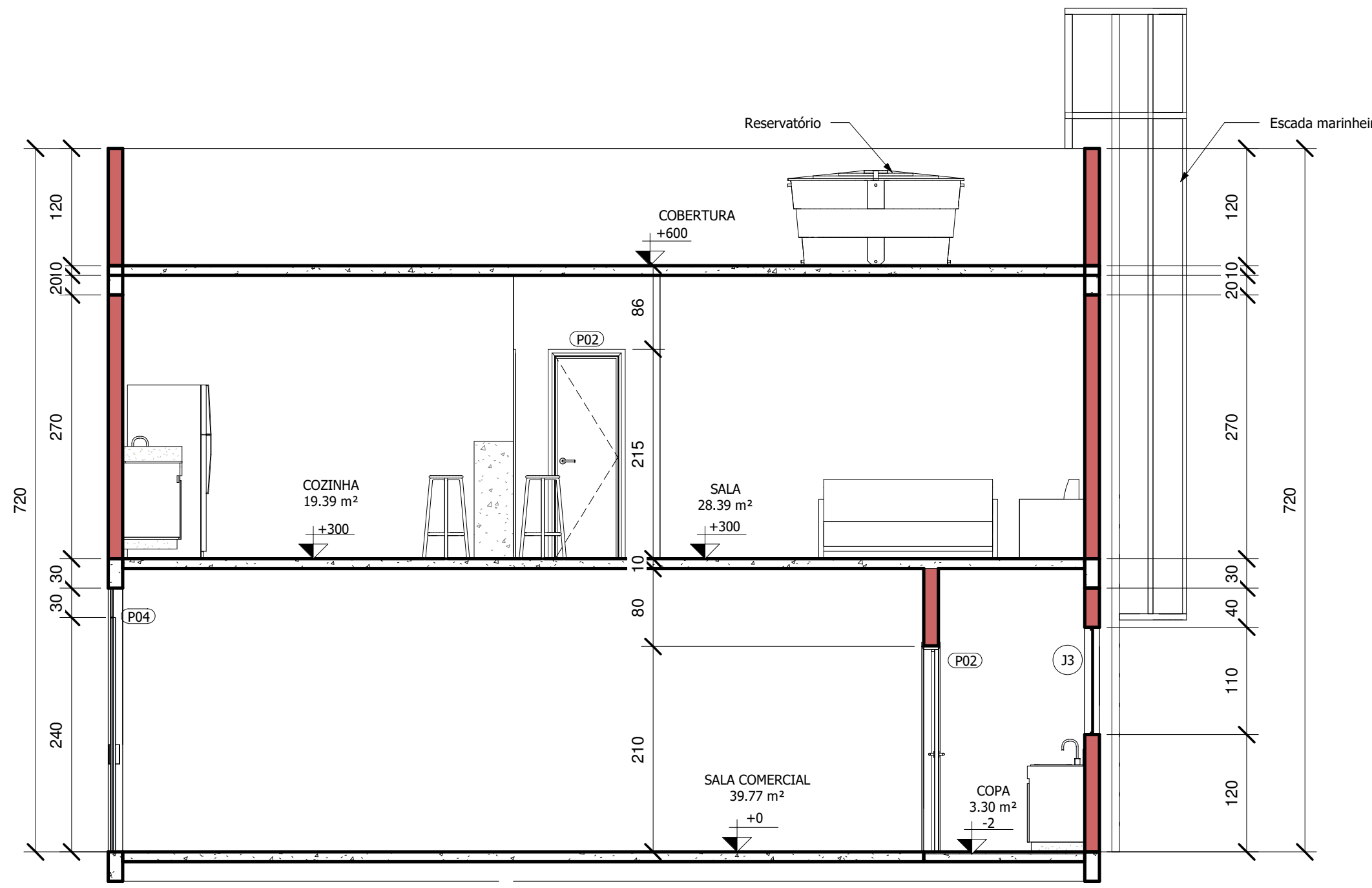
1 Corte A
1 : 50



2 Corte B
1 : 50



3 Corte C
1 : 50



4 Corte D
1 : 50

- ALVENARIA
- CONCRETO

Legenda

QUADRO DE ÁREAS	
Nome	Área
CIRCULAÇÃO	6.80 m²
CIRCULAÇÃO 1	1.65 m²
CIRCULAÇÃO 2	1.65 m²
CLOSET	1.20 m²
COPA	3.30 m²
COPA 1	4.78 m²
COZINHA	19.39 m²
LAVABO 1	2.05 m²
LAVABO 2	2.03 m²
QUARTO 1	9.52 m²
QUARTO 2	9.52 m²
SALA	28.39 m²
SALA COMERCIAL	39.77 m²
SALA COMERCIAL 1	48.25 m²
SANIT. 1	6.30 m²
SANIT. 2	3.24 m²
SUÍTE	17.33 m²

JANELAS				
Legenda	Largura	Altura	Peitoril	Quantidade
J1	80	100	120	4
J2	80	60	150	4
J3	150	120	120	2

PORTAS			
Legenda	Largura	Altura	Quantidade
P01	80	210	3
P02	60	210	7
P03	80	210	1
P04	200	270	2

ARQUITETURA

Habitação Unifamiliar - 2 Pavimentos
Projeto de Aprovação

ENDEREÇO: Goiânia - GO

PROPRIETÁRIO:

AUTOR DO PROJETO:

Wayron Neves Pinto

RESPONSÁVEL

Wayron Neves Pinto

CONTEÚDO:

ÁREAS:

Escala: 1:50

Unidade:centímetro

Data do Projeto:18/02/2020

Data da Prancha:12/02/2020

Impressão:06/03/2021

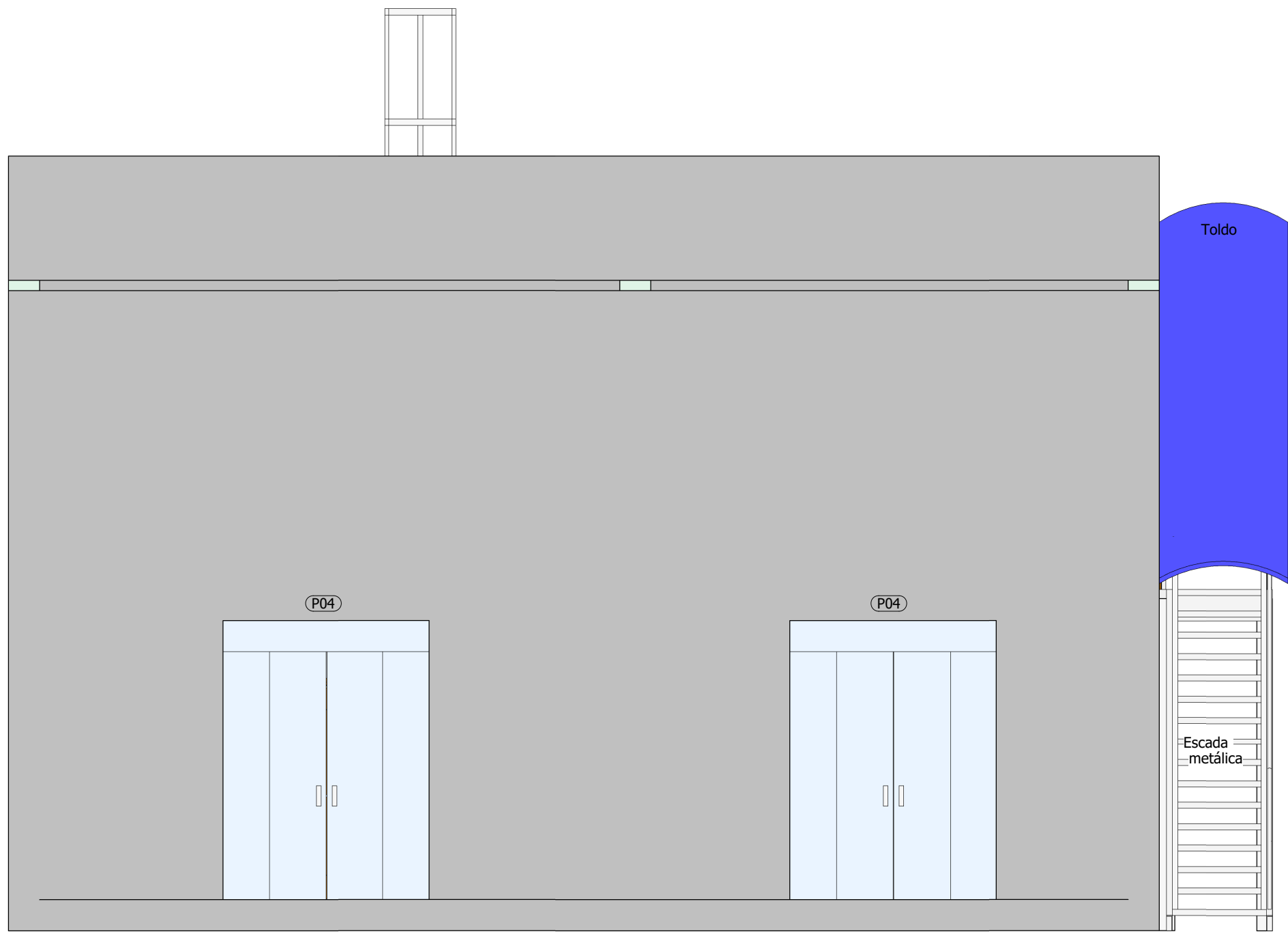
PRANCHA:

2/3

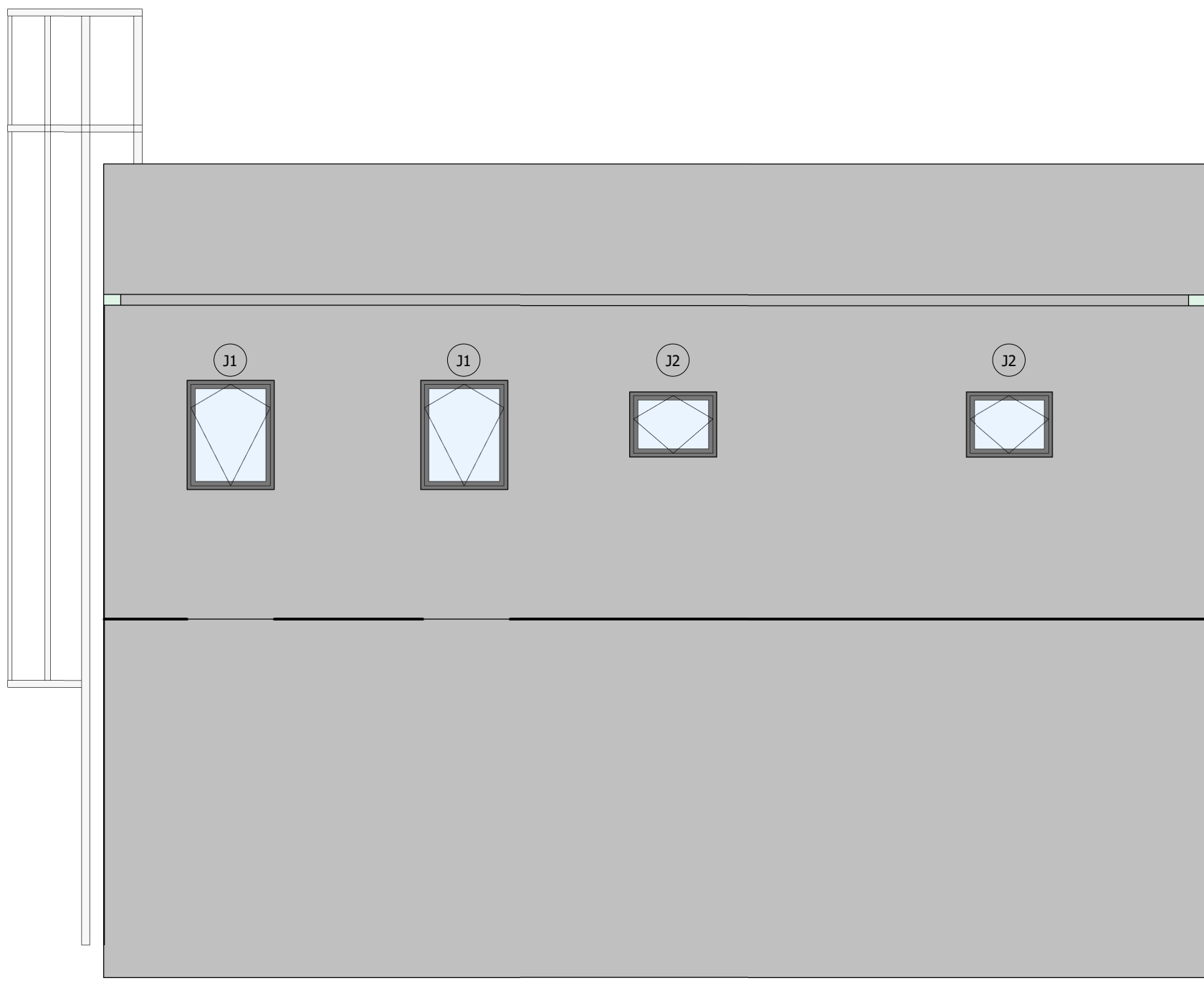
Arquivo:

Arquitetura.dwg

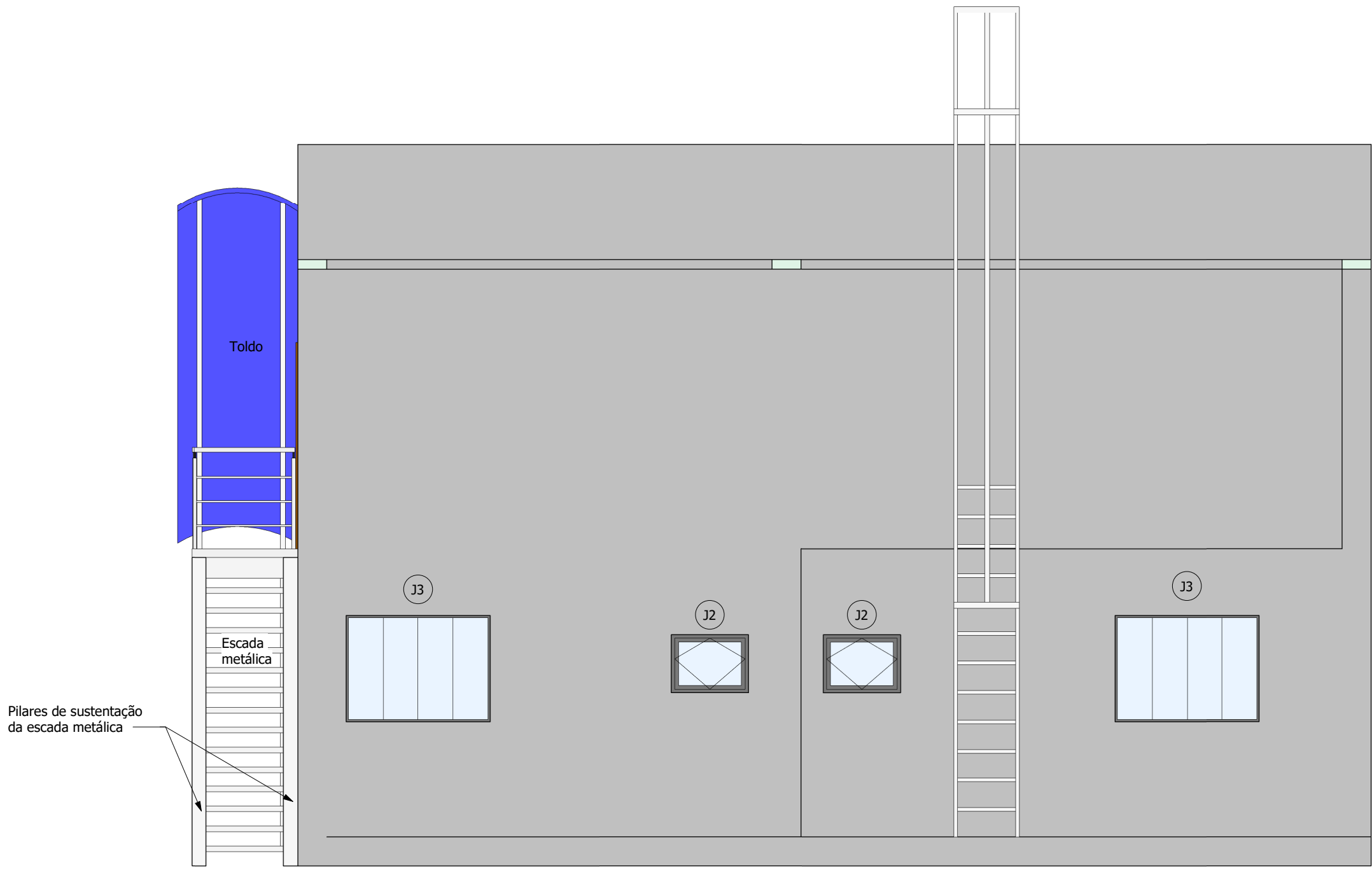
Desenho:



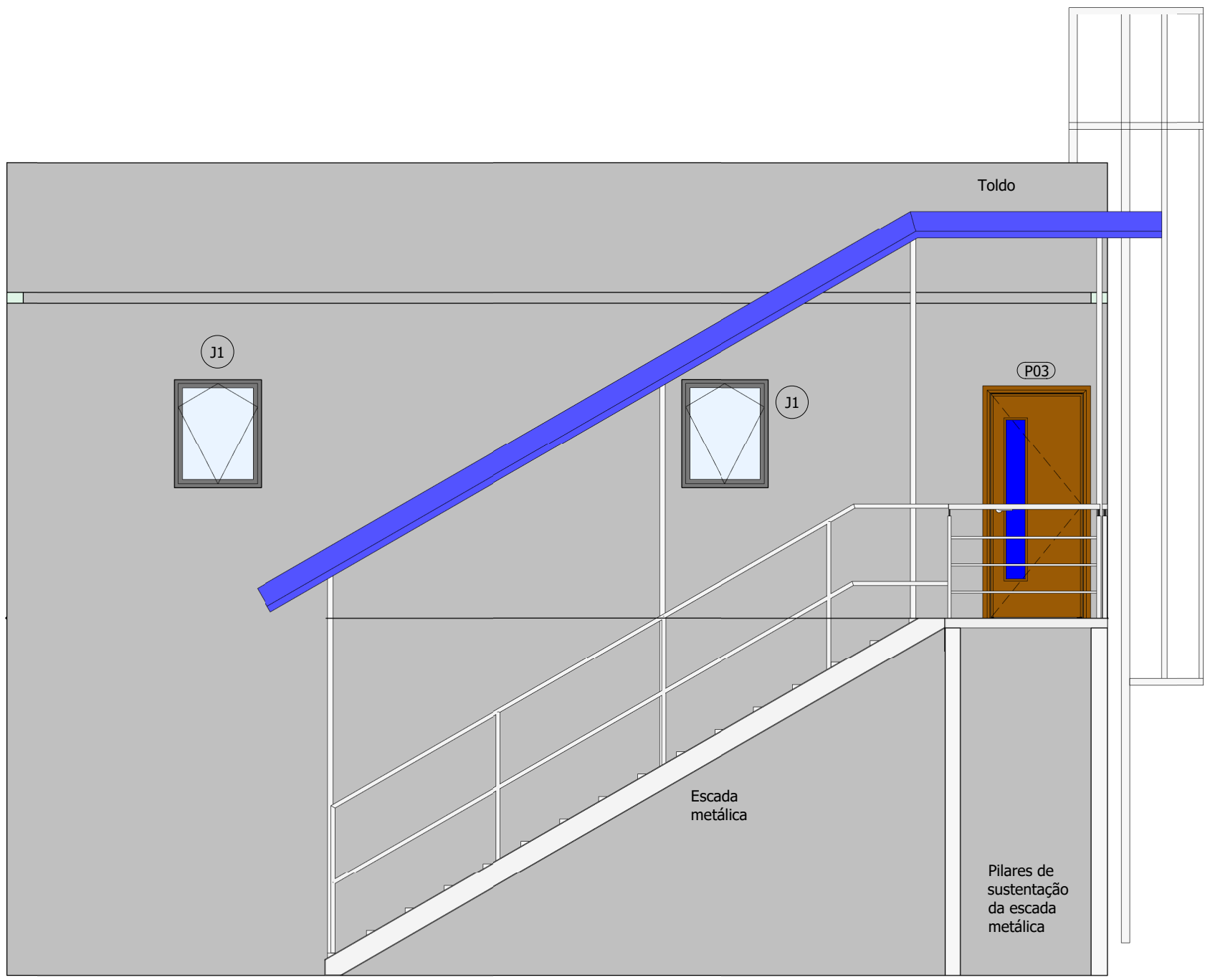
1 Fachada 01
1 : 50



2 Fachada 02
1 : 50



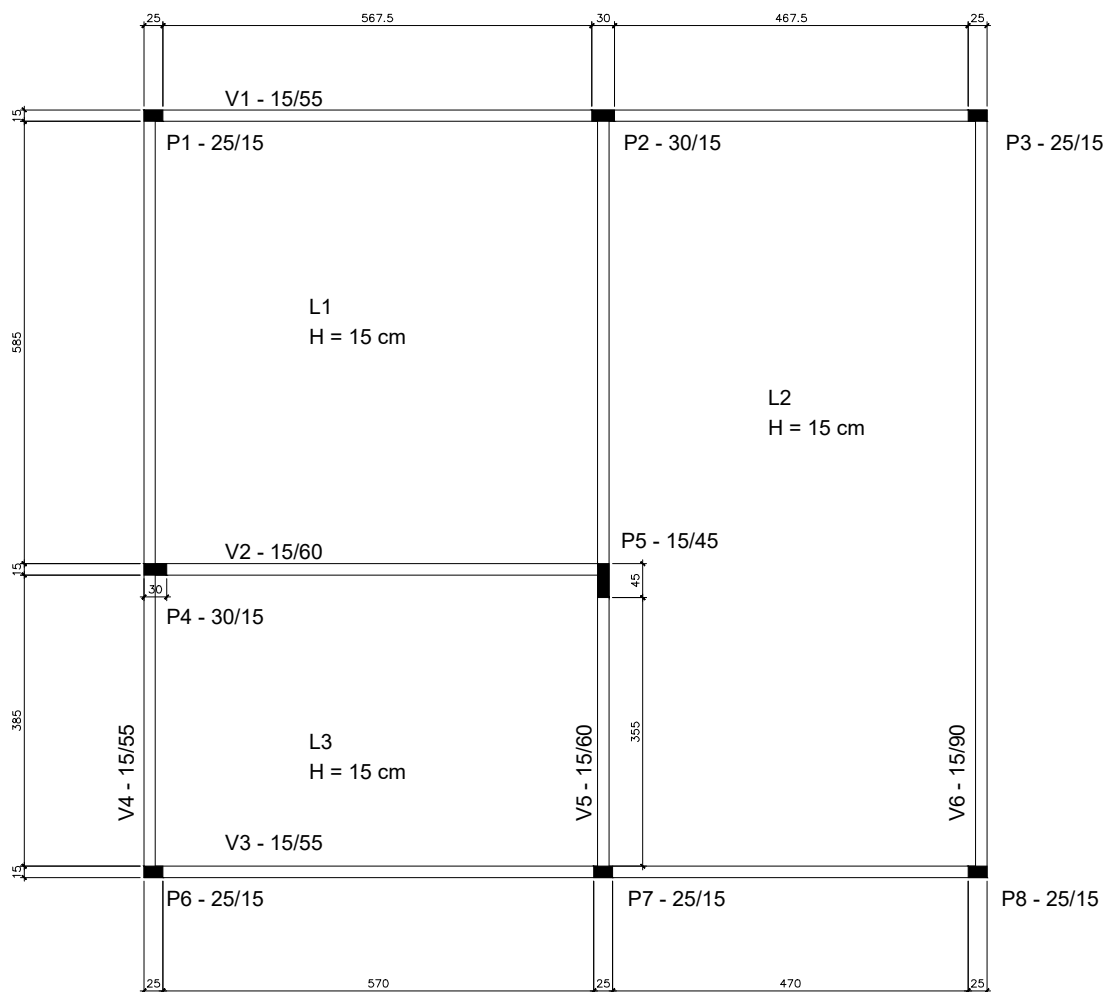
3 Fachada 03
1 : 50



4 Fachada 04
1 : 50

ARQUITETURA		
Habitação Unifamiliar - 2 Pavimentos		
Projeto de Aprovação		
ENDEREÇO: Goiânia - GO		
PROPRIETÁRIO: TCC		
AUTOR DO PROJETO: Wayron Neves Pinto		
RESPONSÁVEL: Wayron Neves Pinto		
CONTEÚDO:	ÁREAS:	Escala: 1 : 50
		Unidade:centímetro
		Data do Projeto:18/02/2020
		Data da Prancha:10/12/20/2020
		Impressão:06/03/2021 11:35:46
Arquivo: Arquitetura.dwf	Desenho:	PRANCHA:
		3/3

APÊNDICE B – PLANTA DE FORMA



Notas:

01 Cotas em centímetros

CLIENTE: IFG - CAMPUS GOIÂNIA

OBRA: TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

PLANTA DE FORMA

DESENHO:
Forma - TCC

ESCALA: 1:100

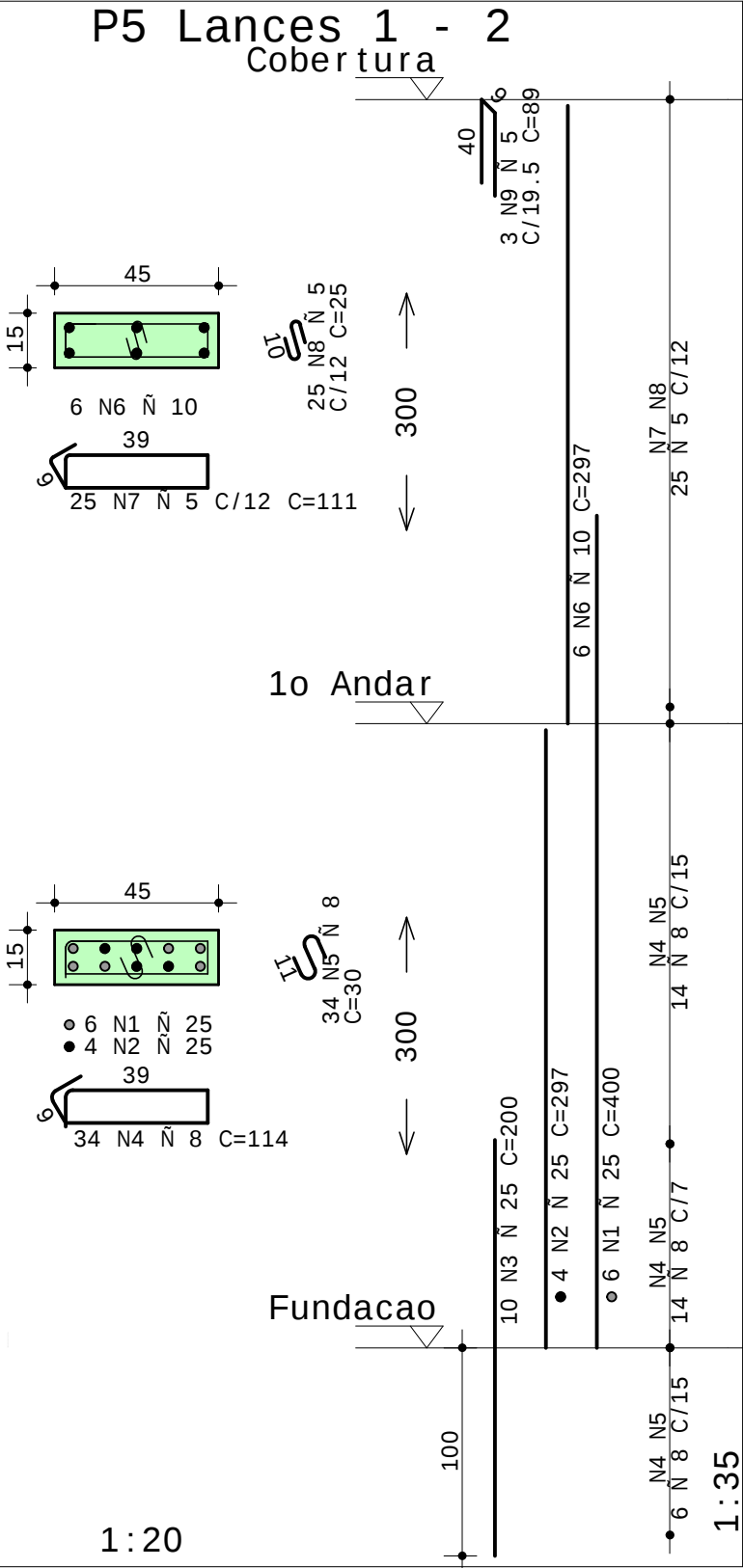
DATA - REVISÃO:
27/02/2021 - R0

PROJETO: TCC

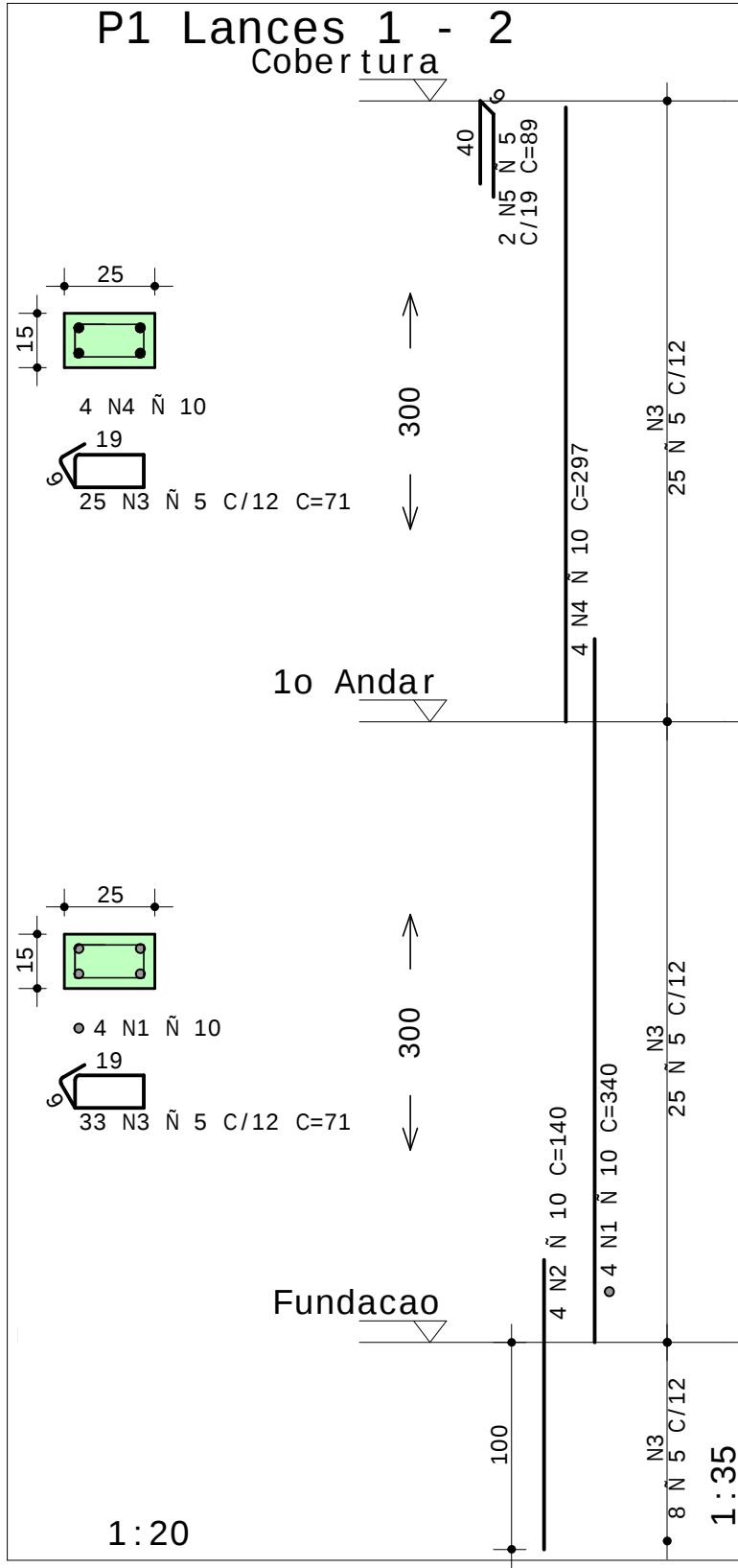
ENG:
Wayron Neves

APÊNDICE C – PROJETO ESTRUTURAL - TQS

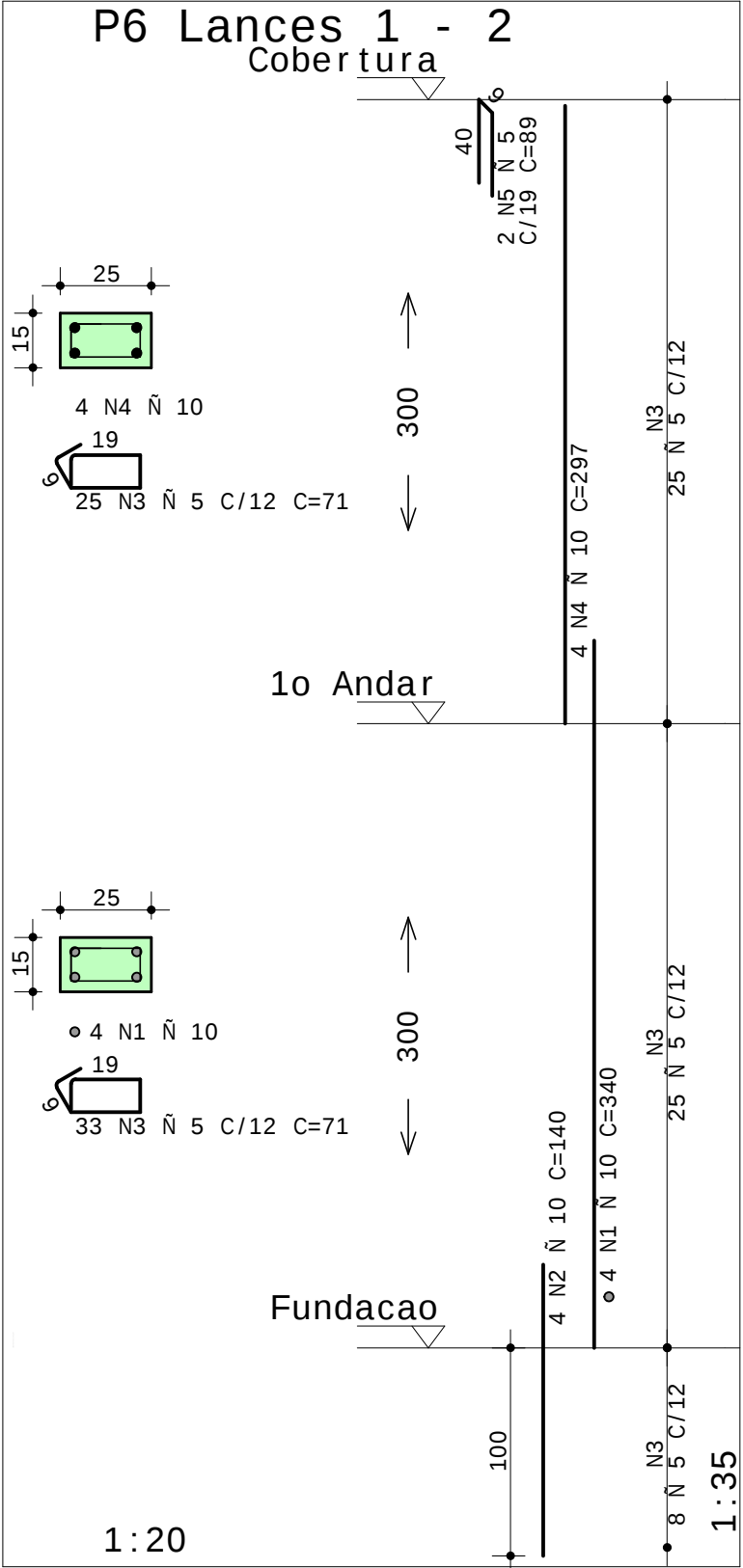
Desenho produzido por verso-acad2mica, proibido uso comercial



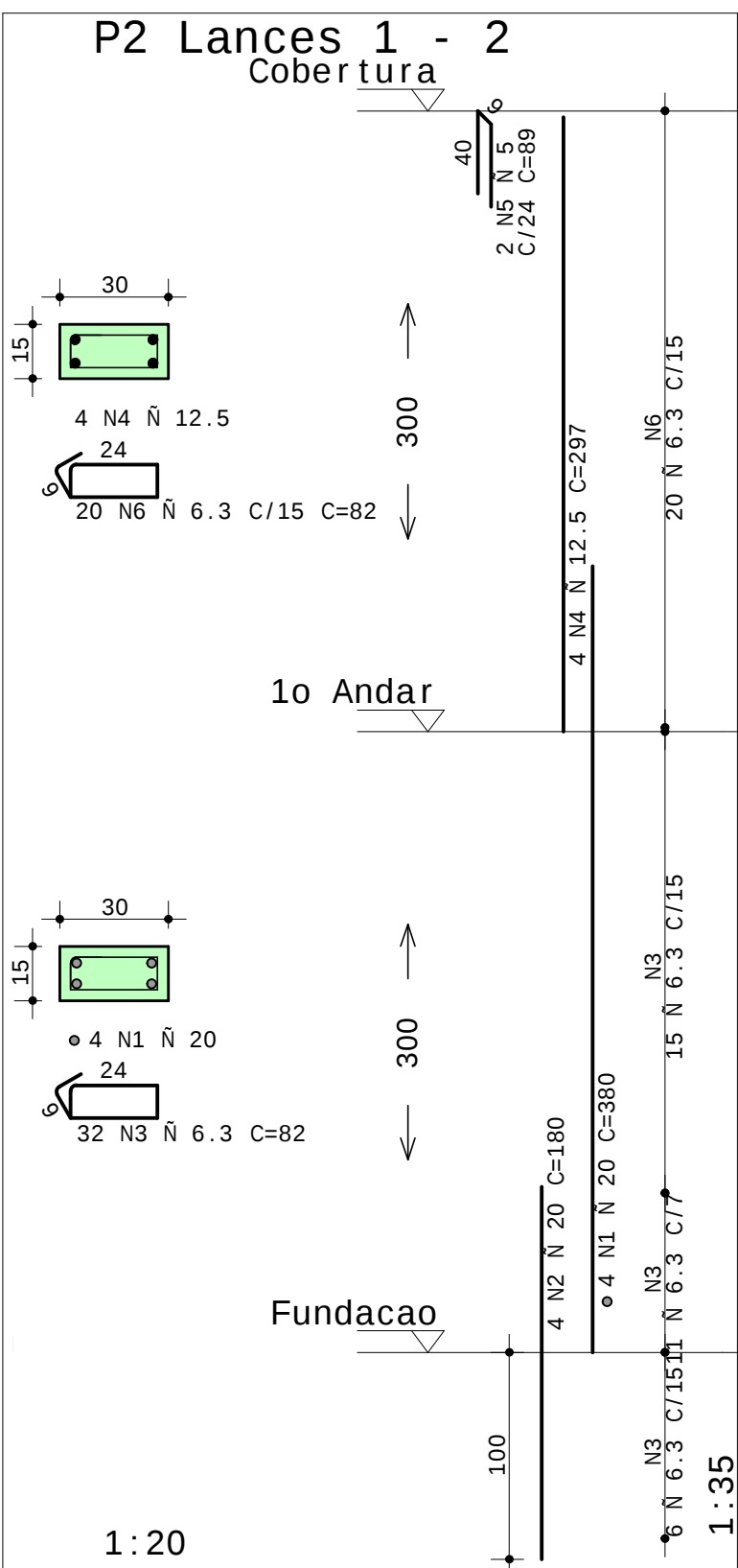
Desenho produzido por verso-acad2mica, proibido uso comercial



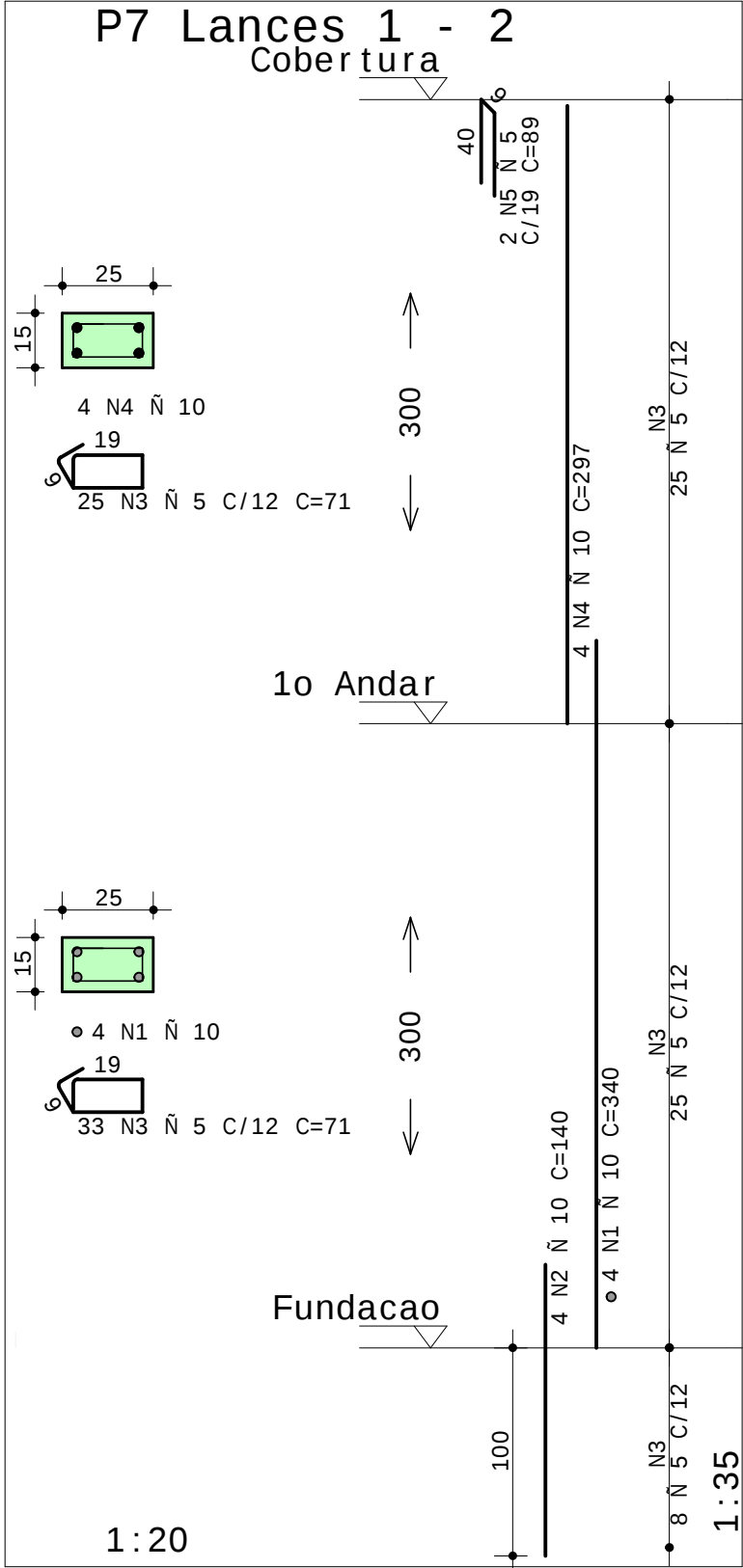
Desenho produzido por verso-acad2mica, proibido uso comercial



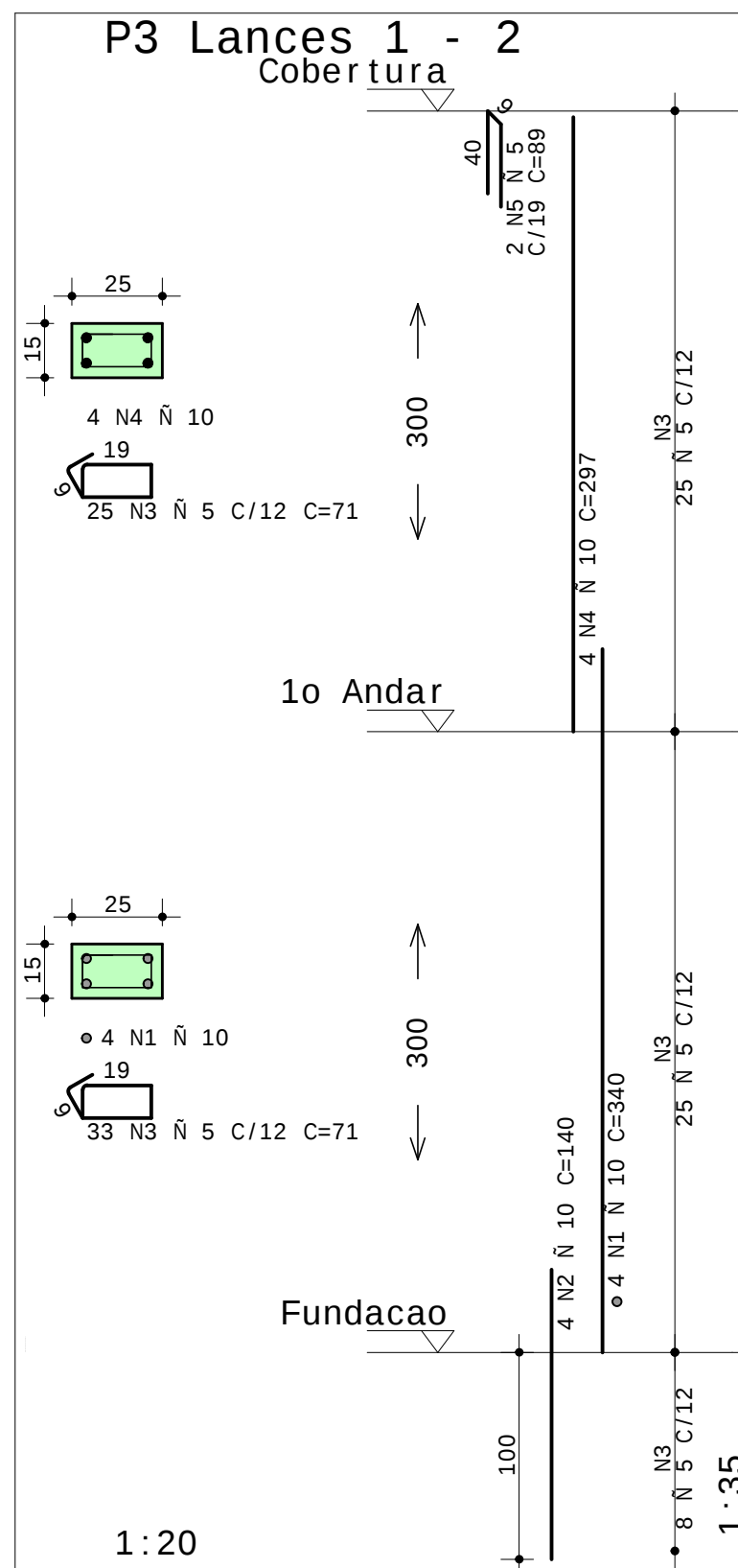
Desenho produzido por verso-acad2mica, proibido uso comercial



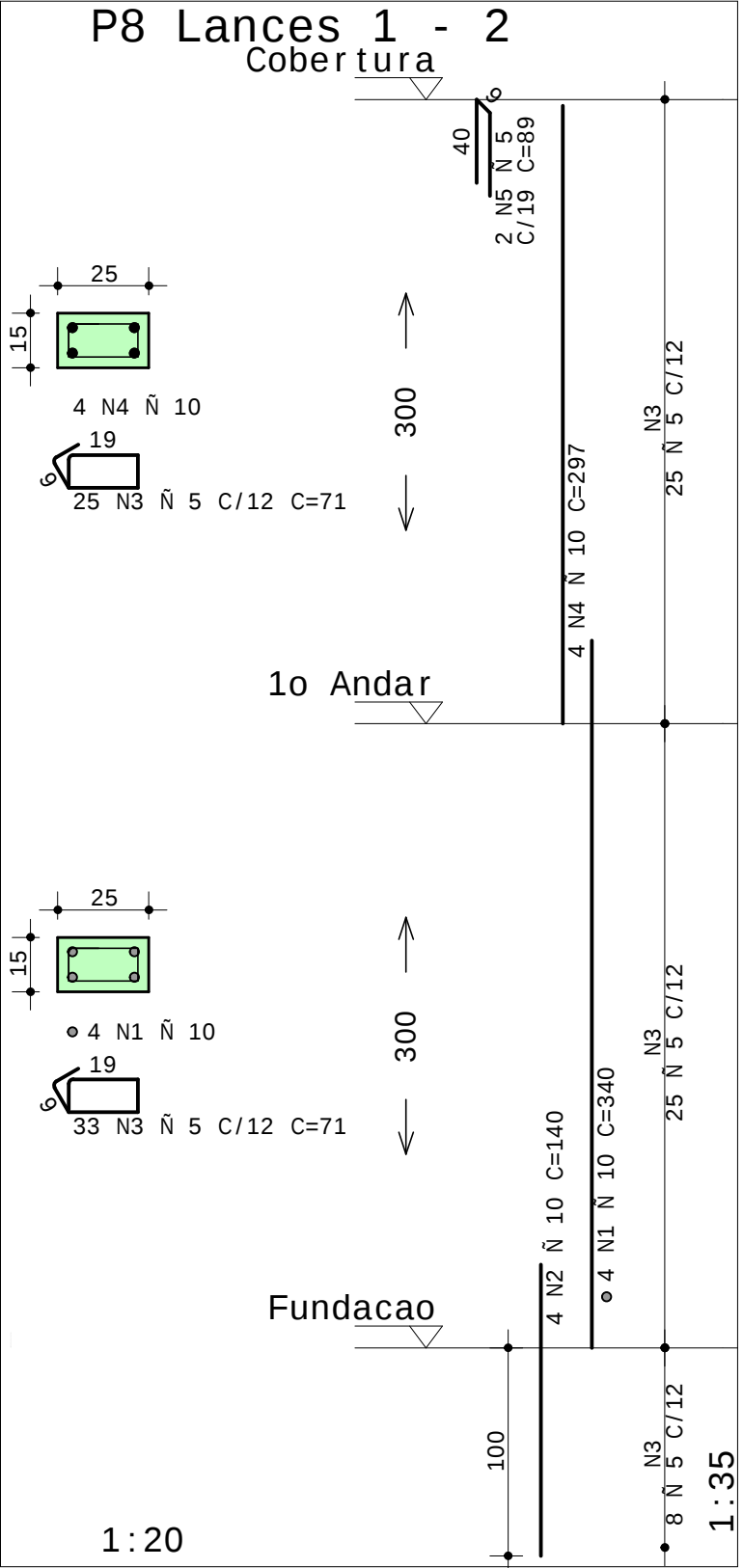
Desenho produzido por verso-acad2mica, proibido uso comercial



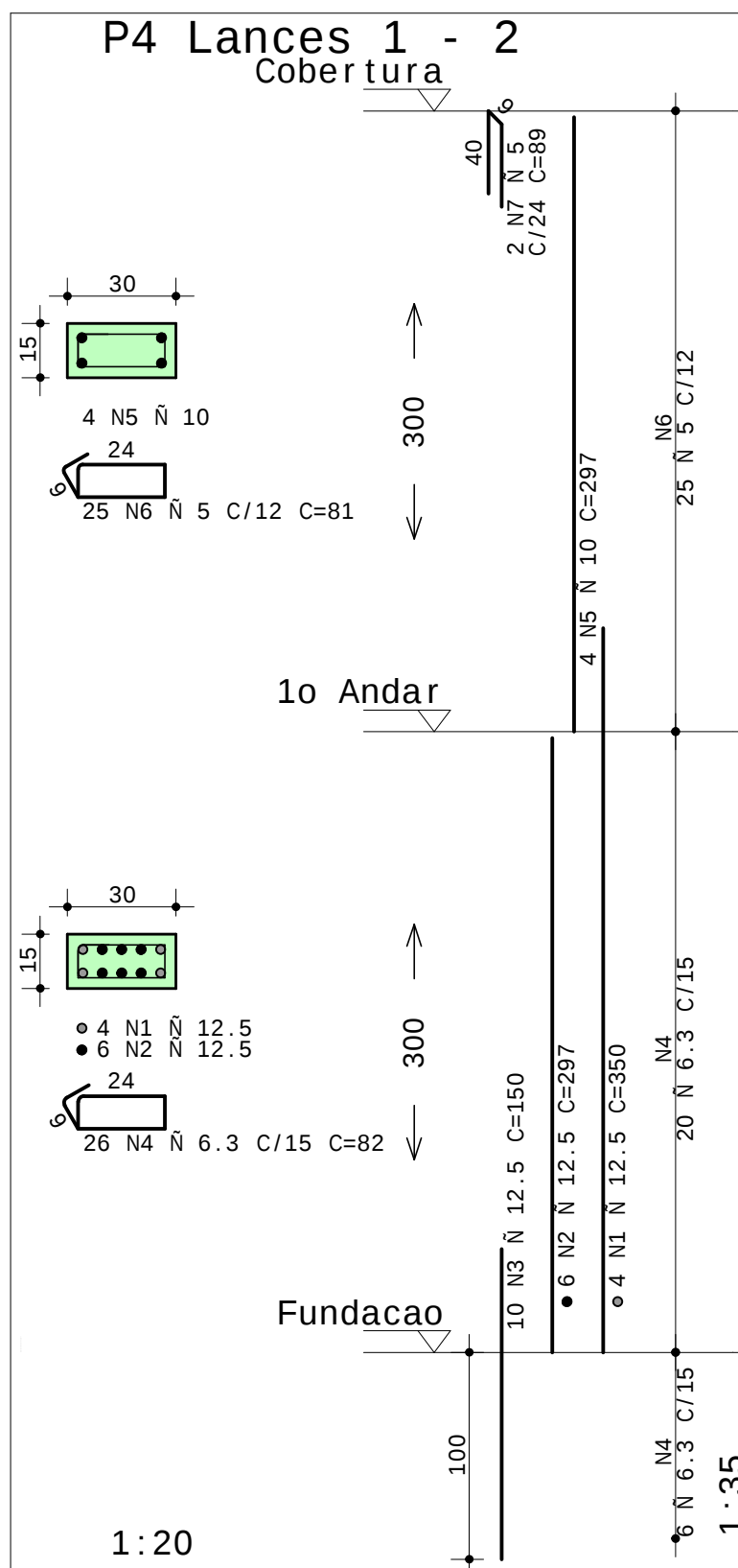
Desenho produzido por verso-acad2mica, proibido uso comercial



Desenho produzido por verso-acad2mica, proibido uso comercial



Desenho produzido por verso-acad2mica, proibido uso comercial



Desenho produzido por verso-acad2mica, proibido uso comercial

AEO	POS	BIT	QUANT	COMPRIMENTO		
				UNIT	TOTAL	
		mm		cm	cm	
P1 Lances 1 - 2						
	50A	1	10	4	340	1360
	50A	2	10	4	140	560
	60A	3	5	58	71	4118
	50A	4	10	4	297	1188
	60A	5	5	2	89	178
P2 Lances 1 - 2						
	50A	1	20	4	380	1520
	50A	2	20	4	180	720
	50A	3	6.3	32	82	2624
	50A	4	12.5	4	297	1188
	60A	5	5	2	89	178
	50A	6	6.3	20	82	1640
P3 Lances 1 - 2						
	50A	1	10	4	340	1360
	50A	2	10	4	140	560
	60A	3	5	58	71	4118
	50A	4	10	4	297	1188
	60A	5	5	2	89	178
P4 Lances 1 - 2						
	50A	1	12.5	4	350	1400
	50A	2	12.5	6	297	1782
	50A	3	12.5	10	150	1500
	50A	4	6.3	26	82	2132
	50A	5	10	4	297	1188
	60A	6	5	25	81	2025
	60A	7	5	2	89	178
P5 Lances 1 - 2						
	50A	1	25	6	400	2400
	50A	2	25	4	297	1188
	50A	3	25	10	200	2000
	50A	4	8	34	114	3876
	50A	5	8	34	30	1020
	50A	6	10	6	297	1782
	60A	7	5	25	111	2775
	60A	8	5	25	25	625
	60A	9	5	3	89	267
P6 Lances 1 - 2						
	50A	1	10	4	340	1360
	50A	2	10	4	140	560
	60A	3	5	58	71	4118
	50A	4	10	4	297	1188
	60A	5	5	2	89	178
P7 Lances 1 - 2						
	50A	1	10	4	340	1360
	50A	2	10	4	140	560
	60A	3	5	58	71	4118
	50A	4	10	4	297	1188
	60A	5	5	2	89	178
P8 Lances 1 - 2						
	50A	1	10	4	340	1360
	50A	2	10	4	140	560
	60A	3	5	58	71	4118
	50A	4	10	4	297	1188
	60A	5	5	2	89	178

RESUMO DE AEO			
AEO	BIT	COMPR	PESO
60A	mm	m	kgf
60A	5	275	42
50A	6.3	64	16
50A	8	49	19
50A	10	185	114
50A	12.5	59	57
50A	20	22	55
50A	25	56	215
Peso Total		60A =	42 kgf
Peso Total		50A =	476 kgf

TQS Informática Ltda
RUA PINHEIROS, 706 C/2 - TEL: (011)3083-2722 - CEP 05422-001 - S10 PAULO

CONCRETO
fck = 30 MPa

CLIENTE
IFG GOIÂNIA

OBRA
TCC WAYRON NEVES

TITULO
P1 Lances 1 - 2
P2 Lances 1 - 2
P3 Lances 1 - 2
P4 Lances 1 - 2
P5 Lances 1 - 2
P6 Lances 1 - 2
P7 Lances 1 - 2
P8 Lances 1 - 2

DATA
14/03/2021

ESCALA
1:20

DESENHO
FIN-PIL-001-R00

COORD
CLÁUDIO MARRA

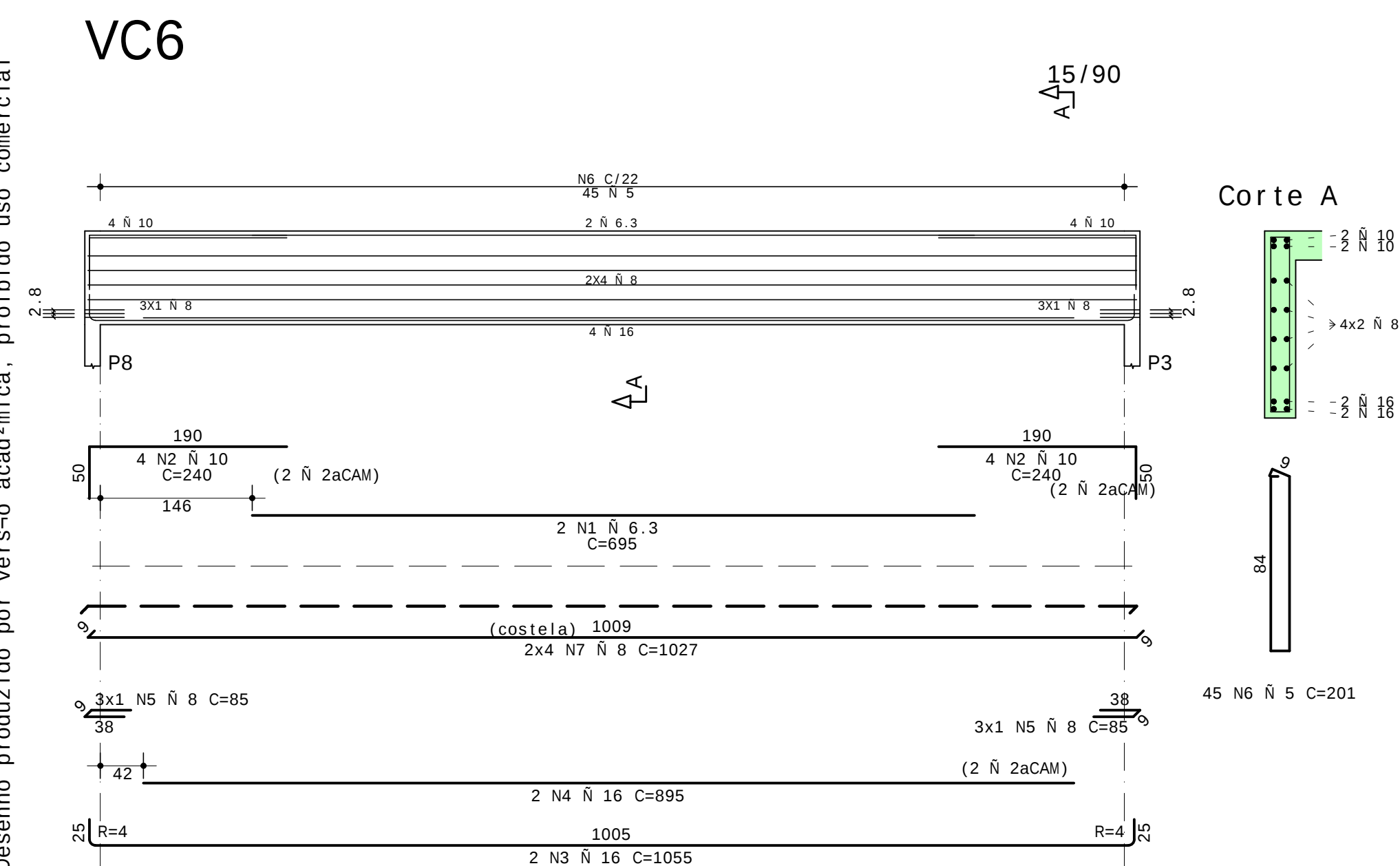
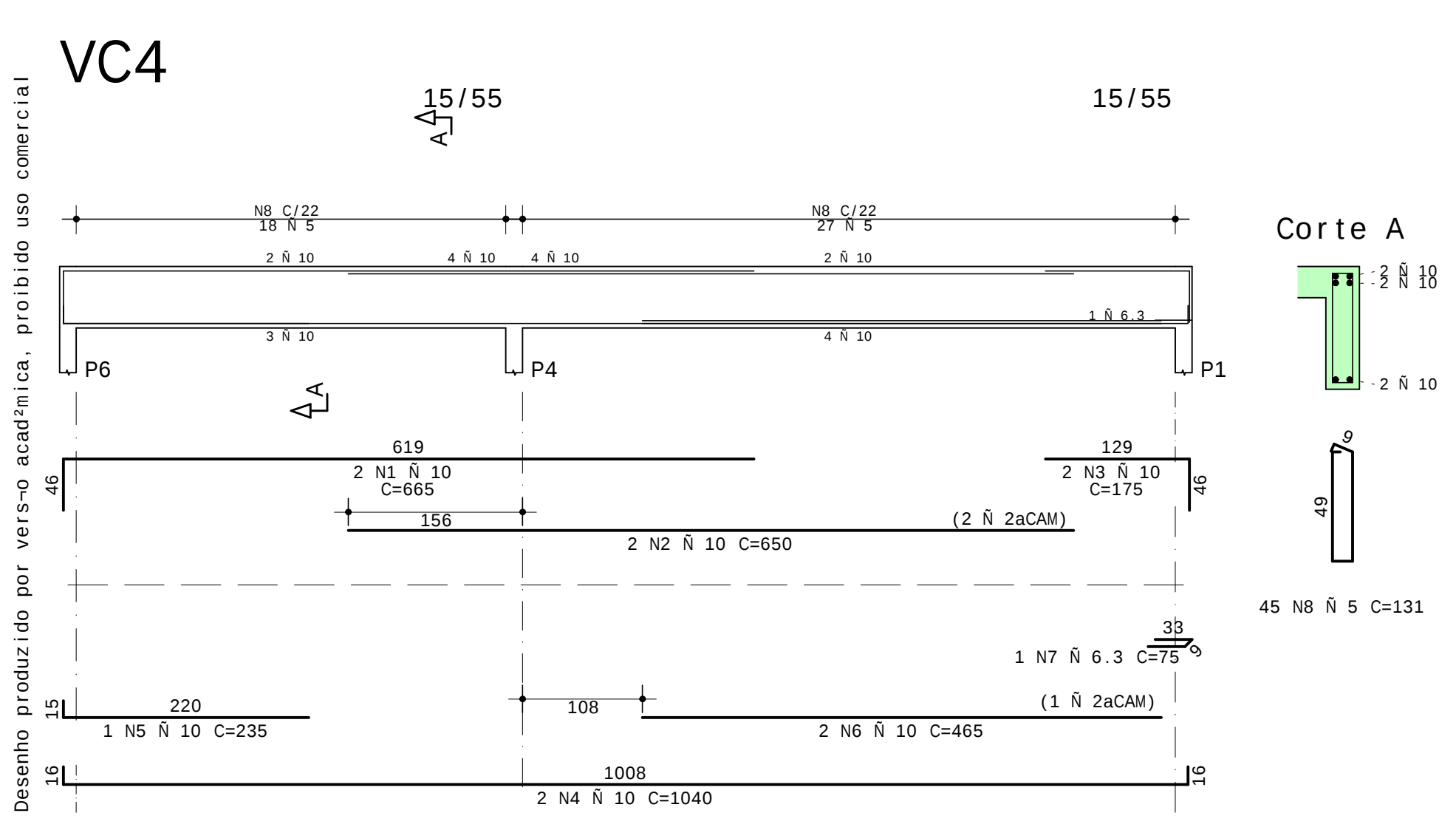
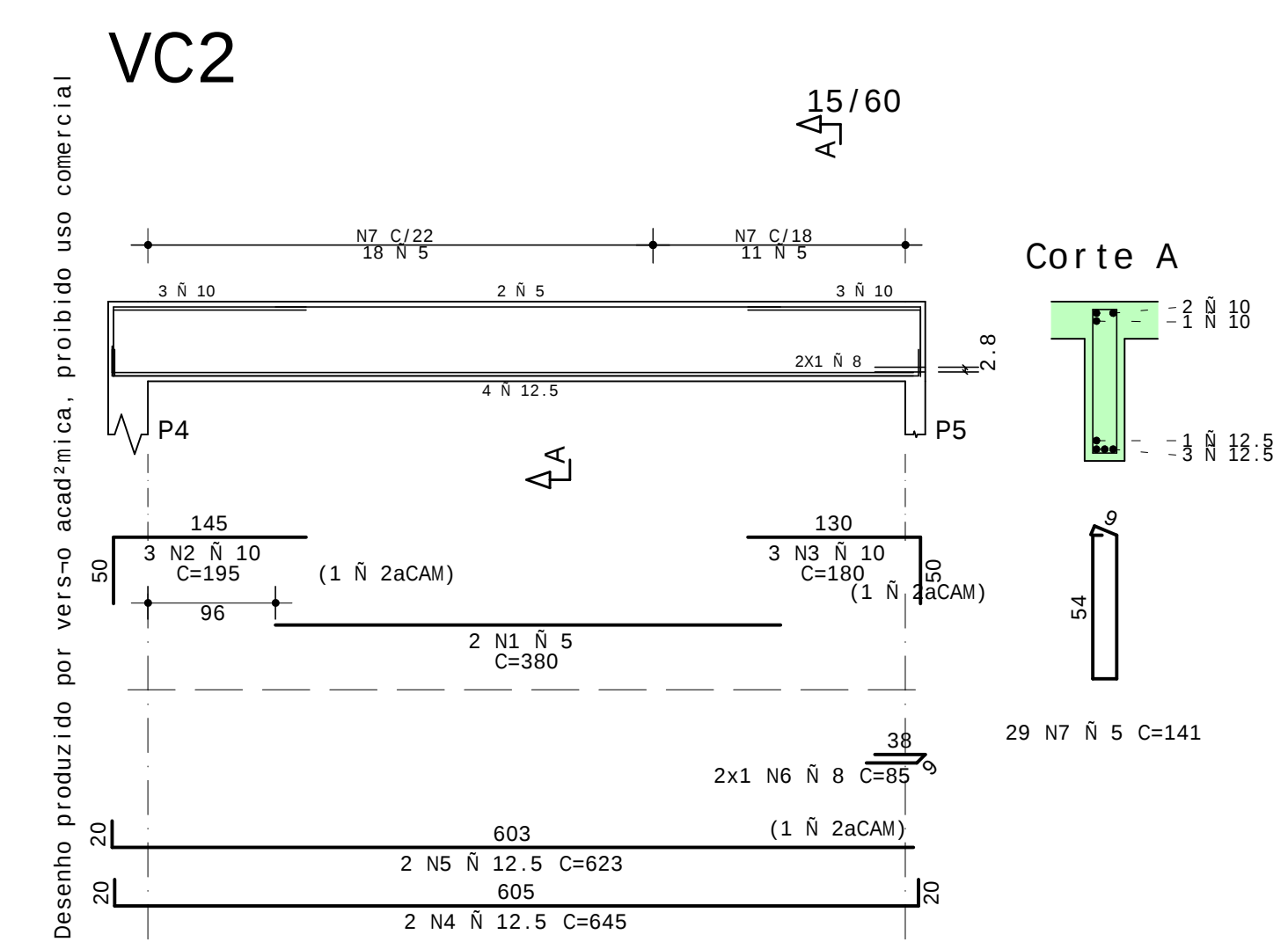
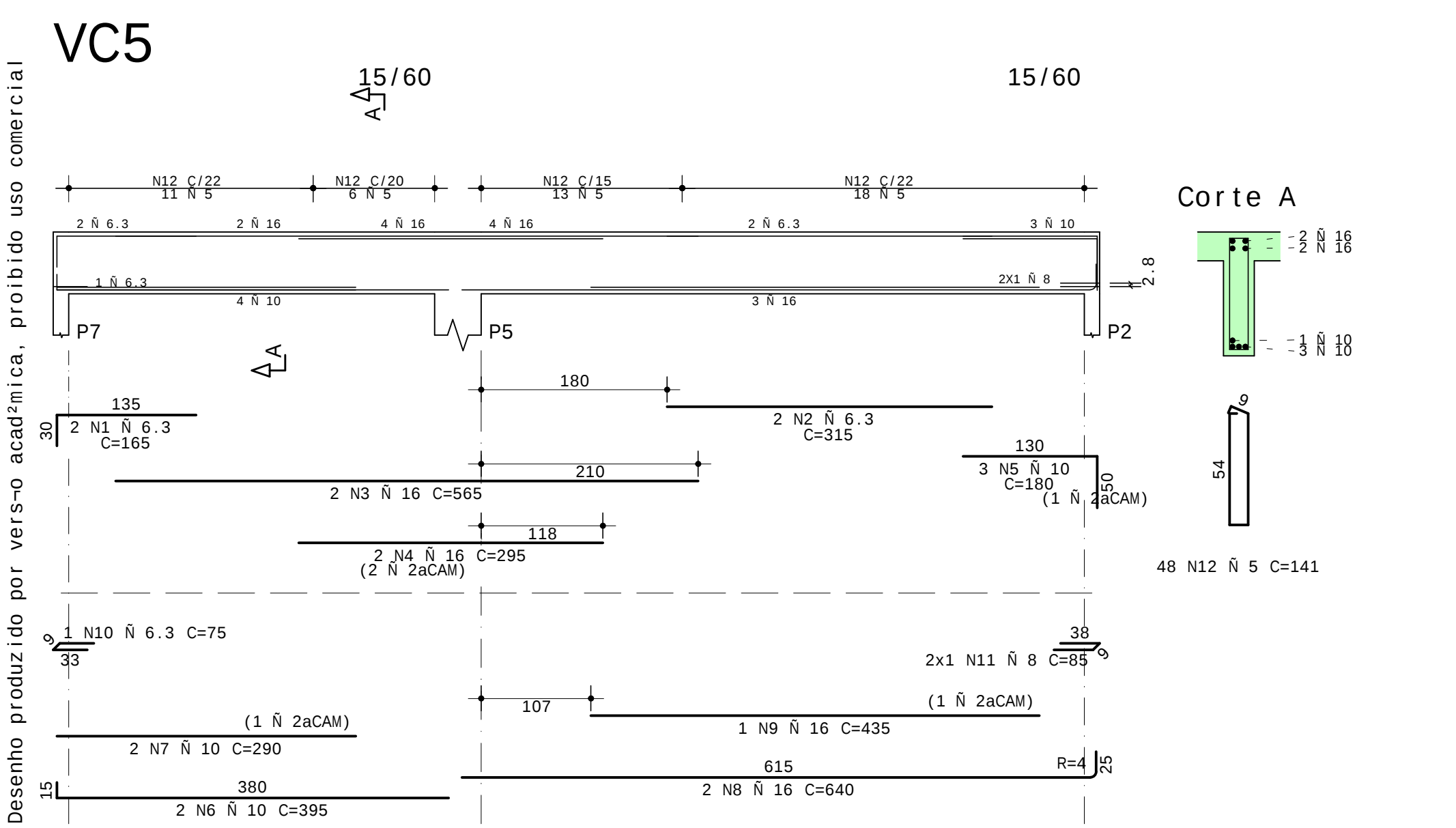
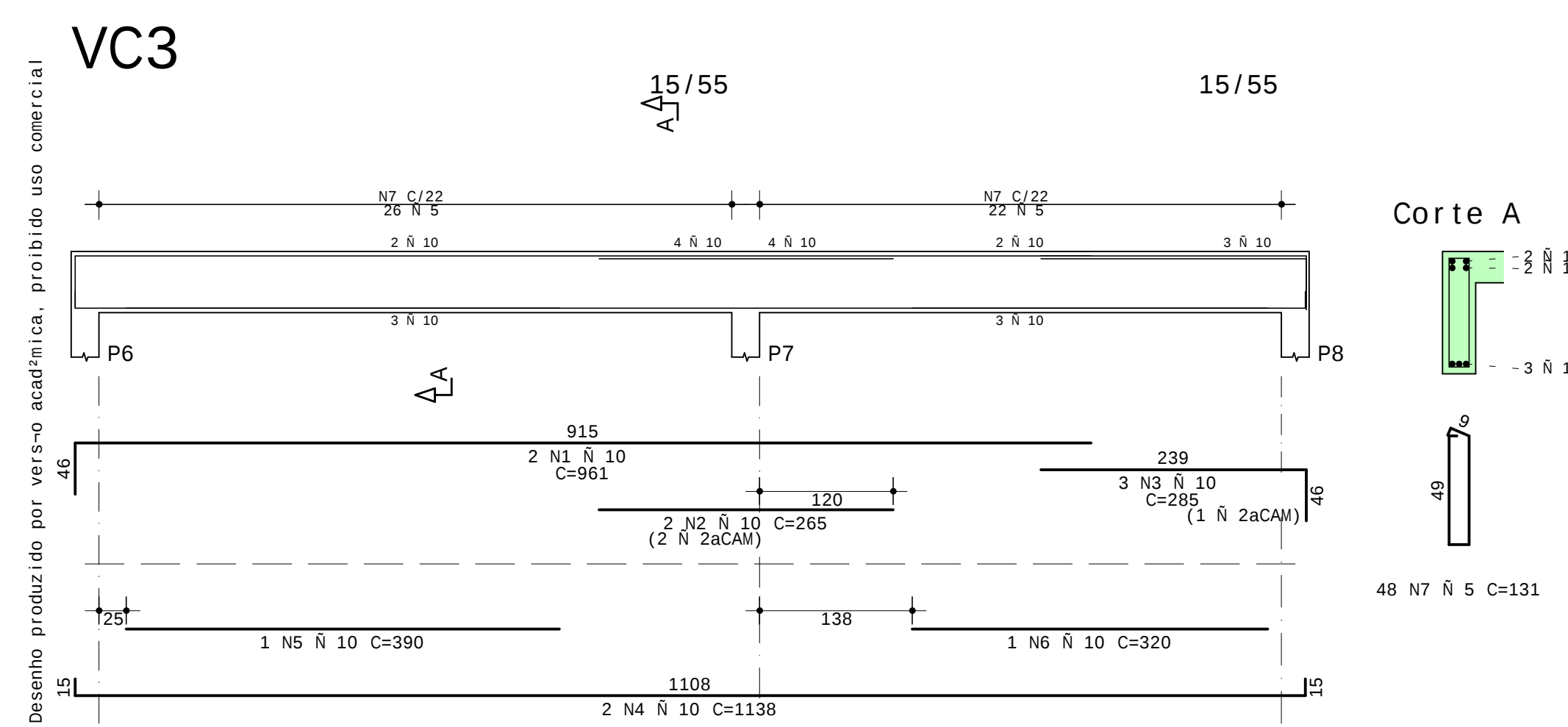
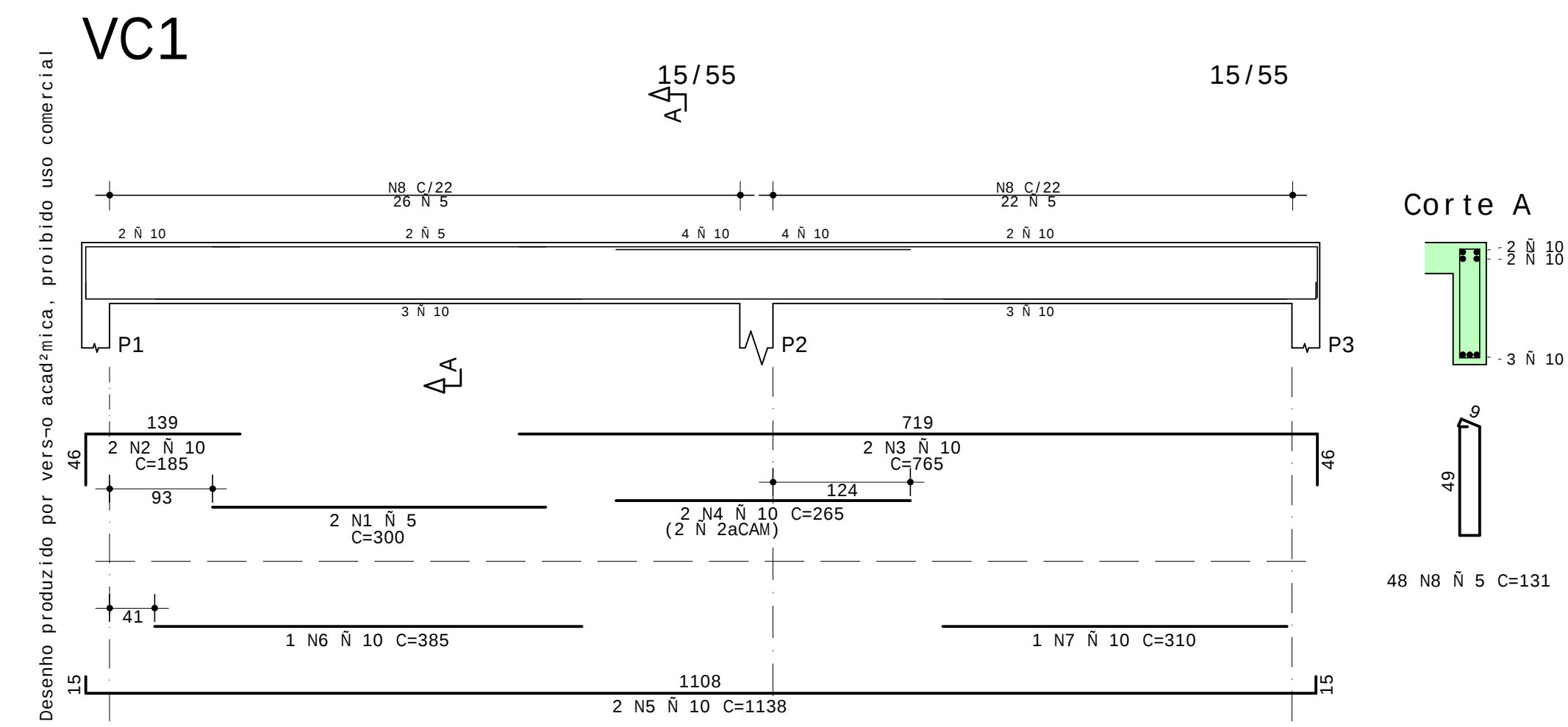
ENG.
WAYRON NEVES

OBRA N.º
0001

DES. N.º

001

REV. N.º
R00



Desenho produzido por vers-o acad²mica, proibido uso comercial

AEO	POS	BIT	QUANT	COMPRIMENTO	
				UNIT	TOTAL
		mm		cm	cm
VC1					
60A	1	5	2	300	600
50A	2	10	2	185	370
50A	3	10	2	765	1530
50A	4	10	2	265	530
50A	5	10	2	1138	2276
50A	6	10	1	385	385
50A	7	10	1	310	310
60A	8	5	48	131	6288
VC2					
60A	1	5	2	380	760
50A	2	10	3	195	585
50A	3	10	3	180	540
50A	4	12.5	2	645	1290
50A	5	12.5	2	623	1246
50A	6	8	2	85	170
60A	7	5	29	141	4089
VC3					
50A	1	10	2	961	1922
50A	2	10	2	265	530
50A	3	10	3	285	855
50A	4	10	2	1138	2276
50A	5	10	1	390	390
50A	6	10	1	320	320
60A	7	5	48	131	6288
VC4					
50A	1	10	2	665	1330
50A	2	10	2	650	1300
50A	3	10	2	175	350
50A	4	10	2	1040	2080
50A	5	10	1	235	235
50A	6	10	2	465	930
50A	7	6.3	1	75	75
60A	8	5	45	131	5895
VC5					
50A	1	6.3	2	165	330
50A	2	6.3	2	315	630
50A	3	16	2	565	1130
50A	4	16	2	295	590
50A	5	10	3	180	540
50A	6	10	2	395	790
50A	7	10	2	290	580
50A	8	16	2	640	1280
50A	9	16	1	435	435
50A	10	6.3	1	75	75
50A	11	8	2	85	170
60A	12	5	48	141	6768
VC6					
50A	1	6.3	2	685	1390
50A	2	10	8	240	1920
50A	3	16	2	1055	2110
50A	4	16	2	895	1790
50A	5	8	6	85	510
60A	6	5	45	201	9045
50A	7	8	8	1027	8216

RESUMO DE AEO			
AEO	BIT	COMPR	PESO
	mm	m	kgf
60A	5	397	61
50A	6.3	25	6
50A	8	91	36
50A	10	229	141
50A	12.5	25	24
50A	16	73	116
Peso Total		60A =	61 kgf
Peso Total		50A =	323 kgf

TQS

Informática Ltda

RUA PINHEIROS, 706 c/2 - TEL: (011) 3083-2722 - CEP 05422-001 - S10 PAULO

CONCRETO

fck = 30 MPa

CLIENTE

IFG GOIÂNIA

OBRA

TCC WAYRON NEVES

TITULO

VC1 / VC2 / VC3 / VC4
VC5 / VC6

DATA

14/03/2021

ESCALA

1:50

DESENHO

F1N-COB-VIG-002-R00

COORD

CLÁUDIO MARA

ENG.º

WAYRON NEVES

OBRA N.º

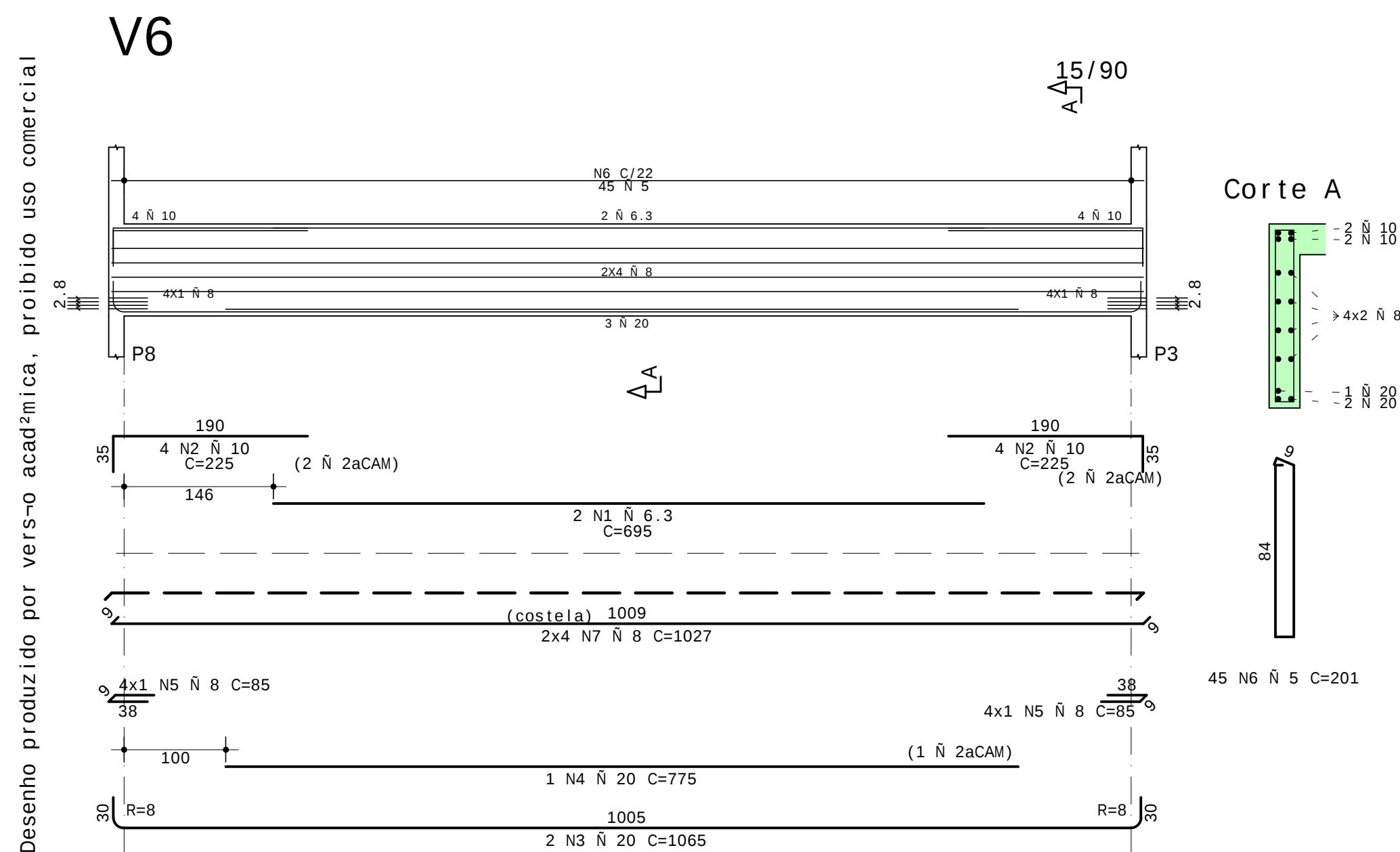
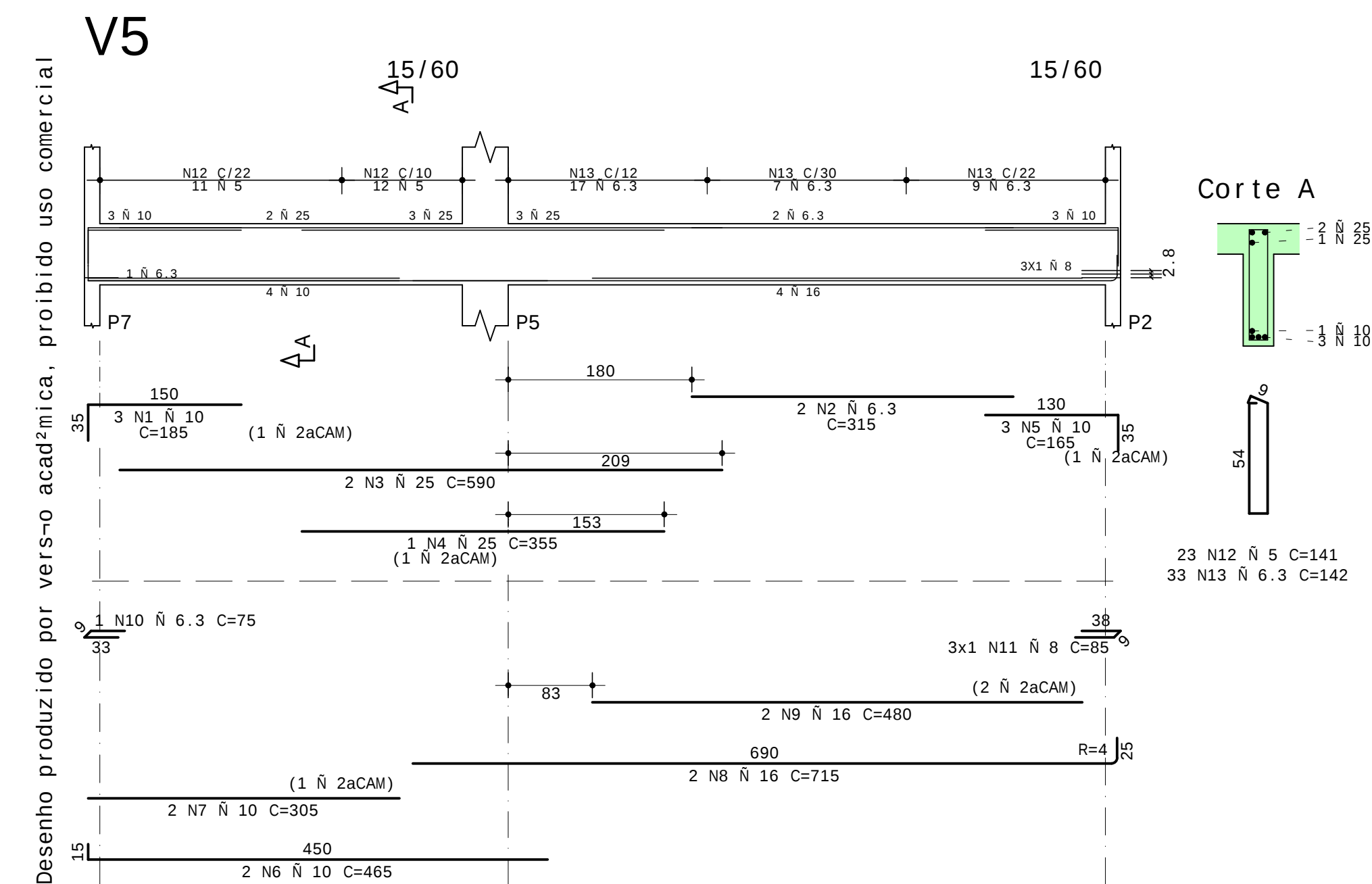
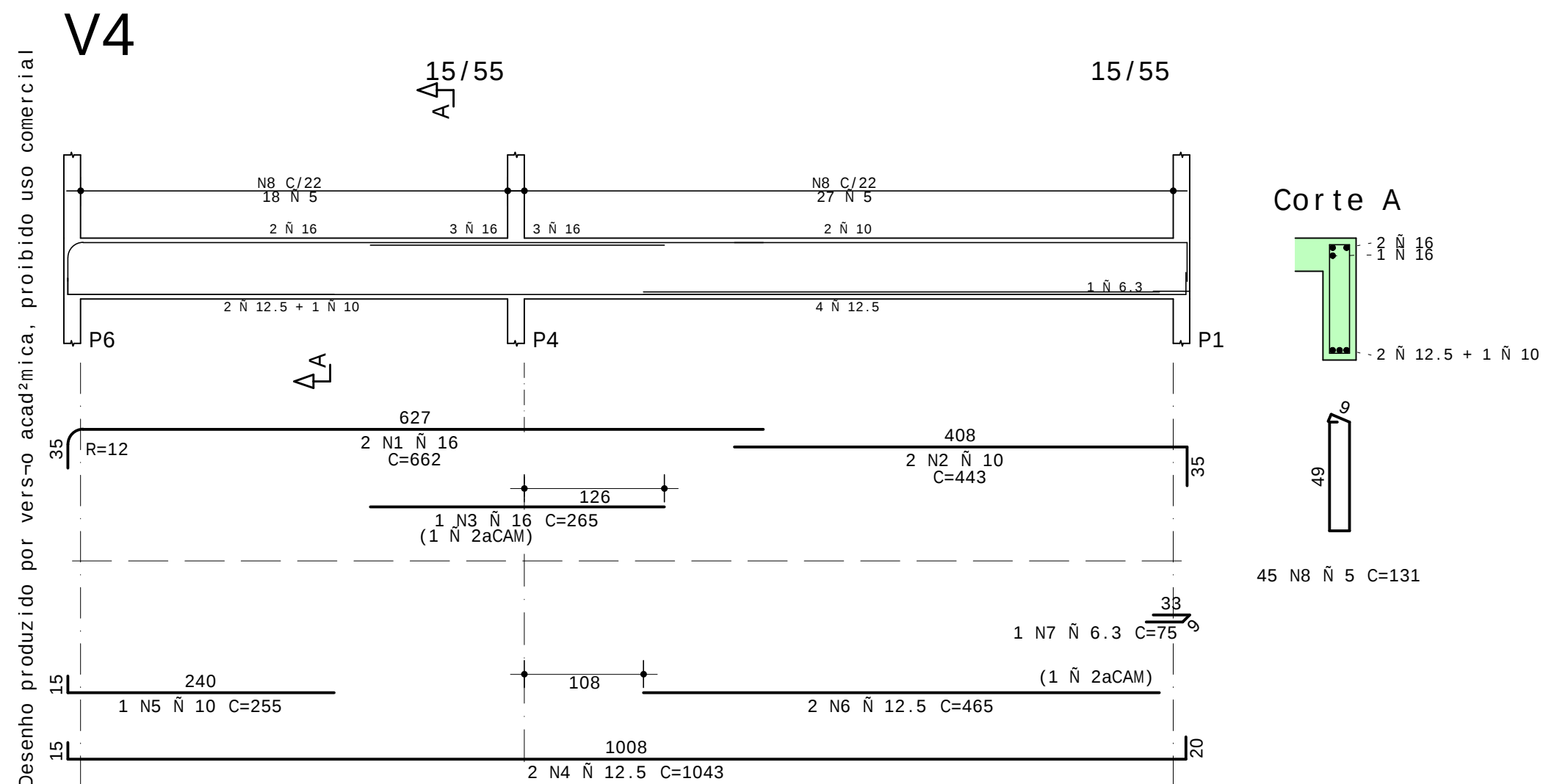
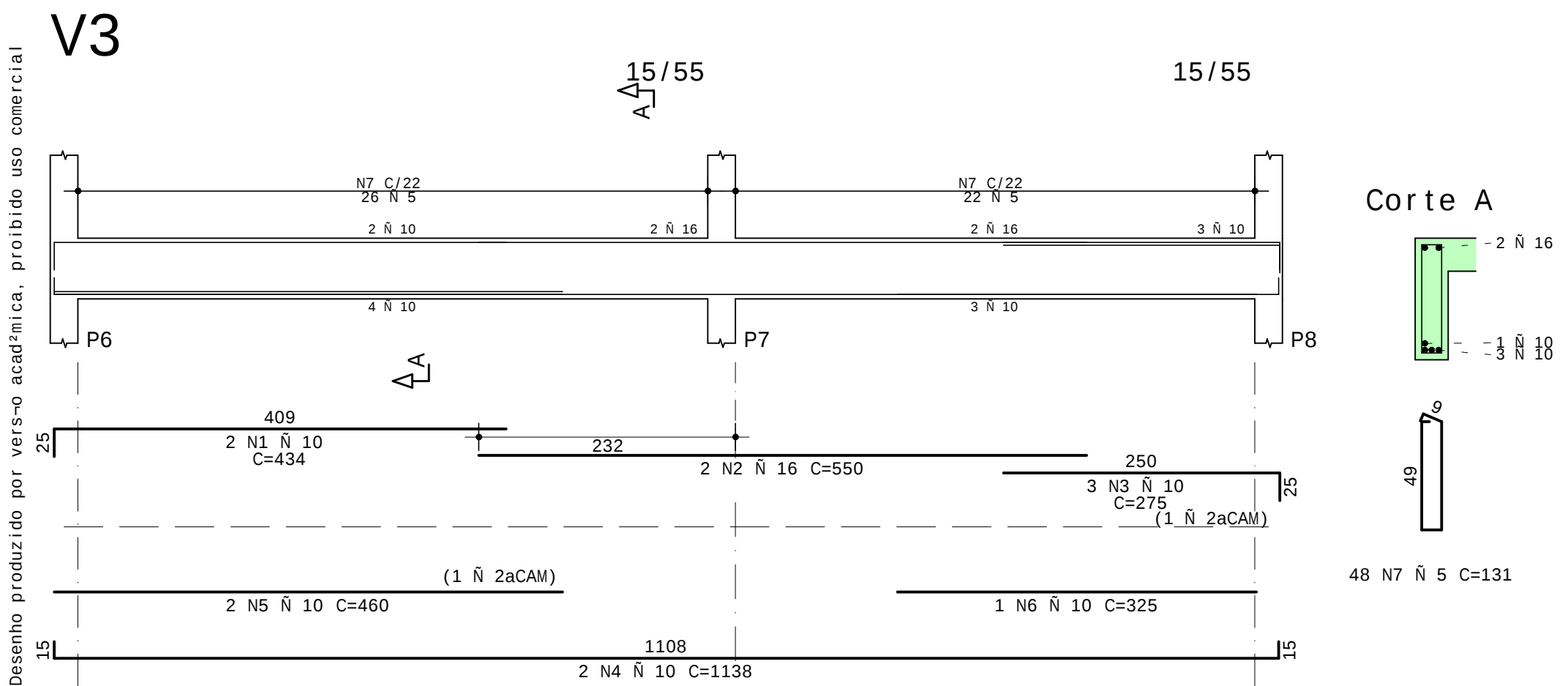
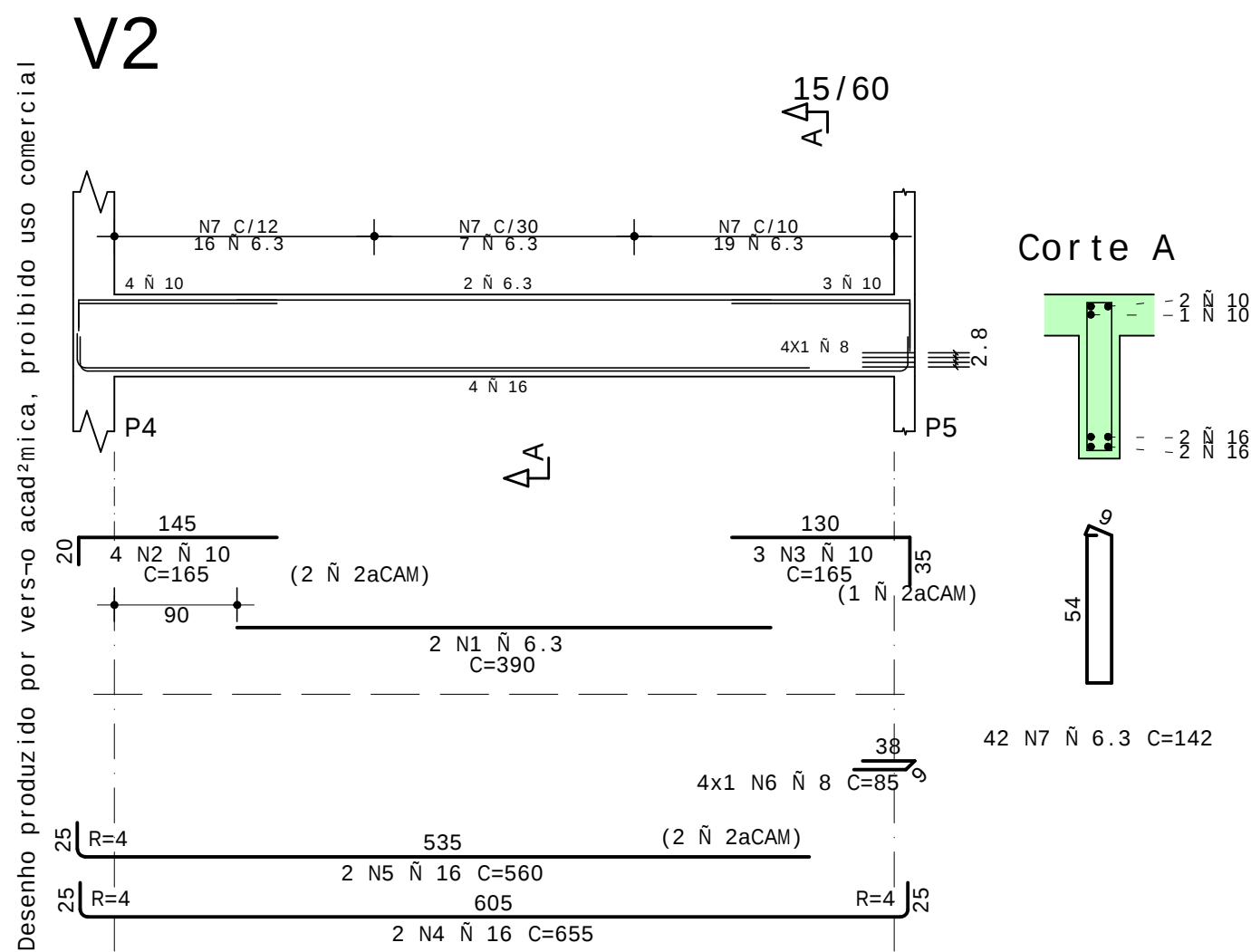
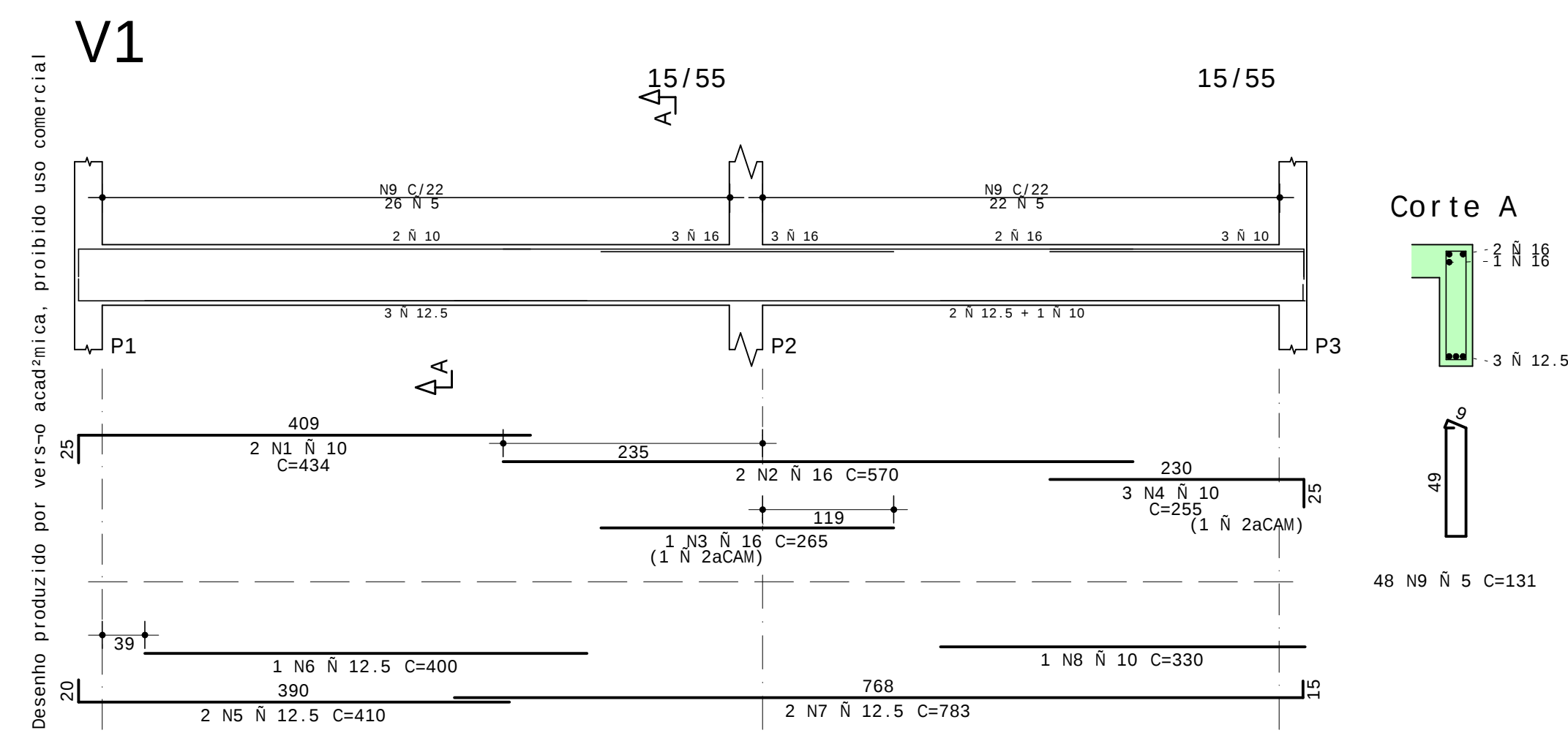
0001

DES. N.º

002

REV. N.º

R00



Desenho produzido por vers-o acadêmica, proibido uso comercial

	AEO	POS	BIT	QUANT	COMPRIMENTO	
					UNIT	TOTAL
V1			mm		cm	cm
	50A	1	10	2	434	868
	50A	2	16	2	570	1140
	50A	3	16	1	265	265
	50A	4	10	3	255	765
	50A	5	12.5	2	410	820
	50A	6	12.5	1	400	400
	50A	7	12.5	2	783	1566
	50A	8	10	1	330	330
V2	60A	9	5	48	131	6288
	50A	1	6.3	2	165	780
	50A	2	10	4	165	660
	50A	3	10	3	390	495
	50A	4	16	2	655	1310
	50A	5	16	2	560	1120
	50A	6	8	4	85	340
	50A	7	6.3	42	142	5964
	V3	50A	1	10	2	434
50A		2	16	2	550	1100
50A		3	10	3	275	825
50A		4	10	2	1138	2276
50A		5	10	2	460	920
50A		6	10	1	325	325
60A		7	5	48	131	6288
V4	50A	1	16	2	662	1324
	50A	2	10	2	443	886
	50A	3	16	1	265	265
	50A	4	12.5	2	1043	2086
	50A	5	10	1	255	255
	50A	6	12.5	2	465	930
	50A	7	6.3	1	75	75
	60A	8	5	45	131	5895
V5	50A	1	10	3	185	555
	50A	2	6.3	2	315	630
	50A	3	25	2	590	1180
	50A	4	25	1	355	355
	50A	5	10	3	495	1485
	50A	6	10	2	465	930
	50A	7	10	2	305	610
	50A	8	16	2	715	1430
	50A	9	16	2	480	960
	50A	10	6.3	1	75	75
	50A	11	8	3	85	255
	60A	12	5	23	141	3243
	50A	13	6.3	33	142	4686
V6	50A	1	6.3	2	695	1390
	50A	2	10	8	225	1800
	50A	3	20	2	1065	2130
	50A	4	20	1	775	775
	50A	5	8	8	95	680
	60A	6	5	45	201	9045
	50A	7	8	8	1027	8216

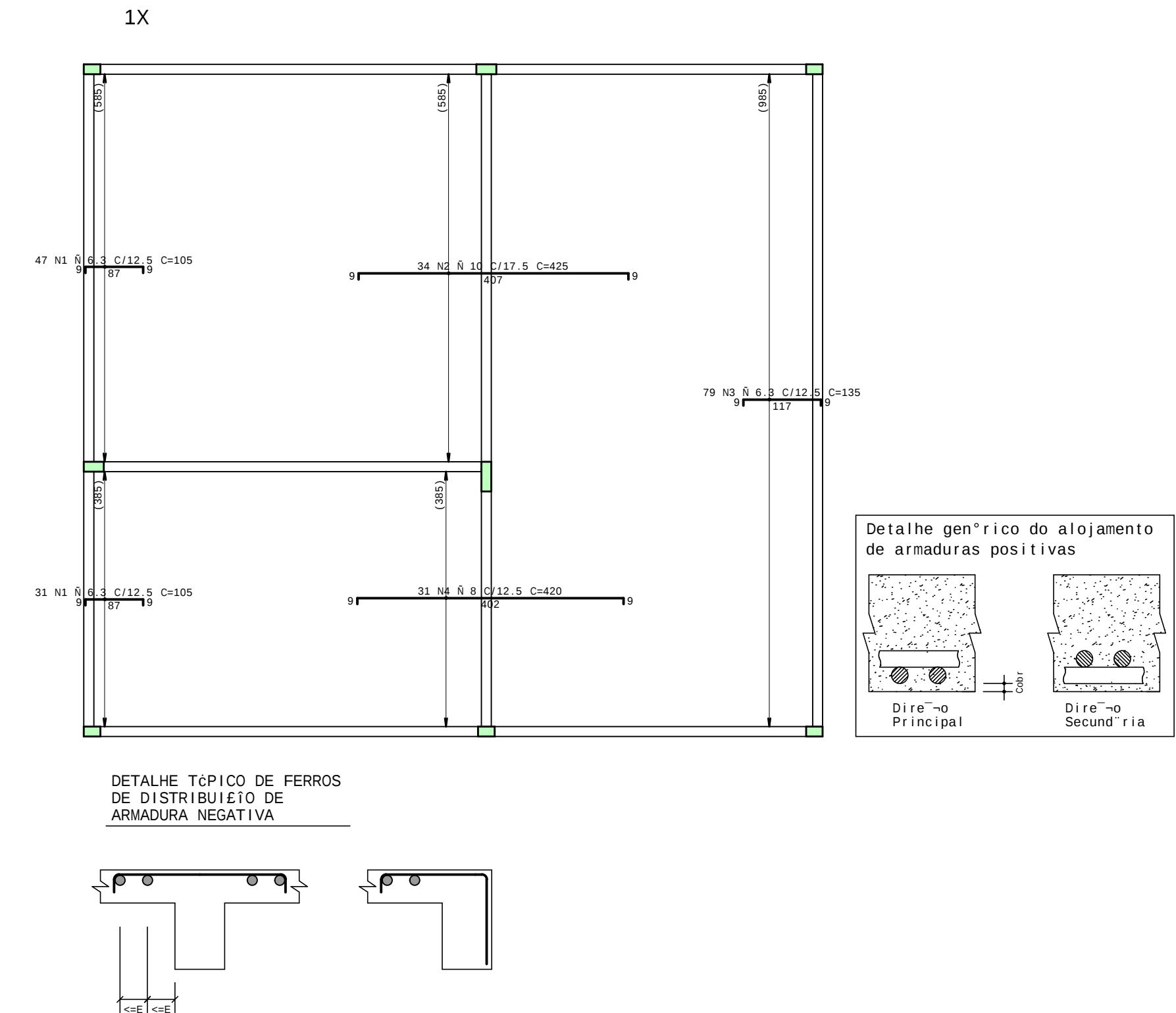
RESUMO DE AÇO			
AÇO	BIT	COMPR	PESO
	mm	m	kgf
60A	5	308	47
50A	6.3	136	33
50A	8	95	37
50A	10	139	86
50A	12.5	58	56
50A	16	89	141
50A	20	29	72
50A	25	15	59
Peso Total		60A =	47 kgf
Peso Total		50A =	484 kgf

TQS Informática Ltda
RUA PINHEIROS, 706 C/2 - TEL: (011) 3083-2722 - CEP 05422-001 - S10 PAULO

CONCRETO fck = 30 MPa		OBRA N.º 0001
CLIENTE IFG GOIÂNIA		DES. N.º 003
OBRA TCC WAYRON NEVES		REV. N.º R00
TÍTULO V1 / V2 / V3 / V4 / V5 V6		
DATA 14/03/2021	ESCALA 1:50	DESENHO FIN-PAV-VIG-003-R00
COORD. CLÁUDIO MARA	ENG.º WAYRON NEVES	

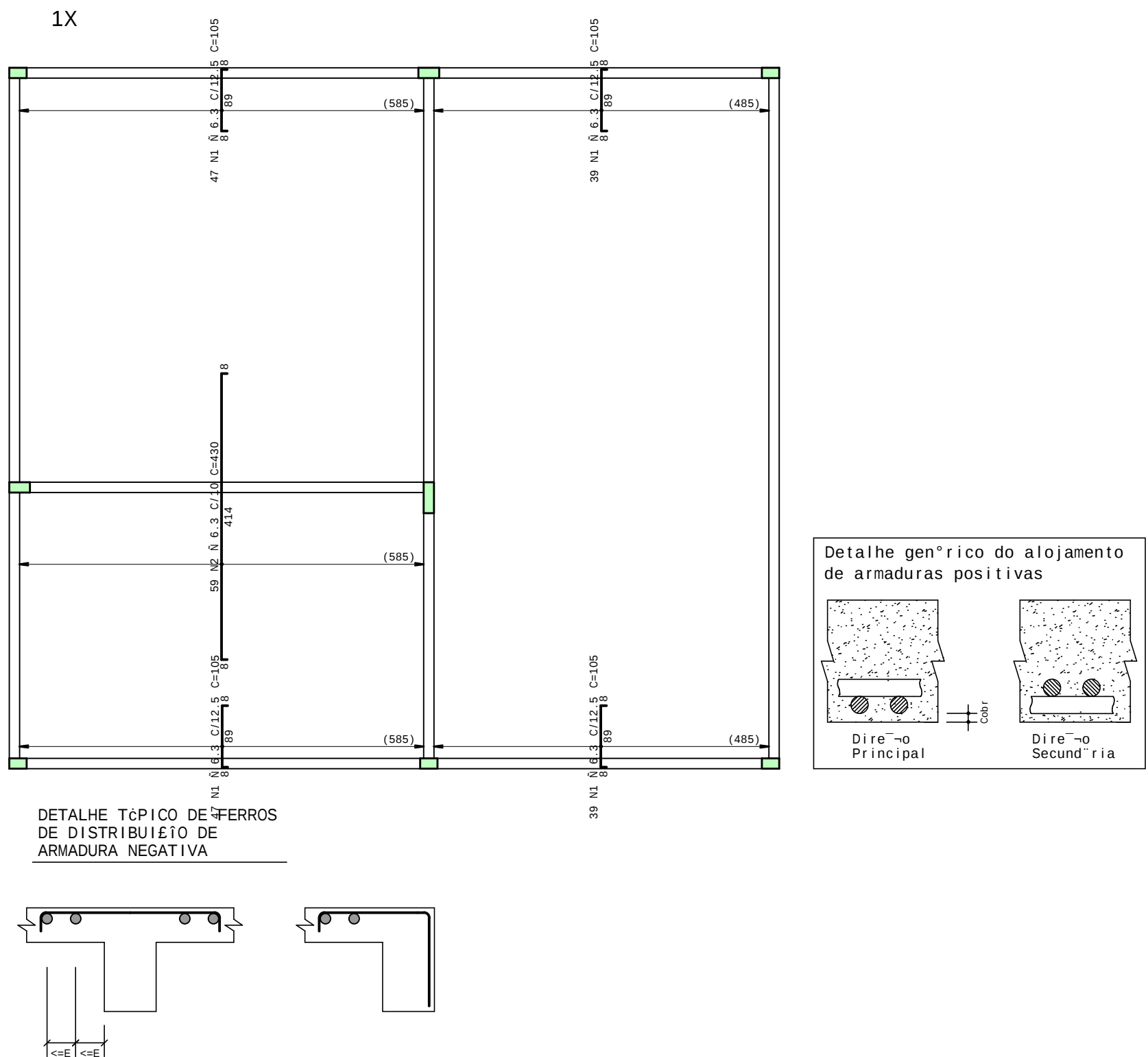
Desenho produzido por vers-o acad²mica, proibido uso comercial

Cobertura - Armadura negativa principal



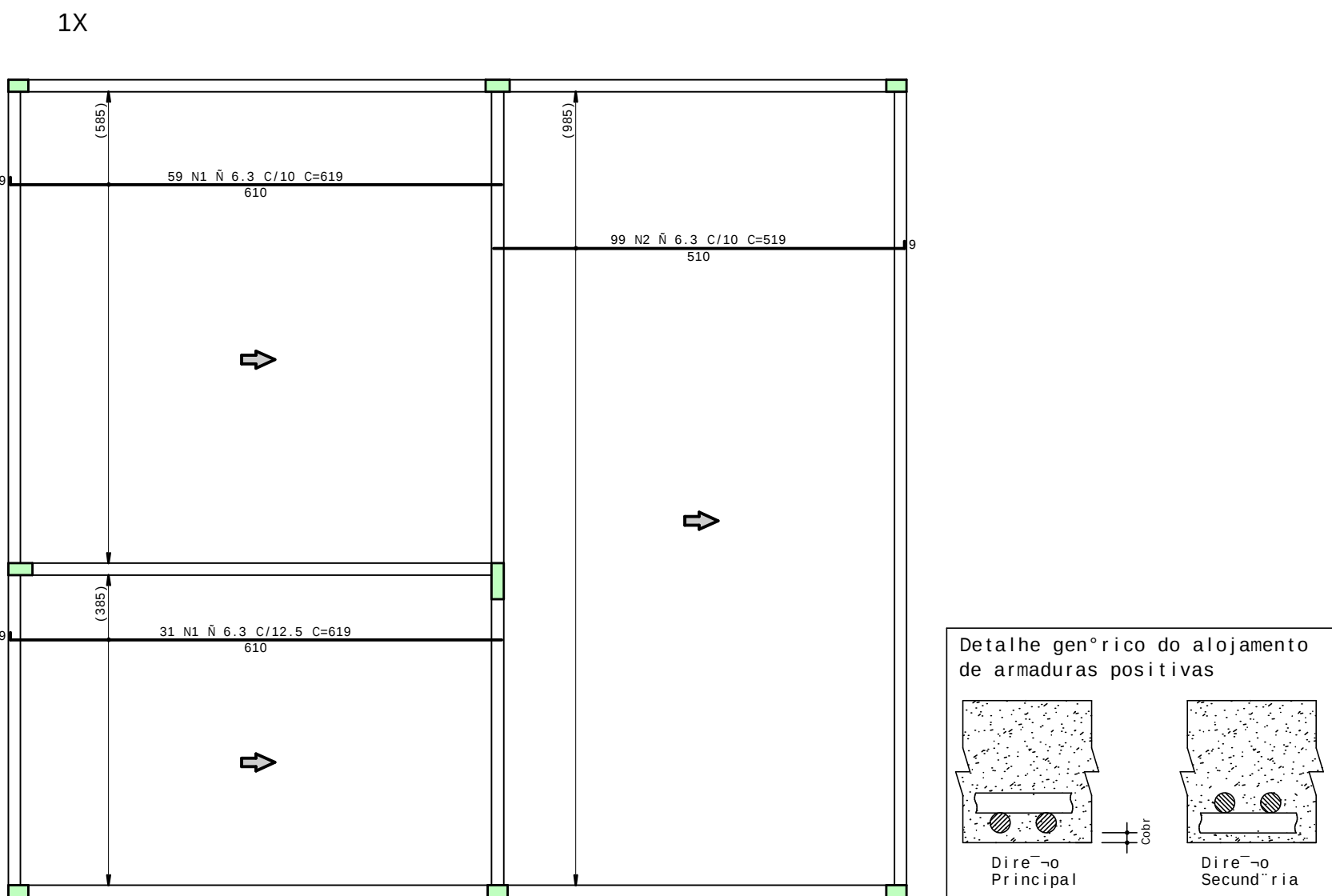
Desenho produzido por vers-o acad²mica, proibido uso comercial

Cobertura - Armadura negativa secundaria



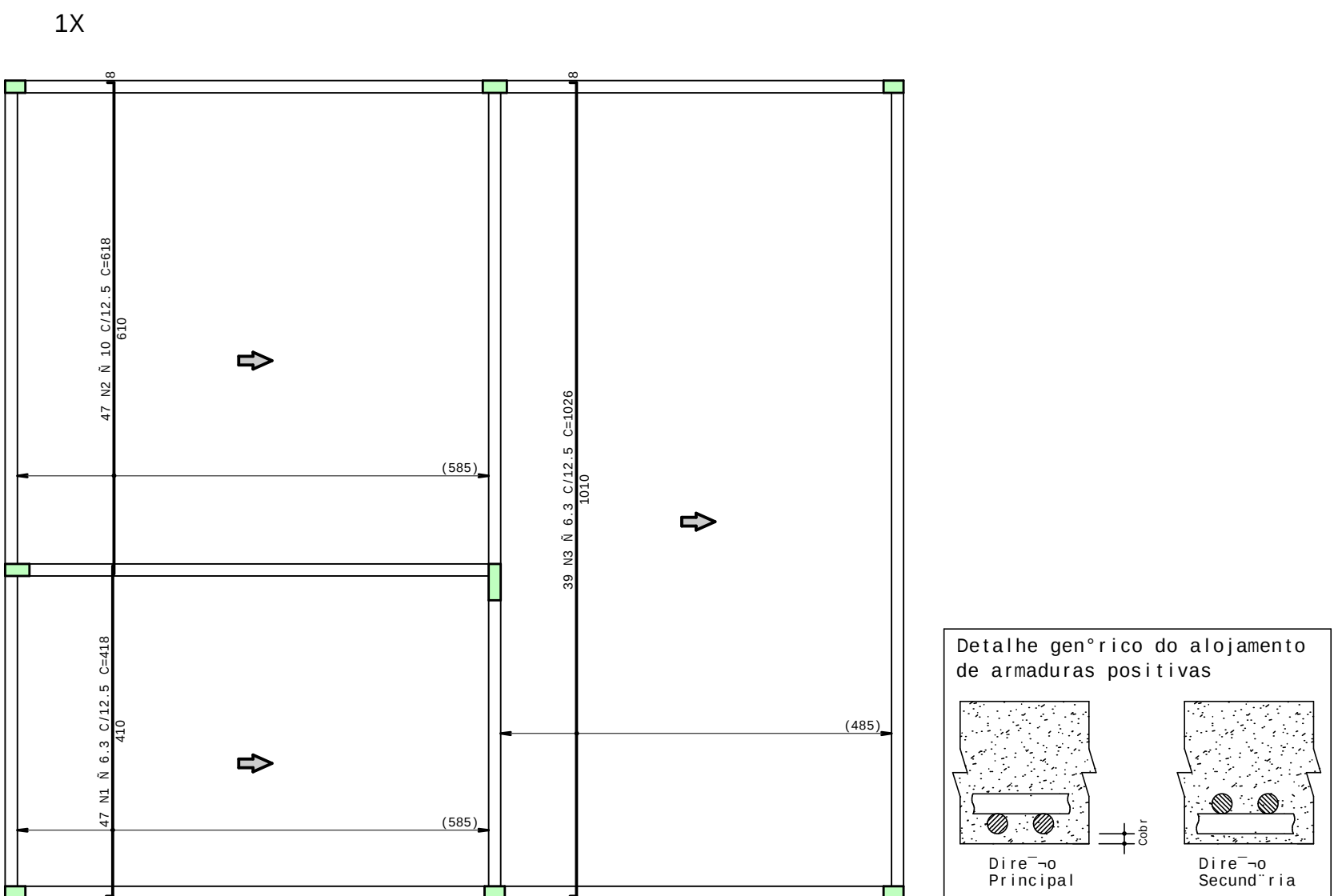
Desenho produzido por vers-o acad²mica, proibido uso comercial

Cobertura - Armadura positiva principal



Desenho produzido por vers-o acad²mica, proibido uso comercial

Cobertura - Armadura positiva secundaria



Desenho produz. de por. verso acadêmica, proibido uso comercial.

AEO	POS	BIT	QUANT	COMPRIMENTO	
				UNIT	TOTAL
				mm	cm
Cobertura - Armadura negativa principal					
50A	1	6.3	78	105	8190
50A	2	10	34	425	14450
50A	3	6.3	79	135	10665
50A	4	8	31	420	13020
Cobertura - Armadura negativa secundaria					
50A	1	6.3	172	105	18060
50A	2	6.3	59	430	25370
Cobertura - Armadura positiva principal					
50A	1	6.3	90	619	55710
50A	2	6.3	99	519	51381
Cobertura - Armadura positiva secundaria					
50A	1	6.3	47	418	19646
50A	2	10	47	618	29046
50A	3	6.3	39	1026	40014

RESUMO DE AEO			
AEO	BIT	COMPR	PESO
	mm	m	kgf
50A	6.3	2290	561
50A	8	130	51
50A	10	435	268
Peso Total		50A =	881 kgf

TQS

Informática Ltda

RUA PINHEIROS, 706 C/2 - TEL: (011)3083-2722 - CEP 05422-001 - S10 PAULO

CONCRETO

fck = 30 MPa

CLIENTE

IFG GOIÂNIA

OBR

TCC WAYRON NEVES

TITULO

Cobertura - Armadura negativa principal
Cobertura - Armadura negativa secundaria
Cobertura - Armadura positiva principal
Cobertura - Armadura positiva secundaria

OBRA N.º

0001

DES. N.º

004

REV. N.º

R00

DATA

14/03/2021

ESCALA

1:75

DESENHO

F1N-COB-LAJ-004-R00

COORD

CLÁUDIO MARRA

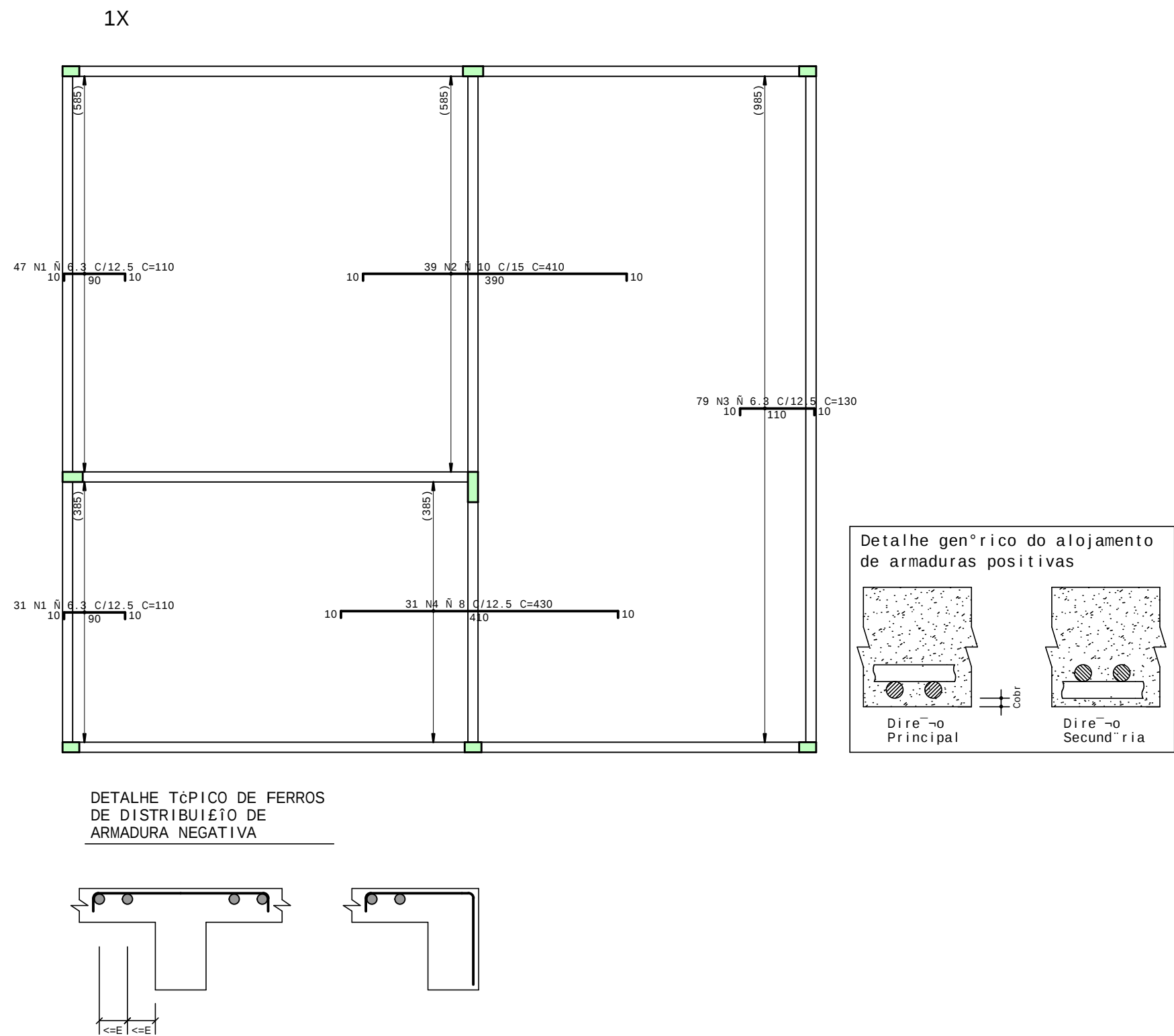
ENG.º

WAYRON NEVES

Desenho produzido por vers-o acad²mica, proibido uso comercial

Desenho produzido por vers-o acad²mica, proibido uso comercial

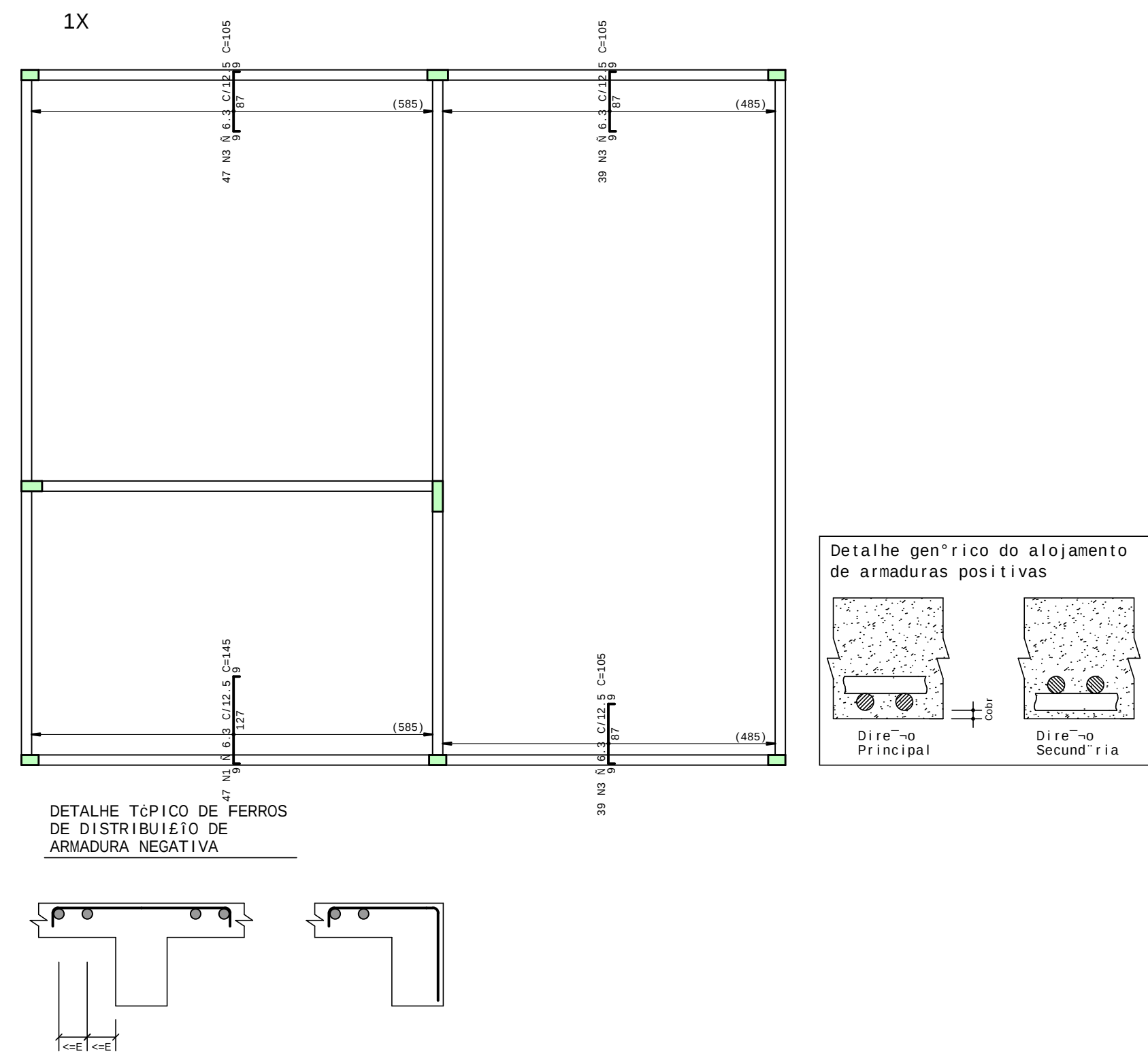
Pavimento Superior - Armadura negativa principal



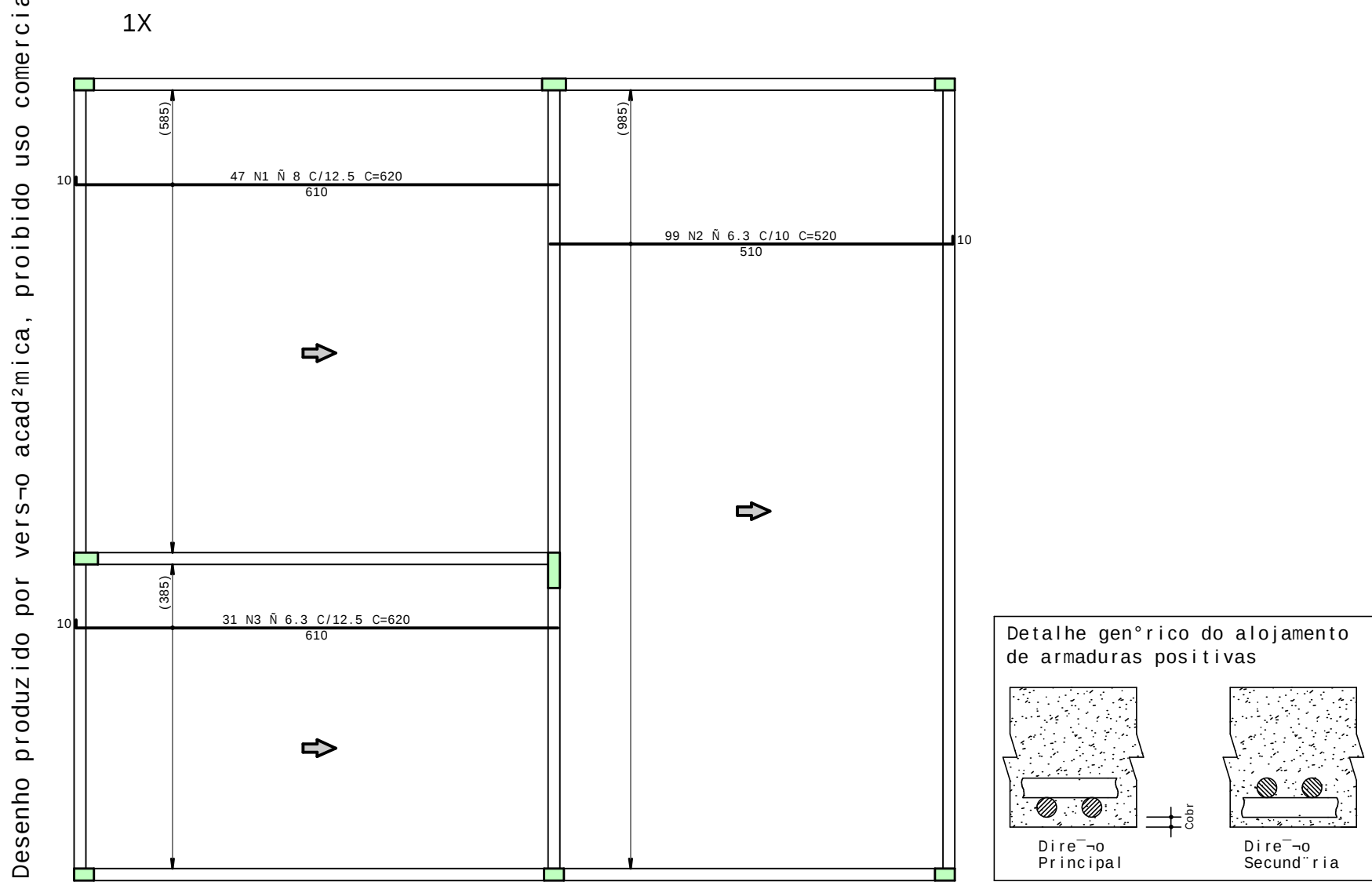
Desenho produzido por vers-o acad²mica, proibido uso comercial

Desenho produzido por vers-o acad²mica, proibido uso comercial

Pavimento Superior - Armadura negativa secundaria



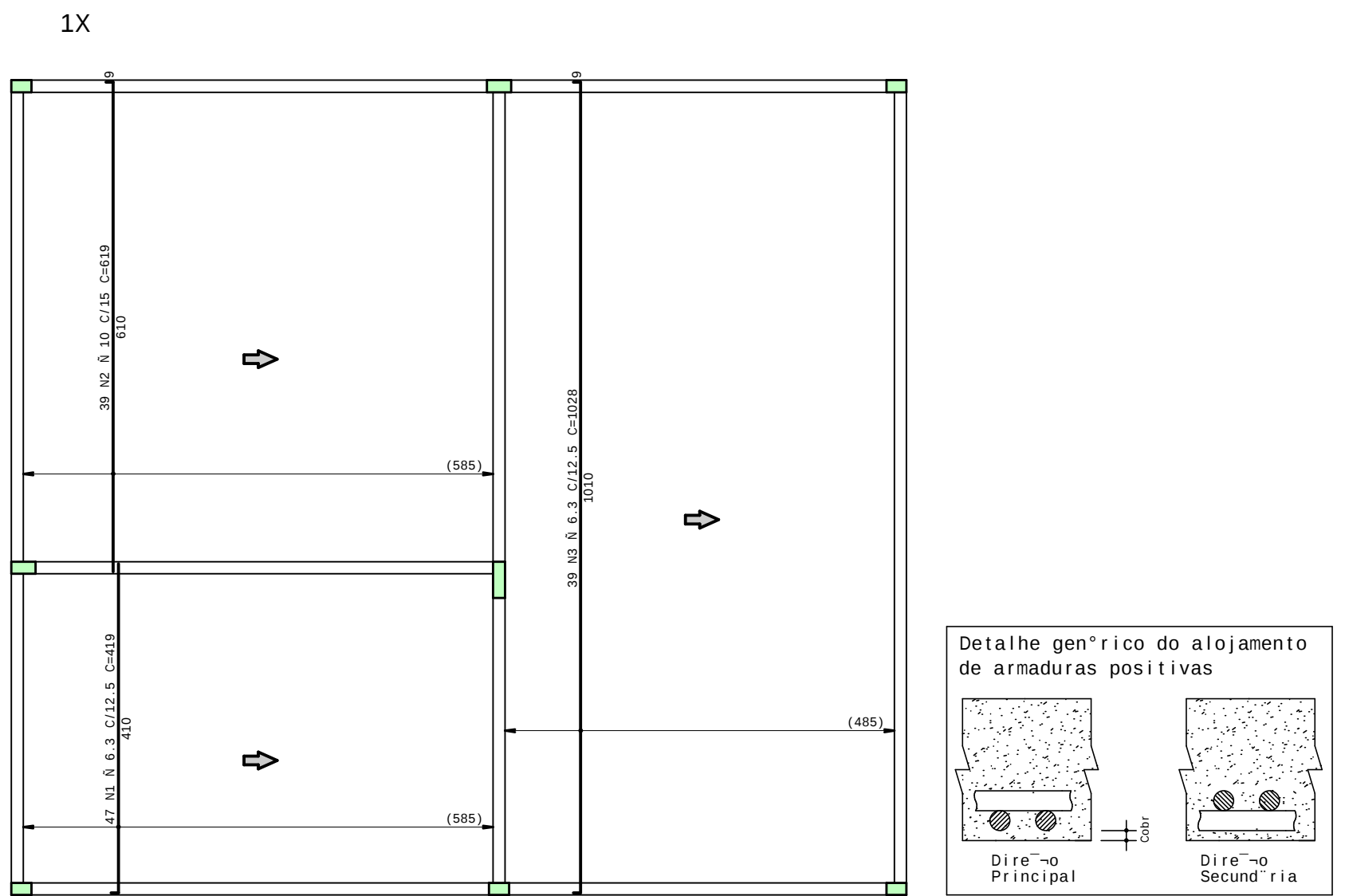
Pavimento Superior - Armadura positiva principal



Desenho produzido por vers-o acad²mica, proibido uso comercial

Desenho produzido por vers-o acad²mica, proibido uso comercial

Pavimento Superior - Armadura positiva secundaria



A£O	POS	BIT	QUANT	COMPRIMENTO	
				UNIT	TOTAL
		mm		cm	cm
Pavimento Superior - Armadura negativa principal					
50A	1	6.3	78	110	8580
50A	2	10	39	410	15990
50A	3	6.3	79	130	10270
50A	4	8	31	430	13330
Pavimento Superior - Armadura negativa secundaria					
50A	1	6.3	47	145	6815
50A	3	6.3	125	105	13125
Pavimento Superior - Armadura positiva principal					
50A	1	8	47	620	29140
50A	2	6.3	99	520	51480
50A	3	6.3	31	620	19220
Pavimento Superior - Armadura positiva secundaria					
50A	1	6.3	47	419	19693
50A	2	10	39	619	24141
50A	3	6.3	39	1028	40092

RESUMO DE A£O			
A£O	BIT	COMPR	PESO
	mm	m	kgf
50A	6.3	1693	415
50A	8	425	168
50A	10	401	248
Peso Total		50A =	830 kgf

TQS Inform³tica Ltda
RUA PINHEIROS, 706 C/2 - TEL: (011) 3083-2722 - CEP 05422-001 - S£O PAULO

CONCRETO
fck = 30 MPa

CLIENTE
IFG GOIÂNIA

OBRA
TCC WAYRON NEVES

TITULO
Pavimento Superior - Armadura negativa principal
Pavimento Superior - Armadura negativa secundaria
Pavimento Superior - Armadura positiva principal
Pavimento Superior - Armadura positiva secundaria

DATA
14/03/2021

ESCALA
1:75

DESENHO
FIN-PAV-LAJ-005-R00

COORD
CLÁUDIO MARRA

ENG.º
WAYRON NEVES

OBRA N.º
0001

DES. N.º
005

REV. N.º
R00

APÊNDICE D – MEMORIAL DE CÁLCULO - TQS



MEMORIAL SIMPLIFICADO

DESCRITIVO E DE CÁLCULO





Índice

DESCRIÇÃO DO EDIFÍCIO.....	6
Corte esquemático	6
Localização.....	6
Perspectivas da estrutura.....	6
NORMA EM USO.....	6
SOFTWARE UTILIZADO.....	6
MATERIAIS	6
Concreto	6
Módulo de elasticidade	7
Aço de armadura passiva.....	7
Aço de armadura ativa.....	7
PARÂMETRO DE DURABILIDADE.....	7
Classe de agressividade	7
Cobrimentos gerais.....	7
Cobrimentos diferenciados por pavimentos	8
AÇÕES E COMBINAÇÕES.....	8
Carga vertical	8
Vento	8
Desaprumo global.....	9
Empuxo	9
Incêndio	9
Cargas adicionais	9
Carregamentos nos pavimentos.....	9
Resumo de combinações no modelo global.....	9
Lista de combinações no modelo global	9
MODELO ESTRUTURAL	10
Explicações.....	10
Modelo estrutural dos pavimentos	10
Modelo estrutural global.....	11
Critérios de projeto.....	11
Modelo ELU	11
Modelo ELS	12
Consideração das fundações	12
Modelo 3D	12



Índice

Esforços de cálculo	12
ESTABILIDADE GLOBAL	12
Listagem completa dos parâmetros de instabilidade.....	13
Classificação da estrutura	13
COMPORTAMENTO EM SERVIÇO - ELS.....	14
Deslocamentos do modelo estrutural global	14
Listagem completa dos deslocamentos do modelo global do edifício.....	14
Análise dinâmica do modelo estrutural global	14
Flecha máxima dos pavimentos	15
Isovalores	15
Análise dinâmica dos pavimentos	15
PARÂMETROS QUALITATIVOS	15
Esbeltez do edifício	15
Padronização de elementos	15
Densidade de pilares e vãos médios.....	16
MEMORIAL DE CÁLCULO DE LAJES	17
MEMORIAL DE CÁLCULO DAS VIGAS	18
Relatório geral de vigas	18
Legenda.....	18
Fundacao	18
V1	18
V2	18
V3	19
V4	19
V5	20
V6	20
Pavimento Superior	20
V1	20
V2	21
V3	21
V4	22
V5	22
V6	23
Cobertura.....	23



Índice

V1	23
V2	23
V3	24
V4	24
V5	25
V6	25
MEMORIAL DE CÁLCULO DOS PILARES.....	26
Listagem de resultados por pilar	26
Legenda.....	26
P1	26
P2	26
P3	27
P4	27
P5	27
P6	28
P7	28
P8	28
Seleção de bitolas de pilares	29
Legenda.....	29
P1	29
P2	29
P3	29
P4	29
P5	30
P6	30
P7	30
P8	30
MEMORIAL DE CÁLCULO DAS FUNDAÇÕES.....	31
Legenda.....	31
CRITÉRIOS PROJETO - GERENCIADOS	32
Critérios gerais.....	32
Ações.....	32
Análise Estrutural.....	33
Dimensionamento, detalhamento e desenho	35



Índice

Critérios do PREO.....	39
Modelagem.....	39
Detalhamento Geral	40
Detalhamento Vigas	40
Detalhamento Pilares	40
Detalhamento consolos	41
FIGURAS COMPLEMENTARES	42

DESCRIÇÃO DO EDIFÍCIO

O edifício TCC WAYRON é constituído por 2 pavimentos: 0 pavimentos de subsolo; 0 térreo(s); 1 pavimentos intermediários/tipos; 1 pavimentos de cobertura; 0 pavimentos para o ático. A seguir é apresentado um quadro com detalhes de cada um destes pavimentos.

<i>Pavimentos</i>	<i>Piso a Piso (m)</i>	<i>Cota (m)</i>	<i>Área (m²)</i>
Cobertura	3,00	6,00	113,17
Pavimento Superior	3,00	3,00	113,17
Fundacao	0,00	0,00	8,31
TOTAL	---	---	234,65

A altura total do edifício é de 6.0 m.

Corte esquemático

A seguir é apresentado um corte esquemático do edifício. Nele é possível visualizar as distancias entre pavimento, cotas e nomenclaturas utilizadas:

#PARA COMPLETAR O TEXTO, ADICIONE TEXTOS, FIGURAS E/OU TABELAS AQUI.

Localização

O país onde o edifício está localizado é: Brasil

#PARA COMPLETAR O TEXTO, ADICIONE TEXTOS, FIGURAS E/OU TABELAS AQUI.

Perpectivas da estrutura

#PARA COMPLETAR O TEXTO, ADICIONE TEXTOS, FIGURAS E/OU TABELAS AQUI.

NORMA EM USO

Na análise, dimensionamento e detalhamento dos elementos estruturais deste edifício foram utilizadas as prescrições indicadas pelas seguintes normas:

NBR-6118:2014.

SOFTWARE UTILIZADO

Para a análise estrutural e dimensionamento e detalhamento estrutural foi utilizado o sistema TQS na versão V22.4.88.

MATERIAIS

Concreto

A seguir são apresentados os valores de fck utilizados para cada um dos elementos estruturais, para cada um dos pavimentos:

<i>Pavimento</i>	<i>Lajes (MPa)</i>	<i>Vigas (MPa)</i>	<i>Fundações (MPa)</i>
------------------	--------------------	--------------------	------------------------

Cobertura	30	30	30
Pavimento Superior	30	30	30
Fundacao	30	30	30

Piso	Pavimento	fck do pilar (MPa)
2	Cobertura	30
1	Pavimento Superior	30
0	Fundacao	30

Módulo de elasticidade

O módulo de elasticidade utilizado para cada um dos concretos utilizados é listado a seguir:

	AlfaE	Ecs (MPa)	Eci(MPa)	Gc(MPa)
C0	1	0	0	0
C30	1	26838	30672	11183

Aço de armadura passiva

Foram utilizadas as seguintes características para o aço estrutural utilizado no projeto:

Tipo de barra	Es (MPa)	fyk (MPa)	Massa específica (kgf/m³)	n1
CA-25	210000	250	7850	1,00
CA-50	210000	500	7850	2,25
CA-60	210000	600	7850	1,40

Aço de armadura ativa

Foram utilizadas as seguintes características para o aço estrutural utilizado no projeto:

Tipo de barra	Ep (MPa)	fpyk (MPa)	fptk (MPa)	Massa específica (kgf/m³)	n1
CP190-12,7	200000	1750	1900	7850	1,0

PARÂMETRO DE DURABILIDADE

Classe de agressividade

Para o dimensionamento e detalhamento dos elementos estruturais foi considerada a seguinte Classe de Agressividade Ambiental no projeto: **II - Moderada**.

Cobrimentos gerais

A definição dos cobrimentos foi feita com base na Classe de Agressividade Ambiental definida anteriormente.

A seguir são apresentados os valores de cobrimento utilizados para os diversos elementos estruturais existentes no projeto:

Elemento Estrutural	Cobrimento (cm)
Lajes convencionais (superior / inferior)	2.5 / 2.5
Lajes protendidas (superior / inferior)	3.5 / 3.5
Vigas	3,0
Pilares	3,0
Fundações	3,0

Cobrimentos diferenciados por pavimentos

A seguir são apresentados os valores de cobrimentos diferenciados utilizados nos pavimentos. Caso os valores apresentados sejam zero (0), o valor geral foi utilizado:

Pavimento	Vigas (cm)	Laje Inf. (cm)	Laje Sup. (cm)	Laje Prot. Inf. (cm)	Laje Prot. Sup. (cm)
Cobertura	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Pavimento Superior	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Fundacao	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

AÇÕES E COMBINAÇÕES

Carga vertical

A seguir são apresentadas as cargas médias utilizadas em cada um dos pavimentos para o dimensionamento da estrutura.

A “carga média” de um pavimento é a razão entre as todas as cargas verticais características (peso-próprio, permanentes ou acidentais) pela área total estimada do pavimento.

Pavimento	Peso Próprio (tf/m²)	Permanente (tf/m²)	Acidental (tf/m²)
Cobertura	0,44	0,22	0,09
Pavimento Superior	0,47	0,56	0,14
Fundacao	0,77	4,21	0,00

As cargas apresentadas foram obtidas do modelo dos pavimentos e não apresentam o peso próprio dos pilares.

Vento

A seguir são apresentados os fatores de cálculo utilizados para definição das ações de vento incidentes sobre a estrutura.

- Velocidade básica: 33 m/s;
- Fator topográfico (S1): 1,0;
- Categoria de rugosidade (S2): IV - Terrenos com obstáculos numerosos e pouco espaçados. zona florestal, industrial, urbanizada, parques, subúrbios densos;
- A - Maior dimensão horizontal ou vertical < 20.0 m;

- Fator estatístico (S3): 1,00 - Edificações em geral. Hotéis, residências, comércio e indústria com alta taxa de ocupação.

Na tabela que se segue são apresentados os valores de coeficiente de arrasto, área de projeção do edifício e pressão calculada com os fatores apresentados anteriormente:

Caso	Ângulo (°):	Coef. arrasto	Área (m²):	Pressão (tf/m²):
5	90	1,45	66,9	0,053
6	270	1,45	66,9	0,053
7	0	1,90	60,9	0,070
8	180	1,90	60,9	0,070

Desaprumo global

Nenhum caso de desaprumo global foi considerado na análise estrutural do edifício.

Empuxo

Nenhum caso de empuxo foi considerado na análise estrutural do edifício.

Incêndio

TRRF: 120,0

Cargas adicionais

Nenhum caso adicional foi considerado na análise estrutural do edifício.

Carregamentos nos pavimentos

Outros carregamentos considerados nos modelos dos pavimentos são apresentados a seguir:

Pavimento	Temperatura	Retração	Protensão	Dinâmica
Cobertura	Não	Não	Não	Não
Pavimento Superior	Não	Não	Não	Não
Fundacao	Não	Não	Não	Não

Resumo de combinações no modelo global

No modelo estrutural global foram consideradas as seguintes combinações:

Tipo	Descrição	N. Combinações
ELU1	Verificações de estado limite último - Vigas e lajes	18
ELU2	Verificações de estado limite último - Pilares e fundações	18
FOGO	Verificações em situação de incêndio	2
ELS	Verificações de estado limite de serviço	12
COMBFLU	Cálculo de fluência (método geral)	2
LAJEPRO	Combinações p/ flechas em lajes protendidas	0

Lista de combinações no modelo global

No modelo estrutural global foram consideradas as seguintes combinações:

Memorial Descritivo - TCC WAYRON

```
ELU1/PERMACID/PP+PERM+ACID
ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+ACID+0.6VENT1
ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+ACID+0.6VENT2
ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+ACID+0.6VENT3
ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+ACID+0.6VENT4
ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+0.8ACID+VENT1
ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+0.8ACID+VENT2
ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+0.8ACID+VENT3
ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+0.8ACID+VENT4
FOGO/PERMVAR/PP+PERM+0.6ACID
ELS/CFREQ/PP+PERM+0.7ACID
ELS/CFREQ/PP+PERM+0.6ACID+0.3VENT1
ELS/CFREQ/PP+PERM+0.6ACID+0.3VENT2
ELS/CFREQ/PP+PERM+0.6ACID+0.3VENT3
ELS/CFREQ/PP+PERM+0.6ACID+0.3VENT4
ELS/CQPERM/PP+PERM+0.6ACID
COMBFLU/COMBFLU/PP+PERM+0.6ACID
ELU1/PERMACID/PP_V+PERM_V+ACID_V
ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+ACID_V+0.6VENT1
ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+ACID_V+0.6VENT2
ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+ACID_V+0.6VENT3
ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+ACID_V+0.6VENT4
ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+0.8ACID_V+VENT1
ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+0.8ACID_V+VENT2
ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+0.8ACID_V+VENT3
ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+0.8ACID_V+VENT4
FOGO/PERMVAR/PP_V+PERM_V+0.6ACID_V
ELS/CFREQ/PP_V+PERM_V+0.7ACID_V
ELS/CFREQ/PP_V+PERM_V+0.6ACID_V+0.3VENT1
ELS/CFREQ/PP_V+PERM_V+0.6ACID_V+0.3VENT2
ELS/CFREQ/PP_V+PERM_V+0.6ACID_V+0.3VENT3
ELS/CFREQ/PP_V+PERM_V+0.6ACID_V+0.3VENT4
ELS/CQPERM/PP_V+PERM_V+0.6ACID_V
COMBFLU/COMBFLU/PP_V+PERM_V+0.6ACID_V
```

MODELO ESTRUTURAL

Explicações

Na análise estrutural do edifício foi utilizado o 'Modelo 4' do sistema TQS. Este modelo consiste em dois modelos de cálculo:

- Modelo de grelha para os pavimentos;
- Modelo de pórtico espacial para a análise global.

O edifício será modelado por um único pórtico espacial mais os modelos dos pavimentos. O pórtico será composto apenas por barras que simulam as vigas e pilares da estrutura, com o efeito de diafragma rígido das lajes devidamente incorporado ao modelo. Os efeitos oriundos das ações verticais e horizontais nas vigas e pilares serão calculados com o pórtico espacial.

Nas lajes, somente os efeitos gerados pelas ações verticais serão calculados. Nos pavimentos simulados por grelha de lajes, os esforços resultantes das barras de lajes sobre as vigas serão transferidas como cargas para o pórtico espacial, ou seja, há uma 'certa' integração entre ambos os modelos (pórtico e grelha). Para os demais tipos de modelos de pavimentos, as cargas das lajes serão transferidas para o pórtico por meio de quinhos de carga.

Tratamento especial para vigas de transição e que suportam tirantes pode ter sido considerado e são apontados no item 'Critérios de projeto'. A flexibilização das ligações viga-pilar, a separação de modelos específicos para análises ELU e ELS e os coeficientes de não-linearidade física também são apontados a seguir.

Modelo estrutural dos pavimentos

A análise do comportamento estrutural dos pavimentos foi realizada através de modelos de grelha ou pórtico plano. Nestes modelos as lajes foram integralmente consideradas, junto com as vigas e os apoios formados pelos pilares existentes.

A seguir são apresentados o tipo de modelo estrutural utilizado em cada um dos pavimentos:

Pavimento	Descrição do Modelo	Modelo Estrutural
Cobertura	Modelo de lajes planas	Grelha (3 graus de liberdade)
Pavimento Superior	Modelo de lajes planas	Grelha (3 graus de liberdade)
Fundacao	Modelo somente de vigas	Grelha (3 graus de liberdade)

Os esforços obtidos dos modelos estruturais dos pavimentos foram utilizados para o dimensionamento das lajes à flexão e cisalhamento.

Nestes modelos foi utilizado o módulo de elasticidade secante do concreto. A seguir são apresentados os valores utilizados para cada um dos pavimentos:

Pavimento	Módulo de elasticidade adotado (MPa)
Cobertura	26838
Pavimento Superior	26838
Fundacao	26838

Modelo estrutural global

No modelo de pórtico foram incluídos todos os elementos principais da estrutura, ou seja, pilares e vigas, além da consideração do diafragma rígido formado nos planos de cada pavimento (lajes). A rigidez à flexão das lajes foi desprezada na análise de esforços horizontais (vento).

Os pórticos espaciais foram modelados com todos os pavimentos do edifício, para a avaliação dos efeitos das ações horizontais e os efeitos de redistribuição de esforços em toda a estrutura devido aos carregamentos verticais.

As cargas verticais atuantes nas vigas e pilares do pórtico foram extraídas de modelos de grelha de cada um dos pavimentos.

Foram utilizados dois modelos de pórtico espacial em cada etapa construtiva: um específico para análises de Estado Limite Último - ELU e outro para o Estado Limite de Serviço - ELS. As características de cada um destes modelos são apresentadas a seguir.

Critérios de projeto

A seguir são apresentadas algumas considerações de projeto utilizadas para a análise estrutura do edifício em questão:

- Flexibilização das ligações viga/pilar : Sim;
- Modelo enrijecido para viga de transição: Sim
- Método para análise de 2ª. Ordem global: GamaZ
- Análise por efeito incremental: Não
- Análise com interação fundação-estrutura: Não

Modelo ELU

O modelo ELU foi utilizado para obtenção dos esforços necessários para o dimensionamento e detalhamento dos elementos estruturais.

Nos elementos de concreto moldado in-loco foram utilizados os coeficientes de não linearidade física conforme apresentados na tabela a seguir:

Elemento estrutural Moldado in-loco	Coef. NLF
Pilares	0,80
Vigas	0,40
Lajes	0,30

O módulo de elasticidade utilizado no modelo foi o secante, de acordo com o fck do elemento estrutural (já apresentado anteriormente).

Modelo ELS

O modelo ELS foi utilizado para análise de deslocamento do edifício. Neste modelo a inércia utilizada para os elementos estruturais foi a bruta.

Consideração das fundações

Todas as fundações foram consideradas rigidamente conectadas à base.

Modelo 3D

#PARA COMPLETAR O TEXTO, ADICIONE TEXTOS E FIGURAS AQUI.

Esforços de cálculo

Os esforços obtidos na análise de pórtico foram utilizados para o dimensionamento dos elementos estruturais.

No dimensionamento das armaduras das vigas é utilizada uma envoltória de esforços solicitantes de todas as combinações pertencentes ao grupo ELU1. Para o dimensionamento de armaduras dos pilares são utilizadas todas as hipóteses de solicitações (combinações do grupo ELU2); neste conjunto de combinações são aplicadas as reduções de sobrecarga, caso o projeto esteja utilizando este artifício.

ESTABILIDADE GLOBAL

A seguir são apresentados os principais parâmetros de instabilidade obtidos da análise estrutural do edifício.

Parâmetro	Valor
GamaZ	1,09
FAVt	1,15
Alfa	0,83

Na tabela anterior são apresentados somente os valores máximos obtidos para os coeficientes.

GamaZ é o parâmetro para avaliação da estabilidade de uma estrutura. Ele NÃO considera os deslocamentos horizontais provocados pelas cargas verticais (calculado p/ casos de vento), conforme definido no item 15.5.3 da NBR 6118.

Memorial Descritivo - TCC WAYRON

FAVt é o fator de amplificação de esforços horizontais que pode considerar os deslocamentos horizontais gerados pelas cargas verticais (calculado p/ combinações ELU com a mesma formulação do GamaZ).

Alfa é o parâmetro de instabilidade de uma estrutura reticulada conforme definido pelo item 15.5.2 da NBR 6118.

Listagem completa dos parâmetros de instabilidade

A seguir são apresentados a listagem completa dos parâmetros de instabilidade para as combinações apresentadas anteriormente:

Parâmetro de estabilidade (GamaZ) para os carregamentos simples de vento

Caso	Ang	CTot	M2	CHor	M1	Mig	GamaZ	Alfa	Obs
5	90.	264.0	0.9	3.6	13.7	3.8	1.088	0.620	B
6	270.	264.0	0.9	3.6	13.7	3.8	1.088	0.620	B
7	0.	264.0	0.9	4.2	16.4	3.8	1.077	0.578	B
8	180.	264.0	0.9	4.2	16.4	3.8	1.077	0.578	B

Parâmetro de estabilidade (FAVt) para combinações de ELU - vigas e lajes

Caso	Ang	CTot	M2	CHor	M1	MultH	FAVt	Alfa	Obs
14	90.	264.0	0.8	2.1	8.2	1.093	1.151	0.826	B
15	270.	264.0	0.2	2.1	8.2	1.000	1.088	0.294	D
16	0.	264.0	0.7	2.6	9.8	1.046	1.101	0.673	B
17	180.	264.0	0.4	2.6	9.8	1.000	1.077	0.462	B D
18	90.	264.0	1.2	3.6	13.7	1.067	1.123	0.745	B
19	270.	264.0	0.6	3.6	13.7	1.000	1.088	0.461	B D
20	0.	264.0	1.1	4.2	16.4	1.000	1.090	0.634	B
21	180.	264.0	0.8	4.2	16.4	1.000	1.077	0.514	B D
25	90.	264.0	0.8	2.1	8.2	1.094	1.152	0.828	B
26	270.	264.0	0.2	2.1	8.2	1.000	1.088	0.287	D
27	0.	264.0	0.7	2.6	9.8	1.046	1.101	0.674	B
28	180.	264.0	0.4	2.6	9.8	1.000	1.077	0.461	B D
29	90.	264.0	1.2	3.6	13.7	1.068	1.124	0.747	B
30	270.	264.0	0.6	3.6	13.7	1.000	1.088	0.459	B D
31	0.	264.0	1.1	4.2	16.4	1.000	1.091	0.635	B
32	180.	264.0	0.8	4.2	16.4	1.000	1.077	0.514	B D

Parâmetro de estabilidade (FAVt) para combinações de ELU - pilares e fundações

Caso	Ang	CTot	M2	CHor	M1	MultH	FAVt	Alfa	Obs
14	90.	264.0	0.8	2.1	8.2	1.093	1.151	0.826	B
15	270.	264.0	0.2	2.1	8.2	1.000	1.088	0.294	D
16	0.	264.0	0.7	2.6	9.8	1.046	1.101	0.673	B
17	180.	264.0	0.4	2.6	9.8	1.000	1.077	0.462	B D
18	90.	264.0	1.2	3.6	13.7	1.067	1.123	0.745	B
19	270.	264.0	0.6	3.6	13.7	1.000	1.088	0.461	B D
20	0.	264.0	1.1	4.2	16.4	1.000	1.090	0.634	B
21	180.	264.0	0.8	4.2	16.4	1.000	1.077	0.514	B D
25	90.	264.0	0.8	2.1	8.2	1.094	1.152	0.828	B
26	270.	264.0	0.2	2.1	8.2	1.000	1.088	0.287	D
27	0.	264.0	0.7	2.6	9.8	1.046	1.101	0.674	B
28	180.	264.0	0.4	2.6	9.8	1.000	1.077	0.461	B D
29	90.	264.0	1.2	3.6	13.7	1.068	1.124	0.747	B
30	270.	264.0	0.6	3.6	13.7	1.000	1.088	0.459	B D
31	0.	264.0	1.1	4.2	16.4	1.000	1.091	0.635	B
32	180.	264.0	0.8	4.2	16.4	1.000	1.077	0.514	B D

Observações IMPORTANTES

Este edifício tem poucos pisos. O parâmetro GamaZ não pode ser usado como estimativa para verificação de estabilidade, nem para majoração dos esforços horizontais. Recomendamos processar este edifício com o processo P-Delta.

Observações para os casos com Obs="B":
O parâmetro Alfa deste edifício indica que a estrutura é de nós móveis.

Observações para os casos com Obs="D":
O deslocamento horizontal das cargas verticais age de modo favorável diminuindo o GamaZ neste caso. O programa modificou o GamaZ pelo valor obtido no caso de vento simples nesta direção

Para efeito de verificação da capacidade de rotação dos elementos estruturais, este edifício será considerado deslocável.

Classificação da estrutura

Baseado nos valores apresentados acima, a estrutura pode ser avaliada da seguinte forma:

- Parâmetro adotado na análise do edifício (GamaZ): 1,09;

- Tipo da estrutura (Alfa): 0,83.

COMPORTAMENTO EM SERVIÇO - ELS

Deslocamentos do modelo estrutural global

Para o edifício em questão os temos os seguintes valores:

- Altura total do edifício - H: 6.0 m;
- Altura entre pisos - Hi: 3.0 m.

Listagem completa dos deslocamentos do modelo global do edifício

A seguir são apresentados a listagem completa dos parâmetros de instabilidade para as combinações apresentadas anteriormente:

```

Legenda para a tabela de deslocamentos máximos
=====
Legenda      Valor
Caso         Caso de carregamento de ELS
DeslH        Máximo deslocamento horizontal absoluto (cm)
Relat1       Valor relativo à altura total do edifício
Piso         Piso de deslocamento máximo relativo
DeslHp       Máximo deslocamento horizontal entre pisos (cm)
Relat3       Valor relativo ao pé-direito do pavimento
Obs          Observações (A/B/C..). Quando definidas, ver significado a seguir.

Deslocamentos máximos
=====
Caso      DeslH      Relat1      Obs
5         0.13      H/4664.
6         0.13      H/4664.
7         0.14      H/4309.      D
8         0.14      H/4309.

Deslocamentos máximos entre pisos
=====
Caso  Piso  DeslHp  Relat3  Obs
5     1     0.08  Hi/3988.
6     1     0.08  Hi/3988.
7     1     0.08  Hi/3666.      DE
8     1     0.08  Hi/3666.

Observações IMPORTANTES
=====
Observações para os casos com Obs="D":
Caso de carregamento com deslocamento absoluto máximo

Observações para os casos com Obs="E":
Caso de carregamento com deslocamento relativo máximo
    
```

Com os resultados obtidos pela análise estrutural obteve-se os seguintes valores de deslocamentos horizontais do modelo estrutural global:

Deslocamento	Valor máximo (cm)	Referência(cm)
Topo do edifício (cm)	(H / 4309) 0.14	(H / 1700) 0.35
Entre pisos (cm)	(Hi / 3666) 0.08	(Hi / 850) 0.35

Os valores de referência utilizados são prescritos pelo NBR 6118 através do item 13.3.

Análise dinâmica do modelo estrutural global

Para o edifício em questão os temos os seguintes valores:

Caso	Acelerações X (m/s ²)	Acelerações Y (m/s ²)	Percepção humana
5	0,000	0,000	Imperceptível
6	0,000	0,000	Imperceptível

7	0,000	0,000	Imperceptível
8	0,000	0,000	Imperceptível

A escala de conforto utilizada segue os seguintes passos: Imperceptível - Perceptível - Incômoda - Muito Incômoda - Intolerável.

Flecha máxima dos pavimentos

A seguir são apresentadas as flechas máximas de todas as lajes em todos os pavimentos:

#PARA COMPLETAR O TEXTO, ADICIONE TEXTOS, FIGURAS E/OU TABELAS AQUI.

Isovalores

A seguir são apresentados diagramas de isovalores de flecha para os pavimentos do edifício:

#PARA COMPLETAR O TEXTO, ADICIONE TEXTOS, FIGURAS E/OU TABELAS AQUI.

Análise dinâmica dos pavimentos

A seguir são apresentados os resultados da análise dinâmica dos pavimentos:

#PARA COMPLETAR O TEXTO, ADICIONE TEXTOS, FIGURAS E/OU TABELAS AQUI.

PARÂMETROS QUALITATIVOS

Esbeltez do edifício

A seguir é apresentada a esbeltez do edifício e da torre (caso exista).

	Número de pisos	Esbeltez
Torre Tipo	2	0,59
Edifício	3	0,89

Na tabela anterior, 'torre tipo' é a parte do edifício que está acima do primeiro pavimento 'Tipo' ou 'Primeiro', conforme indicado no esquema do edifício.

A esbeltez é a razão da altura pela menor dimensão do edifício.

Padronização de elementos

A seguir são apresentados os elementos e suas variações para cada um dos pavimentos.

Pavimentos	Pilares	Vigas	Lajes
Cobertura	8 / 3	6 / 3	3 / 1
Pavimento Superior	8 / 3	6 / 3	3 / 1
Fundacao	8 / 3	6 / 1	0 / 0

Na tabela anterior são apresentados os números de elementos do pavimento e o número de variações (seções ou espessuras diferentes).

Densidade de pilares e vãos médios

A seguir é apresentada a densidade de pilares e vãos médios das vigas e lajes.

<i>Pavimentos</i>	<i>Densidade de pilares (m²)</i>	<i>Vigas (m)</i>	<i>Lajes (m)</i>
<i>Cobertura</i>	14,1	5,5	5,0
<i>Pavimento Superior</i>	14,1	5,5	5,0
<i>Fundacao</i>	1,0	5,5	0,0

A densidade de pilares é a razão da área do pavimento pelo número de pilares existentes neste pavimento.



Memorial Descritivo - TCC WAYRON

MEMORIAL DE CÁLCULO DE LAJES

#PARA COMPLETAR O TEXTO, ADICIONE TEXTOS E FIGURAS AQUI.

MEMORIAL DE CÁLCULO DAS VIGAS

A seguir são apresentados os dados e resultados do cálculo/dimensionamento das vigas:

Relatório geral de vigas

Legenda

G E O M E T R I A
 Eng.E : Engastamento a Esquerda / Eng.D : Engastamento a Direita / Repet : Repeticoes
 NAnd : N.de Andares / Red V Ext : Reducao de Cortante no Extremo / Fat.Alt : Fator de Alternancia de Cargas
 Cob : Cobrimento / TpS : Tipo da Secao / BCs : Mesa Colaborante Superior
 BCi : Mesa Colaborante Inferior / Esp.LS : Espessura Laje Superior / Esp.LI : Espessura Laje Infetior
 FSp.Ex : Distancia Face Superior Eixo / FLt.Ex : Distancia Face Lateral ao Eixo / Cob/S : Cobrim/Cobr.superior adicional
 C A R G A S
 Mesq : Momento Adicional a Esquerda / MDir : Momento Adicional a Direita / Q : Cortante Adicional (valor unico)
 A R M A D U R A S - F L E X A O
 SRAS : Secao Retangular Armad.Simples / SRAD : Secao Retangular Armad.Dupla / STAS : Secao Te Armadura Simples
 STAD : Secao Te Armadura Dupla / x/d : Profund. relativa da Linha Neutra / x/dMx : Profund. relativa da LN Maxima
 AsL : Armadura de Compressao / Bit.de Fiss.: Bitola de fissuracao / Asapo : Armadura e/d que chega no extremo
 A R M A D U R A S - C I S A L H A M E N T O
 MdC : Modelo de Calculo (I ou II) / Ang. : Angulo da biela de compressao / Aswmin : Armad.transv.minima-
 cisalhamento
 Asw[C+T]: Arm.trans.calculada cisalh+torcao / Bit : Bitola selecionada / Esp : Espacamento selecionado
 NR : Numero de ramos do estribo / AsTrt : Armadura transversal de Tirante / AsSus : Armadura transversal-Suspensao
 A R M A D U R A S - T O R C A O
 %dT : % limite de TRd2 para desprezar o M de torcao (Tsd) / he : Espessura do nucleo de torcao
 b-nuc : Largura do nucleo / h-nuc : Altura do nucleo
 Asw-1R : Armadura de torcao calculada para 1 Ramo de estribo / AswmnNR : Armad.transv.minima-torcao p/NR estribos
 selecionado
 Asl-b : Armadura longitudinal de torcao no lado b / Asl-h : Armadura longitudinal de torcao no lado h
 ComDia : Valor da compressao diagonal (cisalhamento+torcao) / AdPla : Capacida/ adaptacao plastica no vao - S[sim]
 N[nao]
 R E A C O E S D E A P O I O
 DEPEV : Distancia do eixo do pilar ao eixo efetivo de apoio -viga / Morte : Codigo se pilar morre / segue / vigas
 M.I.Mx : Momento Imposto Maximo / M.I.Mn : Momento Imposto Minimo

Fundacao

V1

Viga= 1 V1 Eng.E=Nao /Eng.D=Nao /Repet= 1 /NAnd= 1 /Red V Ext=Nao /Fat.Alt=1.00 /Cob/S=3.0 0.0 CM

----- G E O M E T R I A E C A R G A S -----
 Vao= 1 /L= 5.86 /B= 0.15 /H= 0.30 /BCs= 0.00 /BCi= 0.00 /TpS= 1 /Esp.LS= 0.00 /Esp.LI= 0.00 FSp.Ex= 0.15 /FLt.Ex= 0.07 [M]
 --Solicitações provenientes de modelo de grelha e/ou pórtico espacial--- Estrut. Nós MOVEIS --- DeltaE=1.00 DeltaD=1.00 ---
 ----- A R M A D U R A S (F L E X A O E C I S A L H A M E N T O) -----
 FLEXAO-| E S Q U E R D A | M E I O D O V A O | D I R E I T A |
 | M.[-] = 1.6 tf* m | M.[+] Max= 1.2 tf* m - Abcis.= 295 | M.[-] = 2.3 tf* m |
 [tf,cm]| As = 2.23 -SRAS- [3 B 10.0mm] | AsL= 0.00 ----- | As = 3.35 -SRAS- [3 B 12.5mm] |
AsL= 0.00 ----- x/d =0.18	As = 1.66 -SRAS- [3 B 10.0mm]	AsL= 0.00 ----- x/d =0.27			
x/dMx=0.45	Arm.Lat.= [2 X -- B --- mm] - LN= 3.3		x/dMx=0.45		
 [tf,cm]| M[-]Min = 48.9 | M[+]Min = 48.9 | M[-]Min = 48.9 |
 [cm2]| Asapo[+] = 0.41 | | | Asapo[+] = 0.41 |
 C I S A L H A M E N T O- Xi Xf Vsd VRd2 MdC Ang. Asw[C] Aswmin Asw[C+T] Bit Esp NR AsTrt AsSus M E N S A G E M
 [tf,cm] 0.- 568. 3.28 19.66 1 45. 0.0 1.7 1.7 5.0 15.0 2 0.0 0.0

----- G E O M E T R I A E C A R G A S -----
 Vao= 2 /L= 4.86 /B= 0.15 /H= 0.30 /BCs= 0.00 /BCi= 0.00 /TpS= 1 /Esp.LS= 0.00 /Esp.LI= 0.00 FSp.Ex= 0.15 /FLt.Ex= 0.07 [M]
 --Solicitações provenientes de modelo de grelha e/ou pórtico espacial--- Estrut. Nós MOVEIS --- DeltaE=1.00 DeltaD=1.00 ---
 ----- A R M A D U R A S (F L E X A O E C I S A L H A M E N T O) -----
 FLEXAO-| E S Q U E R D A | M E I O D O V A O | D I R E I T A |
 | M.[-] = 1.8 tf* m | M.[+] Max= 0.8 tf* m - Abcis.= 286 | M.[-] = 1.0 tf* m |
 [tf,cm]| As = 2.49 -SRAS- [2 B 12.5mm] | AsL= 0.00 ----- | As = 1.30 -SRAS- [2 B 10.0mm] |
AsL= 0.00 ----- x/d =0.20	As = 1.07 -SRAS- [2 B 10.0mm]	AsL= 0.00 ----- x/d =0.10			
x/dMx=0.45	Arm.Lat.= [2 X -- B --- mm] - LN= 2.1		x/dMx=0.45		
 [tf,cm]| M[-]Min = 48.9 | M[+]Min = 48.9 | M[-]Min = 48.9 |
 [cm2]| Asapo[+] = 0.27 | | | Asapo[+] = 0.27 |
 C I S A L H A M E N T O- Xi Xf Vsd VRd2 MdC Ang. Asw[C] Aswmin Asw[C+T] Bit Esp NR AsTrt AsSus M E N S A G E M
 [tf,cm] 0.- 468. 2.83 19.66 1 45. 0.0 1.7 1.7 5.0 15.0 2 0.0 0.0

REAC. APOIO - No.	Maximos	Minimos	Largura	DEPEV	Morte	Nome	M.I.Mx	M.I.Mn	Pilares:
1	2.074	2.074	0.25	0.04	4	P1	0.00	0.00	1 0 0 0 0
2	4.301	4.301	0.30	0.06	4	P2	0.00	0.00	2 0 0 0 0
3	1.647	1.647	0.25	0.04	4	P3	0.00	0.00	3 0 0 0 0

V2

Viga= 2 V2 Eng.E=Nao /Eng.D=Nao /Repet= 1 /NAnd= 1 /Red V Ext=Nao /Fat.Alt=1.00 /Cob/S=3.0 0.0 CM

----- G E O M E T R I A E C A R G A S -----
 Vao= 1 /L= 5.87 /B= 0.15 /H= 0.30 /BCs= 0.00 /BCi= 0.00 /TpS= 1 /Esp.LS= 0.00 /Esp.LI= 0.00 FSp.Ex= 0.15 /FLt.Ex= 0.07 [M]
 --Solicitações provenientes de modelo de grelha e/ou pórtico espacial--- Estrut. Nós MOVEIS --- DeltaE=1.00 DeltaD=1.00 ---
 ----- A R M A D U R A S (F L E X A O E C I S A L H A M E N T O) -----

Memorial Descritivo - TCC WAYRON

```
FLEXAO-| E S Q U E R D A | M E I O D O V A O | D I R E I T A
| M.[-] = 2.1 tf* m | M.[+] Max= 1.4 tf* m - Abcis.= 293 | M.[-] = 1.5 tf* m
[tf,cm]| As = 3.07 -SRAS- [ 4 B 10.0mm] | AsL= 0.00 ----- | As = 2.06 -SRAS- [ 3 B 10.0mm]
| AsL= 0.00 ----- | As = 1.84 -SRAS- [ 3 B 10.0mm ] | AsL= 0.00 ----- | x/d =0.16
| | | x/dMx=0.45 | Arm.Lat.= [2 X -- B --- mm] - LN= 3.7 | | x/dMx=0.45
| | | | | | |
[tf,cm]| M[-]Min = 48.9 | M[+]Min = 48.9 | M[-]Min = 48.9
[cm2 ]| Asapo[+] = 0.46 | | Asapo[+] = 0.46

CISALHAMENTO- Xi Xf Vsd VRd2 MdC Ang. Asw[C] Aswmin Asw[C+T] Bit Esp NR AsTrt AsSus M E N S A G E M
[tf,cm] 0.- 570. 3.17 19.66 1 45. 0.0 1.7 1.7 5.0 15.0 2 0.0 0.0

REAC. APOIO - No. Maximos Minimos Largura DEPEV Morte Nome M.I.Mx M.I.Mn Pilares:
1 2.259 2.259 0.30 0.06 4 P4 0.00 0.00 4 0 0 0 0 0
2 2.058 2.058 0.15 0.00 4 P5 0.00 0.00 5 0 0 0 0 0
```

V3

Viga= 3 V3 Eng.E=Nao /Eng.D=Nao /Repet= 1 /NAnd= 1 /Red V Ext=Nao /Fat.Alt=1.00 /Cob/S=3.0 0.0 CM

```
----- G E O M E T R I A E C A R G A S -----
Vao= 1 /L= 5.88 /B= 0.15 /H= 0.30 /BCs= 0.00 /BCi= 0.00 /TpS= 1 /Esp.LS= 0.00 /Esp.LI= 0.00 FSp.Ex= 0.15 /FLt.Ex= 0.07 [M]
--Solicitações provenientes de modelo de grelha e/ou pórtico espacial-- Estrut. Nós MOVEIS --- DeltaE=1.00 DeltaD=1.00 ---

- - - - - A R M A D U R A S ( F L E X A O E C I S A L H A M E N T O ) - - - - -
FLEXAO-| E S Q U E R D A | M E I O D O V A O | D I R E I T A
| M.[-] = 1.6 tf* m | M.[+] Max= 1.2 tf* m - Abcis.= 295 | M.[-] = 2.3 tf* m
[tf,cm]| As = 2.24 -SRAS- [ 3 B 10.0mm] | AsL= 0.00 ----- | As = 3.25 -SRAS- [ 3 B 12.5mm]
| AsL= 0.00 ----- | As = 1.66 -SRAS- [ 3 B 10.0mm ] | AsL= 0.00 ----- | x/d =0.26
| | | x/dMx=0.45 | Arm.Lat.= [2 X -- B --- mm] - LN= 3.3 | | x/dMx=0.45
| | | | | | |
[tf,cm]| M[-]Min = 48.9 | M[+]Min = 48.9 | M[-]Min = 48.9
[cm2 ]| Asapo[+] = 0.41 | | Asapo[+] = 0.41

CISALHAMENTO- Xi Xf Vsd VRd2 MdC Ang. Asw[C] Aswmin Asw[C+T] Bit Esp NR AsTrt AsSus M E N S A G E M
[tf,cm] 0.- 570. 3.23 19.66 1 45. 0.0 1.7 1.7 5.0 15.0 2 0.0 0.0

----- G E O M E T R I A E C A R G A S -----
Vao= 2 /L= 4.88 /B= 0.15 /H= 0.30 /BCs= 0.00 /BCi= 0.00 /TpS= 1 /Esp.LS= 0.00 /Esp.LI= 0.00 FSp.Ex= 0.15 /FLt.Ex= 0.07 [M]
--Solicitações provenientes de modelo de grelha e/ou pórtico espacial-- Estrut. Nós MOVEIS --- DeltaE=1.00 DeltaD=1.00 ---

- - - - - A R M A D U R A S ( F L E X A O E C I S A L H A M E N T O ) - - - - -
FLEXAO-| E S Q U E R D A | M E I O D O V A O | D I R E I T A
| M.[-] = 1.8 tf* m | M.[+] Max= 0.8 tf* m - Abcis.= 286 | M.[-] = 1.0 tf* m
[tf,cm]| As = 2.54 -SRAS- [ 2 B 12.5mm] | AsL= 0.00 ----- | As = 1.27 -SRAS- [ 2 B 10.0mm]
| AsL= 0.00 ----- | As = 1.05 -SRAS- [ 2 B 10.0mm ] | AsL= 0.00 ----- | x/d =0.10
| | | x/dMx=0.45 | Arm.Lat.= [2 X -- B --- mm] - LN= 2.1 | | x/dMx=0.45
| | | | | | |
[tf,cm]| M[-]Min = 48.9 | M[+]Min = 48.9 | M[-]Min = 48.9
[cm2 ]| Asapo[+] = 0.26 | | Asapo[+] = 0.26

CISALHAMENTO- Xi Xf Vsd VRd2 MdC Ang. Asw[C] Aswmin Asw[C+T] Bit Esp NR AsTrt AsSus M E N S A G E M
[tf,cm] 0.- 470. 2.81 19.66 1 45. 0.0 1.7 1.7 5.0 15.0 2 0.0 0.0

REAC. APOIO - No. Maximos Minimos Largura DEPEV Morte Nome M.I.Mx M.I.Mn Pilares:
1 2.056 2.056 0.25 0.04 4 P6 0.00 0.00 6 0 0 0 0 0
2 4.249 4.249 0.25 0.04 4 P7 0.00 0.00 7 0 0 0 0 0
3 1.615 1.615 0.25 0.04 4 P8 0.00 0.00 8 0 0 0 0 0
```

V4

Viga= 4 V4 Eng.E=Nao /Eng.D=Nao /Repet= 1 /NAnd= 1 /Red V Ext=Nao /Fat.Alt=1.00 /Cob/S=3.0 0.0 CM

```
----- G E O M E T R I A E C A R G A S -----
Vao= 1 /L= 4.00 /B= 0.15 /H= 0.30 /BCs= 0.00 /BCi= 0.00 /TpS= 1 /Esp.LS= 0.00 /Esp.LI= 0.00 FSp.Ex= 0.15 /FLt.Ex= 0.07 [M]
--Solicitações provenientes de modelo de grelha e/ou pórtico espacial-- Estrut. Nós MOVEIS --- DeltaE=1.00 DeltaD=1.00 ---

- - - - - A R M A D U R A S ( F L E X A O E C I S A L H A M E N T O ) - - - - -
FLEXAO-| E S Q U E R D A | M E I O D O V A O | D I R E I T A
| M.[-] = 0.3 tf* m | M.[+] Max= 0.5 tf* m - Abcis.= 133 | M.[-] = 1.8 tf* m
[tf,cm]| As = 0.68 -SRAS- [ 2 B 8.0mm] | AsL= 0.00 ----- | As = 2.51 -SRAS- [ 2 B 12.5mm]
| AsL= 0.00 ----- | As = 0.70 -SRAS- [ 2 B 8.0mm ] | AsL= 0.00 ----- | x/d =0.20
| | | x/dMx=0.45 | Arm.Lat.= [2 X -- B --- mm] - LN= 1.4 | | x/dMx=0.45
| | | | | | |
[tf,cm]| M[-]Min = 48.9 | M[+]Min = 48.9 | M[-]Min = 48.9
[cm2 ]| Asapo[+] = 0.35 | | Asapo[+] = 0.17

CISALHAMENTO- Xi Xf Vsd VRd2 MdC Ang. Asw[C] Aswmin Asw[C+T] Bit Esp NR AsTrt AsSus M E N S A G E M
[tf,cm] 0.- 385. 2.61 19.66 1 45. 0.0 1.7 1.7 5.0 15.0 2 0.0 0.0

----- G E O M E T R I A E C A R G A S -----
Vao= 2 /L= 6.00 /B= 0.15 /H= 0.30 /BCs= 0.00 /BCi= 0.00 /TpS= 1 /Esp.LS= 0.00 /Esp.LI= 0.00 FSp.Ex= 0.15 /FLt.Ex= 0.07 [M]
--Solicitações provenientes de modelo de grelha e/ou pórtico espacial-- Estrut. Nós MOVEIS --- DeltaE=1.00 DeltaD=1.00 ---

- - - - - A R M A D U R A S ( F L E X A O E C I S A L H A M E N T O ) - - - - -
FLEXAO-| E S Q U E R D A | M E I O D O V A O | D I R E I T A
| M.[-] = 2.4 tf* m | M.[+] Max= 1.5 tf* m - Abcis.= 350 | M.[-] = 1.2 tf* m
[tf,cm]| As = 3.43 -SRAS- [ 3 B 12.5mm] | AsL= 0.00 ----- | As = 1.67 -SRAS- [ 3 B 10.0mm]
| AsL= 0.00 ----- | As = 2.05 -SRAS- [ 3 B 10.0mm ] | AsL= 0.00 ----- | x/d =0.13
| | | x/dMx=0.45 | Arm.Lat.= [2 X -- B --- mm] - LN= 4.1 | | x/dMx=0.45
| | | | | | |
[tf,cm]| M[-]Min = 48.9 | M[+]Min = 48.9 | M[-]Min = 48.9
[cm2 ]| Asapo[+] = 0.51 | | Asapo[+] = 0.51

CISALHAMENTO- Xi Xf Vsd VRd2 MdC Ang. Asw[C] Aswmin Asw[C+T] Bit Esp NR AsTrt AsSus M E N S A G E M
```

Memorial Descritivo - TCC WAYRON

[tf,cm] 0.- 585. 3.35 19.66 1 45. 0.0 1.7 1.7 5.0 15.0 2 0.0 0.0

REAC. APOIO - No.	Maximos	Minimos	Largura	DEPEV	Morte	Nome	M.I.Mx	M.I.Mn	Pilares:					
1	1.083	1.083	0.15	0.00	4	P6	0.00	0.00	6	0	0	0	0	0
2	4.258	4.258	0.15	0.00	4	P4	0.00	0.00	4	0	0	0	0	0
3	2.020	2.020	0.15	0.00	4	P1	0.00	0.00	1	0	0	0	0	0

V5

Viga= 5 V5 Eng.E=Nao /Eng.D=Nao /Repet= 1 /NAnd= 1 /Red V Ext=Nao /Fat.Alt=1.00 /Cob/S=3.0 0.0 CM

----- G E O M E T R I A E C A R G A S -----
Vao= 1 /L= 3.71 /B= 0.15 /H= 0.30 /BCs= 0.00 /BCi= 0.00 /TpS= 1 /Esp.LS= 0.00 /Esp.LI= 0.00 FSp.Ex= 0.15 /FLt.Ex= 0.07 [M]
--Solicitações provenientes de modelo de grelha e/ou pórtico espacial-- Estrut. Nós MOVEIS --- DeltaE=1.00 DeltaD=1.00 ---

- - - - - A R M A D U R A S (F L E X A O E C I S A L H A M E N T O) - - - - -
FLEXAO-| E S Q U E R D A | M E I O D O V A O | D I R E I T A |
| M.[-] = 0.3 tf* m | M.[+] Max= 0.5 tf* m - Abcis.= 160 | M.[-] = 1.2 tf* m |
[tf,cm] | As = 0.68 -SRAS- [2 B 8.0mm] | AsL= 0.00 ----- | As = 1.65 -SRAS- [2 B 16.0mm] |
| AsL= 0.00 ----- x/d =0.05 | As = 0.71 -SRAS- [2 B 8.0mm] | AsL= 0.00 ----- x/d =0.13 | |
| x/dMx=0.45 | Arm.Lat.= [2 X -- B --- mm] - LN= 1.4 | x/dMx=0.45 |
| | | | |
[tf,cm] | M[-]Min = 48.9 | M[+]Min = 48.9 | M[-]Min = 48.9 |
[cm2] | Asapo[+] = 0.36 | | Asapo[+] = 0.18 |

CISALHAMENTO- Xi Xf Vsd VRd2 MdC Ang. Asw[C] Aswmin Asw[C+T] Bit Esp NR AsTrt AsSus M E N S A G E M
[tf,cm] 0.- 355. 2.30 19.66 1 45. 0.0 1.7 1.7 5.0 15.0 2 0.0 0.0

----- G E O M E T R I A E C A R G A S -----
Vao= 2 /L= 6.01 /B= 0.15 /H= 0.30 /BCs= 0.00 /BCi= 0.00 /TpS= 1 /Esp.LS= 0.00 /Esp.LI= 0.00 FSp.Ex= 0.15 /FLt.Ex= 0.07 [M]
--Solicitações provenientes de modelo de grelha e/ou pórtico espacial-- Estrut. Nós MOVEIS --- DeltaE=1.00 DeltaD=1.00 ---

- - - - - A R M A D U R A S (F L E X A O E C I S A L H A M E N T O) - - - - -
FLEXAO-| E S Q U E R D A | M E I O D O V A O | D I R E I T A |
| M.[-] = 2.6 tf* m | M.[+] Max= 1.4 tf* m - Abcis.= 358 | M.[-] = 1.3 tf* m |
[tf,cm] | As = 3.78 -SRAS- [2 B 16.0mm] | AsL= 0.00 ----- | As = 1.71 -SRAS- [3 B 10.0mm] |
| AsL= 0.00 ----- x/d =0.30 | As = 1.89 -SRAS- [3 B 10.0mm] | AsL= 0.00 ----- x/d =0.13 | |
| x/dMx=0.45 | Arm.Lat.= [2 X -- B --- mm] - LN= 3.8 | x/dMx=0.45 |
| | | | |
[tf,cm] | M[-]Min = 48.9 | M[+]Min = 48.9 | M[-]Min = 48.9 |
[cm2] | Asapo[+] = 0.47 | | Asapo[+] = 0.47 |

CISALHAMENTO- Xi Xf Vsd VRd2 MdC Ang. Asw[C] Aswmin Asw[C+T] Bit Esp NR AsTrt AsSus M E N S A G E M
[tf,cm] 0.- 355. 3.47 19.66 1 45. 0.1 1.7 1.7 5.0 15.0 2 0.0 0.0

REAC. APOIO - No.	Maximos	Minimos	Largura	DEPEV	Morte	Nome	M.I.Mx	M.I.Mn	Pilares:					
1	1.116	1.116	0.15	0.00	4	P7	0.00	0.00	7	0	0	0	0	0
2	4.059	4.059	0.45	0.14	4	P5	0.00	0.00	5	0	0	0	0	0
3	1.986	1.986	0.15	0.00	4	P2	0.00	0.00	2	0	0	0	0	0

V6

Viga= 6 V6 Eng.E=Nao /Eng.D=Nao /Repet= 1 /NAnd= 1 /Red V Ext=Nao /Fat.Alt=1.00 /Cob/S=3.0 0.0 CM

----- G E O M E T R I A E C A R G A S -----
Vao= 1 /L= 10.00 /B= 0.15 /H= 0.30 /BCs= 0.00 /BCi= 0.00 /TpS= 1 /Esp.LS= 0.00 /Esp.LI= 0.00 FSp.Ex= 0.15 /FLt.Ex= 0.07 [M]
--Solicitações provenientes de modelo de grelha e/ou pórtico espacial-- Estrut. Nós MOVEIS --- DeltaE=1.00 DeltaD=1.00 ---

- - - - - A R M A D U R A S (F L E X A O E C I S A L H A M E N T O) - - - - -
FLEXAO-| E S Q U E R D A | M E I O D O V A O | D I R E I T A |
| M.[-] = 4.3 tf* m | M.[+] Max= 4.0 tf* m - Abcis.= 500 | M.[-] = 4.3 tf* m |
[tf,cm] | As = 7.00 -SRAD- [4 B 16.0mm] | AsL= 0.71 ----- | As = 7.00 -SRAD- [4 B 16.0mm] |
| AsL= 1.64 ----- x/d =0.45 | As = 6.30 -SRAD- [2 B 20.0mm] | AsL= 1.64 ----- x/d =0.45 |
| Grampos Esq.= 2B 8.0mm x/dMx=0.45 | Arm.Lat.= [2 X -- B --- mm] - LN= 11.1 | Grampos Dir.= 2B 8.0mm x/dMx=0.45 |
| ***AsL Compr.*** | ***AsL Compr.*** | ***AsL Compr.*** |
[tf,cm] | M[-]Min = 48.9 | M[+]Min = 48.9 | M[-]Min = 48.9 |
[cm2] | Asapo[+] = 1.64 | | Asapo[+] = 1.64 |

CISALHAMENTO- Xi Xf Vsd VRd2 MdC Ang. Asw[C] Aswmin Asw[C+T] Bit Esp NR AsTrt AsSus M E N S A G E M
[tf,cm] 0.- 985. 4.61 19.55 1 45. 1.3 1.7 1.7 5.0 15.0 2 0.0 0.0

REAC. APOIO - No.	Maximos	Minimos	Largura	DEPEV	Morte	Nome	M.I.Mx	M.I.Mn	Pilares:					
1	3.290	3.290	0.15	0.00	4	P8	0.00	0.00	8	0	0	0	0	0
2	3.290	3.290	0.15	0.00	4	P3	0.00	0.00	3	0	0	0	0	0

Pavimento Superior

V1

Viga= 1 V1 Eng.E=Nao /Eng.D=Nao /Repet= 1 /NAnd= 1 /Red V Ext=Nao /Fat.Alt=1.00 /Cob/S=3.0 0.0 CM

----- G E O M E T R I A E C A R G A S -----
Vao= 1 /L= 5.95 /B= 0.15 /H= 0.55 /BCs= 0.60 /BCi= 0.00 /TpS= 5 /Esp.LS= 0.15 /Esp.LI= 0.00 FSp.Ex= 0.28 /FLt.Ex= 0.07 [M]
--Solicitações provenientes de modelo de grelha e/ou pórtico espacial-- Estrut. Nós MOVEIS --- DeltaE=1.00 DeltaD=1.00 ---

- - - - - A R M A D U R A S (F L E X A O E C I S A L H A M E N T O) - - - - -
FLEXAO-| E S Q U E R D A | M E I O D O V A O | D I R E I T A |
| M.[-] = 2.1 tf* m | M.[+] Max= 5.4 tf* m - Abcis.= 247 | M.[-] = 7.3 tf* m |
[tf,cm] | As = 1.52 -SRAS- [2 B 10.0mm] | AsL= 0.00 ----- | As = 5.16 -SRAS- [3 B 16.0mm] |
| AsL= 0.00 ----- x/d =0.06 | As = 3.47 -STAS- [3 B 12.5mm] | AsL= 0.00 ----- x/d =0.21 |

Memorial Descritivo - TCC WAYRON

```
|
| x/dMx=0.45 | Arm.Lat.=[2 X -- B --- mm] - LN= 1.7 | x/dMx=0.45
|
| [tf,cm] | M[-]Min = 232.0 | M[+]Min = 219.4 | M[-]Min = 431.4
| [cm2 ] | Asapo[+] = 1.60 | Asapo[+] = 0.87
|
CISALHAMENTO- Xi Xf Vsd VRd2 MdC Ang. Asw[C] Aswmin Asw[C+T] Bit Esp NR AsTrt AsSus M E N S A G E M
[tf,cm] 0.- 568. 8.53 38.62 1 45. 1.0 1.7 1.7 5.0 22.0 2 0.0 0.0

----- G E O M E T R I A E C A R G A S -----
Vao= 2 /L= 4.95 /B= 0.15 /H= 0.55 /BCs= 0.52 /BCi= 0.00 /TpS= 5 /Esp.LS= 0.15 /Esp.LI= 0.00 FSp.Ex= 0.28 /FLt.Ex= 0.07 [M]
--Solicitações provenientes de modelo de grelha e/ou pórtico espacial-- Estrut. Nós MOVEIS --- DeltaE=1.00 DeltaD=1.00 ---

- - - - - A R M A D U R A S ( F L E X A O E C I S A L H A M E N T O ) - - - - -
FLEXAO-| E S Q U E R D A | M E I O D O V A O | D I R E I T A
| M.[-] = 6.6 tf* m | M.[+] Max= 2.0 tf* m - Abcis.= 330 | M.[-] = 1.3 tf* m
[tf,cm] | As = 4.61 -SRAS- [ 3 B 16.0mm] | AsL= 0.00 ----- | As = 1.81 -SRAS- [ 3 B 10.0mm]
| AsL= 0.00 ----- | As = 2.07 -STAS- [ 3 B 10.0mm ] | AsL= 0.00 ----- | x/d =0.07
| | Arm.Lat.=[2 X -- B --- mm] - LN= 0.8 | | x/dMx=0.45
|
[tf,cm] | M[-]Min = 392.5 | M[+]Min = 214.6 | M[-]Min = 274.0
[cm2 ] | Asapo[+] = 0.52 | Asapo[+] = 1.29

CISALHAMENTO- Xi Xf Vsd VRd2 MdC Ang. Asw[C] Aswmin Asw[C+T] Bit Esp NR AsTrt AsSus M E N S A G E M
[tf,cm] 0.- 468. 6.53 38.75 1 45. 0.0 1.7 1.7 5.0 22.0 2 0.0 0.0

REAC. APOIO - No. Maximos Minimios Largura DEPEV Morte Nome M.I.Mx M.I.Mn Pilares:
1 4.967 4.506 0.25 0.00 0 P1 0.00 0.00 1 0 0 0 0 0
2 10.462 10.144 0.30 0.00 0 P2 0.00 0.00 2 0 0 0 0 0
3 3.663 3.084 0.25 0.00 0 P3 0.00 0.00 3 0 0 0 0 0
```

V2

```
Viga= 2 V2 Eng.E=Nao /Eng.D=Nao /Repet= 1 /NAnd= 1 /Red V Ext=Nao /Fat.Alt=1.00 /Cob/S=3.0 0.0 CM

----- G E O M E T R I A E C A R G A S -----
Vao= 1 /L= 5.92 /B= 0.15 /H= 0.60 /BCs= 1.33 /BCi= 0.00 /TpS= 2 /Esp.LS= 0.15 /Esp.LI= 0.00 FSp.Ex= 0.30 /FLt.Ex= 0.07 [M]
--Solicitações provenientes de modelo de grelha e/ou pórtico espacial-- Estrut. Nós MOVEIS --- DeltaE=1.00 DeltaD=1.00 ---

- - - - - A R M A D U R A S ( F L E X A O E C I S A L H A M E N T O ) - - - - -
FLEXAO-| E S Q U E R D A | M E I O D O V A O | D I R E I T A
| M.[-] = 4.8 tf* m | M.[+] Max= 12.8 tf* m - Abcis.= 296 | M.[-] = 2.1 tf* m
[tf,cm] | As = 2.95 -SRAS- [ 4 B 10.0mm] | AsL= 0.00 ----- | As = 2.08 -SRAS- [ 3 B 10.0mm]
| AsL= 0.00 ----- | As = 7.75 -STAS- [ 4 B 16.0mm ] | AsL= 0.00 ----- | x/d =0.07
| | Arm.Lat.=[2 X -- B --- mm] - LN= 1.7 | | Grampos Dir.= 4B 8.0mm x/dMx=0.45
|
[tf,cm] | M[-]Min = 345.2 | M[+]Min = 292.7 | M[-]Min = 345.2
[cm2 ] | Asapo[+] = 3.16 | Asapo[+] = 3.57

CISALHAMENTO- Xi Xf Vsd VRd2 MdC Ang. Asw[C] Aswmin Asw[C+T] Bit Esp NR AsTrt AsSus M E N S A G E M
[tf,cm] 0.- 190. 17.34 42.14 1 45. 4.7 1.7 4.7 6.3 12.0 2 0.0 0.0
190.- 380. 6.09 42.14 1 45. 0.0 1.7 1.7 6.3 30.0 2 0.0 0.0
380.- 570. 19.58 42.29 1 45. 5.7 1.7 5.7 6.3 10.0 2 0.0 0.0

REAC. APOIO - No. Maximos Minimios Largura DEPEV Morte Nome M.I.Mx M.I.Mn Pilares:
1 12.366 11.611 0.30 0.00 0 P4 0.00 0.00 4 0 0 0 0 0
2 13.987 13.133 0.15 0.00 0 P5 0.00 0.00 5 0 0 0 0 0
```

V3

```
Viga= 3 V3 Eng.E=Nao /Eng.D=Nao /Repet= 1 /NAnd= 1 /Red V Ext=Nao /Fat.Alt=1.00 /Cob/S=3.0 0.0 CM

----- G E O M E T R I A E C A R G A S -----
Vao= 1 /L= 5.95 /B= 0.15 /H= 0.55 /BCs= 0.60 /BCi= 0.00 /TpS= 8 /Esp.LS= 0.15 /Esp.LI= 0.00 FSp.Ex= 0.28 /FLt.Ex= 0.07 [M]
--Solicitações provenientes de modelo de grelha e/ou pórtico espacial-- Estrut. Nós MOVEIS --- DeltaE=1.00 DeltaD=1.00 ---

- - - - - A R M A D U R A S ( F L E X A O E C I S A L H A M E N T O ) - - - - -
FLEXAO-| E S Q U E R D A | M E I O D O V A O | D I R E I T A
| M.[-] = 1.5 tf* m | M.[+] Max= 4.4 tf* m - Abcis.= 198 | M.[-] = 5.6 tf* m
[tf,cm] | As = 1.52 -SRAS- [ 2 B 10.0mm] | AsL= 0.00 ----- | As = 3.84 -SRAS- [ 2 B 16.0mm]
| AsL= 0.00 ----- | As = 2.85 -STAS- [ 4 B 10.0mm ] | AsL= 0.00 ----- | x/d =0.15
| | Arm.Lat.=[2 X -- B --- mm] - LN= 1.4 | | x/dMx=0.45
|
[tf,cm] | M[-]Min = 232.0 | M[+]Min = 219.4 | M[-]Min = 431.4
[cm2 ] | Asapo[+] = 1.33 | Asapo[+] = 0.71

CISALHAMENTO- Xi Xf Vsd VRd2 MdC Ang. Asw[C] Aswmin Asw[C+T] Bit Esp NR AsTrt AsSus M E N S A G E M
[tf,cm] 0.- 570. 6.23 38.75 1 45. 0.0 1.7 1.7 5.0 22.0 2 0.0 0.0

----- G E O M E T R I A E C A R G A S -----
Vao= 2 /L= 4.95 /B= 0.15 /H= 0.55 /BCs= 0.52 /BCi= 0.00 /TpS= 8 /Esp.LS= 0.15 /Esp.LI= 0.00 FSp.Ex= 0.28 /FLt.Ex= 0.07 [M]
--Solicitações provenientes de modelo de grelha e/ou pórtico espacial-- Estrut. Nós MOVEIS --- DeltaE=1.00 DeltaD=1.00 ---

- - - - - A R M A D U R A S ( F L E X A O E C I S A L H A M E N T O ) - - - - -
FLEXAO-| E S Q U E R D A | M E I O D O V A O | D I R E I T A
| M.[-] = 5.1 tf* m | M.[+] Max= 2.1 tf* m - Abcis.= 330 | M.[-] = 1.7 tf* m
[tf,cm] | As = 3.44 -SRAS- [ 2 B 16.0mm] | AsL= 0.00 ----- | As = 1.81 -SRAS- [ 3 B 10.0mm]
| AsL= 0.00 ----- | As = 2.07 -STAS- [ 3 B 10.0mm ] | AsL= 0.00 ----- | x/d =0.07
| | Arm.Lat.=[2 X -- B --- mm] - LN= 0.8 | | x/dMx=0.45
|
[tf,cm] | M[-]Min = 392.5 | M[+]Min = 214.6 | M[-]Min = 274.0
[cm2 ] | Asapo[+] = 0.52 | Asapo[+] = 1.24

CISALHAMENTO- Xi Xf Vsd VRd2 MdC Ang. Asw[C] Aswmin Asw[C+T] Bit Esp NR AsTrt AsSus M E N S A G E M
[tf,cm] 0.- 470. 5.39 38.75 1 45. 0.0 1.7 1.7 5.0 22.0 2 0.0 0.0
```

Memorial Descritivo - TCC WAYRON

REAC. APOIO - No.	Maximos	Minimos	Largura	DEPEV	Morte	Nome	M.I.Mx	M.I.Mn	Pilares:					
1	4.014	3.625	0.25	0.00	0	P6	0.00	0.00	6	0	0	0	0	0
2	7.102	6.895	0.25	0.00	0	P7	0.00	0.00	7	0	0	0	0	0
3	3.853	3.372	0.25	0.00	0	P8	0.00	0.00	8	0	0	0	0	0

V4

Viga= 4 V4 Eng.E=Nao /Eng.D=Nao /Repet= 1 /NAnd= 1 /Red V Ext=Nao /Fat.Alt=1.00 /Cob/S=3.0 0.0 CM

----- G E O M E T R I A E C A R G A S -----
Vao= 1 /L= 4.00 /B= 0.15 /H= 0.55 /BCs= 0.45 /BCi= 0.00 /TpS= 5 /Esp.LS= 0.15 /Esp.LI= 0.00 FSp.Ex= 0.28 /FLt.Ex= 0.07 [M]
--Solicitações provenientes de modelo de grelha e/ou pórtico espacial-- Estrut. Nós MOVEIS --- DeltaE=1.00 DeltaD=1.00 ---

----- A R M A D U R A S (F L E X A O E C I S A L H A M E N T O) -----
FLEXAO-| E S Q U E R D A | M E I O D O V A O | D I R E I T A |
| M.[-] = 0.2 tf* m | M.[+] Max= 1.4 tf* m - Abcis.= 100 | M.[-] = 7.1 tf* m |
[tf,cm] | As = 1.39 -SRAS- [2 B 10.0mm] | AsL= 0.00 ----- | As = 5.01 -SRAS- [3 B 16.0mm] |
| AsL= 0.00 ----- | x/d =0.05 | AsL= 0.00 ----- | x/d =0.20 |
| | x/dMx=0.45 | Arm.Lat.= [2 X -- B --- mm] - LN= 0.9 | | x/dMx=0.45 |
[tf,cm] | M[-]Min = 210.4 | M[+]Min = 209.2 | M[-]Min = 353.6 |
[cm2] | Asapo[+] = 0.93 | | Asapo[+] = 0.48 |

CISALHAMENTO- Xi Xf Vsd VRd2 MdC Ang. Asw[C] Aswmin Asw[C+T] Bit Esp NR AsTrt AsSus M E N S A G E M
[tf,cm] 0.- 385. 6.76 38.75 1 45. 0.1 1.7 1.7 5.0 22.0 2 0.0 0.0

----- G E O M E T R I A E C A R G A S -----
Vao= 2 /L= 6.00 /B= 0.15 /H= 0.55 /BCs= 0.60 /BCi= 0.00 /TpS= 5 /Esp.LS= 0.15 /Esp.LI= 0.00 FSp.Ex= 0.28 /FLt.Ex= 0.07 [M]
--Solicitações provenientes de modelo de grelha e/ou pórtico espacial-- Estrut. Nós MOVEIS --- DeltaE=1.00 DeltaD=1.00 ---

----- A R M A D U R A S (F L E X A O E C I S A L H A M E N T O) -----
FLEXAO-| E S Q U E R D A | M E I O D O V A O | D I R E I T A |
| M.[-] = 7.3 tf* m | M.[+] Max= 6.5 tf* m - Abcis.= 350 | M.[-] = 1.1 tf* m |
[tf,cm] | As = 5.14 -SRAS- [3 B 16.0mm] | AsL= 0.00 ----- | As = 1.52 -SRAS- [2 B 10.0mm] |
| AsL= 0.00 ----- | x/d =0.21 | AsL= 0.00 ----- | x/d =0.06 |
| | x/dMx=0.45 | Arm.Lat.= [2 X -- B --- mm] - LN= 2.1 | | Grampos Dir.= 1B 6.3mm x/dMx=0.45 |
[tf,cm] | M[-]Min = 433.3 | M[+]Min = 219.6 | M[-]Min = 232.5 |
[cm2] | Asapo[+] = 1.06 | | Asapo[+] = 1.49 |

CISALHAMENTO- Xi Xf Vsd VRd2 MdC Ang. Asw[C] Aswmin Asw[C+T] Bit Esp NR AsTrt AsSus M E N S A G E M
[tf,cm] 0.- 585. 8.88 38.62 1 45. 1.2 1.7 1.7 5.0 22.0 2 0.0 0.0

REAC. APOIO - No.	Maximos	Minimos	Largura	DEPEV	Morte	Nome	M.I.Mx	M.I.Mn	Pilares:					
1	1.872	1.609	0.15	0.00	0	P6	0.00	0.00	6	0	0	0	0	0
2	10.698	10.405	0.15	0.00	0	P4	0.00	0.00	4	0	0	0	0	0
3	4.638	4.418	0.15	0.00	0	P1	0.00	0.00	1	0	0	0	0	0

V5

Viga= 5 V5 Eng.E=Nao /Eng.D=Nao /Repet= 1 /NAnd= 1 /Red V Ext=Nao /Fat.Alt=1.00 /Cob/S=3.0 0.0 CM

----- G E O M E T R I A E C A R G A S -----
Vao= 1 /L= 3.81 /B= 0.15 /H= 0.60 /BCs= 0.72 /BCi= 0.00 /TpS= 2 /Esp.LS= 0.15 /Esp.LI= 0.00 FSp.Ex= 0.30 /FLt.Ex= 0.07 [M]
--Solicitações provenientes de modelo de grelha e/ou pórtico espacial-- Estrut. Nós MOVEIS --- DeltaE=1.00 DeltaD=1.00 ---

----- A R M A D U R A S (F L E X A O E C I S A L H A M E N T O) -----
FLEXAO-| E S Q U E R D A | M E I O D O V A O | D I R E I T A |
| M.[-] = 0.1 tf* m | M.[+] Max= 1.5 tf* m - Abcis.= 96 | M.[-] = 15.5 tf* m |
[tf,cm] | As = 1.77 -SRAS- [3 B 10.0mm] | AsL= 0.00 ----- | As = 12.01 -SRAD- [3 B 25.0mm] |
| AsL= 0.00 ----- | x/d =0.06 | AsL= 0.72 ----- | x/d =0.45 |
| | Grampos Esq.= 1B 6.3mm x/dMx=0.45 | Arm.Lat.= [2 X -- B --- mm] - LN= 0.7 | | x/dMx=0.45 |
[tf,cm] | M[-]Min = 295.2 | M[+]Min = 269.3 | M[-]Min = 579.8 |
[cm2] | Asapo[+] = 1.35 | | Asapo[+] = 1.03 |

CISALHAMENTO- Xi Xf Vsd VRd2 MdC Ang. Asw[C] Aswmin Asw[C+T] Bit Esp NR AsTrt AsSus M E N S A G E M
[tf,cm] 0.- 237. 8.10 42.57 1 45. 0.4 1.7 1.7 5.0 22.0 2 0.0 0.0
237.- 355. 15.52 42.17 1 45. 3.9 1.7 3.9 5.0 10.0 2 0.0 0.0

----- G E O M E T R I A E C A R G A S -----
Vao= 2 /L= 6.11 /B= 0.15 /H= 0.60 /BCs= 1.07 /BCi= 0.00 /TpS= 2 /Esp.LS= 0.15 /Esp.LI= 0.00 FSp.Ex= 0.30 /FLt.Ex= 0.07 [M]
--Solicitações provenientes de modelo de grelha e/ou pórtico espacial-- Estrut. Nós MOVEIS --- DeltaE=1.00 DeltaD=1.00 ---

----- A R M A D U R A S (F L E X A O E C I S A L H A M E N T O) -----
FLEXAO-| E S Q U E R D A | M E I O D O V A O | D I R E I T A |
| M.[-] = 16.9 tf* m | M.[+] Max= 13.5 tf* m - Abcis.= 358 | M.[-] = 1.6 tf* m |
[tf,cm] | As = 13.01 -SRAD- [3 B 25.0mm] | AsL= 0.00 ----- | As = 2.11 -SRAS- [3 B 10.0mm] |
| AsL= 1.72 ----- | x/d =0.45 | AsL= 0.00 ----- | x/d =0.08 |
| | x/dMx=0.45 | Arm.Lat.= [2 X -- B --- mm] - LN= 2.3 | | Grampos Dir.= 3B 8.0mm x/dMx=0.45 |
[tf,cm] | M[-]Min = 755.8 | M[+]Min = 284.4 | M[-]Min = 350.5 |
[cm2] | Asapo[+] = 2.06 | | Asapo[+] = 2.74 |

CISALHAMENTO- Xi Xf Vsd VRd2 MdC Ang. Asw[C] Aswmin Asw[C+T] Bit Esp NR AsTrt AsSus M E N S A G E M
[tf,cm] 0.- 195. 17.73 42.10 1 45. 4.9 1.7 4.9 6.3 12.0 2 0.0 0.0
195.- 390. 8.70 42.11 1 45. 0.7 1.7 1.7 6.3 30.0 2 0.0 0.0
390.- 585. 12.66 42.11 1 45. 2.5 1.7 2.5 6.3 22.0 2 0.0 0.0

REAC. APOIO - No.	Maximos	Minimos	Largura	DEPEV	Morte	Nome	M.I.Mx	M.I.Mn	Pilares:					
1	3.082	1.856	0.15	0.00	0	P7	0.00	0.00	7	0	0	0	0	0
2	20.611	19.464	0.45	0.04	0	P5	0.00	0.00	5	0	0	0	0	0
3	8.280	7.566	0.15	0.00	0	P2	0.00	0.00	2	0	0	0	0	0

Memorial Descritivo - TCC WAYRON

V6

Viga= 6 V6 Eng.E=Nao /Eng.D=Nao /Repet= 1 /NAnd= 1 /Red V Ext=Nao /Fat.Alt=1.00 /Cob/S=3.0 0.0 CM

----- G E O M E T R I A E C A R G A S -----
Vao= 1 /L= 10.00 /B= 0.15 /H= 0.90 /BCs= 1.15 /BCi= 0.00 /TpS= 8 /Esp.LS= 0.15 /Esp.LI= 0.00 FSp.Ex= 0.45 /FLt.Ex= 0.07 [M]
--Solicitações provenientes de modelo de grelha e/ou pórtico espacial-- Estrut. Nós MOVEIS --- DeltaE=1.00 DeltaD=1.00 ---

- - - - - A R M A D U R A S (F L E X A O E C I S A L H A M E N T O) - - - - -
FLEXAO-| E S Q U E R D A | M E I O D O V A O | D I R E I T A
| M.[-] = 0.9 tf* m | M.[+] Max= 24.8 tf* m - Abcis.= 500 | M.[-] = 1.4 tf* m
[tf,cm]| As = 2.63 -SRAS- [4 B 10.0mm] | AsL= 0.00 ----- | As = 2.63 -SRAS- [4 B 10.0mm]
| AsL= 0.00 ----- x/d =0.06 | As = 9.57 -STAS- [3 B 20.0mm] | AsL= 0.00 ----- x/d =0.06
| Grampos Esq.= 4B 8.0mm x/dMx=0.45 | Arm.Lat.= [2 X 4 B 8.0mm] - LN= 2.5 | Grampos Dir.= 4B 8.0mm x/dMx=0.45
|
[tf,cm]| M[-]Min = 672.7 | M[+]Min = 650.2 | M[-]Min = 672.7
[cm2]| Asapo[+] = 3.19 | | Asapo[+] = 3.19

CISALHAMENTO- Xi Xf Vsd VRd2 MdC Ang. Asw[C] Aswmin Asw[C+T] Bit Esp NR AsTrt AsSus M E N S A G E M
[tf,cm] 0.- 985. 11.95 65.28 1 45. 0.2 1.7 1.7 5.0 22.0 2 0.0 0.0

REAC. APOIO - No. Maximos Minimos Largura DEPEV Morte Nome M.I.Mx M.I.Mn Pilares:
1 8.476 8.166 0.15 0.00 0 P8 0.00 0.00 8 0 0 0 0 0
2 8.294 7.986 0.15 0.00 0 P3 0.00 0.00 3 0 0 0 0 0

Cobertura

V1

Viga= 1 V1 Eng.E=Nao /Eng.D=Nao /Repet= 1 /NAnd= 1 /Red V Ext=Nao /Fat.Alt=1.00 /Cob/S=3.0 0.0 CM

----- G E O M E T R I A E C A R G A S -----
Vao= 1 /L= 5.95 /B= 0.15 /H= 0.55 /BCs= 0.60 /BCi= 0.00 /TpS= 5 /Esp.LS= 0.14 /Esp.LI= 0.00 FSp.Ex= 0.28 /FLt.Ex= 0.07 [M]
--Solicitações provenientes de modelo de grelha e/ou pórtico espacial-- Estrut. Nós MOVEIS --- DeltaE=1.00 DeltaD=1.00 ---

- - - - - A R M A D U R A S (F L E X A O E C I S A L H A M E N T O) - - - - -
FLEXAO-| E S Q U E R D A | M E I O D O V A O | D I R E I T A
| M.[-] = 0.9 tf* m | M.[+] Max= 3.6 tf* m - Abcis.= 247 | M.[-] = 4.6 tf* m
[tf,cm]| As = 1.51 -SRAS- [2 B 10.0mm] | AsL= 0.00 ----- | As = 3.13 -SRAS- [4 B 10.0mm]
| AsL= 0.00 ----- x/d =0.06 | As = 2.35 -STAS- [3 B 10.0mm] | AsL= 0.00 ----- x/d =0.13
| x/dMx=0.45 | Arm.Lat.= [2 X -- B --- mm] - LN= 1.2 | x/dMx=0.45
|
[tf,cm]| M[-]Min = 230.2 | M[+]Min = 219.7 | M[-]Min = 427.6
[cm2]| Asapo[+] = 0.99 | | Asapo[+] = 0.59

CISALHAMENTO- Xi Xf Vsd VRd2 MdC Ang. Asw[C] Aswmin Asw[C+T] Bit Esp NR AsTrt AsSus M E N S A G E M
[tf,cm] 0.- 568. 5.22 38.75 1 45. 0.0 1.7 1.7 5.0 22.0 2 0.0 0.0

----- G E O M E T R I A E C A R G A S -----
Vao= 2 /L= 4.95 /B= 0.15 /H= 0.55 /BCs= 0.52 /BCi= 0.00 /TpS= 5 /Esp.LS= 0.14 /Esp.LI= 0.00 FSp.Ex= 0.28 /FLt.Ex= 0.07 [M]
--Solicitações provenientes de modelo de grelha e/ou pórtico espacial-- Estrut. Nós MOVEIS --- DeltaE=1.00 DeltaD=1.00 ---

- - - - - A R M A D U R A S (F L E X A O E C I S A L H A M E N T O) - - - - -
FLEXAO-| E S Q U E R D A | M E I O D O V A O | D I R E I T A
| M.[-] = 4.2 tf* m | M.[+] Max= 1.3 tf* m - Abcis.= 330 | M.[-] = 0.6 tf* m
[tf,cm]| As = 2.86 -SRAS- [4 B 10.0mm] | AsL= 0.00 ----- | As = 1.43 -SRAS- [2 B 10.0mm]
| AsL= 0.00 ----- x/d =0.12 | As = 2.02 -STAS- [3 B 10.0mm] | AsL= 0.00 ----- x/d =0.06
| x/dMx=0.45 | Arm.Lat.= [2 X -- B --- mm] - LN= 0.8 | x/dMx=0.45
|
[tf,cm]| M[-]Min = 388.7 | M[+]Min = 214.8 | M[-]Min = 219.4
[cm2]| Asapo[+] = 0.50 | | Asapo[+] = 0.74

CISALHAMENTO- Xi Xf Vsd VRd2 MdC Ang. Asw[C] Aswmin Asw[C+T] Bit Esp NR AsTrt AsSus M E N S A G E M
[tf,cm] 0.- 468. 4.19 38.75 1 45. 0.0 1.7 1.7 5.0 22.0 2 0.0 0.0

REAC. APOIO - No. Maximos Minimos Largura DEPEV Morte Nome M.I.Mx M.I.Mn Pilares:
1 3.064 2.879 0.25 0.00 1 P1 0.00 0.00 1 0 0 0 0 0
2 6.636 6.449 0.30 0.00 1 P2 0.00 0.00 2 0 0 0 0 0
3 2.307 2.102 0.25 0.00 1 P3 0.00 0.00 3 0 0 0 0 0

V2

Viga= 2 V2 Eng.E=Nao /Eng.D=Nao /Repet= 1 /NAnd= 1 /Red V Ext=Nao /Fat.Alt=1.00 /Cob/S=3.0 0.0 CM

----- G E O M E T R I A E C A R G A S -----
Vao= 1 /L= 5.92 /B= 0.15 /H= 0.60 /BCs= 1.33 /BCi= 0.00 /TpS= 2 /Esp.LS= 0.14 /Esp.LI= 0.00 FSp.Ex= 0.30 /FLt.Ex= 0.07 [M]
--Solicitações provenientes de modelo de grelha e/ou pórtico espacial-- Estrut. Nós MOVEIS --- DeltaE=1.00 DeltaD=1.00 ---

- - - - - A R M A D U R A S (F L E X A O E C I S A L H A M E N T O) - - - - -
FLEXAO-| E S Q U E R D A | M E I O D O V A O | D I R E I T A
| M.[-] = 1.9 tf* m | M.[+] Max= 8.6 tf* m - Abcis.= 296 | M.[-] = 0.9 tf* m
[tf,cm]| As = 2.05 -SRAS- [3 B 10.0mm] | AsL= 0.00 ----- | As = 2.05 -SRAS- [3 B 10.0mm]
| AsL= 0.00 ----- x/d =0.07 | As = 5.06 -STAS- [4 B 12.5mm] | AsL= 0.00 ----- x/d =0.07
| x/dMx=0.45 | Arm.Lat.= [2 X -- B --- mm] - LN= 1.1 | Grampos Dir.= 2B 8.0mm x/dMx=0.45
|
[tf,cm]| M[-]Min = 341.2 | M[+]Min = 292.9 | M[-]Min = 341.2
[cm2]| Asapo[+] = 2.37 | | Asapo[+] = 2.74

CISALHAMENTO- Xi Xf Vsd VRd2 MdC Ang. Asw[C] Aswmin Asw[C+T] Bit Esp NR AsTrt AsSus M E N S A G E M
[tf,cm] 0.- 380. 10.30 42.39 1 45. 1.4 1.7 1.7 5.0 22.0 2 0.0 0.0

Memorial Descritivo - TCC WAYRON

380.- 570. 11.93 42.44 1 45. 2.2 1.7 2.2 5.0 18.0 2 0.0 0.0													
REAC. APOIO - No.	Maximos	Minimos	Largura	DEPEV	Morte	Nome	M.I.Mx	M.I.Mn	Pilares:				
1	7.347	7.004	0.30	0.00	1	P4	0.00	0.00	4	0	0	0	0
2	8.523	8.130	0.15	0.00	1	P5	0.00	0.00	5	0	0	0	0

V3

Viga= 3 V3 Eng.E=Nao /Eng.D=Nao /Repet= 1 /NAnd= 1 /Red V Ext=Nao /Fat.Alt=1.00 /Cob/S=3.0 0.0 CM

```
----- G E O M E T R I A E C A R G A S -----
Vao= 1 /L= 5.95 /B= 0.15 /H= 0.55 /BCs= 0.60 /BCi= 0.00 /TpS= 8 /Esp.LS= 0.14 /Esp.LI= 0.00 FSp.Ex= 0.28 /FLt.Ex= 0.07 [M]
--Solicitações provenientes de modelo de grelha e/ou pórtico espacial-- Estrut. Nós MOVEIS --- DeltaE=1.00 DeltaD=1.00 ---

- - - - - A R M A D U R A S ( F L E X A O E C I S A L H A M E N T O ) - - - - -
FLEXAO-| E S Q U E R D A | M E I O D O V A O | D I R E I T A
| M.[-] = 0.5 tf* m | M.[+] Max= 2.6 tf* m - Abcis.= 247 | M.[-] = 3.5 tf* m
[tf,cm]| As = 1.51 -SRAS- [ 2 B 10.0mm] | AsL= 0.00 ----- | As = 2.93 -SRAS- [ 4 B 10.0mm]
| AsL= 0.00 ----- | x/d =0.06 | AsL= 0.00 ----- | x/d =0.12
| | x/dMx=0.45 | Arm.Lat.= [2 X -- B --- mm] - LN= 0.9 | | x/dMx=0.45
|
[tf,cm]| M[-]Min = 230.2 | M[+]Min = 219.7 | M[-]Min = 427.6
[cm2 ]| Asapo[+]= 0.74 | | Asapo[+]= 0.54

CISALHAMENTO- Xi Xf Vsd VRd2 MdC Ang. Asw[C] Aswmin Asw[C+T] Bit Esp NR AsTrt AsSus M E N S A G E M
[tf,cm] 0.- 570. 3.85 38.75 1 45. 0.0 1.7 1.7 5.0 22.0 2 0.0 0.0

----- G E O M E T R I A E C A R G A S -----
Vao= 2 /L= 4.95 /B= 0.15 /H= 0.55 /BCs= 0.52 /BCi= 0.00 /TpS= 8 /Esp.LS= 0.14 /Esp.LI= 0.00 FSp.Ex= 0.28 /FLt.Ex= 0.07 [M]
--Solicitações provenientes de modelo de grelha e/ou pórtico espacial-- Estrut. Nós MOVEIS --- DeltaE=1.00 DeltaD=1.00 ---

- - - - - A R M A D U R A S ( F L E X A O E C I S A L H A M E N T O ) - - - - -
FLEXAO-| E S Q U E R D A | M E I O D O V A O | D I R E I T A
| M.[-] = 3.2 tf* m | M.[+] Max= 1.4 tf* m - Abcis.= 330 | M.[-] = 0.8 tf* m
[tf,cm]| As = 2.65 -SRAS- [ 4 B 10.0mm] | AsL= 0.00 ----- | As = 1.79 -SRAS- [ 3 B 10.0mm]
| AsL= 0.00 ----- | x/d =0.11 | AsL= 0.00 ----- | x/d =0.07
| | x/dMx=0.45 | Arm.Lat.= [2 X -- B --- mm] - LN= 0.8 | | x/dMx=0.45
|
[tf,cm]| M[-]Min = 388.7 | M[+]Min = 214.8 | M[-]Min = 271.3
[cm2 ]| Asapo[+]= 0.50 | | Asapo[+]= 0.78

CISALHAMENTO- Xi Xf Vsd VRd2 MdC Ang. Asw[C] Aswmin Asw[C+T] Bit Esp NR AsTrt AsSus M E N S A G E M
[tf,cm] 0.- 470. 3.41 38.75 1 45. 0.0 1.7 1.7 5.0 22.0 2 0.0 0.0
```

REAC. APOIO - No.	Maximos	Minimos	Largura	DEPEV	Morte	Nome	M.I.Mx	M.I.Mn	Pilares:				
1	2.063	1.918	0.25	0.00	1	P6	0.00	0.00	6	0	0	0	0
2	4.563	4.445	0.25	0.00	1	P7	0.00	0.00	7	0	0	0	0
3	2.435	2.261	0.25	0.00	1	P8	0.00	0.00	8	0	0	0	0

V4

Viga= 4 V4 Eng.E=Nao /Eng.D=Nao /Repet= 1 /NAnd= 1 /Red V Ext=Nao /Fat.Alt=1.00 /Cob/S=3.0 0.0 CM

```
----- G E O M E T R I A E C A R G A S -----
Vao= 1 /L= 4.00 /B= 0.15 /H= 0.55 /BCs= 0.45 /BCi= 0.00 /TpS= 5 /Esp.LS= 0.14 /Esp.LI= 0.00 FSp.Ex= 0.28 /FLt.Ex= 0.07 [M]
--Solicitações provenientes de modelo de grelha e/ou pórtico espacial-- Estrut. Nós MOVEIS --- DeltaE=1.00 DeltaD=1.00 ---

- - - - - A R M A D U R A S ( F L E X A O E C I S A L H A M E N T O ) - - - - -
FLEXAO-| E S Q U E R D A | M E I O D O V A O | D I R E I T A
| M.[-] = 0.0 tf* m | M.[+] Max= 0.5 tf* m - Abcis.= 100 | M.[-] = 4.2 tf* m
[tf,cm]| As = 1.38 -SRAS- [ 2 B 10.0mm] | AsL= 0.00 ----- | As = 2.86 -SRAS- [ 4 B 10.0mm]
| AsL= 0.00 ----- | x/d =0.05 | AsL= 0.00 ----- | x/d =0.12
| | x/dMx=0.45 | Arm.Lat.= [2 X -- B --- mm] - LN= 0.9 | | x/dMx=0.45
|
[tf,cm]| M[-]Min = 209.1 | M[+]Min = 209.3 | M[-]Min = 350.0
[cm2 ]| Asapo[+]= 0.62 | | Asapo[+]= 0.47

CISALHAMENTO- Xi Xf Vsd VRd2 MdC Ang. Asw[C] Aswmin Asw[C+T] Bit Esp NR AsTrt AsSus M E N S A G E M
[tf,cm] 0.- 385. 3.61 38.75 1 45. 0.0 1.7 1.7 5.0 22.0 2 0.0 0.0

----- G E O M E T R I A E C A R G A S -----
Vao= 2 /L= 6.00 /B= 0.15 /H= 0.55 /BCs= 0.60 /BCi= 0.00 /TpS= 5 /Esp.LS= 0.14 /Esp.LI= 0.00 FSp.Ex= 0.28 /FLt.Ex= 0.07 [M]
--Solicitações provenientes de modelo de grelha e/ou pórtico espacial-- Estrut. Nós MOVEIS --- DeltaE=1.00 DeltaD=1.00 ---

- - - - - A R M A D U R A S ( F L E X A O E C I S A L H A M E N T O ) - - - - -
FLEXAO-| E S Q U E R D A | M E I O D O V A O | D I R E I T A
| M.[-] = 4.2 tf* m | M.[+] Max= 4.2 tf* m - Abcis.= 350 | M.[-] = 0.5 tf* m
[tf,cm]| As = 2.94 -SRAS- [ 4 B 10.0mm] | AsL= 0.00 ----- | As = 1.51 -SRAS- [ 2 B 10.0mm]
| AsL= 0.00 ----- | x/d =0.12 | AsL= 0.00 ----- | x/d =0.06
| | x/dMx=0.45 | Arm.Lat.= [2 X -- B --- mm] - LN= 1.3 | | Grampos Dir.= 1B 6.3mm x/dMx=0.45
|
[tf,cm]| M[-]Min = 429.5 | M[+]Min = 219.9 | M[-]Min = 230.7
[cm2 ]| Asapo[+]= 0.68 | | Asapo[+]= 0.92

CISALHAMENTO- Xi Xf Vsd VRd2 MdC Ang. Asw[C] Aswmin Asw[C+T] Bit Esp NR AsTrt AsSus M E N S A G E M
[tf,cm] 0.- 585. 5.25 38.75 1 45. 0.0 1.7 1.7 5.0 22.0 2 0.0 0.0

REAC. APOIO - No. Maximos Minimos Largura DEPEV Morte Nome M.I.Mx M.I.Mn Pilares:
1 0.717 0.613 0.15 0.00 1 P6 0.00 0.00 6 0 0 0 0 0
2 6.189 5.998 0.15 0.00 1 P4 0.00 0.00 4 0 0 0 0 0
3 2.863 2.750 0.15 0.00 1 P1 0.00 0.00 1 0 0 0 0 0
```

Memorial Descritivo - TCC WAYRON

V5

Viga= 5 V5 Eng.E=Nao /Eng.D=Nao /Repet= 1 /NAnd= 1 /Red V Ext=Nao /Fat.Alt=1.00 /Cob/S=3.0 0.0 CM

```
----- G E O M E T R I A E C A R G A S -----
Vao= 1 /L= 3.81 /B= 0.15 /H= 0.60 /BCs= 0.72 /BCi= 0.00 /TpS= 2 /Esp.LS= 0.14 /Esp.LI= 0.00 FSp.Ex= 0.30 /FLt.Ex= 0.07 [M]
--Solicitações provenientes de modelo de grelha e/ou pórtico espacial--- Estrut. Nós MOVEIS --- DeltaE=1.00 DeltaD=1.00 ---

- - - - - A R M A D U R A S ( F L E X A O E C I S A L H A M E N T O ) - - - - -
FLEXAO-| E S Q U E R D A | M E I O D O V A O | D I R E I T A
| M.[-] = 0.0 tf* m | M.[+] Max= 1.0 tf* m - Abcis.= 96 | M.[-] = 10.9 tf* m
[tf,cm]| As = 0.45 -SRAS- [ 2 B 6.3mm] | AsL= 0.00 ----- | As = 7.28 -SRAS- [ 4 B 16.0mm]
| AsL= 0.00 ----- x/d =0.00 | As = 2.55 -STAS- [ 4 B 10.0mm ] | AsL= 0.00 ----- x/d =0.27
| Grampos Esq.= 1B 6.3mm x/dMx=0.45 | Arm.Lat.= [2 X -- B --- mm] - LN= 0.7 | Grampos Dir.= 2B 8.0mm x/dMx=0.45
| | |
[tf,cm]| M[-]Min = 195.4 | M[+]Min = 269.7 | M[-]Min = 573.8
[cm2 ]| Asapo[+]= 0.85 | | Asapo[+]= 0.64

CISALHAMENTO- Xi Xf Vsd VRd2 MdC Ang. Asw[C] Aswmin Asw[C+T] Bit Esp NR AsTrt AsSus M E N S A G E M
[tf,cm] 0.- 237. 5.85 42.57 1 45. 0.0 1.7 1.7 5.0 22.0 2 0.0 0.0
237.- 355. 11.24 42.35 1 45. 1.8 1.7 1.8 5.0 20.0 2 0.0 0.0
```

```
----- G E O M E T R I A E C A R G A S -----
Vao= 2 /L= 6.11 /B= 0.15 /H= 0.60 /BCs= 1.07 /BCi= 0.00 /TpS= 2 /Esp.LS= 0.14 /Esp.LI= 0.00 FSp.Ex= 0.30 /FLt.Ex= 0.07 [M]
--Solicitações provenientes de modelo de grelha e/ou pórtico espacial--- Estrut. Nós MOVEIS --- DeltaE=1.00 DeltaD=1.00 ---

- - - - - A R M A D U R A S ( F L E X A O E C I S A L H A M E N T O ) - - - - -
FLEXAO-| E S Q U E R D A | M E I O D O V A O | D I R E I T A
| M.[-] = 11.1 tf* m | M.[+] Max= 9.7 tf* m - Abcis.= 358 | M.[-] = 0.7 tf* m
[tf,cm]| As = 7.50 -SRAS- [ 4 B 16.0mm] | AsL= 0.00 ----- | As = 2.08 -SRAS- [ 3 B 10.0mm]
| AsL= 0.00 ----- x/d =0.28 | As = 5.75 -STAS- [ 3 B 16.0mm ] | AsL= 0.00 ----- x/d =0.08
| Grampos Esq.= 1B 6.3mm x/dMx=0.45 | Arm.Lat.= [2 X -- B --- mm] - LN= 1.6 | Grampos Dir.= 2B 8.0mm x/dMx=0.45
| | |
[tf,cm]| M[-]Min = 751.6 | M[+]Min = 284.8 | M[-]Min = 346.3
[cm2 ]| Asapo[+]= 1.44 | | Asapo[+]= 1.92

CISALHAMENTO- Xi Xf Vsd VRd2 MdC Ang. Asw[C] Aswmin Asw[C+T] Bit Esp NR AsTrt AsSus M E N S A G E M
[tf,cm] 0.- 195. 12.03 42.31 1 45. 2.2 1.7 2.2 5.0 15.0 2 0.0 0.0
195.- 585. 8.87 42.29 1 45. 0.8 1.7 1.7 5.0 22.0 2 0.0 0.0
```

REAC. APOIO	No.	Maximos	Minimos	Largura	DEPEV	Morte	Nome	M.I.Mx	M.I.Mn	Pilares:					
	1	1.745	1.307	0.15	0.00	1	P7	0.00	0.00	7	0	0	0	0	0
	2	14.930	14.290	0.45	0.04	1	P5	0.00	0.00	5	0	0	0	0	0
	3	5.635	5.296	0.15	0.00	1	P2	0.00	0.00	2	0	0	0	0	0

V6

Viga= 6 V6 Eng.E=Nao /Eng.D=Nao /Repet= 1 /NAnd= 1 /Red V Ext=Nao /Fat.Alt=1.00 /Cob/S=3.0 0.0 CM

```
----- G E O M E T R I A E C A R G A S -----
Vao= 1 /L= 10.00 /B= 0.15 /H= 0.90 /BCs= 1.15 /BCi= 0.00 /TpS= 8 /Esp.LS= 0.14 /Esp.LI= 0.00 FSp.Ex= 0.45 /FLt.Ex= 0.07 [M]
--Solicitações provenientes de modelo de grelha e/ou pórtico espacial--- Estrut. Nós MOVEIS --- DeltaE=1.00 DeltaD=1.00 ---

- - - - - A R M A D U R A S ( F L E X A O E C I S A L H A M E N T O ) - - - - -
FLEXAO-| E S Q U E R D A | M E I O D O V A O | D I R E I T A
| M.[-] = 0.4 tf* m | M.[+] Max= 19.6 tf* m - Abcis.= 500 | M.[-] = 0.7 tf* m
[tf,cm]| As = 2.59 -SRAS- [ 4 B 10.0mm] | AsL= 0.00 ----- | As = 2.59 -SRAS- [ 4 B 10.0mm]
| AsL= 0.00 ----- x/d =0.06 | As = 7.59 -STAS- [ 4 B 16.0mm ] | AsL= 0.00 ----- x/d =0.06
| Grampos Esq.= 3B 8.0mm x/dMx=0.45 | Arm.Lat.= [2 X 4 B 8.0mm] - LN= 2.0 | Grampos Dir.= 3B 8.0mm x/dMx=0.45
| | |
[tf,cm]| M[-]Min = 662.6 | M[+]Min = 650.1 | M[-]Min = 662.6
[cm2 ]| Asapo[+]= 2.53 | | Asapo[+]= 2.53

CISALHAMENTO- Xi Xf Vsd VRd2 MdC Ang. Asw[C] Aswmin Asw[C+T] Bit Esp NR AsTrt AsSus M E N S A G E M
[tf,cm] 0.- 985. 9.12 65.31 1 45. 0.0 1.7 1.7 5.0 22.0 2 0.0 0.0

REAC. APOIO - No. Maximos Minimos Largura DEPEV Morte Nome M.I.Mx M.I.Mn Pilares:
1 6.455 6.280 0.15 0.00 1 P8 0.00 0.00 8 0 0 0 0 0
2 6.431 6.257 0.15 0.00 1 P3 0.00 0.00 3 0 0 0 0 0
```

MEMORIAL DE CÁLCULO DOS PILARES

A seguir são apresentados os dados e resultados do cálculo/dimensionamento dos pilares:

Listagem de resultados por pilar

Legenda

****Nota A****

Este carregamnto listado é, dentre os inúmeros carregamentos analisados, o que provocou a seleção desta armadura em primeiro lugar. Não necessariamente, este carregamento é o que necessita a maior quantidade de armadura na seção, pois o dimensionamento é feito de forma indireta, por verificação. Exemplificando, temos duas configurações de armaduras válidas para o lance, uma correspondendo a 17 cm² e outra a 20 cm². Um carregamento inicial necessitou de 18 cm² e, por esta razão foi selecionada a configuração de 20 cm² como a definitiva. Outros carregamentos posteriores necessitaram, por exemplo, de 19 cm², 19.5 cm² (sempre inferiores aos 20 cm²), mas a listagem com o carregamento mais desfavorável foi feita com aquele que necessitou os 18 cm², pois foi o primeiro a requisitar os 20 cm². A pesquisa do carregamento exato que provoca maior armadura na seção não é realizada automaticamente para não aumentar de forma significativa o tempo de processamento. Se o usuário quiser calcular a real necessidade de armadura para um carregamento específico, ele poderá fazê-lo facilmente no Editor de Esforços e Armaduras, comando do próprio TQS Pilar.

****Nota A****

Este carregamnto listado é, dentre os inúmeros carregamentos analisados, o que provocou a seleção desta armadura em primeiro lugar. Não necessariamente, este carregamento é o que necessita a maior quantidade de armadura na seção, pois o dimensionamento é feito de forma indireta, por verificação. Exemplificando, temos duas configurações de armaduras válidas para o lance, uma correspondendo a 17 cm² e outra a 20 cm². Um carregamento inicial necessitou de 18 cm² e, por esta razão foi selecionada a configuração de 20 cm² como a definitiva. Outros carregamentos posteriores necessitaram, por exemplo, de 19 cm², 19.5 cm² (sempre inferiores aos 20 cm²), mas a listagem com o carregamento mais desfavorável foi feita com aquele que necessitou os 18 cm², pois foi o primeiro a requisitar os 20 cm². A pesquisa do carregamento exato que provoca maior armadura na seção não é realizada automaticamente para não aumentar de forma significativa o tempo de processamento. Se o usuário quiser calcular a real necessidade de armadura para um carregamento específico, ele poderá fazê-lo facilmente no Editor de Esforços e Armaduras, comando do próprio TQS Pilar.

****Legenda****

SEL = Quantidade Efetiva de Barras na Secao

Nb = Quantidades de Barras Dimensionadas na Secao

NbH = Numero de Barras lado H

NbB = Numero de Barras lado B

P1

PILAR:P1
num. 1

num. 1														Esforço de Cálculo do Dimensionamento				
LANCE	B (cm)	H (cm)	ROS	SEL	BITL	BITE	Nb	NbH	NbB	AS (cm)	RO	ASnec	LBDALM	LAMBDA	FNd (tf)	Mxd (tf,cm)	Myd (tf,cm)	
Cobertura																		
L. 2	15.0	25.0	0.8	4	10.0	5.0	4	2	0	3.14	0.8	2.68	78.7	69.3	10.4	42.9	0.0	
					12.5	6.3	4	2	0	4.91	1.3	2.83			CASO PÓRTICO = 13 (COMBINAÇÃO= 1)			
					16.0	6.3	4	2	0	8.04	2.1	2.94			**VER NOTA (A)**			
					20.0	6.3	4	2	0	12.57	3.4	3.09						
					25.0	8.0	4	2	0	19.63	5.2	3.43						
VALORES CÁLCULOS DEFINIDOS ARQUIVO CRITÉRIOS - 12/03/21 - 20:06:28														Sub-projeto: 0001.SUB				
Cobrimento[cm]		fck[MPa]		GamaAço		GamaConcreto		AsMax[%]		AsMin[%]		GmapN		GmapM		GmavN		Gmavm
3.0		30.0		1.15		1.40		8.00		0.40		1.68		1.68		1.40		1.40
TipoAço	ClasseAço	ExcMin		ExcMax		K12		K37										
50	A	2.0		15.0		1		1										
1o Andar																		
L. 1	15.0	25.0	0.8	4	10.0	5.0	4	2	0	3.14	0.8	1.50	67.1	66.4	26.9	104.9	0.0	
					12.5	6.3	4	2	0	4.91	1.3	1.50			CASO PÓRTICO = 13 (COMBINAÇÃO= 1)			
					16.0	6.3	4	2	0	8.04	2.1	1.50			**VER NOTA (A)**			
					20.0	6.3	4	2	0	12.57	3.4	1.50						
					25.0	8.0	4	2	0	19.63	5.2	1.50						
VALORES CÁLCULOS DEFINIDOS ARQUIVO CRITÉRIOS - 12/03/21 - 20:06:28														Sub-projeto: 0001.SUB				
Cobrimento[cm]		fck[MPa]		GamaAço		GamaConcreto		AsMax[%]		AsMin[%]		GmapN		GmapM		GmavN		Gmavm
3.0		30.0		1.15		1.40		8.00		0.40		1.68		1.68		1.40		1.40
TipoAço	ClasseAço	ExcMin		ExcMax		K12		K37										
50	A	2.0		15.0		1		1										
Fundacao																		

P2

PILAR:P2
num. 2

Esforço de Cálculo do Dimensionamento																		
num.	2																	
LANCE	B (cm)	H (cm)	ROS	SEL	BITL	BITE	Nb	NbH	NbB	AS (cm)	RO	ASnec	LBDALM	LAMBDA	FNd (tf)	Mxd (tf,cm)	Myd (tf,cm)	
Cobertura																		
L.	2	15.0	30.0	1.1	4	10.0	5.0	6	3	0	4.71	1.0	4.68	76.0	69.3	23.4	-164.5	123.5
															CASO PÓRTICO = 25 (COMBINAÇÃO= 11)			
															VER NOTA (A)			
VALORES CÁLCULOS DEFINIDOS ARQUIVO CRITÉRIOS - 12/03/21 - 20:06:28															Sub-projeto: 0002.SUB			
Cobrimto[cm]		fck[MPa]		GamaAço		GamaConcreto		AsMax[%]		AsMin[%]		GmapN		GmapM		GmavN		Gmavm
3.0		30.0		1.15		1.40		8.00		0.40		1.68		1.68		1.40		1.40
TipoAço		ClasseAço		ExcMin		ExcMax		K12		K37								

50	A	2.0	15.0	1	1														
1o Andar																			
			12.5	6.3	10	5	0	12.27	2.7	11.20	35.0	65.8	59.6	229.5	0.0				
			16.0	6.3	6	3	0	12.06	2.7	11.69	CASO PÓRTICO = 13 (COMBINAÇÃO= 1)								
L. 1	15.0	30.0	2.8	4	20.0	6.3	4	2	0	12.57	2.8	12.47	**VER NOTA (A)**						
			25.0	8.0	4	2	0	19.63	4.4	16.32									
VALORES CÁLCULOS DEFINIDOS ARQUIVO					CRITÉRIOS - 12/03/21 - 20:06:28					Sub-projeto: 0002.SUB									
Cobrimento[cm]		fck[MPa]		GamaAço		GamaConcreto		AsMax[%]		AsMin[%]		GmapN		GmapM		GmapV		GmapV	
3.0		30.0		1.15		1.40		8.00		0.40		1.68		1.68		1.40		1.40	
TipoAço		ClasseAço		ExcMin		ExcMax		K12		K37									
50		A		2.0		15.0		1		1									
Fundacao																			

PILAR:P3										Esforço de Cálculo do Dimensionamento									
num. 3																			
LANÇE	B (cm)	H (cm)	ROS	SEL	BITL	BITE	Nb	NbH	NbB	AS (cm)	RO	ASnec	LBDALM	LAMBDA	FNd (tf)	Mxd (tf,cm)	Myd (tf,cm)		
Cobertura																			
L. 2	15.0	25.0	0.8	4	10.0	5.0	4	2	0	3.14	0.8	2.95	79.2	69.3	15.1	62.3	0.0		
					12.5	6.3	4	2	0	4.91	1.3	3.14			CASO PÓRTICO = 13 (COMBINAÇÃO=	1)			
					16.0	6.3	4	2	0	8.04	2.1	3.24			**VER NOTA (A)**				
					20.0	6.3	4	2	0	12.57	3.4	3.40							
					25.0	8.0	4	2	0	19.63	5.2	3.73							
VALORES CÁLCULOS DEFINIDOS ARQUIVO CRITÉRIOS - 12/03/21 - 20:06:28 Sub-projeto: 0003.SUB																			
Cobrimento[cm]		fck[MPa]		GamaAço		GamaConcreto		AsMax[%]		AsMin[%]		GmapN		GmapM		GmapV			
3.0		30.0		1.15		1.40		8.00		0.40		1.68		1.68		1.40			
TipoAço		ClasseAço		ExcMin		ExcMax		K12		K37									
50		A		2.0		15.0		1		1									
1o Andar																			
L. 1	15.0	25.0	0.8	4	10.0	5.0	4	2	0	3.14	0.8	1.50	67.3	62.4	35.6	128.4	0.0		
					12.5	6.3	4	2	0	4.91	1.3	1.50			CASO PÓRTICO = 13 (COMBINAÇÃO=	1)			
					16.0	6.3	4	2	0	8.04	2.1	1.50			**VER NOTA (A)**				
					20.0	6.3	4	2	0	12.57	3.4	1.50							
					25.0	8.0	4	2	0	19.63	5.2	1.50							
VALORES CÁLCULOS DEFINIDOS ARQUIVO CRITÉRIOS - 12/03/21 - 20:06:28 Sub-projeto: 0003.SUB																			
Cobrimento[cm]		fck[MPa]		GamaAço		GamaConcreto		AsMax[%]		AsMin[%]		GmapN		GmapM		GmapV			
3.0		30.0		1.15		1.40		8.00		0.40		1.68		1.68		1.40			
TipoAço		ClasseAço		ExcMin		ExcMax		K12		K37									
50		A		2.0		15.0		1		1									
Fundacao																			

PILAR:P4														Esforço de Cálculo do Dimensionamento									
num. 4																							
LANÇ	B (cm)	H (cm)	ROS	SEL	BITL	BITE	Nb	NbH	NbB	AS (cm)	RO	ASnec	LBDALM	LAMBDA	FNd (tf)	Mxd (tf,cm)	Myd (tf,cm)						
Cobertura																							
L. 2	15.0	30.0	0.7	4	10.0	5.0	4	2	0	3.14	0.7	1.80	35.0	69.3	23.3	95.9	0.0						
					12.5	6.3	4	2	0	4.91	1.1	1.80			CASO PÓRTICO = 13 (COMBINAÇÃO= 1)								
					16.0	6.3	4	2	0	8.04	1.8	1.80			**VER NOTA (A)**								
					20.0	6.3	4	2	0	12.57	2.8	1.80											
					25.0	8.0	4	2	0	19.63	4.4	1.80											
VALORES CÁLCULOS DEFINIDOS ARQUIVO CRITÉRIOS - 12/03/21 - 20:06:32														Sub-projeto: 0004.SUB									
Cobrimento[cm]		fck[MPa]		GamaAço		GamaConcreto		AsMax[%]		AsMin[%]		GmapN		GmapM		GmavN Gmavm							
3.0		30.0		1.15		1.40		8.00		0.40		1.68		1.68		1.40 1.40							
TipoAço		ClasseAço		ExcMin		ExcMax		K12		K37													
50		A		2.0		15.0		1		1													
1o Andar																							
L. 1	15.0	30.0	2.7	10	12.5	6.3	10	5	0	12.27	2.7	11.89	35.0	66.4	62.5	243.7	0.0						
					20.0	6.3	6	3	0	18.85	4.2	14.53			CASO PÓRTICO = 13 (COMBINAÇÃO= 1)								
					25.0	8.0	4	2	0	19.63	4.4	19.17			**VER NOTA (A)**								
VALORES CÁLCULOS DEFINIDOS ARQUIVO CRITÉRIOS - 12/03/21 - 20:06:32														Sub-projeto: 0004.SUB									
Cobrimento[cm]		fck[MPa]		GamaAço		GamaConcreto		AsMax[%]		AsMin[%]		GmapN		GmapM		GmavN Gmavm							
3.0		30.0		1.15		1.40		8.00		0.40		1.68		1.68		1.40 1.40							
TipoAço		ClasseAço		ExcMin		ExcMax		K12		K37													
50		A		2.0		15.0		1		1													
Fundacao																							

PILAR:P5															Esforço de Cálculo do Dimensionamento									
num. 5																								
LANCE B (cm)	H (cm)	ROS	SEL	BITL	BITE	Nb	NbH	NbB	AS (cm)	RO	ASnec	LBDALM	LAMBDA	FNd (tf)	Mxd (tf,cm)	Myd (tf,cm)								
Cobertura																								
L. 2	15.0	45.0	0.7	6	10.0	5.0	6	3	0	4.71	0.7	2.70	67.9	69.3	45.4	187.0	0.0							
															CASO PÓRTICO = 13 (COMBINAÇÃO= 1)									
															VER NOTA (A)									
VALORES CÁLCULOS DEFINIDOS ARQUIVO															CRITÉRIOS - 12/03/21 - 20:06:28		Sub-projeto: 0005.SUB							
Cobrimento [cm]		fck [MPa]		GamaAco		GamaConcreto		AsMax [%]		AsMin [%]		GmapN	GmapM	GmapV	Gmapv									

Memorial Descritivo - TCC WAYRON

3.0	30.0	1.15	1.40	8.00	0.40	1.68	1.68	1.40	1.40
TipoAço	ClasseAço	ExcMin	ExcMax	K12	K37				
50	A	2.0	15.0	1	1				
1o Andar									
L. 1	15.0	45.0	7.3	10	25.0	8.0	10	5	0
VALORES CÁLCULOS DEFINIDOS ARQUIVO CRITÉRIOS - 12/03/21 - 20:06:28 Sub-projeto: 0005.SUB									
Cobrimento[cm]	fck[MPa]	GamaAço	GamaConcreto	AsMax[%]	AsMin[%]	GmapN	GmapM	GmavN	Gmavm
3.0	30.0	1.15	1.40	8.00	0.40	1.68	1.68	1.40	1.40
TipoAço	ClasseAço	ExcMin	ExcMax	K12	K37				
50	A	2.0	15.0	1	1				
Fundacao									

P6

PILAR:P6
num. 6

num. 6													Esforço de Cálculo do Dimensionamento				
LANÇ	B (cm)	H (cm)	ROS	SEL	BITL	BITE	Nb	NbH	NbB	AS (cm)	RO	ASnec	LBDALM	LAMBDA	FNd (tf)	Mxd (tf,cm)	Myd (tf,cm)
Cobertura																	
L. 2	15.0	25.0	0.8	4	10.0	5.0	4	2	0	3.14	0.8	1.50	67.8	69.3	5.1	21.0	0.0
					12.5	6.3	4	2	0	4.91	1.3	1.50			CASO PÓRTICO = 13 (COMBINAÇÃO= 1)		
					16.0	6.3	4	2	0	8.04	2.1	1.50			**VER NOTA (A)**		
					20.0	6.3	4	2	0	12.57	3.4	1.50					
					25.0	8.0	4	2	0	19.63	5.2	1.50					
VALORES CÁLCULOS DEFINIDOS ARQUIVO CRITÉRIOS - 12/03/21 - 20:06:32													Sub-projeto: 0006.SUB				
Cobrimento[cm]		fck[MPa]		GamaAço		GamaConcreto		AsMax[%]		AsMin[%]		GmapN	GmapM	GmavN	Gmavm		
3.0		30.0		1.15		1.40		8.00		0.40		1.68	1.68	1.40	1.40		
TipoAço	ClasseAço	ExcMin	ExcMax	K12	K37												
50	A	2.0	15.0	1	1												
1o Andar																	
L. 1	15.0	25.0	0.8	4	10.0	5.0	4	2	0	3.14	0.8	1.50	35.0	66.4	15.3	59.5	0.0
					12.5	6.3	4	2	0	4.91	1.3	1.50			CASO PÓRTICO = 13 (COMBINAÇÃO= 1)		
					16.0	6.3	4	2	0	8.04	2.1	1.50			**VER NOTA (A)**		
					20.0	6.3	4	2	0	12.57	3.4	1.50					
					25.0	8.0	4	2	0	19.63	5.2	1.50					
VALORES CÁLCULOS DEFINIDOS ARQUIVO CRITÉRIOS - 12/03/21 - 20:06:32													Sub-projeto: 0006.SUB				
Cobrimento[cm]		fck[MPa]		GamaAço		GamaConcreto		AsMax[%]		AsMin[%]		GmapN	GmapM	GmavN	Gmavm		
3.0		30.0		1.15		1.40		8.00		0.40		1.68	1.68	1.40	1.40		
TipoAço	ClasseAço	ExcMin	ExcMax	K12	K37												
50	A	2.0	15.0	1	1												
Fundacao																	

P7

PILAR:P7
num. 7

num. 7														Esforço de Cálculo do Dimensionamento				
LANCE	B (cm)	H (cm)	ROS	SEL	BITL	BITE	Nb	NbH	NbB	AS (cm)	RO	ASnec	LBDALM	LAMBDA	FNd (tf)	Mxd (tf,cm)	Myd (tf,cm)	
Cobertura																		
L. 2	15.0	25.0	0.8	4	10.0	5.0	4	2	0	3.14	0.8	1.50	35.0	69.3	11.9	49.0	0.0	
					12.5	6.3	4	2	0	4.91	1.3	1.50			CASO PÓRTICO = 13 (COMBINAÇÃO= 1)			
					16.0	6.3	4	2	0	8.04	2.1	1.50			**VER NOTA (A)**			
					20.0	6.3	4	2	0	12.57	3.4	1.50						
					25.0	8.0	4	2	0	19.63	5.2	1.50						
VALORES CÁLCULOS DEFINIDOS ARQUIVO CRITÉRIOS - 12/03/21 - 20:06:28														Sub-projeto: 0007.SUB				
Cobrimento[cm]		fck[MPa]		GamaAço		GamaConcreto		AsMax[%]		AsMin[%]		GmapN	GmapM	GmavN	Gmavm			
3.0		30.0		1.15		1.40		8.00		0.40		1.68	1.68	1.40	1.40			
TipoAço	ClasseAço	ExcMin		ExcMax		K12	K37											
50	A	2.0		15.0		1	1											
1o Andar																		
L. 1	15.0	25.0	0.8	4	10.0	5.0	4	2	0	3.14	0.8	1.50	35.0	65.8	30.8	118.5	0.0	
					12.5	6.3	4	2	0	4.91	1.3	1.50			CASO PÓRTICO = 13 (COMBINAÇÃO= 1)			
					16.0	6.3	4	2	0	8.04	2.1	1.50			**VER NOTA (A)**			
					20.0	6.3	4	2	0	12.57	3.4	1.50						
					25.0	8.0	4	2	0	19.63	5.2	1.50						
VALORES CÁLCULOS DEFINIDOS ARQUIVO CRITÉRIOS - 12/03/21 - 20:06:27														Sub-projeto: 0007.SUB				
Cobrimento[cm]		fck[MPa]		GamaAço		GamaConcreto		AsMax[%]		AsMin[%]		GmapN	GmapM	GmavN	Gmavm			
3.0		30.0		1.15		1.40		8.00		0.40		1.68	1.68	1.40	1.40			
TipoAço	ClasseAço	ExcMin		ExcMax		K12	K37											
50	A	2.0		15.0		1	1											
Fundacao																		

P8

PILAR:P8
num. 8

ILAR.F8													Esforço de Cálculo do Dimensionamento				
num. 8																	
LANCE	B (cm)	H (cm)	ROS	SEL	BITL	BITE	Nb	NbH	NbB	AS (cm)	RO	ASnec	LBDALM	LAMBDA	FNd (tf)	Mxd (tf,cm)	Myd (tf,cm)
Cobertura																	
L. 2	15.0	25.0	0.8	4	10.0	5.0	4	2	0	3.14	0.8	1.50	71.0	69.3	15.4	63.4	0.0
					12.5	6.3	4	2	0	4.91	1.3	1.50			CASO PÓRTICO = 13 (COMBINAÇÃO= 1)		
					16.0	6.3	4	2	0	8.04	2.1	1.50			**VER NOTA (A)**		
					20.0	6.3	4	2	0	12.57	3.4	1.50					
					25.0	8.0	4	2	0	19.63	5.2	1.50					
VALORES CÁLCULOS DEFINIDOS ARQUIVO CRITÉRIOS - 12/03/21 - 20:06:32													Sub-projeto: 0008.SUB				

Cobrimento[cm]		fck[MPa]	GamaAço	GamaConcreto	AsMax[%]	AsMin[%]	GmapN	GmapM	GmapV	Gmapv							
3.0		30.0	1.15	1.40	8.00	0.40	1.68	1.68	1.40	1.40							
TipoAço	ClasseAço	ExcMin	ExcMax	K12	K37												
50	A	2.0	15.0	1	1												
1o Andar																	
L. 1	15.0	25.0	0.8	4	10.0	5.0	4	2	0	3.14	0.8	1.50	35.0	62.4	36.5	131.7	0.0
					12.5	6.3	4	2	0	4.91	1.3	1.50			CASO PÓRTICO = 13 (COMBINAÇÃO= 1)		
					16.0	6.3	4	2	0	8.04	2.1	1.50			**VER NOTA (A)**		
					20.0	6.3	4	2	0	12.57	3.4	1.50					
					25.0	8.0	4	2	0	19.63	5.2	1.50					
VALORES CÁLCULOS DEFINIDOS ARQUIVO CRITÉRIOS - 12/03/21 - 20:06:32							Sub-projeto: 0008.SUB										
Cobrimento[cm]	fck[MPa]	GamaAço	GamaConcreto	AsMax[%]	AsMin[%]	GmapN	GmapM	GmapV	Gmapv								
3.0	30.0	1.15	1.40	8.00	0.40	1.68	1.68	1.40	1.40								
TipoAço	ClasseAço	ExcMin	ExcMax	K12	K37												
50	A	2.0	15.0	1	1												
Fundacao																	

```

Seção      : Dimensões da seção transversal (seção retangular)
            Nome da seção (seção qualquer)
Área       : Área de concreto da seção transversal
NFer       : Número de ferros
PDD        : Pé-Direito Duplo (direções 'x' e 'y')
            S: Sim      N: Não
As         : Área total de armadura utilizada
Taxa       : Taxa de Armadura da seção
Estr       : Bitola do estribo
C/         : Espaçamento do estribo
fck        : fck utilizado no lance
Cobr       : Cobrimento utilizado no lance
PP         : Pilar-Parede: (S) Sim      (N) Não
PP         : S* :Pilar-Parede (Sim), mas Ast não atende o item 18.5 da NBR6118
T          : Tensão de Cálculo (Carga Vertical: Combinação 1 TQS Pilar) (kgf/cm2)
Lbd        : Índice de Esbeltez (Maior Lambda)
Ni         : Força Normal Adimensional (Nsd / Ac*Fcd) (Carga Vertical: Combinação 1 TQS Pilar)
2OrdM      : Método utilizado cálculo momento 2ªOrdem
ELOL       : Efeito Local (15.8.3)
ELZD       : Efeito Localizado (15.9.3)
KAPA       : Pilar Padrão com Rigidez Kapa Aproximada (15.8.3.3.3)
CURV       : Pilar Padrão com Curvatura Aproximada (15.8.3.3.2)
N,M,1/r    : Pilar Padrão Acoplado ao Diagrama N,M,1/r (15.8.3.3.4)
MetGer1    : Método Geral (15.8.3.2)

```

PILAR:P1															num: 1 Lances: 1 à 2			
Lance	Título	Seção [cm]	Área [cm2]	NFer	Bitola [mm]	PDD x y	As [cm2]	Taxa [%]	Estr [mm]	C/ [cm]	PP N	fck (MPa)	Cobr (cm)	T	Lbd	Ni	2OrdM	
2	Cobertura	15.x 25.	375.0	4	10.0	N N	3.1	0.84	5.0	12.0	N	30.0	3.0	27.4	69.	0.1280	----	
1	1o Andar	15.x 25.	375.0	4	10.0	N N	3.1	0.84	5.0	12.0	N	30.0	3.0	70.8	66.	0.3304	ELOL KAPA	

PILAR:P2															num: 2 Lances: 1 à 2			
Lance	Título	Seção [cm]	Área [cm2]	NFer	Bitola [mm]	PDD x y	As [cm2]	Taxa [%]	Estr [mm]	C/ [cm]	PP	fck (MPa)	Cobr (cm)	T	Lbd	Ni	2OrdM	
2	Cobertura	15.x 30.	450.0	4	12.5	N N	4.9	1.09	6.3	15.0	N	30.0	3.0	51.8	69.	0.2419	----	
1	1o Andar	15.x 30.	450.0	4	20.0	N N	12.6	2.79	6.3	15.0	N	30.0	3.0	131.4	66.	0.6132	ELOL KAPA	

PILAR:P3														num: 3 Lances: 1 à 2			
Lance	Título	Seção [cm]	Área [cm2]	NFer	Bitola [mm]	PDD x y	As [cm2]	Taxa [%]	Estr [mm]	C/ [cm]	PP	fck (MPa)	Cobr (cm)	T	Lbd	Ni	2OrdM
2	Cobertura	15.x 25.	375.0	4	10.0	N N	3.1	0.84	5.0	12.0	N	30.0	3.0	40.1	69.	0.1869	ELOL KAPA
1	1o Andar	15.x 25.	375.0	4	10.0	N N	3.1	0.84	5.0	12.0	N	30.0	3.0	93.7	62.	0.4374	ELOL KAPA

PILAR:P4															num: 4		Lances: 1 à 2	
Lance	Título	Seção	Área	NFer	Bitola	PDD	As	Taxa	Estr	C/	PP	fck	Cobr	T	Lbd	Ni	2OrdM	

Memorial Descritivo - TCC WAYRON

		[cm]		[cm2]		[mm]	x	y	[cm2]	[%]	[mm]	[cm]	(MPa)	(cm)					
2	Cobertura	15.x	30.	450.0	4	10.0	N	N	3.1	0.70	5.0	12.0	N	30.0	3.0	51.5	69.	0.2405	ELOL KAPA
1	1o Andar	15.x	30.	450.0	10	12.5	N	N	12.3	2.73	6.3	15.0	N	30.0	3.0	138.1	66.	0.6446	ELOL KAPA

P5

PILAR:P5																num: 5 Lances: 1 à 2			
Lance	Titulo	Seção [cm]	Área [cm2]	NFer	Bitola [mm]	PDD x y	As [cm2]	Taxa [%]	Estr [mm]	C/ [cm]	PP	fck (MPa)	Cobr (cm)	T	Lbd	Ni	2OrdM		
2	Cobertura	15.x 45.	675.0	6	10.0	N N	4.7	0.70	5.0	12.0	N	30.0	3.0	67.1	69.	0.3131	ELOL KAPA		
1	1o Andar	15.x 45.	675.0	10	25.0	N N	49.1	7.27	8.0	15.0	N	30.0	3.0	163.6	66.	0.7636	ELOL KAPA		

P6

PILAR:P6														num: 6 Lances: 1 à 2				
Lance	Título	Seção [cm]	Área [cm2]	NFer	Bitola [mm]	PDD x y	As [cm2]	Taxa [%]	Estr [mm]	C/ [cm]	PP	fck (MPa)	Cobr (cm)	T	Lbd	Ni	2OrdM	
2	Cobertura	15.x 25.	375.0	4	10.0	N N	3.1	0.84	5.0	12.0	N	30.0	3.0	13.3	69.	0.0621	ELOL KAPA	
1	1o Andar	15.x 25.	375.0	4	10.0	N N	3.1	0.84	5.0	12.0	N	30.0	3.0	39.8	66.	0.1857	ELOL KAPA	

P7

PILAR:P7																	num: 7 Lances: 1 à 2		
Lance	Titulo	Seção [cm]	Área [cm2]	NFer	Bitola [mm]	PDD x y	As [cm2]	Taxa [%]	Estr [mm]	C/ [cm]	PP	fck (MPa)	Cobr (cm)	T	Lbd	Ni	2OrdM		
2	Cobertura	15.x 25.	375.0	4	10.0	N N	3.1	0.84	5.0	12.0	N	30.0	3.0	31.1	69.	0.1449	ELOL KAPA		
1	1o Andar	15.x 25.	375.0	4	10.0	N N	3.1	0.84	5.0	12.0	N	30.0	3.0	79.7	66.	0.3720	ELOL KAPA		

P8

PILAR:P8														num: 8 Lances: 1 à 2				
Lance	Titulo	Seção [cm]	Área [cm2]	NFer	Bitola [mm]	PDD x y	As [cm2]	Taxa [%]	Estr [mm]	C/ [cm]	PP	fck (MPa)	Cobr (cm)	T	Lbd	Ni	2OrdM	
2	Cobertura	15.x 25.	375.0	4	10.0	N N	3.1	0.84	5.0	12.0	N	30.0	3.0	40.8	69.	0.1905	ELOL KAPA	
1	1o Andar	15.x 25.	375.0	4	10.0	N N	3.1	0.84	5.0	12.0	N	30.0	3.0	96.4	62.	0.4500	ELOL KAPA	

MEMORIAL DE CÁLCULO DAS FUNDAÇÕES

A seguir são apresentados os dados e resultados do cálculo/dimensionamento das fundações

Legenda

OBSERVAÇÃO:

Este programa utiliza o MÉTODO SIMPLIFICADO DAS BIELAS EM BLOCOS CONSIDERADOS RÍGIDOS (com um ângulo ótimo entre 45 e 55 graus). Nos casos com Momentos Flettores atuantes, Considera-se para o dimensionamento do bloco, a Força normal Equivalente (FE), mais crítica, dentre os casos de carregamentos transferidos. Cabe ao engenheiro o cálculo e o detalhamento de armaduras complementares para esforços de TRAÇÃO em pontos localizados do bloco e estaca(s), se houver, em função da geometria do bloco e das solicitações.

OBSERVAÇÃO:

Este programa utiliza o MÉTODO SIMPLIFICADO DAS BIELAS EM BLOCOS CONSIDERADOS RÍGIDOS (com um ângulo ótimo entre 45 e 55 graus). Nos casos com Momentos Flettores atuantes, Considera-se para o dimensionamento do bloco, a Força normal Equivalente (FE), mais crítica, dentre os casos de carregamentos transferidos. Cabe ao engenheiro o cálculo e o detalhamento de armaduras complementares para esforços de TRAÇÃO em pontos localizados do bloco e estaca(s), se houver, em função da geometria do bloco e das solicitações.

LEGENDA:

FE: Força normal Equivalente total para dimensionamento, que provoca o mesmo efeito das ações (compressão e flexões concomitantes), na estaca mais solicitada, dentre todos os casos de carregamento;

F1: FE/Estacas (esforço crítico p/ simples conferência, para a 'estaca mais solicitada');

AsXfdZ,AsYfdZ: a SOMA de armaduras necessárias para fendilhamento e cintamento (quando houver);

Ascín: Armadura necessária para cintamento;

OBS: Observar possíveis conversões entre armaduras e tipos de aço (ex: CA50 para CA60)

CRITÉRIOS PROJETO - GERENCIADOS

A seguir são apresentados alguns dos critérios de projeto utilizados.

Critérios gerais

- 1) Norma em uso
 - a) NBR-6118-2014
- 2) Verificação de fck mínimo
 - a) Desativa
- 3) Verificação de cobrimentos mínimos
 - a) Desativa
- 4) Verificação de dimensões mínimas
 - a) Verifica segunda a ABNT NBR 6118
- 5) Permite rebaixo de pilar
 - a) Não permite

Ações

- 1) Separação de cargas permanentes e variáveis
 - a) Com separação
- 2) Caso 1 agrupa outros casos
 - a) Casos de 2 a 4
- 3) Consideração de peso-próprio de lajes
 - a) Sim
- 4) Consideração de peso-próprio de vigas
 - a) Sim
- 5) Carga estimada em viga de transição
 - a) Entre a carga estimada pelo pórtico e a definida pelo engenheiro, usar o valor de maior módulo.
- 6) Permite cálculo c/ altura de alvenaria igual a zero
 - a) Não
- 7) Vento
 - a) Número total de casos de vento
 - (1) 4
 - b) Velocidade básica (Vo)
 - (1) 33
 - c) Coeficiente de arrasto (menor valor)
 - (1) 1,446
 - d) Túnel de vento
 - (1) Correção dos momentos torsores
 - (a) Sim
- 8) Ponderadores
 - a) Ponderador do peso-próprio
 - (1) 1,4
 - b) Ponderador das demais ações permanentes (CV)
 - (1) 1,4
 - c) Ponderador das ações variáveis (CV)
 - (1) 1,4

Análise Estrutural

- 1) Modelo global do edifício
 - a) Modelo de vigas e pilares, flexibilizado conforme critérios
- 2) Modelo para viga de transição
 - a) Modelo adicional com vigas de transição enrijecidas
- 3) Trechos rígidos
 - a) Método p/ definir extensão de apoio
 - (1) em função da altura da viga
 - b) Multiplicador da altura da viga p/ extensão de apoio
 - (1) 0,3
- 4) Pórtico espacial
 - a) Vigas
 - (1) Consideração de seção T
 - (a) Calcular inércia das vigas com seção T em todo o vão
 - (2) Inércia p/ vigas s/ rigidez à torção
 - (a) 100
 - (3) Fator de engastamento parcial em vigas
 - (a) 1
 - b) Pilares
 - (1) Majoração da rigidez axial p/ efeitos construtivos
 - (a) Considera majoração da rigidez axial
 - (2) Multiplicador da rigidez axial p/ efeitos construtivos
 - (a) 3
 - (3) Pilares não-retangulares c/ eixos principais
 - (a) Calcula.
 - c) Ligações viga-pilar
 - (1) Flexibilização de ligações
 - (a) Sim
 - (2) Multiplicador de largura de apoio p/ coeficiente de mola
 - (a) 3
 - (3) Divisor de coeficiente de mola
 - (a) Sim
 - (4) Offset-rígido
 - (a) Sim
 - d) Separação de modelos para ELU e ELS
 - (1) Sim
 - e) Modelo ELU
 - (1) Não-linearidade física p/ vigas
 - (a) 0,4
 - (2) Não-linearidade física p/ pilares
 - (a) 0,8
 - (3) Não-linearidade física p/ lajes
 - (a) 0,3
 - f) Modelo ELS
 - (1) Não-linearidade física p/ lajes

- (a) 1
- g) Transferência de esforços
 - (1) Transferência dos esforços de 2ª ordem (GamaZ)
 - (a) Sim
 - (2) Transferência de força normal para vigas
 - (a) Sim
 - (3) Tolerância p/ transferência de forças das grelhas
 - (a) 0
 - (4) Tolerância p/ transferência de momentos das grelhas
 - (a) 0
- 5) Grelha
 - a) Vigas
 - (1) Consideração da seção T em vigas
 - (a) Calcular inércia das vigas com seção T em todo o vão
 - (2) Inércia p/ vigas s/ rigidez à torção
 - (a) 100
 - (3) Fator de engastamento parcial em vigas
 - (a) 1
 - b) Apoios (restrições)
 - (1) Apoio de vigas em pilares
 - (a) Modelo p/ o apoio de vigas em pilares
 - (i) Elástico independente
 - (b) Multiplicador de largura de apoio p/ coeficiente de mola
 - (i) 1
 - (c) Divisor de coeficiente de mola
 - (i) 4
 - (2) Modelo p/ o apoio de nervuras em pilares
 - (a) Sim
 - (3) Modelo p/ o apoio de lajes maciças em pilares
 - (a) Sim
 - c) Lajes nervuradas
 - (1) Considera seção T para nervuras
 - (a) Sim
 - (2) Plastificação de nervuras apoiadas em vigas
 - (a) Não
 - d) Lajes maciças (planas)
 - (1) Divisor de inércia à torção em barras de lajes
 - (a) 6
 - (2) Consideração de Wood&Armer
 - (a) Sim
 - (3) Espaçamento de barras em X
 - (a) 35
 - (4) Espaçamento de barras em Y
 - (a) 35
 - (5) Plastificação de barras de lajes apoiadas em vigas

- (a) Sim
- e) Multiplicador p/ deformação lenta
 - (1) 2,5
- 6) Estabilidade global
 - a) Cálculo de GamaZ com valores de cálculo
 - (1) Esforços de cálculo.
 - b) Considera deslocamentos horizontais gerados por cargas verticais
 - (1) Sim
- 7) Análise P-Delta
 - a) Análise em 2 passos
 - (1) P-Δ em 2 passos
 - b) Multiplicador de esforços pós-análise
 - (1) 1
- 8) Deslocamentos laterais do edifício
 - a) Verifica deslocamentos laterais do edifício
 - (1) ABNT NBR 6118
 - b) Considera efeitos das cargas verticais
 - (1) Não
 - c) P-Delta na avaliação dos deslocamentos laterais
 - (1) Não adota análise P-Δ na avaliação dos deslocamentos laterais
 - d) Limites
 - (1) Deslocamento máximo no topo do edifício
 - (a) 1700
 - (2) Deslocamento máximo entre pisos
 - (a) 850
- 9) Grelha não-linear
 - a) Análise p/ todas combinações ELS
 - (1) Adota todas combinações ELS definidas
 - b) Número total de incrementos de carga
 - (1) 12
 - c) Consideração da fissuração
 - (1) Considera fissuração à flexão e à torção
 - d) Consideração da fluência
 - (1) Correção do diagrama tensão-deformação do concreto pelos coeficientes de fluência (ϕ).

Dimensionamento, detalhamento e desenho

- 1) Lajes
 - a) Flexão composta
 - (1) Verifica flexão composta normal
 - (a) Sim
 - (2) Força pequena a ser desprezada
 - (a) 50
 - b) Verifica armadura mínima

- (1) Sempre que a armadura de flexão tiver valores menores que a armadura mínima recomendada pela NBR 6118, este valor de norma será adotado.
 - c) Norma p/ verificação ao cisalhamento
 - (1) Dimensionamento de acordo com a ABNT NBR 6118 vigente
 - d) Norma p/ verificação à punção
 - (1) Dimensionamento de acordo com a ABNT NBR 6118:2014
 - e) Ponderadores p/ valores de cálculo
 - (1) Ponderador da resistência do concreto
 - (a) 1,4
 - (2) Ponderador da resistência do aço
 - (a) 1,15
 - (3) Ponderador das solicitações
 - (a) 1,4
 - f) Homogeneização de faixas de armaduras
 - (1) Porcentagem mínima de média ponderada p/ M(-)
 - (a) 50
 - (2) Porcentagem mínima de média ponderada p/ M(+)
 - (a) 80
- 2) Vigas
- a) Norma p/ cálculo
 - (1) Dimensionamento de acordo com a ABNT NBR 6118:2014
 - b) Ponderadores p/ valores de cálculo
 - (1) Ponderador da resistência do concreto
 - (a) 1,4
 - (2) Ponderador da resistência do aço
 - (a) 1,15
 - (3) Ponderador das solicitações
 - (a) 1,4
 - c) Cálculo de esforços
 - (1) Redução de momentos negativos
 - (a) Cálculo de esforços solicitantes em regime elástico.
 - d) Flexão
 - (1) Armadura mínima
 - (a) Limite p/ armadura mínima
 - (i) O limite é definido de acordo com as prescrições da ABNT NBR 6118
 - (b) Seção T para cálculo de $M_{1d,mín}$ e $A_{s,mín}$
 - (i) Armadura mínima e Momento mínimo ($M_{1d,mín}$) calculados considerando seção T.
 - (2) Alojamento de barras sem simetria
 - (a) Aloja as barras na seção transversal em diversas camadas, sem a preocupação de fazer uma distribuição simétrica.
 - (3) Armadura que chega em apoio extremo
 - (a) 2
 - (4) Verificação de ductilidade

- (a) Verifica limites de redistribuição de $M(-)$, plastificação, nos extremos dos vãos e impõe critérios de ductilidade no dimensionamento das seções transversais conforme prescrições da NBR 6118:2003. É realizada a limitação da posição relativa da Linha Neutra na seção transversal e, conseqüentemente, aumento da armadura de compressão.
 - (5) Ancoragem positiva
 - (a) Ancoragem nos apoios extremos
 - (i) Ancoragem da armadura positiva combinando com grampos, calculados por processo exato quando o comprimento do apoio é pequeno perante o raio de dobra da barra. É válido também para vãos internos com faces inferiores não coincidentes.
 - (b) Bitola que chega no apoio extremo
 - (i) A condição acima não é verificada.
 - e) Cisalhamento e Torção
 - (1) Modelo de cálculo
 - (a) Modelo I
 - (2) Limite $p/$ desprezar torção
 - (a) 5
 - f) Armadura lateral
 - (1) Dimensionamento da armadura lateral
 - (a) Dimensionamento da armadura lateral segundo ABNT NBR 6118:2003 (2007)
 - (2) Altura mínima para colocação de $A_{s,lat}$
 - (a) 60
 - g) Furo em viga
 - (1) Largura máxima do furo
 - (a) 0
 - (2) Cortante $p/$ cálculo de suspensão
 - (a) 0
- 3) Pilares
- a) Norma para cálculo
 - (1) ABNT NBR 6118:2014 (2014)
 - b) Ponderadores $p/$ valores de cálculo
 - (1) Ponderador da resistência do concreto
 - (a) 1,4
 - (2) Ponderador da resistência do aço
 - (a) 1,15
 - (3) Ponderador das solicitações
 - (a) 1,4
 - c) Índices de esbeltez limites
 - (1) Limite $p/ 2^a$ ordem aproximada ($1/r$ e k_{ϕ})
 - (a) 90
 - (2) Limite $p/ 2^a$ ordem $c/ N, M, 1/r$
 - (a) 140
 - d) Definição dos comprimentos equivalentes
 - (1) Comprimento equivalente calculado de eixo a eixo das vigas.

- e) Transformação de FCO em FCN
 - (1) Não se alternam os esforços da flexão composta oblíqua para dimensionamento.
- f) Porcentagens limites de armadura
 - (1) Porcentagem limite de armadura mínima
 - (a) 0,4
 - (2) Porcentagem limite de armadura máxima
 - (a) 8
- g) Grampos
 - (1) Grampos verticais no último pavimento
 - (a) Sim
 - (2) Desenho de grampos em forma de S
 - (a) Desenho dos grampos em forma de "S".
- h) Consideração de peso-próprio
 - (1) Sim
- i) Pilares-parede
 - (1) Esbeltez limite p/ desprezar efeitos localizados
 - (a) 35
 - (2) Avaliação dos efeitos locais de 2ª ordem
 - (a) Sim
 - (3) Porcentagem mínima de estribos
 - (a) 25
- j) Seleção de bitolas no lance
 - (1) % limite p/ seleção no lance
 - (a) 15
 - (2) Número de bitolas a mais p/ seleção no lance
 - (a) 3
- 4) Fundações
 - a) Sapatas
 - (1) Ponderadores p/ valores de cálculo
 - (a) Ponderador da resistência do concreto
 - (i) 1,4
 - (b) Ponderador da resistência do aço
 - (i) 1,15
 - (c) Ponderador das solicitações
 - (i) 1,4
 - (d) Coeficiente adicional de segurança
 - (i) 1,2
 - (e) Coeficiente de segurança ao tombamento
 - (i) 1,5
 - (f) Coeficiente de segurança ao deslizamento
 - (i) 1,5
 - b) Blocos sobre estacas
 - (1) Ponderadores p/ valores de cálculo
 - (a) Ponderador da resistência do concreto
 - (i) 1,4

- (b) Ponderador da resistência do aço
 - (i) 1,15
 - (c) Ponderador das solicitações
 - (i) 1,4
 - (d) Coeficiente adicional de segurança
 - (i) 1,2
- (2) Blocos quadrados
 - (a) Igualar armaduras pela maior
 - (i) iguala armaduras pela maior
 - (b) Diferença máxima entre as dimensões
 - (i) 9
- (3) Blocos de 7 a 24 estacas
 - (a) Método de Cálculo - Bloco Rígido
 - (i) Método CEB-FIP (recomendado)
 - (b) % de armadura principal detalhada
 - (i) 125
- 5) Escadas
 - a) Ponderadores p/ valores de cálculo
 - (1) Ponderador da resistência do concreto
 - (a) 1,4
 - (2) Ponderador da resistência do aço
 - (a) 1,15
 - (3) Ponderador das solicitações
 - (a) 1,4
 - b) Homogeneização de armaduras
 - (1) Porcentagem mínima p/ M(-)
 - (a) 50
 - (2) Porcentagem mínima p/ M(+)
 - (a) 80
 - c) Cálculo de armadura mínima
 - (1) O limite é definido de acordo com as prescrições da ABNT NBR 6118

Critérios do PREO

Modelagem

- 1) Comprimento máximo de elemento pré-moldado
- 2) 1200.000000
- 3) Peso máximo de elemento pré-moldado
 - a) 24.000000
- 4) Extensão relativa do apoio da viga no consolo
 - a) 0.666700
- 5) Dimensionamento
- 6) Engastamento padrão de vigas
 - a) 0.000000
- 7) Engastamento lateral padrão de vigas
 - a) 0.000000

Detalhamento Geral

- 1) GamaC Concreto
 - a) 1.400000
- 2) GamaS Aço
 - a) 1.150000
- 3) GamaS Aço Protendido
 - a) 1.150000
- 4) GamaF Ações
 - a) 1.400000
- 5) GamaC Concreto (ato da protensão)
 - a) 1.200000
- 6) GamaS Aço Convencional (ato da protensão)
 - a) 1.150000
- 7) GamaS Aço Protendido (ato da protensão)
 - a) 1.150000
- 8) GamaF Ações (ato da protensão)
 - a) 1.000000
- 9) Comprimento do ferro da usina
 - a) 1200.000000

Detalhamento Vigas

- 1) Altura de solidarização padrão (cm)
 - a) 5.000000
- 2) Espessura aparelhos de apoio (cm)
 - a) 1.000000
- 3) Folga vigas (cm)
 - a) 2.000000

Detalhamento Pilares

- 1) Espaçamento de estribos geral cm
 - a) 15.000000
- 2) Espaçamento de estribos região do consolo
 - a) 5.000000
- 3) Espaçamento de estribos região da fundação
 - a) 10.000000
- 4) Detalhamento Lajes
- 5) Distância de lajes pré-moldadas a pilares
 - a) 1.000000
- 6) Distância de apoio de lajes s / vigas
 - a) 10.000000
- 7) Combinação para pré - dimensionamento, (1)AtoPro(2)CQPerm(3)CFreq(4)CTNM
 - a) 1
- 8) Multiplicador do esforço para pré-dimensionamento
 - a) 1.200000
- 9) Divisor do vão que define deslocamento limite
 - a) 250.000000

Detalhamento consolos

- | | | | | |
|--|----------------|-----|---------------|-----|
| 1) Norma de referência | p/detalhamento | (0) | NBR9062:1985; | (1) |
| NBR9062:2001,NBR9062:2006,NBR9062:2014 | | | | |
| a) 1 | | | | |
| 2) GamaN consolo | | | | |
| a) 1.200000 | | | | |
| 3) Força horizontal mínima/força vertical | | | | |
| a) 0.165000 | | | | |
| 4) Bitola mínima tirante, mm | | | | |
| a) 12.500000 | | | | |
| 5) GamaS aço alternativo | | | | |
| a) 1.250000 | | | | |
| 6) Detalhamento Cálices | | | | |
| 7) Cálice e pilar (1) liso (2) rugoso NBR-9062 | | | | |
| a) 1 | | | | |
| 8) Cobrimento externo cm (3) default | | | | |
| a) 3.000000 | | | | |
| 9) Cobrimento interno cm (1) default | | | | |
| a) 1.000000 | | | | |
| 10) Espessura mínima parede cm | | | | |
| a) 10.000000 | | | | |



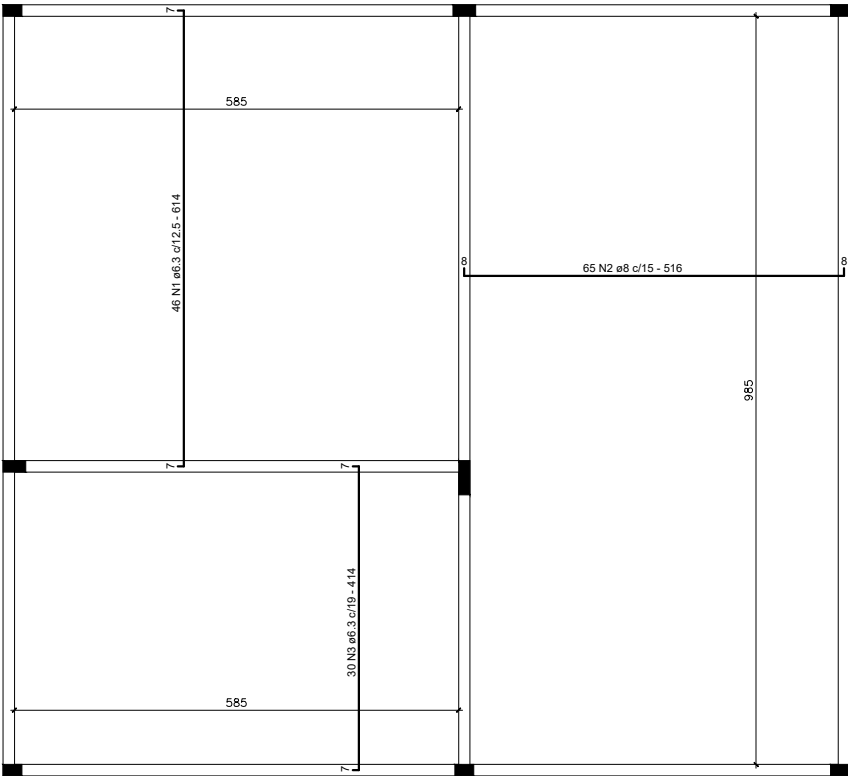
Memorial Descritivo - TCC WAYRON

FIGURAS COMPLEMENTARES

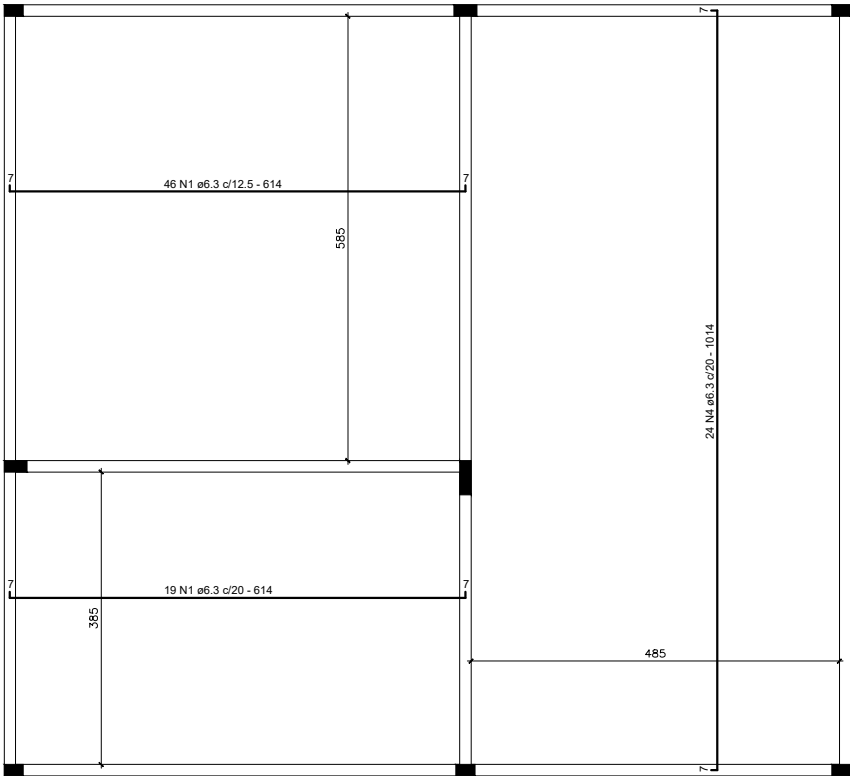
A seguir são apresentadas as figuras do projeto.

APÊNDICE E – PROJETO ESTRUTURAL – LAJES – SEMI-AUTOMÁTICO

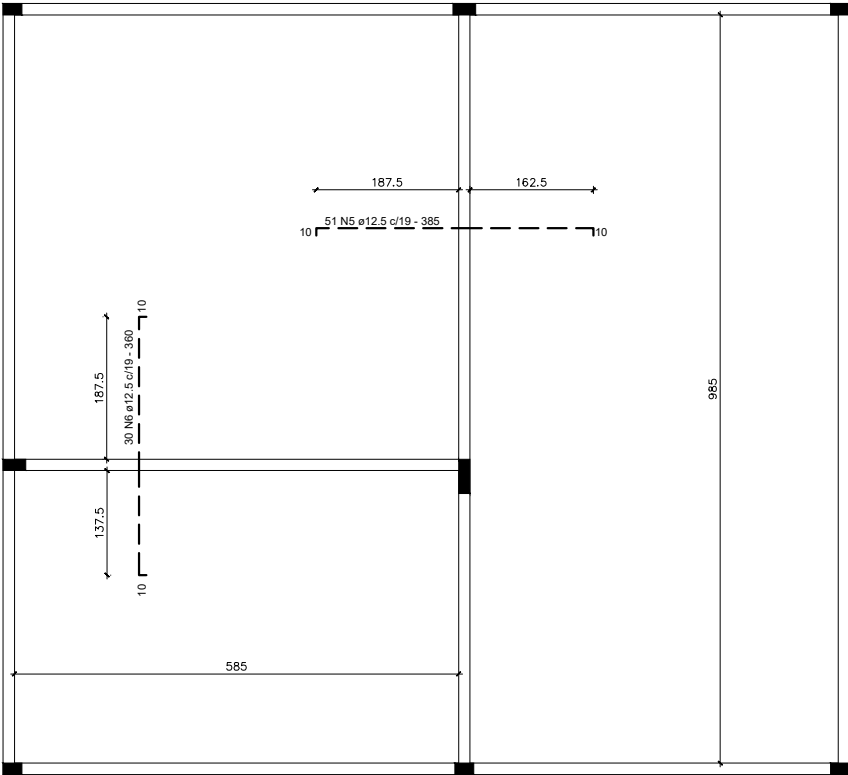
ARMADURA POSITIVA PRINCIPAL



ARMADURA POSITIVA SECUNDÁRIA



ARMADURA NEGATIVA



RELAÇÃO DO AÇO

AÇO	N	DIAM	Q	UNIT (cm)	C.TOTAL (cm)
CA50	1	6.3	111	614	68154
	2	8.0	65	516	33540
	3	6.3	30	414	12420
	4	6.3	24	1014	24336
	5	12.5	51	385	19635
	6	12.5	30	360	10800

RESUMO DOS MATERIAIS

AÇO	DIAM	C.TOTAL (m)	PESO (kg)
CA50	6.3	1281.62	257.03
	8.0	361.20	132.48
	12.5	312.30	293.09
PESO TOTAL (kg)		Vol. de concreto = 15.67 m³	
CA50	682.60		

Anotações:

Legenda:

Armadura negativa (superior).

Armadura positiva (inferior).

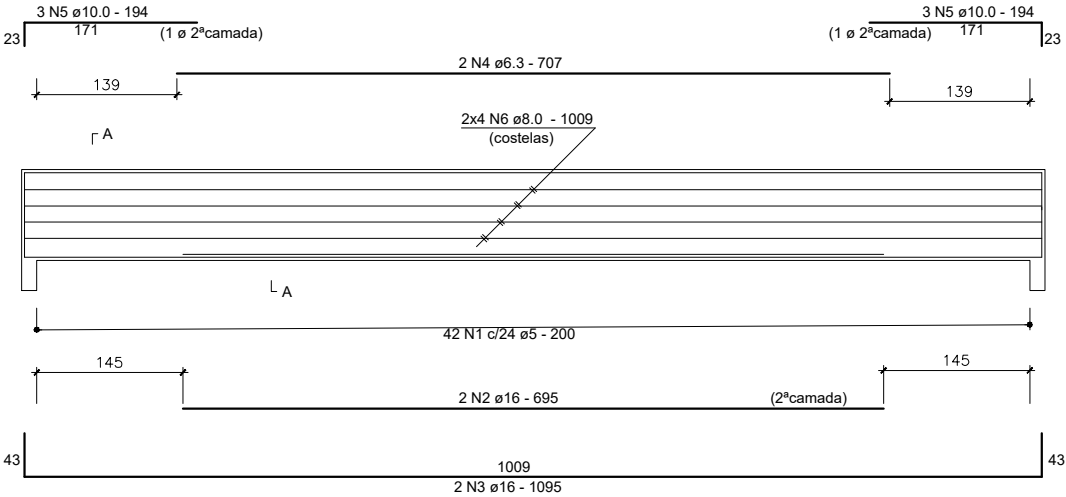
Notas:

- 01 NBR6118:2014 — Classe de Agressividade Ambiental = II.
02 NBR6118:2014 — Cobrimento: 2,5cm para as lajes;
03 Concreto com fck=30MPa — Aço: CA-50;
04 Unidades: diâmetro do aço em milímetro; espaçamento e comprimento em centímetro;

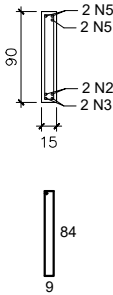
				CLIENTE:	IFG — CAMPUS GOIÂNIA	DESENHO:	Leles-TCC
				OBRA:	TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO	ESCALA:	1:100
						DATA:	27/02/21 — R0
				PROJETO ESTRUTURAL		PROJETO:	TCC
				PAVIMENTO SUPERIR — LAJES		ENC:	Wayron Neves
				ARMACÕES POSITIVAS E NEGATIVAS			
00	27/02/21	Emissão Inicial.		Wayron			
REVISÃO	DATA		MODIFICAÇÕES	RESP.			

APÊNDICE F – PROJETO ESTRUTURAL – VIGA – SEMI-AUTOMÁTICO

V6



SEÇÃO A-A



RELAÇÃO DO AÇO

AÇO	N	DIAM	Q	UNIT (cm)	C.TOTAL (cm)
CA50	1	5.0	42	200	8400
	2	16.0	2	695	1390
	3	16.0	2	1095	2190
	4	6.3	2	707	1414
	5	10.0	6	194	1164
	6	8.0	8	1009	8072

RESUMO DOS MATERIAIS

AÇO	DIAM	C.TOTAL (m)	PESO (kg)
CA50	5.0	84	13.44
	6.3	14.14	3.46
	8.0	80.72	31.88
	10.0	11.64	7.18
	16.0	35.80	56.49
PESO TOTAL (kg)		Vol. de concreto = 1.35 m³	
CA50	112.46		

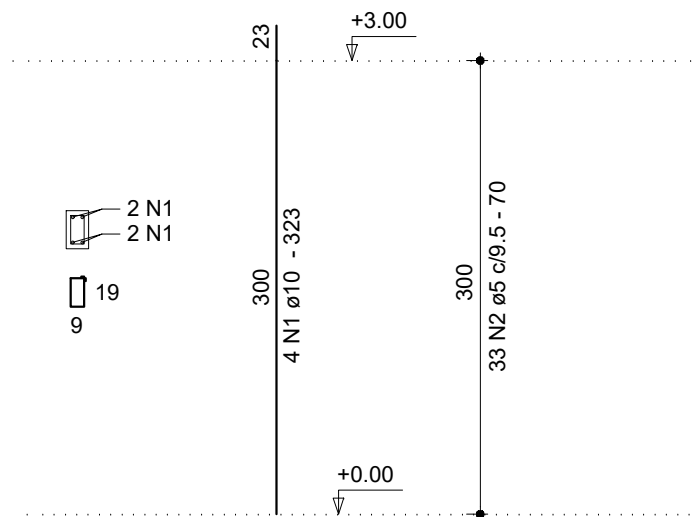
Notas:
01 NBR6118:2014 - Classe de Agressividade Ambiental = II.
02 NBR6118:2014 - Cobrimentos: 3,0cm para as vigas
03 Concreto com fck=30MPa - Aço CA-50.
04 Unidades: diâmetro do aço em milímetro; espaçamento e comprimento em centímetro;

00	27/02/21	Emissão Inicial.	Wayron	
REVISÃO	DATA	MODIFICAÇÕES	RESP.	

CLIENTE:	IFG - CAMPUS GOIÂNIA	DESENHO:	Viga - TCC
OBRA:	TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO	ESCALA:	1:75
		DATA - REVISÃO:	27/02/2021 - R0
PROJETO ESTRUTURAL		PROJETO:	TCC
VIGA V6		ENG:	Wayron Neves
ARMAÇÃO			

APÊNDICE F – PROJETO ESTRUTURAL – PILAR – SEMI-AUTOMÁTICO

PILAR P6 LANCE 01



RELAÇÃO DO AÇO

AÇO	N	DIAM	Q	UNIT (cm)	C.TOTAL (cm)
CA50	1	10	4	323	1292
	2	5.0	33	70	2310

RESUMO DOS MATERIAIS

AÇO	DIAM	C.TOTAL (m)	PESO (kg)
CA50	5.0	23.10	3.70
	10	12.92	7.97
PESO TOTAL (kg)		Vol. de concreto = 0.1125 m³	
CA50	11.67		

Notas:

01 NBR6118:2014 - Classe de Agressividade Ambiental = II.
 02 NBR6118:2014 - Cobrimentos: 3,0cm para pilar
 03 Concreto com fck=30MPa - Aço CA-50.
 04 Unidades: diâmetro do aço em milímetro; espaçamento e comprimento em centímetro.

CLIENTE: IFG - CAMPUS GOIÂNIA

OBRA: TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

PROJETO ESTRUTURAL
 PILAR P6
 ARMAÇÃO LANCE 01

DESENHO:
 Pilar - TCC

ESCALA: 1:50
 DATA - REVISÃO:
 27/02/2021 - R0

PROJETO: TCC
 ENG:
 Wayron Neves

ANEXO A – ÁBACO

TABELA B.9 – Ábacos de Interação $\nu \times \mu_x \times \mu_y$

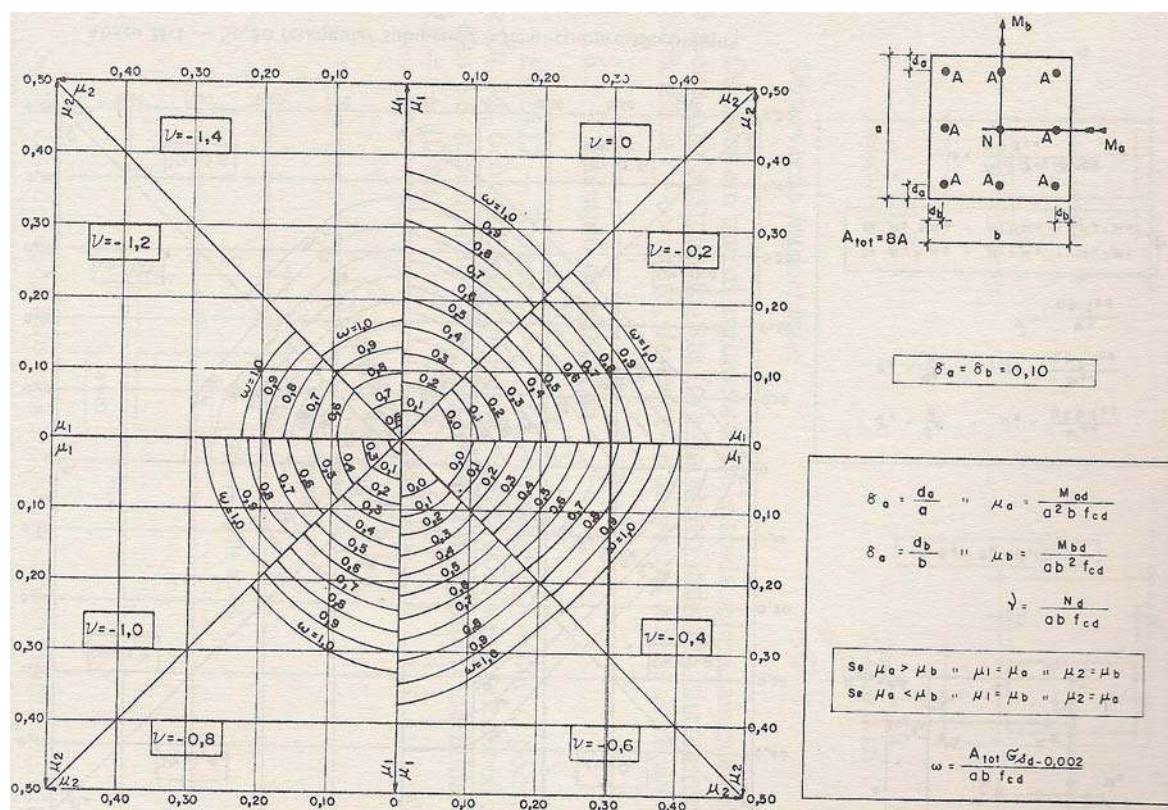


TABELA B.10 – Ábacos de Interação $\nu \times \mu_x \times \mu_y$

