



**UNIVERSIDADE FEDERAL DE CAMPINA GRANDE
CENTRO DE CIÊNCIA E TECNOLOGIA AGROALIMENTAR
UNIDADE ACADÊMICA DE CIÊNCIA E TECNOLOGIA AMBIENTAL**

Daniel de Carvalho Araujo

**DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL DE UM EDIFÍCIO MULTIFAMILIAR:
ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE SOFTWARE E MÉTODO MANUAL**

Pombal

2021

Daniel de Carvalho Araujo

**DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL DE UM EDIFÍCIO MULTIFAMILIAR:
ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE SOFTWARE E MÉTODO MANUAL**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado como parte do requisito básico para obtenção do título de bacharel em Engenharia Civil pelo Centro de Ciência e Tecnologia Agroalimentar da UFCG.

Orientador: Leovegildo Douglas Pereira de Souza

Pombal

2021

A659d	Araújo, Daniel de Carvalho.
	<p>Dimensionamento estrutural de um edifício multifamiliar: análise comparativa entre software e método manual. / Daniel de Carvalho Araújo. - Pombal, 2021.</p>
	<p>122 f. : il. color.</p>
	<p>Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Campina Grande, Centro de Ciências e Tecnologia Agroalimentar, 2021.</p>
	<p>"Orientação: Prof. Leovegildo Douglas Pereira de Souza."</p>
	<p>Referências.</p>
	<p>1. Teoria das estruturas. 2. Engenharia das estruturas. 3. Dimensionamento - software - uso. 4. Dimensionamento - método manual. 5. Edifício multifamiliar. I. Souza, Leovegildo Douglas Pereira de. II. Título.</p>
	<p>CDU 624.01(043)</p>

Daniel de Carvalho Araujo

**DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL DE UM EDIFÍCIO MULTIFAMILIAR:
ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE SOFTWARE E MÉTODO MANUAL**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado
como parte do requisito básico para obtenção
do título de bacharel em Engenharia Civil pelo
Centro de Ciência e Tecnologia Agroalimentar
da UFCG.

Aprovado em 12 /05/2021

Leovegildo Douglas P. de Souza

Leovegildo Douglas Pereira de Souza

Orientador: UFCG – CCTA – UACTA

Eric Mateus Fernandes Bezerra

Eric Mateus Fernandes Bezerra

Examinador Interno: UFCG – CCTA – UACTA

José Edson da Silveira Filho

José Edson da Silveira Filho

Examinador Externo: Engenheiro Civil – CBX Engenharia

Pombal

2021

Dedico este trabalho aos meus pais, Antônio e Isabel, aos meus irmãos, Sara e Rafael, que foram minha base me apoiando e dando forças em todos os momentos.

“Ora, Àquele que é poderoso para fazer tudo muito mais abundante além daquilo que pedimos ou pensamos, segundo seu poder que em nós opera”. (*Efésios 3:20*)

AGRADECIMENTOS

Agradeço a Deus pelo dom da vida, além da saúde necessária, para que tivesse condições de desenvolver esse trabalho. Agradeço ainda as oportunidades concedidas e por manter-se comigo.

Aos meus pais e irmãos pelo amor incondicional, carinho e ensinamentos concedidos a mim.

Ao meu orientador Professor Leovegildo pela orientação, confiança e apoio durante todo o trabalho. Obrigado por todo conhecimento repassado.

Aos meus colegas e amigos, que me ajudaram em toda essa caminhada, proporcionando uma jornada mais leve e prazerosa.

A todo corpo docente e a UFCG por me acolher e proporcionar conhecimentos inestimáveis.

RESUMO

Devido à enorme produtividade e eficiência imposta pelo atual cenário da construção civil, o uso de um *software* específico para a produção de projetos estruturais é de tal forma indispensável. Destarte, a disponibilidade de programas é cada vez mais crescente, pois hoje os *softwares* são muito mais complexos e completos, proporcionando análises mais realistas do comportamento estrutural. Assim, o objetivo do estudo é realizar o dimensionamento estrutural de uma edificação e comparar o método manual com o automatizado através do *software* TQS. Neste contexto, a informática veio para aprimorar e facilitar a Engenharia de Estruturas, e nunca substituí-la. É indispensável a consciência de que um *software* com finalidades em projetos estruturais é apenas uma ferramenta para auxiliar o profissional responsável pelo mesmo. Torna-se imprescindível o conhecimento de cálculos manuais que possibilitem a verificação dos principais resultados expostos por esses *softwares* de forma que possa possibilitar ao engenheiro uma análise dos resultados esperados de maneira a evitar erros expressivos. Dessa forma, foi realizado o dimensionamento estrutural de uma edificação multifamiliar através de métodos manuais, aproximados e pórticos planos, e o métodos computacional utilizando um *software* através de grelhas e pórtico espacial. No estudo foram verificadas diferenças significativas nas análises dos métodos e também nos resultados dos elementos estruturais, onde o programa dimensionou 16% mais aço que o método manual.

Palavras-chave: *software* TQS, projetos estruturais, construção civil.

ABSTRACT

Due to the enormous productivity and efficiency imposed by the current scenario of civil construction, the use of specific software for the production of structural projects is so indispensable. Thus, the availability of programs is increasingly increasing, because today the software is much more complex and complete, providing more realistic analyzes of structural behavior. Thus, the objective of the study is to carry out the structural dimensioning of a building and to compare the manual method with the automated method using the TQS software. In this context, information technology has come to improve and facilitate Structural Engineering, and never replace it. It is essential to be aware that software for structural design purposes is only a tool to assist the professional responsible for it. It is essential to have knowledge of manual calculations that enable the verification of the main results exposed by this software in a way that can enable the engineer to analyze the expected results in order to avoid expressive errors. In this way, the structural dimensioning of a multifamily building was carried out using manual, approximate and flat portico methods, and the computational method using software using grids and spatial portico. In the study, significant differences were found in the analysis of the methods and also in the results of the structural elements, where the program dimensioned 16% more steel than the manual method.

Keywords: TQS software, structural projects, civil construction.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Planta baixa	23
Figura 2 – Áreas de influência da carga nos pilares	28
Figura 3 – Deslocamento horizontal dos pórticos	32
Figura 4 – Pilar equivalente para cada caso	36
Figura 5 – Pórticos e suas combinações de ações	38
Figura 6 – Planta de forma Pav. Tipo	41
Figura 7 – Planta de forma Cobertura	41
Figura 8 – Condições de apoio das lajes	42
Figura 9 – Condições de contorno das lajes	44
Figura 10 – Momento fletor – Vigas isoladas	48
Figura 11 – Momento fletor – Vigas Pav. Tipo	49
Figura 12 – Momento fletor – Vigas Cobertura	50
Figura 13 – Momento fletor – Baldrames	51
Figura 14 – Esforço cortante – Vigas isoladas	55
Figura 15 – Esforço cortante – Vigas Pav. Tipo	56
Figura 16 – Esforço cortante – Vigas Cobertura	57
Figura 17 – Esforço cortante – Vigas Baldrame	58
Figura 18 – Momento fletor – Escada	62
Figura 19 – Dados do edifício: aba ‘Cargas’	76
Figura 20 – Visualização 3D dos elementos estruturais	76
Figura 21 – Valores de α para as diferentes direções	77
Figura 22 – Valores de γ_z para as diferentes direções	77
Figura 23 – Vigas Pav. Tipo	79
Figura 24 – Vigas Cobertura	80
Figura 25 – Vigas Baldrame	82
Figura 26 – Dimensionamento da escada	83
Figura 27 – Dimensionamento dos pilares	84
Figura 28 – Dimensionamento das sapatas	86
Figura 29 – Método manual: Momentos positivos das lajes	88
Figura 30 – TQS: Momentos positivos das lajes	89
Figura 31 – Comparação diagrama de momento fletor	92
Figura 32 – Gráfico: Momentos máximos positivos e negativos – Cobertura	94

Figura 33 – Gráfico: Momentos máximos positivos e negativos – Pav. Tipo	94
Figura 34 – Gráfico: Momentos máximos positivos e negativos – Baldrame	94
Figura 35 – Comparação diagrama de momento fletor	95
Figura 36 – Distribuição do aço na estrutura	100
Figura 37 – Gráfico: Quantidade de aço dimensionado	101

LISTA DE TABELAS

Tabela 1: Força de arrasto na direção 0°/180°	29
Tabela 2: Força de arrasto na direção 90°/270°	30
Tabela 3: Estimativa das cargas verticais	31
Tabela 4: Parâmetro α	33
Tabela 5: Ações características	34
Tabela 6: Combinação última normal: caso 1	35
Tabela 7: Combinação última normal: caso 2	35
Tabela 8: Coeficiente γ_z	37
Tabela 9: Características das lajes armadas em uma direção	43
Tabela 10: Valores calculados lajes pav. tipo	45
Tabela 11: Valores calculados lajes pav. cobertura	45
Tabela 12: Momento fletores de serviço correspondentes à armadura mínima das lajes	46
Tabela 13: Valor de μ_{lim}	52
Tabela 14: Armadura longitudinal das vigas isoladas	53
Tabela 15: Armadura longitudinal das vigas do pavimento tipo	53
Tabela 16: Armadura longitudinal das vigas da cobertura	54
Tabela 17: Armadura longitudinal das vigas baldrames	54
Tabela 18: Armadura transversal das vigas isoladas	60
Tabela 19: Armadura transversal das vigas do pavimento tipo	60
Tabela 20: Armadura transversal das vigas da cobertura	60
Tabela 21: Armadura transversal das vigas baldrames	61
Tabela 22: Armadura longitudinal da escada	63
Tabela 23: Armadura de distribuição da escada	63
Tabela 24: Valores calculados lajes do reservatório	65
Tabela 25: Armadura longitudinal das paredes do reservatório	65
Tabela 26: Armadura transversal das paredes do reservatório	65
Tabela 27: Valores calculados e adotados para as armaduras longitudinais os pilares de extremidade	70
Tabela 28: Valores calculados e adotados para as armaduras longitudinais dos pilares de canto	70
Tabela 29: Valores calculados e adotados para as armaduras transversais dos pilares	71
Tabela 30: Dimensões calculadas e adotadas para sapatas	73

Tabela 31: Área de aço e solução adotada para sapatas	74
Tabela 32: Momentos calculados para as lajes	78
Tabela 33: Cálculo das armações das lajes	78
Tabela 34: Comparação da estabilidade global	88
Tabela 35: Momento positivo - Cobertura	89
Tabela 36: Momento negativo - Cobertura	90
Tabela 37: Momento positivo - Pav. Tipo	90
Tabela 38: Momento negativo - Pav. Tipo	90
Tabela 39: Armadura das lajes	91
Tabela 40: Momentos máximos - Cobertura	92
Tabela 41: Momentos máximos - Pav. Tipo	93
Tabela 42: Momentos máximos - Baldrame	93
Tabela 43: Esforço normal dos pilares	96
Tabela 44: Comparação das sapatas	97
Tabela 45: Resumo do aço das lajes	98
Tabela 46: Resumo do aço das vigas	98
Tabela 47: Resumo do aço dos pilares	98
Tabela 48: Resumo do aço das fundações	99
Tabela 49: Resumo geral do aço	99

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
CAA	Classe de Agressividade Ambiental
ELU	Estados-limites últimos
ELS	Estados-limites de serviço
ELS-CE	Estado-limite de compressão excessiva
ELS-D	Estado-limite de descompressão
ELS-DEF	Estado-limite de deformações excessivas
ELS-DP	Estado-limite de descompressão parcial
ELS-F	Estado-limite de formação de fissuras
ELS-VE	Estado-limite de vibrações excessivas
ELS-W	Estado-limite de abertura de fissura
NBR	Norma brasileira regulamentadora
NLF	Não linearidade física
NLG	Não linearidade geométrica

LISTA DE SÍMBOLOS

f_{ck}	Resistência característica do concreto à compressão
γ_c	Coefficiente de ponderação da resistência do concreto
f_{cd}	Resistência de cálculo do concreto
$f_{ct,sp}$	Resistência à tração indireta do concreto
$f_{ct,f}$	Resistência à tração na flexão do concreto
f_{ct}	Resistência à tração direta do concreto
$f_{ct,m}$	Resistência à tração média do concreto
E_{ci}	Módulo de elasticidade inicial do concreto
α_E	Parâmetro em função da natureza do agregado que influencia o módulo de elasticidade
F_d	Valor de cálculo das ações para combinação última
F_{gk}	Ações permanentes diretas
$F_{\varepsilon k}$	Ações permanentes indiretas
F_{qk}	Ações variáveis diretas
r_{inf}	Rigidez de tramo inferior de pilar em uma ligação tramo inferior de pilar-viga-tramo superior de pilar
r_{sup}	Rigidez de tramo superior de pilar em uma ligação tramo inferior de pilar-viga-tramo superior de pilar
r_{vig}	Rigidez de uma viga em uma ligação tramo inferior de pilar-viga-tramo superior de pilar
$\gamma_{g,q,\varepsilon}$	Coefficientes de ponderação das ações do estado-limite último
$\Psi_{0,j,\varepsilon}$	Coefficientes de ponderação das ações do estado-limite último
h_{min}	Espessura mínima da laje
l_{menor}	Menor lado da laje
h_{est}	Altura estimada da viga
l_o	Comprimento do vão da viga
A_{est}	Área estimada da seção transversal do pilar
N_d	Força normal de cálculo
V_o	Velocidade básica do vento
V_k	Velocidade característica do vento
q_v	Pressão dinâmica do vento
C_a	Coefficiente de arrasto
F_a	Força de arrasto

W_c Flecha no centro da laje;
 M_x, M_y Momentos positivos no centro da laje nas direções indicadas;
 M_{xe}, M_{ye} Momentos negativos nos engastes das direções indicadas;
 R_x, R_y Reação de apoio por unidade de comprimento na direção indicada, quando for apoio simples;
 R_{xe}, R_{ye} Reação de apoio por unidade de comprimento na direção indicada, quando for engaste;
 μ Momento reduzido;
 M_d Momento fletor solicitante;
 σ_{cd} Tensão de compressão;
 μ_{lim} Momento limite reduzido;
 ξ Profundidade relativa da linha neutra;
 S_{sap} Área da sapata;
 P Carga do pilar sobre a sapata;
 σ_s Tensão admissível do solo
 H_{tot} Altura total da estrutura;
 N_k Somatório de todas as cargas verticais atuantes na estrutura;
 $E_{cs}I_c$ Rigidez equivalente na direção considerada.
 $EI_{eq-port.}$ Rigidez equivalente do pórtico;
 δ Deslocamento
 e_i Excentricidade inicial
 e_a Excentricidade acidental
 $e_{1,min}$ Excentricidade de 1º ordem mínima
 e_1 Excentricidade de 1º ordem;
 e_2 Excentricidade de 2º ordem;
 e_c Excentricidade de fluência.

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	19
2 OBJETIVOS	20
2.1 Objetivo geral	20
2.2 Objetivos específicos	20
3 REFERENCIAL TEÓRICO	21
3.1 Análise estrutural	21
3.2 Modelos estruturais	21
3.7. CAD/TQS	22
4 METODOLOGIA	23
4.1 Projeto em estudo	23
4.2 Considerações de projeto	23
4.3 Ações variáveis e permanentes	24
4.3.1 Pavimento tipo	24
4.3.2 Pavimento cobertura	25
4.3.3 Escada	25
4.3.4 Reservatório	25
4.3.5 Ações do vento	25
4.4 Concepção estrutural	26
4.5 Pré-dimensionamento	26
4.5.1 lajes	26
4.5.2 Vigas	26
4.5.3 Pilares	27
4.6 Dimensionamento manual	28
4.6.1 Ações do vento	29
4.6.2 Estabilidade global	31
4.6.2.1 Parâmetro de instabilidade α	31

4.6.2.2 Coeficiente γ_z	33
4.6.3 Combinações de ações	37
4.6.4 Lajes	40
4.6.4.1 Laje armada em uma direção	42
4.6.4.2 Lajes armadas em duas direções	43
4.6.4.3 Armação das lajes	46
4.6.5 Vigas	47
4.6.5.3 Armaduras longitudinais	47
4.6.5.4 Armaduras transversais	54
4.6.6 Escada	61
4.6.6.1 inclinação e espessura média da escada	61
4.6.6.2 Armadura longitudinal	62
4.6.6.3 Armadura de distribuição	63
4.6.7 Reservatório	63
4.6.7.1 Esforços	63
4.6.7.2 Armação	64
4.6.8 Pilares	65
4.6.8.1 Dimensionamento pilares de extremidade	66
4.6.8.2 Dimensionamento pilares de canto	67
4.6.8.3 Armadura longitudinal	69
4.6.8.4 Armadura transversal	70
4.6.9 Fundação	71
4.6.9.1 Dimensionamento geométrico	71
4.6.9.2 Verificação a compressão e a punção	73
4.6.9.3 Armação das sapatas	74
4.7 Dimensionamento pelo TQS	74
4.7.1 Estabilidade global	77

4.7.2 Lajes	78
4.7.3 Vigas	79
4.7.4 Escada	83
4.7.5 Reservatório	83
4.7.6 Pilares	83
4.7.5 Fundação	85
5 RESULTADOS E DISCUSSÕES	87
5.1 Estabilidade global	87
5.2 Lajes	88
5.3 Vigas	92
5.4 Pilares	96
5.5 Fundação	97
5.6 Resumo de aço	98
6 CONCLUSÃO	100
7 REFERÊNCIAS	102

1 INTRODUÇÃO

A informática, em geral, está gradativamente mais presente no cotidiano. Atualmente, é praticamente impossível produzir projetos estruturais em concreto armado sem o uso de algum sistema computacional. Todas as fases de um projeto, desde a concepção estrutural, passando pela análise estrutural, dimensionamento e detalhamento, até a impressão de desenhos, são amplamente influenciadas pela utilização de um *software* (KIMURA, 2018, p. 17-18).

Em virtude da enorme produtividade e eficiência imposta pelo atual cenário da construção civil, o uso de um *software* específico para a produção de projetos estruturais é, de tal forma, indispensável. A demanda atual não deixa mais espaço para que as estruturas sejam dimensionadas inteiramente de forma manual.

Segundo Martha (2010) e Kimura (2018), a análise da estrutura para o dimensionamento é essencial um modelo estrutural que busca uma proximidade da estrutural real. Assim, este modelo deve integrar as diversas hipóteses para evidenciar o comportamento da estrutura conforme as diferentes ações impostas a mesma. Dessa forma, a análise e os métodos de cálculos manuais, em alguns casos, podem ser muito complexos, demandando tempo e precisão, tornando assim o dimensionamento inviável e vulnerável a erros de cálculos manuais.

Dessa forma, a disponibilidade de programas computacionais é cada vez mais crescente, já que atualmente, os *softwares* são muito mais complexos e completos, proporcionando análises mais realistas do comportamento estrutural, e posteriormente a representação e detalhamento das estruturas e armaduras. O grande crescimento tecnológico foi fator crucial e importante na Engenharia de Estruturas, impactando de forma direta e expressiva na forma como os projetos estruturais de concreto armado são elaborados atualmente. O uso responsável desses *softwares* disponibilizados no mercado propõe ao profissional uma visão mais ampla de diversas possibilidades de modelagem estrutural, suas vantagens e desvantagens.

Por outro lado, a informática veio para aprimorar e facilitar a Engenharia de Estruturas, e nunca substituí-la. É indispensável a consciência de que um *software* com finalidades em projetos estruturais é apenas uma ferramenta para auxiliar o profissional responsável. Torna-se imprescindível o conhecimento de cálculos manuais que possibilitem a verificação dos principais resultados expostos por esses *softwares*, de forma que possa possibilitar ao engenheiro uma análise dos resultados esperados de maneira a evitar erros expressivos. A utilização de programa, quando feita de forma consciente e responsável, proporciona inúmeras vantagens à elaboração de um projeto, como por exemplo: produtividade, qualidade e segurança.

Diante do exposto, é necessário a busca incessante por novas tecnologias e informações para uma melhor compreensão e formas de aplicações nos projetos estruturais de concreto armado, com o intuito de melhorar o desenvolvimento dos profissionais envolvidos e conseqüentemente mais segurança e conforto para sociedade. Uma das mais eficientes formas de buscar essas informações e compreensão, é a experiência prática adquirida, essa qual é conquistada fazendo, de fato, projetos e dimensionamentos práticos, trabalhos de campos e acompanhamentos com profissionais já experientes na área.

Diante do exposto, visto a importância da busca por conhecimentos práticos para a engenharia estrutural, optou-se para realização de um projeto prático de dimensionamento estrutural, em concreto armado, de um edifício multifamiliar, comparando e analisando o dimensionamento feito por um *software*, TQS, e método manual aprendido durante a formação. O TQS configurado para realizar o projeto conforme a ABNT NBR 6118, Projeto de estruturas de concreto – Procedimento, e o método manual conforme a literatura e seguindo as determinações da norma supracitada.

2 OBJETIVOS

2.1 Objetivo geral

Projetar uma estrutura em concreto armado de um edifício multifamiliar de 4 pavimentos, seguindo aos requisitos imposto pela NBR 6118:2014, por métodos de análise simplificados e comparar com os resultados fornecidos pelo TQS.

2.2 Objetivos específicos

- Comparar e analisar o dimensionamento pelos métodos manuais e via *software*;
- Levantar as ações do vento;
- Obter os esforços através do modelo de pórticos planos;
- Detalhar e desenhar as pranchas de execução;
- Computar quantitativos obtidos em ambos os métodos e compará-los

3 REFERENCIAL TEÓRICO

3.1 Análise estrutural

As estruturas são constituídas de vários elementos, ligados entre si e ao meio exterior para formar um conjunto estável, conjunto este, adequado para receber solicitações externas, absorvê-las internamente e conduzir até os apoios, onde estas solicitações externas encontrarão seu sistema estático equilibrante. (SUSSEKIND, 1981, p. 1)

A análise estrutural é a fase do projeto estrutural em que é feita a idealização do comportamento da estrutura. Esse comportamento pode ser expresso por diversos parâmetros, tais como pelos campos de tensões, deformações e deslocamentos na estrutura. Essa análise deve ser feita para os possíveis estágios de carregamentos e solicitações que devem ser previamente determinados. (MARTHA, 2010, p. 1)

Segundo a NBR 6118:2014 (ABNT, 2014), a análise estrutural tem como objetivo definir os efeitos das ações em uma estrutura, com intuito de fazer verificações dos estados-limites últimos e de serviço. Porém, a análise estrutural parte do princípio onde a mesma deverá ser feita a partir de um modelo estrutural conveniente ao objetivo da análise, onde em um mesmo projeto, pode ser necessário mais de um modelo para realização das verificações.

Diferentes tipos de análises estrutural podem ser usadas, porém, as previstas na NBR 6118:2014 são: análise linear, análise linear com redistribuição, análise plástica, análise não linear e análise através de modelos físicos. O que vai diferenciar qual método usar, será o comportamento admitido para os materiais que compõem a estrutura, levando em consideração as limitações e os parâmetros de cada uma.

Dessa forma, à análise da estrutura será feita no ambiente da não linearidade, ou seja, considerando a não linearidade física (NLF) e também a não linearidade geométrica.

3.2 Modelos estruturais

É definido por Kimura (2018) o modelo estrutural como um protótipo que procura simular um edifício real. Existem diferentes tipos de modelos com diferentes graus de complexidades e limitações específicas, o que deverá ser adotado em cada projeto específico a depender das características da estrutura e das ferramentas disponíveis.

O modelo estrutural abrange todas as teorias e hipóteses utilizadas para caracterizar o comportamento da estrutura para as diferentes solicitações. Essas hipóteses são fundamentadas em leis físicas, como por exemplo o equilíbrio entre forças e entre tensões, as condições de

compatibilidade, deslocamentos, deformações e as leis físicas dos materiais que formam a estrutura (MARTHA, 2010, p. 4).

Assim, no presente será utilizado modelos simplificados com pórticos planos no processo manual e no software será utilizado modelo de grelhas mais pórtico espacial.

3.7. CAD/TQS

O CAD/TQS[®] é um programa computacional gráfico criado e comercializado pela TQS Informática Ltda[®], com finalidade em elaboração de projetos de estruturas de concreto armado, protendido e em alvenaria estrutural de edificação de pequeno porte até edificações grande porte. O *software* envolve todas as etapas do projeto estrutural, partindo da concepção, passando pela análise de esforços e flechas, dimensionamento, detalhamento dos elementos estruturais, até a entrega das plantas finais. Seu desenvolvimento tem como base principal a NBR 6118, porém é complementado por outras normas.

A análise da estrutura elaborada pelo *software* é baseada em um modelo integrado entre grelhas e pórticos onde os engastamento não são considerados em sua totalidade. O programa dispõe a possibilidade de escolher seis modelos de análise diferentes. Porém, a versão utilizada no presente estudo, só é disponível a utilização do ‘Modelo IV’. Este modelo é composto pela análise grelhas para os pavimentos e pórtico espacial para as vigas e pilares.

4 METODOLOGIA

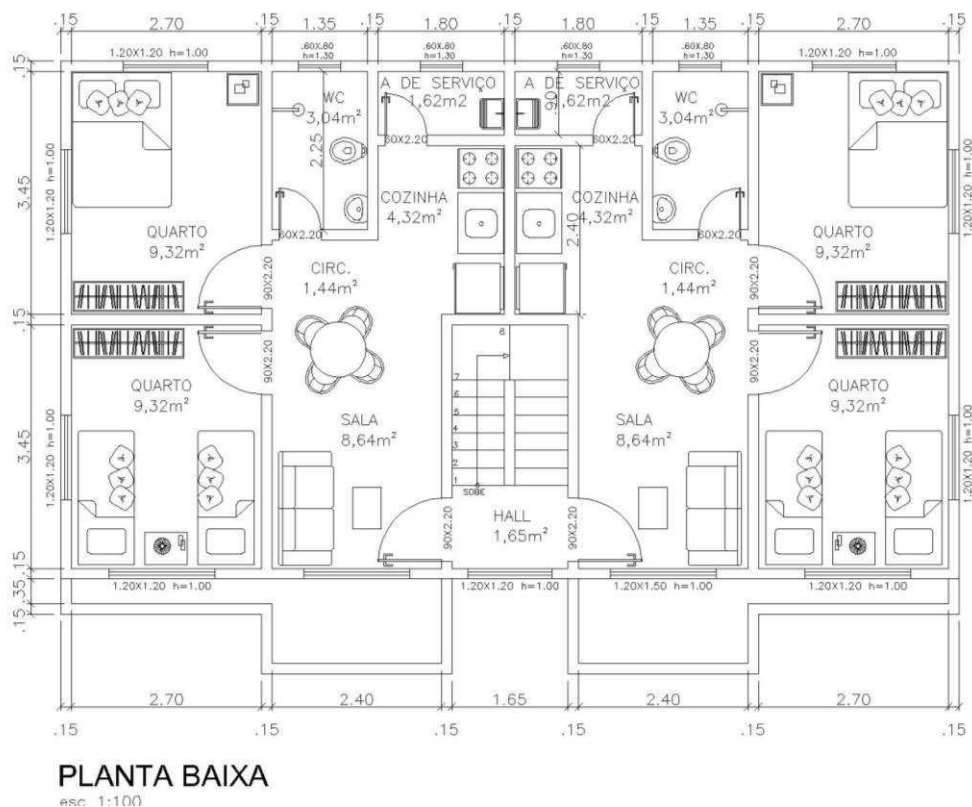
4.1 Projeto em estudo

O projeto usado para realização do estudo é caracterizado como um edifício multifamiliar de 4 pavimentos composto por:

- 3 pavimentos tipo (incluindo o térreo) com 4 apartamentos similares dispostos em sala de estar, sala de jantar, varanda, cozinha, área de serviço, banheiro social e 2 quartos;
- cobertura com reservatório;
- escada.

As demais peculiaridades do projeto arquitetônico podem ser observadas na Figura 1.

Figura 1 – Planta baixa



Fonte: Autor, 2021.

4.2 Considerações de projeto

A estrutura da edificação será executada em concreto armado, e terá como sistema construtivo lajes maciças apoiadas em vigas retangulares e estas apoiadas em pilares. A estrutura será solicitada por cargas verticais devido as ações permanentes e variáveis, carga de peso próprio e ação do vento.

Considerou-se a localização da edificação na zona urbana, onde determinou-se a CAA-II. Dessa forma, a classe de concreto mínima correspondente é a C25, tendo assim uma resistência à compressão característica de 25 MPa. Com base na classe de agressividade é determinado o cobrimento mínimo, e no presente estudo será utilizado o cobrimento nominal de 25 mm para lajes e 30 mm para vigas e pilares.

Também para o concreto, será considerado o agregado graúdo como brita 1, esta que é caracterizada por possuir um diâmetro máximo de 19 mm.

O aço adotado para realização do presente estudo é do tipo CA-50. Este tipo de aço apresenta uma resistência característica de 500 MPa, módulo de elasticidade de 210 GPa e dispõe de nervuras transversais para o melhoramento na aderência ao concreto.

Para obtenção de dados para o cálculo das ações do vento, considerou-se a localização da edificação no município de Pombal – PB. Também foi considerado que a edificação estava localizada em um terreno pouco acidentado.

Para fins práticos, a fundação da edificação será calculada como sapata isolada, também em concreto armado, e será considerado uma tensão admissível no solo de 0,4 MPa. Essa consideração da tensão admissíveis no solo foi proposta de forma conveniente e arbitrária ao presente estudo, pois não foi verificado de fato a resistência do solo no local considerado da edificação.

4.3 Ações variáveis e permanentes

As ações são consideradas e determinadas em função da utilização do tipo em que se destina o uso da edificação. Os valores são estabelecidos conforme as determinações de ações mínimas consideradas pela NBR 6120:2019.

4.3.1 Pavimento tipo

Para as ações do pavimento tipo foram consideradas os seguintes valores:

- a) peso específico aparente do concreto armado: 25 kN/m³;
- b) peso próprio do revestimento de piso (7 cm de espessura): 1,4 kN/m²;
- c) peso próprio da alvenaria em bloco cerâmico vazado com espessura nominal de 9 cm e espessura de revestimento por face de 2 cm: 1,6 kN/m²;
- d) sobrecarga de utilização para salas de jantar e estar, cozinha, banheiro e dormitório: 1,5 kN/m²;
- e) sobrecarga de utilização para varandas: 2,5 kN/m²;

- f) sobrecarga de utilização para área comum: 3 kN/m²;
- g) sobrecarga de utilização para área de serviço: 2 kN/m².

4.3.2 Pavimento cobertura

Para cobertura, os seguintes valores foram adotados:

- a) peso específico aparente do concreto armado: 25 kN/m³;
- b) peso próprio do revestimento de piso (5 cm de espessura): 1 kN/m²;
- c) peso próprio da alvenaria em bloco cerâmico vazado com espessura nominal de 9 cm e espessura de revestimento por face de 2 cm: 1,6 kN/m²;
- d) peso próprio do telhado: 2 kN/m²;
- e) sobrecarga de utilização para cobertura com acesso apenas para manutenção ou inspeção: 1 kN/m².

4.3.3 Escada

As escadas tiveram os valores de cargas determinados da seguinte forma:

- a) peso específico aparente do concreto armado: 25 kN/m³;
- b) peso próprio do revestimento: 1,5 kN/m²;
- c) sobrecarga de utilização (uso comum): 3 kN/m².

4.3.4 Reservatório

Para o carregamento do reservatório foram considerados os seguintes valores:

- a) peso específico aparente do concreto armado: 25kN/m³;
- b) peso próprio do revestimento: 0,5 kN/m²;
- c) peso específico da água: 10 kN/m³.

4.3.5 Ações do vento

O carregamento horizontal devido ao vento na estrutura foi considerado e calculado, em ambos os dimensionamentos, com base nas determinações da NBR 6123:1988. As informações pertinentes a localização da edificação, foram adotadas conforme as descritas no item 4.2 do presente estudo. Para as informações de caracterização da edificação, no cálculo manual foi determinada conforme os desenhos do projeto arquitetônico. Já no cálculo realizado no *software*, as características da edificação já são determinadas de forma automatizada com base no lançamento da estrutura. Os valores de cálculos são mostrados nas seções seguintes.

4.4 Concepção estrutural

Sabe-se que esta etapa é uma das mais importante do projeto estrutural, pois é nesta fase que irá ser feita a escolha dos elementos estruturais, definir suas posições e dimensões preliminares. Pinheiro (2007), afirma que essas escolhas devam formar um sistema estrutural eficiente, capaz de absorver os esforços providos das ações atuantes e transmiti-los ao solo. E, a concepção, bem como o projeto estrutural, deve estar em harmonia com a arquitetura e os demais projetos da edificação.

Com base nisso, iniciou-se a concepção estrutural observando e estudando a planta baixa, visando compreender e compatibilizar a arquitetura com a estrutura da edificação. Além das considerações de compatibilização, buscou-se conceber uma estrutura formada por pórticos alinhados e bem definidos, formando então estruturas de contraventamento e também facilitando mais o cálculo da estrutura.

O lançamento da estrutura iniciou-se com elementos sem dimensões definidas, ou seja, marcando apenas a localização. Locou-se primeiro os pilares de canto, em seguida definiram-se as vigas sob as paredes, e finalizou-se, locando os pilares de extremidade e intermediários.

4.5 Pré-dimensionamento

4.5.1 lajes

Considerando vãos na ordem de 300 cm e a caracterização das lajes, foi adotado um valor de 10 cm de espessura como padrão para todas as lajes da edificação.

4.5.2 Vigas

Para o pré-dimensionamento das vigas, Pinheiro (2007), faz uma estimativa grosseira para a alturas das vigas pelas seguintes equações:

a) tramos internos:

$$h_{est} = \frac{l_o}{12}$$

b) tramos externos ou vigas biapoiadas:

$$h_{est} = \frac{l_o}{10}$$

c) balanços:

$$h_{est} = \frac{l_o}{5}$$

onde

h_{est} = altura estimada da viga

l_o = comprimento do vão da viga

Já para a base das vigas, a NBR 6118:2014 em seu item 13.2.2 preconiza a dimensão mínima de 12 cm. Dessa forma, adotou-se as dimensões, para todas as vigas, de 15 cm para a base e 45 cm para altura.

4.5.3 Pilares

Para o pré-dimensionamento dos pilares, Bastos (2015) demonstra um processo simples para auxiliar nas dimensões dos pilares. Este processo é realizado estimando a carga vertical no pilar pela sua área de influência. Para realizar esta estimativa de carga o autor menciona um valor de 10 kN/m², representando a carga total por metro quadrado de laje, levando em conta os carregamentos permanentes e variáveis. Dessa forma, o autor mostra que o pré-dimensionamento dos pilares é realizado pelas seguintes equações:

a) pilar intermediário:

$$A_{est} = \frac{N_d}{0,5f_{ck} + 0,4}$$

b) pilares de extremidade e de canto:

$$A_{est} = \frac{1,5N_d}{0,5f_{ck} + 0,4}$$

onde

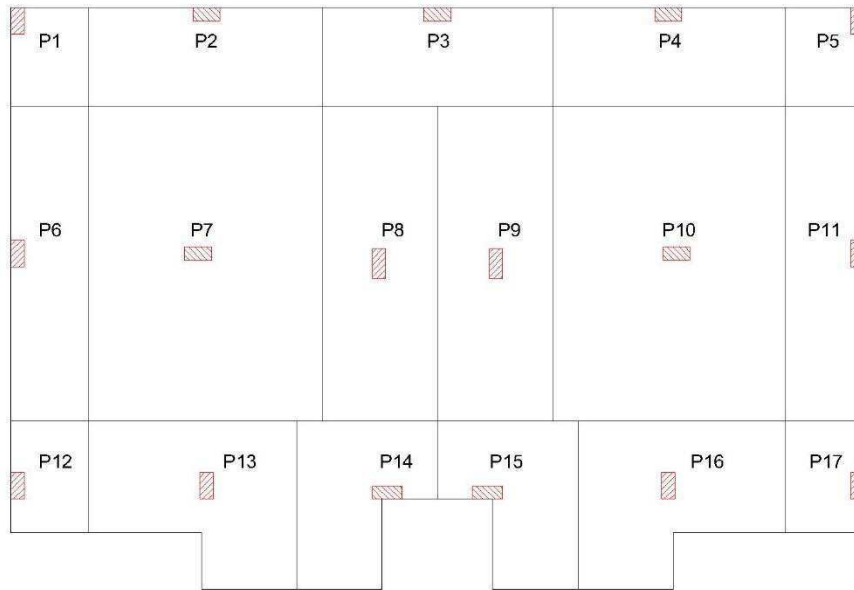
A_{est} = área estimada da seção transversal do pilar;

N_d = força normal de cálculo;

f_{ck} = resistência característica do concreto.

Assim, realizou-se o levantamento das áreas de influência em função do posicionamento dos pilares conforme a Figura 2.

Figura 2 – Áreas de influência da carga nos pilares



Fonte: Autor, 2021.

Após a obtenção das áreas de influência da carga nos pilares, o carregamento nas lajes foi estimado a carga nos pilares pela seguinte equação:

$$N_d = 1,4 * (A_{est}(g + q)n)$$

onde

N_d = força normal de cálculo;

A_{est} = área estimada da seção transversal do pilar;

$(g + q)$ = a soma das cargas permanentes e variáveis, como mencionado anteriormente, foi adotado um valor de 10 kN/m².

De outro modo, a NBR 6118:2014 em seu item 13.2.3 preconiza que os pilares não devem ter uma dimensão menor que 19 cm e uma área de seção transversal menor que 360 cm². Diante das recomendações apresentadas, foi adotado inicialmente para todos os pilares, a critério de padronização, uma seção transversal com dimensões de 20x40 cm.

4.6 Dimensionamento manual

Foram utilizados dois modelos na análise estrutural, um para as lajes e outro para as vigas e pilares em conjunto. As lajes foram dimensionadas separadas, por processos aproximados, tendo equações e coeficientes já tabelados para cada tipo de situação da laje. As vigas e os pilares foram analisados utilizando o modelo de pórticos planos.

Para auxiliar no cálculo, os pórticos planos, bem como todas as ações atuantes nos mesmos, foram lançados na calculadora Ftool, obtendo assim todos os valores necessários, tanto para o dimensionamento para os elementos estruturais quando para o cálculo da estabilidade global da estrutura.

4.6.1 Ações do vento

Partindo das considerações de projeto dispostas no item 4.2 do presente estudo e também nas prescrições da NBR 6123:1988, o processo de cálculo das ações do vento foi realizado e então foi adotado os valores para as seguintes variáveis:

- velocidade básica do vento (V_o) = 30 m/s;
- fator topográfico (S_1) = 1,00;
- Fator S_2 , rugosidade do terreno, dimensões da edificação e altura sobre o terreno: o valor de S_2 foi determinado com base na norma já citada, adotando os valores de $F_r = 1$, $b = 0,86$ e $p = 0,12$, e então foi obtido um valor de fator S_2 para cada pavimento da edificação;
- fator estatístico (S_3) = 1,00.

Após considerar as variáveis do vento e realizar os cálculos devidos foi obtido as forças de arrasto (F_a) para cada pavimento, conforme é mostrado nas Tabelas 1 e 2.

Tabela 1: Força de arrasto na direção 0°/180°

0°/180°							
Nível	z (m)	S2	Vk (m/s)	q (kN/m ²)	Ca	A (m ²)	F (kN)
Caixa	14,200	0,897	26,909	0,444	0,900	19,125	7,640
Barrilete	12,700	0,885	26,551	0,432	0,900	19,125	7,438
Cobertura	11,200	0,872	26,153	0,419	1,000	35,700	14,969
3	8,400	0,842	25,266	0,391	1,000	35,700	13,970
2	5,600	0,802	24,066	0,355	1,000	35,700	12,675
1	2,800	0,791	23,741	0,346	1,000	35,700	12,334
Térreo	0,000	0,791	23,741	0,346	1,000	17,850	6,167

Fonte: Autor, 2021.

Tabela 2: Força de arrasto na direção 90°/270°

90°/270°							
Nível	z (m)	S2	Vk (m/s)	q (kN/m ²)	Ca	A (m ²)	F (kN)
Caixa	14,200	0,897	26,909	0,444	1,200	13,050	6,951
Barrilete	12,700	0,885	26,551	0,432	1,200	13,050	6,767
Cobertura	11,200	0,872	26,153	0,419	1,200	24,360	12,257
3	8,400	0,842	25,266	0,391	1,200	24,360	11,439
2	5,600	0,802	24,066	0,355	1,200	24,360	10,378
1	2,800	0,791	23,741	0,346	1,200	24,360	10,100
Térreo	0,000	0,791	23,741	0,346	1,200	12,180	5,050

Fonte: Autor, 2021.

O coeficiente de arrasto do barrilete e caixa d'água na direção 0°/180° apresentado na tabela 4 apresenta valores diferentes dos demais, pois foi considerado as dimensões próprias dos seus elementos. Após a obtenção das forças de arrasto nas diferentes alturas e para diferentes direções, foi realizado o repartimento das forças de arrasto para cada pórtico da estrutura. Porém, para o cálculo da repartição das forças de arrasto, é necessário o conhecimento da rigidez equivalente da edificação e a rigidez equivalente dos pórticos, cálculo este que é realizado para a determinação da estabilidade global da estrutura, conforme será mostrado na seção seguinte. Dessa forma, o cálculo das repartições do vento foi realizado em conjunto com o cálculo da estabilidade global da edificação.

Tendo então a rigidez equivalente nas direções 0°/180°, 90°/270° e a rigidez equivalente para cada pórtico, foi determinado a contribuição, em porcentagem, de cada pórtico para a rigidez equivalente em sua determinada direção. Em seguida, multiplicou-se a força de arrasto pela contribuição do pórtico na rigidez equivalente naquela direção, obtendo assim, as forças de arrasto para os diferentes pórticos. Dessa forma, mantém-se uma proporção entre a rigidez do pórtico e a ação do vento que ele absorve. Vale ressaltar que, para um adiantamento no cálculo manual, as forças de arrasto foram lançadas nos pórticos fazendo as combinações que serão utilizadas no presente estudo. Portanto, obteve-se dois casos de combinações de ação do vento para cada pórtico.

4.6.2 Estabilidade global

A indeslocabilidade da estrutura foi realizada por duas formas diferentes, o parâmetro de instabilidade α e o coeficiente γ_z . Para ambos os casos foi lançado os pórticos da estrutura na calculadora Ftool considerando as propriedades físicas e geométricas dos elementos estruturais. As propriedades físicas seguem a determinação da NBR 6118:2014 em seu item 15.7.3, onde a mesma fala que para a análise dos esforços e globais de 2º ordem pode ser considerada a não-linearidade física de maneira, aproximada, tornando-se como rigidez dos elementos estruturais os valores seguintes:

- a) lajes: $(EI)_{sec} = 0,3E_cI_c$;
- b) vigas: $(EI)_{sec} = 0,4E_cI_c$;
- c) pilares: $(EI)_{sec} = 0,8E_cI_c$.

onde

I_c = momento de inércia da seção bruta de concreto;

E_c = módulo de deformação do concreto

Para calcular a indeslocabilidade da estrutura, inicialmente, é necessário estimar as cargas verticais da edificação, correspondendo ao peso total do edifício. Os valores estimativos estão descritos na Tabela 3.

Tabela 3: Estimativa das cargas verticais

Pavimento	Área (m ²)	Peso Próprio (kN/m ²)	Revestimento (kN/m ²)	Água (kN/m ²)	Carga Acidental (kN/m ²)	Carga Total (kN)	
						Permanente	Acidental
Térreo	93,712	8,000	-	-	-	749,696	0,000
Tipo	103,855	8,000	1,500	-	1,500	986,623	155,783
Cobertura	96,543	6,000	1,000	-	0,500	675,801	48,272
Barrilete	7,312	6,000	-	10,000	-	116,992	0,000
Reservatório	7,312	6,000	-	-	-	43,872	0,000

Fonte: Autor, 2021.

4.6.2.1 Parâmetro de instabilidade α

Segundo a NBR 6118:2014 item 15.5.2, uma estrutura reticulada simétrica pode ser considerada como sendo de nós fixos se seu parâmetro de instabilidade α for menor que 0,6, onde α é dado pela seguinte expressão:

$$\alpha = H_{tot} \sqrt{\frac{N_k}{E_{cs}I_c}}$$

onde

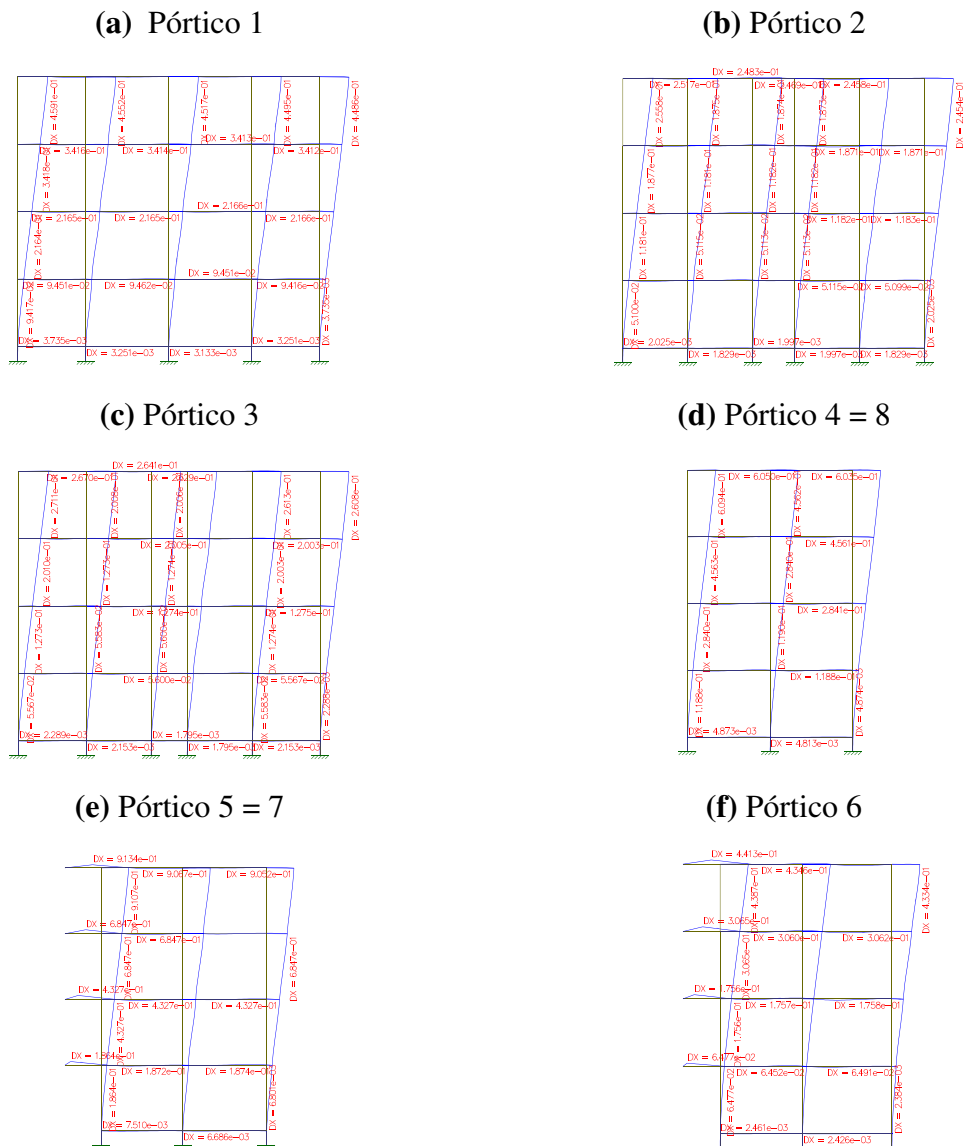
H_{tot} = altura total da estrutura;

N_k = somatório de todas as cargas verticais atuantes na estrutura;

$E_{cs}I_c$ = rigidez equivalente na direção considerada.

A rigidez equivalente foi determinada com o auxílio da calculadora Ftool. Foi lançado o pórtico e então aplicado uma força unitária e horizontal no topo do pórtico, obtendo assim o deslocamento daquele pórtico. Os pórticos juntamente com suas deformações podem ser observados na Figura 3.

Figura 3 – Deslocamento horizontal dos pórticos



Fonte: Autor, 2021.

Com o valor de deslocamento, calculou-se a rigidez equivalente do pórtico pela seguinte expressão:

$$EI_{eq-port.} = \frac{1H_{tot}}{3\delta}$$

onde

$EI_{eq-port.}$ = rigidez equivalente do pórtico;

H_{tot} = altura total da estrutura;

δ = deslocamento.

Esse procedimento foi realizado para todos os pórticos da edificação.

Após a obtenção da rigidez de todos os pórticos, foi determinado a rigidez equivalente para cada direção somando as rigidezes dos pórticos naquela direção. Então foi calculado o parâmetro α para a direção x e direção y, e observado que em nenhum caso o valor calculado é maior que 0,6, dessa forma, a estrutura é considerada de nós fixos. O parâmetro α para as diferentes direções é apresentado na Tabela 4.

Tabela 4: Parâmetro α

	Parâmetro α na direção X	Parâmetro α na direção Y
Altura total da estrutura (H_{tot})	11,8 m	11,8 m
Força das cargas verticais de serviço (N_k)	5061,848 kN	5061,848 kN
Rigidez equivalente ($E_{cs}I_c$)	5,553E+06 kNm ²	4,289E+06 kNm ²
Parâmetro α	0,447	0,508

Fonte: Autor, 2021.

4.6.2.2 Coeficiente γ_z

A NBR 6118:2014 item 15.5.3, expressa que o coeficiente γ_z de avaliação da importância dos esforços de segunda ordem globais é valido para estruturas reticuladas de no mínimo quatro andares. Ele pode ser determinado a partir dos resultados de uma análise linear de primeira ordem, para cada caso de carregamento, e é dado pela seguinte fórmula:

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}}$$

onde

$M_{1,tot,d}$ = momento de tombamento, ou seja, a soma dos momentos de todas as forças horizontais da combinação considerada, com seus valores de cálculo, em relação à base da estrutura;

$\Delta M_{tot,d}$ = soma dos produtos de todas as forças verticais atuantes na estrutura, na combinação considerada, com seus valores de cálculo, pelos deslocamentos horizontais de seus respectivos pontos de aplicação, obtidos da análise de 1ª ordem.

Considera-se que a estrutura é de nós fixos se for obedecida a condição $\gamma_z \leq 1,1$.

Após o levantamento das ações verticais distribuídas, foi calculado as ações verticais resultantes e também foi observado os valores da ação do vento para utilizar no cálculo das ações horizontais, assim, as ações características da edificação são representadas na Tabela 5.

Tabela 5: Ações características

Nível	Área do Pavimento (m ²)	Ações Características					
		Vertical Distribuída (kN/m ²)		Vertical Resultante (kN)		Horizontal (kN)	
		gk	qk	Gk	Qk	Vento X	Vento Y
Caixa	7,312	6,000	-	43,872	0,000	7,640	6,951
Barrilete	7,312	16,000	-	116,992	0,000	7,438	6,767
Cobertura	96,543	7,000	0,500	675,801	48,272	14,969	12,257
3	103,855	9,500	1,500	986,623	155,783	13,970	11,439
2	103,855	9,500	1,500	986,623	155,783	12,675	10,378
1	103,855	9,500	1,500	986,623	155,783	12,334	10,100
Térreo	93,712	8,000	-	749,696	0,000	6,167	5,050

Fonte: Autor, 2021.

Tendo então as ações atuantes na edificação, prosseguiu-se o cálculo fazendo as combinações de ações. As combinações de ação serão mostradas na seção seguinte do presente estudo, assim, foram realizadas duas combinações: caso 1 onde a ação variável principal é a sobrecarga e caso 2 onde a ação variável principal é o vento. Dessa forma, o cálculo das combinações de ação pode ser observado nas Tabelas 6 e 7.

Tabela 6: Combinação última normal: caso 1

Combinação Última Normal (Caso 1 $Q_{principal} = Sobrecarga$)			
Vertical Distribuída [fvd] (kN/m ²)	Vertical Resultante [FVd] (kN)	Horizontal (kN)	
		Vxd	Vyd
8,400	61,421	6,418	5,839
22,400	163,789	6,248	5,684
10,500	1013,702	12,574	10,296
15,400	1599,367	11,735	9,609
15,400	1599,367	10,647	8,718
15,400	1599,367	10,361	8,484
11,200	1049,574	5,180	4,242

Fonte: Autor, 2021.

Tabela 7: Combinação última normal: caso 2

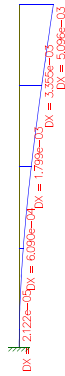
Combinação Última Normal (Caso 2 $Q_{principal} = Vento$)			
Vertical Distribuída [fvd] (kN/m ²)	Vertical Resultante [FVd] (kN)	Horizontal (kN)	
		Vxd	Vyd
8,400	61,421	10,696	9,731
22,400	163,789	10,413	9,474
10,150	979,911	20,956	17,159
14,350	1490,319	19,558	16,015
14,350	1490,319	17,744	14,530
14,350	1490,319	17,268	14,140
11,200	1049,574	8,634	7,070

Fonte: Autor, 2021.

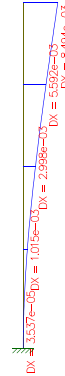
Em seguida, foi lançado um pilar equivalente na calculadora Ftool, Figura 4, juntamente com as ações pertinentes a cada caso de combinação e direção.

Figura 4 – Pilar equivalente para cada caso

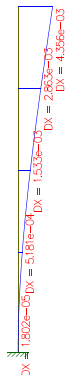
(a) Vento 0°/180° caso 1



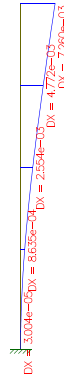
(b) Vento 0°/180° caso 2



(c) Vento 90°/270° caso 1



(d) Vento 90°/270° caso 2



Fonte: Autor, 2021.

Assim, foi calculado o momento para cada força horizontal e no final somado todos os momentos, encontrando assim o momento de tombamento ($M_{1,tot,d}$). Foi obtido do Ftool os valores dos deslocamentos, com isso, foi multiplicado pela as ações verticais de cada altura, e somando todos esses momentos foi encontrado o $\Delta M_{tot,d}$.

Após a determinação dos somatórios dos momentos, foi aplicado os valores na expressão de cálculo, encontrando assim o coeficiente γ_z . Este procedimento foi realizado para as duas combinações de ação, considerando o vento a 0°/180° e a 90°/270°. O coeficiente γ_z para as determinadas situações pode ser observado na Tabela 8.

Tabela 8: Coeficiente γ_z

	Caso 1 – Vento	Caso 1 – Vento	Caso 2 – Vento	Caso 2 – Vento
	0°/180°	90°/270°	0°/180°	90°/270°
$M_{1,tot,d}$	536,404	455,422	894,007	759,036
$\Delta M_{tot,d}$	15,553	13,275	24,588	20,986
Coeficiente γ_z	1,030	1,030	1,028	1,028

Fonte: Autor, 2021.

Portanto, considera-se que a estrutura é de nós fixos, pois em todos os casos foi obedecida a condição $\gamma_z \leq 1,1$.

Contudo, o Coeficiente γ_z não é válido para a estrutura da edificação em estudo, pois segundo a norma vigente, este coeficiente é valido apenas para estrutura reticulada de no mínimo quatro andares.

4.6.3 Combinações de ações

Para o dimensionamento de uma estrutura é de extrema importância levar em consideração toda envoltória dos esforços na estrutura, pois dessa forma, o cálculo estrutural não fica realizado apenas para o carregamento em si, mas na capacidade resistente e no desempenho adequado em várias solicitações.

Como foi mostrado no presente estudo, seção 3.6, as combinações de ações foram realizadas conforme as prescrições da NBR 6118:2014. No item 11.8 da referida norma, é determinado que a combinação das ações deve ser realizada determinando os efeitos mais desfavoráveis na estrutura, seja para o ELU e o ELS. Dessa forma, para as combinações das ações do projeto, foi utilizado a combinação última normal, onde é descrita pela norma já citada como um esgotamento da capacidade resistente para elementos estruturais de concreto armado e é dado pela seguinte equação:

$$F_d = \gamma_g F_{gk} + \gamma_{\varepsilon g} F_{\varepsilon gk} + \gamma_q (F_{q1k} + \Sigma \Psi_{0j} F_{qjk}) + \gamma_{\varepsilon q} \Psi_{0\varepsilon} F_{\varepsilon qk}$$

Vale ressaltar que a equação mostrada acima já foi detalhada e apresentada, bem como seus símbolos e significados, no item 3.6 deste mesmo estudo.

Observando a edificação estudada, é considerada que a mesma não possui consideráveis variações de temperatura, assim, as parcelas da equação referentes a temperatura e retração foi considerado iguais à zero.

Em conformidade com a norma vigente já citada os valores de coeficiente de majoração e minoração utilizados na combinação das ações foram os seguintes:

- cargas permanentes (g): 1,4;
- cargas variáveis: 1,4 quando a ação for classificada como variável principal, e 0,5 quando a ação for classificada como variável secundária;
- cargas de vento: 1,4 quando a ação for classificada como variável principal, e 0,6 quando a ação for classificada como variável secundária.

Foi realizado o projeto com duas combinações das ações. O caso 1, considerando as cargas de serviço como ações variáveis principais e conseqüentemente a ação do vento como ações variáveis secundária, e caso 2, considerando a carga de vento como variável principal e de igual modo, as ações de serviço como secundárias. Assim, a equação mostrada anteriormente ficou da seguinte forma:

$$F_d = 1,4F_{gk} + 1,4(F_{q1k} + 0,6F_{qjk})$$

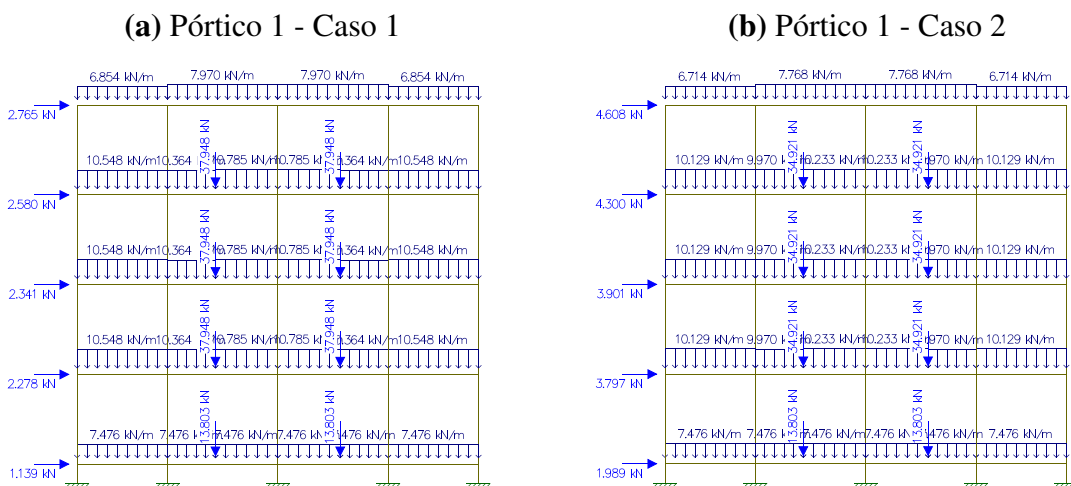
para o caso 1,

$$F_d = 1,4F_{gk} + 1,4(F_{q1k} + 0,5F_{qjk})$$

Para o caso 2.

As cargas referentes a cada combinação de ação podem ser observadas nos pórticos através da Figura 5.

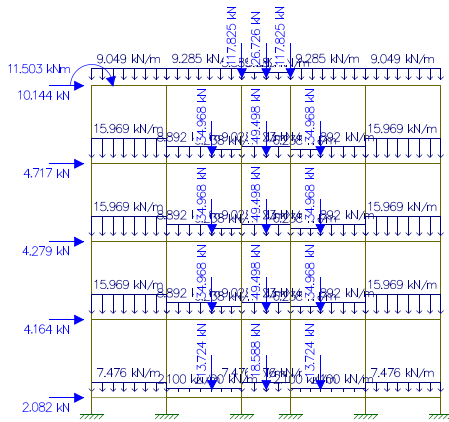
Figura 5 – Pórticos e suas combinações de ações



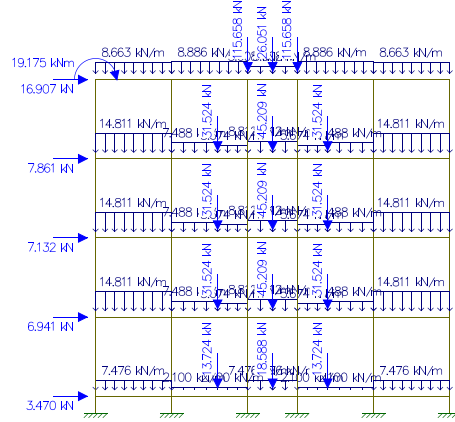
Fonte: Autor, 2021.

Figura 5 – Pórticos e suas combinações de ações

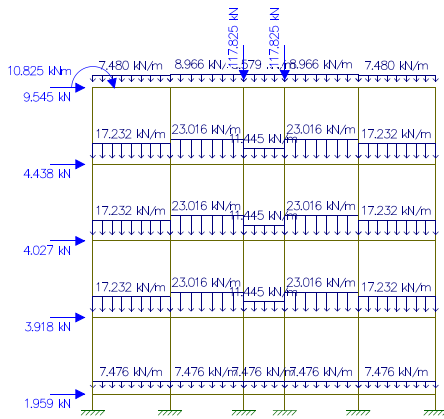
(c) Pórtico 2 - Caso 1



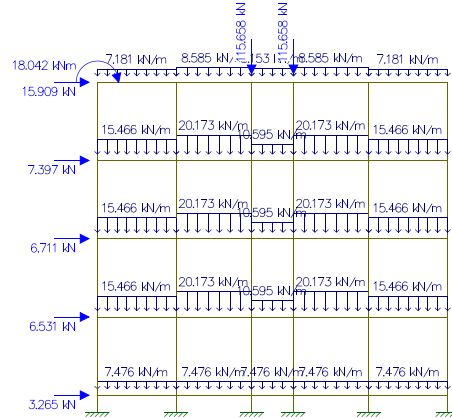
(d) Pórtico 2 - Caso 2



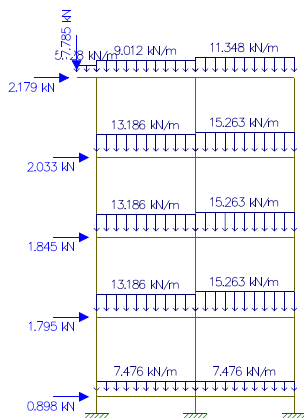
(e) Pórtico 3 - Caso 1



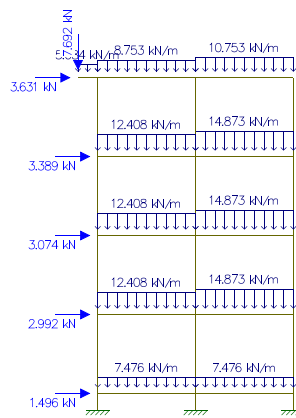
(f) Pórtico 3 - Caso 2



(g) Pórtico 4 = 8 - Caso 1



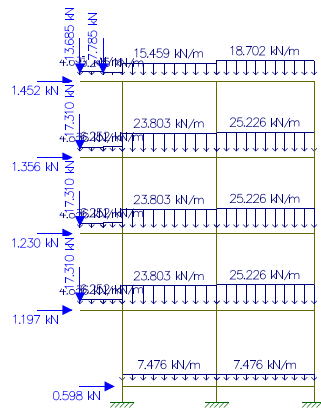
(h) Pórtico 4 = 8 - Caso 2



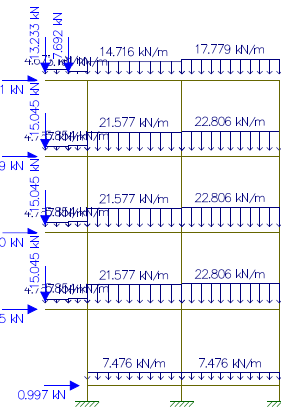
Fonte: Autor, 2021.

Figura 5 – Pórticos e suas combinações de ações

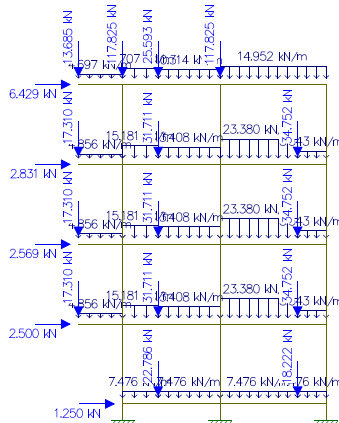
(i) Pórtico 5 = 7 – Caso 1



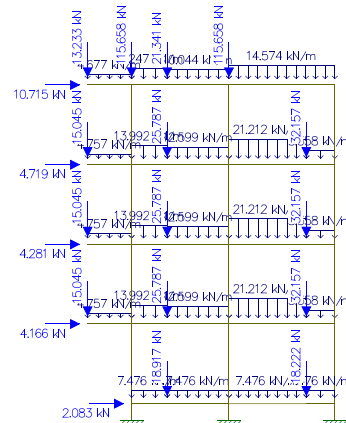
(j) Pórtico 5 = 7 - Caso 2



(k) Pórtico 6 - Caso 1



(l) Pórtico 6 - Caso 2

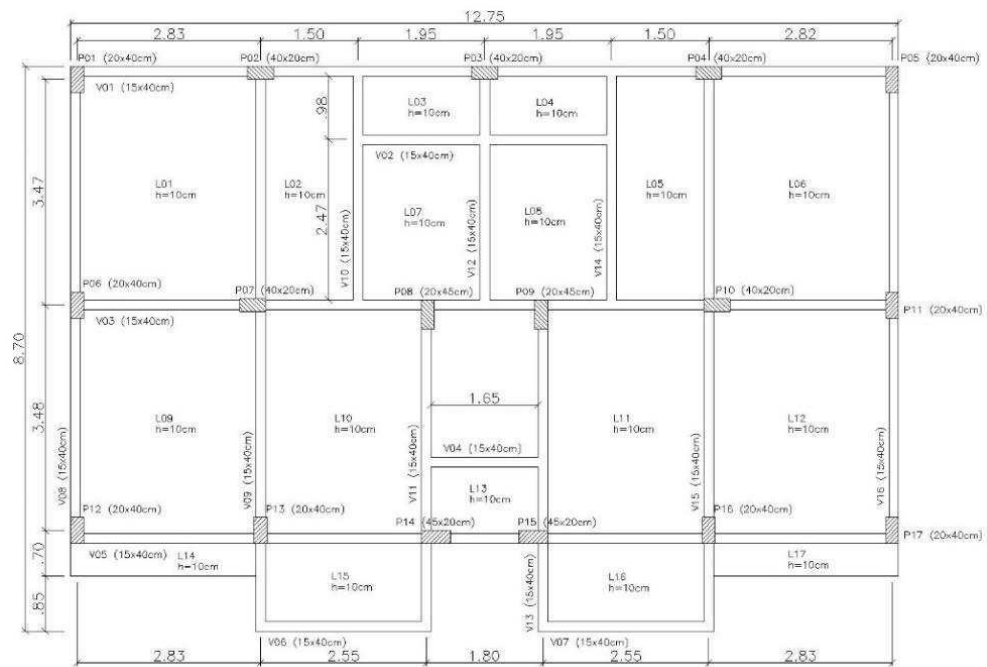


Fonte: Autor, 2021.

4.6.4 Lajes

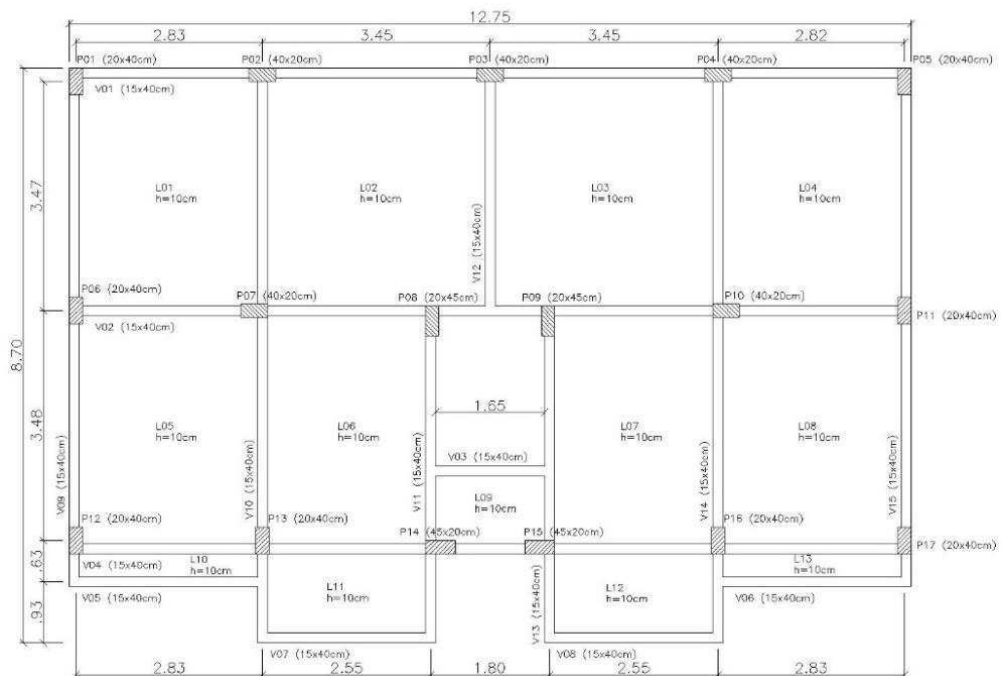
Inicialmente, foi dividido as lajes com base na relação das suas dimensões em planta, caracterizando as lajes em dois tipos. Se uma dimensão medir mais que o dobro da outra, é considerado que esta laje será armada em uma única direção, pois segundo Araújo (2010), o momento fletor na direção do vão maior é pequeno e não necessita ser calculado, porém, se essa relação não for atendida, a laje será armada nas duas direções, pois segundo o mesmo autor, os momentos fletores nas duas direções são importantes e devem ser calculados. Esta análise é necessária para definir o cálculo dos momentos e das reações do elemento estrutural. As lajes, bem como suas dimensões, podem ser observadas nas Figuras 6 e 7.

Figura 6 – Planta de forma Pav. Tipo



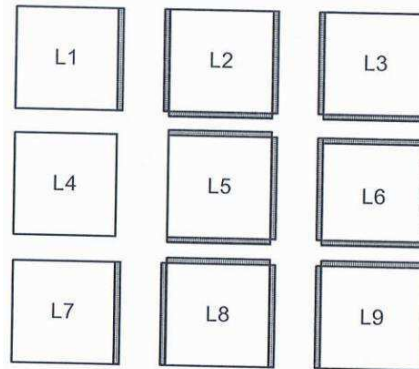
Fonte: Autor, 2021.

Figura 7 – Planta de forma Cobertura



Fonte: Autor, 2021.

Antes do cálculo em si das lajes, é necessário determinar as condições de contorno das lajes. As condições de apoio das lajes da edificação são mostradas na Figura 8.

Figura 8 – Condições de apoio das lajes

Fonte: Araújo (2010, p. 12)

4.6.4.1 Laje armada em uma direção

Para o cálculo das lajes armadas em uma direção, foi utilizado o método e as fórmulas descritas por Araújo (2010), onde o autor afirma que o cálculo pode ser feito considerando uma faixa de largura unitária na direção do vão menor, assim, a flecha, o momento fletor nessa direção e as reações de apoio são obtidas como para uma viga de largura unitária. As fórmulas são dadas conforme os casos:

a) caso 1: laje apoiada em lado e engastada no outro:

$$M = \frac{pl^2}{14,22}; M_e = -\frac{pl^2}{8} \quad W = \frac{2}{384} \frac{pl^2}{D} \quad R = \frac{3pl^2}{8}; R_e = \frac{5pl^2}{8}$$

b) caso 2: laje engastada em dois lados:

$$M = \frac{pl^2}{24}; M_e = -\frac{pl^2}{12} \quad W = \frac{1}{384} \frac{pl^2}{D} \quad R_e = \frac{pl^2}{2}$$

c) caso 3: laje em balaço:

$$M_e = -\frac{pl^2}{12} \quad W = \frac{48}{384} \frac{pl^2}{D} \quad R_e = pl$$

onde, para todos os casos:

M = momento positivo máximo;

M_e = momento negativo no engaste;

p = carga;

l = vão de cálculo;

W = flecha no centro ou na extremidade da laje, conforme o caso;

D = rigidez a flexão da laje.

No tocante as vigas dispostas na direção do menor vão da laje, onde do ponto de vista do equilíbrio, não é necessário considerar nenhuma reação de apoio, mas é usual, segundo o

mesmo autor, considerar algum carregamento para o dimensionamento dessas vigas. Esse carregamento é dado por:

$$R = \frac{pl}{4}$$

Já para as flechas, a NBR 6118:2014, determina que o deslocamento-limite em razão de efeitos visuais é igual a dimensão do vão que estar sendo verificado dividido por 250, dessa forma, as flechas finais medidas nas lajes, deve ser menor que o deslocamento-limite imposto pela norma.

Após realizar os cálculos para as lajes armadas em uma direção conforme foi descrito acima, obteve-se os seguintes valores expressos na Tabela 9.

Tabela 9: Características das lajes armadas em uma direção

	Tipo – L2 = L5 (especulares):	Tipo – L14 = L17 (especulares):	Cobertura – L10 = L13 (especulares)
Caso de cálculo	1	2	3
Maior vão (m)	3,600	2,850	2,850
Menor vão (m)	1,500	0,570	0,500
Espessura (m)	0,100	0,100	0,100
Flecha final (mm)	0,093	0,146	0,002
Flecha admissível (mm)	6,000	2,280	2,000
Momento positivo no vão (kNm/m)	0,516	0,000	0,079
Momento negativo no engaste em (kNm/m)	-1,031	-1,649	-0,141

Fonte: Autor, 2021.

Vale ressaltar que a laje do pavimento tipo L14/L17 é em balaço. Assim, em conformidade com NBR 6118:2014, os esforços solicitantes de cálculo foram multiplicados pelo coeficiente adicional, igual a 1,45, coeficiente este correspondente a espessura da laje.

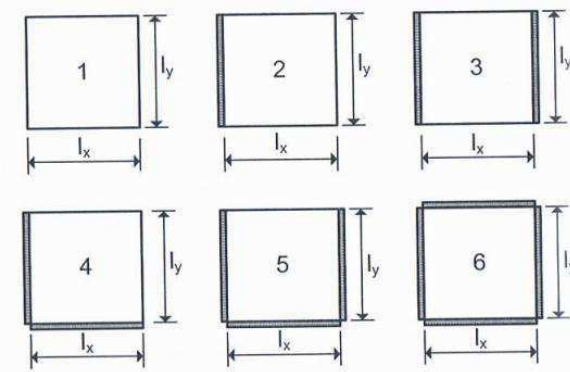
4.6.4.2 Lajes armadas em duas direções

De forma análoga, para o cálculo das lajes armadas nas duas direções, foram utilizados o método, as fórmulas e as tabelas descritas por Araújo (2010). Foi utilizado como método de cálculo, a teoria das grelhas, que segundo o autor, é um método simplificado bastante útil para o projeto das lajes de concreto armado. Neste método, admite-se um comportamento elástico linear do material da laje. Ainda segundo o mesmo autor, é da teoria das grelhas que deriva o conhecido Método de Marcus.

É importante ressaltar que este método é proposto inicialmente para lajes sobre apoios rígidos. Porém, normalmente, as vigas dos edifícios são flexíveis e sofrem deformações suficiente para alterar os esforços e as flechas das lajes. Dessa forma, foi utilizado o método da teoria das grelhas para lajes sobre apoio deformáveis, também descrito e apresentado pelo o autor já citado.

De forma inicial é determinado as condições de contorno das lajes, para determinar assim cada caso de cálculo. As condições de contorno para as lajes podem ser observadas na Figura 9.

Figura 9 – Condições de contorno das lajes



Fonte: Araújo (2010, p. 88)

Como pode ser observado na imagem, as dimensões de l_x e l_y das lajes seguem os padrões, l_x será sempre a dimensão na horizontal e l_y será sempre a dimensão na vertical.

Para o cálculo da flecha e dos esforços das lajes, as equações são as seguintes:

a) para a flecha:

$$W_c = 0,001w_c \frac{Pl_x^4}{D}, \quad D = \frac{Eh^3}{12(1-\nu^2)}$$

b) para os momentos fletores:

$$M_x = 0,001m_x pl_x^2; \quad M_y = 0,001m_y pl_y^2; \quad M_{xe} = 0,001m_{xe} pl_x^2; \quad M_{ye} = 0,001m_{ye} pl_y^2$$

c) para as reações de apoio:

$$R_x = 0,001r_x pl_x; \quad R_y = 0,001r_y pl_y; \quad R_{xe} = 0,001r_{xe} pl_x; \quad R_{ye} = 0,001r_{ye} pl_y$$

Essas equações são dadas em função de valores tabelados para cada caso de condição de contorno.

onde, para todos os casos:

W_c = flecha no centro da laje;

M_x, M_y = momentos positivos no centro da laje nas direções indicadas;

M_{xe}, M_{ye} = momentos negativos nos engastes das direções indicadas;

R_x, R_y = reação de apoio por unidade de comprimento, quando for apoio simples;

R_{xe}, R_{ye} = reação de apoio por unidade de comprimento, quando for engaste;

$w_c, m_x, m_y, m_{xe}, m_{ye}, r_x, r_y, r_{xe}$ e r_{ye} = coeficientes adicionais obtidos em tabelas.

Para as flechas, a NBR 6118:2014, determina que o deslocamento-limite em razão de efeitos visuais é igual a dimensão do vão que estar sendo verificado dividido por 250. Dessa forma, as flechas finais medidas nas lajes, deve ser menor que o deslocamento-limite imposto pela norma.

Após realizar os cálculos para as lajes armadas nas duas direções, conforme foi descrito acima, obteve-se os seguintes valores apresentados na Tabela 10 para as lajes do pavimento tipo e na Tabela 11 para cobertura.

Tabela 10: Valores calculados lajes pav. tipo

Laje pav. tipo	Flecha final [mm]	Flecha admissível [mm]	Momento positivo em X (M_x) [kNm/m]	Momento positivo em Y (M_y) [kNm/m]	Momento negativo no engaste em X (M_{xe}) [kNm/m]	Momento negativo no engaste em Y (M_{ye}) [kNm/m]
L1 = L6	6,832	11,400	2,756	2,602	-2,756	-2,602
L3 = L4	0,066	4,200	0,171	0,147	-0,171	-0,147
L7 = L8	1,254	7,800	1,060	0,955	-1,060	-0,955
L9 = L12	2,336	11,400	1,474	1,696	-1,474	-1,696
L10 = L11	0,410	10,200	1,073	1,176	-1,073	-1,176
L13	0,131	4,700	0,438	0,353	-0,438	-
L15 = L16	2,369	5,400	0,841	0,944	-	-0,944

Fonte: Autor, 2021.

Tabela 11: Valores calculados lajes pav. cobertura

Laje pav. cobertura	Flecha final [mm]	Flecha admissível [mm]	Momento positivo em X (M_x) [kNm/m]	Momento positivo em Y (M_y) [kNm/m]	Momento negativo no engaste em X (M_{xe}) [kNm/m]	Momento negativo no engaste em Y (M_{ye}) [kNm/m]
L1 = L4	6,372	11,400	2,255	2,129	-2,255	-2,129
L2 = L3	3,444	13,800	2,009	1,942	-2,009	-1,942
L5 = L8	2,179	11,400	1,206	1,388	-1,206	-1,388
L6 = L7	1,519	10,200	0,878	0,962	-0,878	-0,962
L9	0,119	4,700	0,344	0,277	-0,344	-
L11 = L12	2,069	5,400	0,582	0,654	-	0,654

Fonte: Autor, 2021.

4.6.4.3 Armação das lajes

Segundo a NBR 6118:2014 em seu item 17.3.5.2, a taxa de armadura mínima é de 0,15% para o aço CA50 e o concreto C25. Considerando a norma vigente e as lajes do presente estudo, foi observado que a armadura mínima para as lajes é de 1,5 cm²/m.

Para o cálculo das armações das lajes, o mesmo autor dos métodos de dimensionamento das lajes, descreve valores tabelados para o momento de serviço correspondente à armadura mínima, valor esse igual a 3,39 kNm/m para lajes com h = 10 cm, aço CA-50 e concreto C25, como pode ser observado na Tabela 12.

Tabela 12: Momento fletores de serviço correspondentes à armadura mínima das lajes

Momentos fletores em kNm/m – Aço CA-50			
h (cm)	$f_{ck} = 20$ Mpa	$f_{ck} = 25$ MPa	$f_{ck} = 30$ Mpa
7	1,41	1,42	1,61
8	1,97	1,99	2,25
9	2,62	2,64	3,00
10	3,37	3,39	3,85
11	4,2	4,23	4,81
12	5,13	5,17	5,86
13	6,15	6,19	7,03
14	7,25	7,30	8,29
15	8,45	8,51	9,66

Fonte: Araújo (2010, p. 166)

Ou seja, qualquer valor de momento, obtido no cálculo das lajes, inferior a 3,39 kNm/m será adotado a armadura mínima imposta pela norma. Contudo, pode-se observar nas tabelas de cálculo anteriores que nenhum valor de momento fletor foi superior a 3,39 kNm/m, assim, a taxa de armadura adotada será de 1,51 cm²/m para todas as lajes.

Adotando então barras com diâmetro de 5 mm, o espaçamento das armaduras foi determinado com base na seguinte equação:

$$s = \frac{25\pi\phi^2}{A_s}$$

onde

s = espaçamento das armaduras;

ϕ = diâmetro da armadura;

A_s = área de aço adotada.

Portanto, a solução para a armação de todas as lajes foi definida como barras de 5 mm e espaçamento igual a 13 cm, ou seja, $\phi 5$ c/13 cm.

4.6.5 Vigas

Assim como já relatado no início da seção 4.6 deste trabalho, as vigas foram analisadas, junto com os pilares, através do modelo de pórticos planos. Porém, algumas vigas não fazem parte de nenhum pórtico e nem da estrutura de contraventamento. Consequentemente, essas vigas não foram analisadas através desses pórticos planos e também não sofre ações horizontais. Dessa forma, o dimensionamento manual das vigas foi dividido em dois casos: vigas que não fazem parte dos pórticos planos e da estrutura de contraventamento, e vigas pertencentes aos pórticos planos e que compõe a estrutura de contraventamento. Dessa forma, as vigas foram divididas nos casos:

a) vigas isoladas:

Algumas vigas que compõe o sistema estrutural não fazem parte dos pórticos da edificação, sendo assim consideradas como vigas isoladas. Essas vigas foram lançadas, individualmente, na calculadora Ftool juntamente com todas ações incidentes nas mesmas, obtendo assim os esforços calculados. Vale ressaltar que, assim como os pórticos, foi realizado as combinações de ações isoladamente para essas vigas.

b) vigas pertencentes aos pórticos planos:

Para as vigas que compõe os pórticos, os esforços necessários para o dimensionamento foram obtidos através do lançamento das vigas em conjuntos com os pilares em pórticos planos na calculadora Ftool. Foi lançado todos os esforços atuantes nos pórticos planos, bem como as ações verticais e horizontais, fazendo então as combinações de ações já descritas no presente trabalho. Obtendo assim os valores dos esforços dado pela calculadora Ftool, e calculado a área de aço requerida.

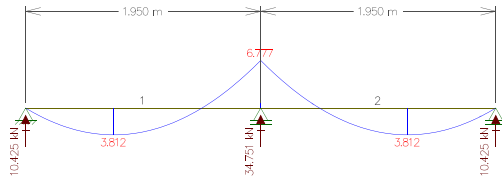
4.6.5.3 Armaduras longitudinais

O método de dimensionamento, é o mesmo para ambos os casos das vigas. O método e as equações utilizadas para a determinação das armaduras longitudinais das vigas são descritos por Araújo (2010).

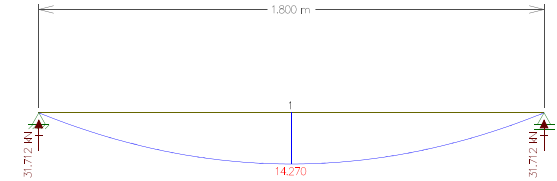
Tendo então lançado os elementos estruturais e os esforços solicitante, foram extraídos do Ftool os seguintes diagramas de momentos mostrado nas Figuras 10, 11, 12 e 13.

Figura 10 – Momento fletor – Vigas isoladas

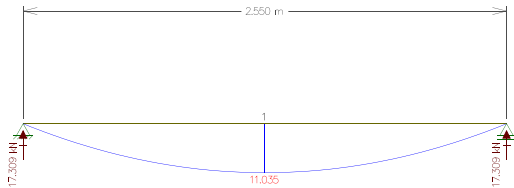
(a) V2 Tipo



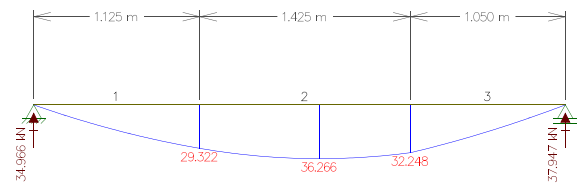
(b) V4 Tipo



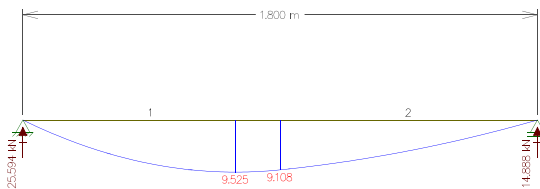
(c) V6 = V7 Tipo



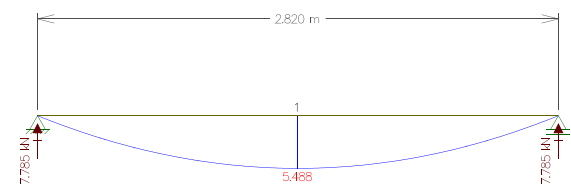
(d) V10 = V14 Tipo



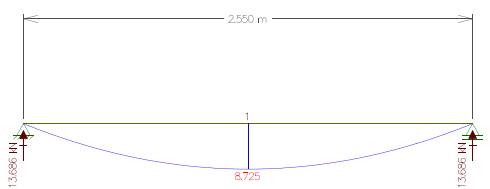
(e) V3 Cobertura



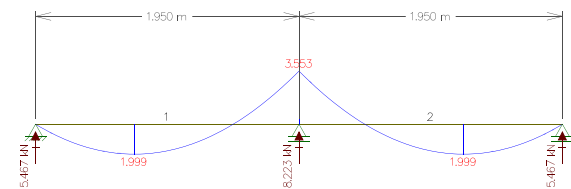
(f) V5 = V6 Cobertura



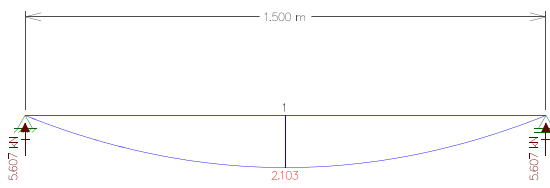
(g) V7 = V8 Cobertura



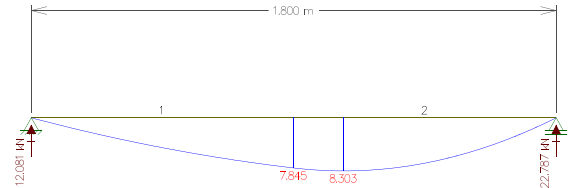
(h) V2 Baldrame



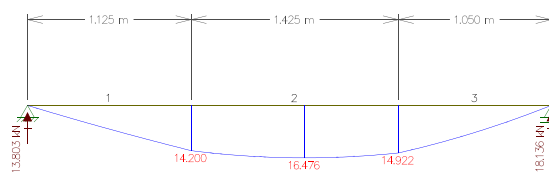
(i) V3 = V4 Baldrame



(j) V6 Baldrame

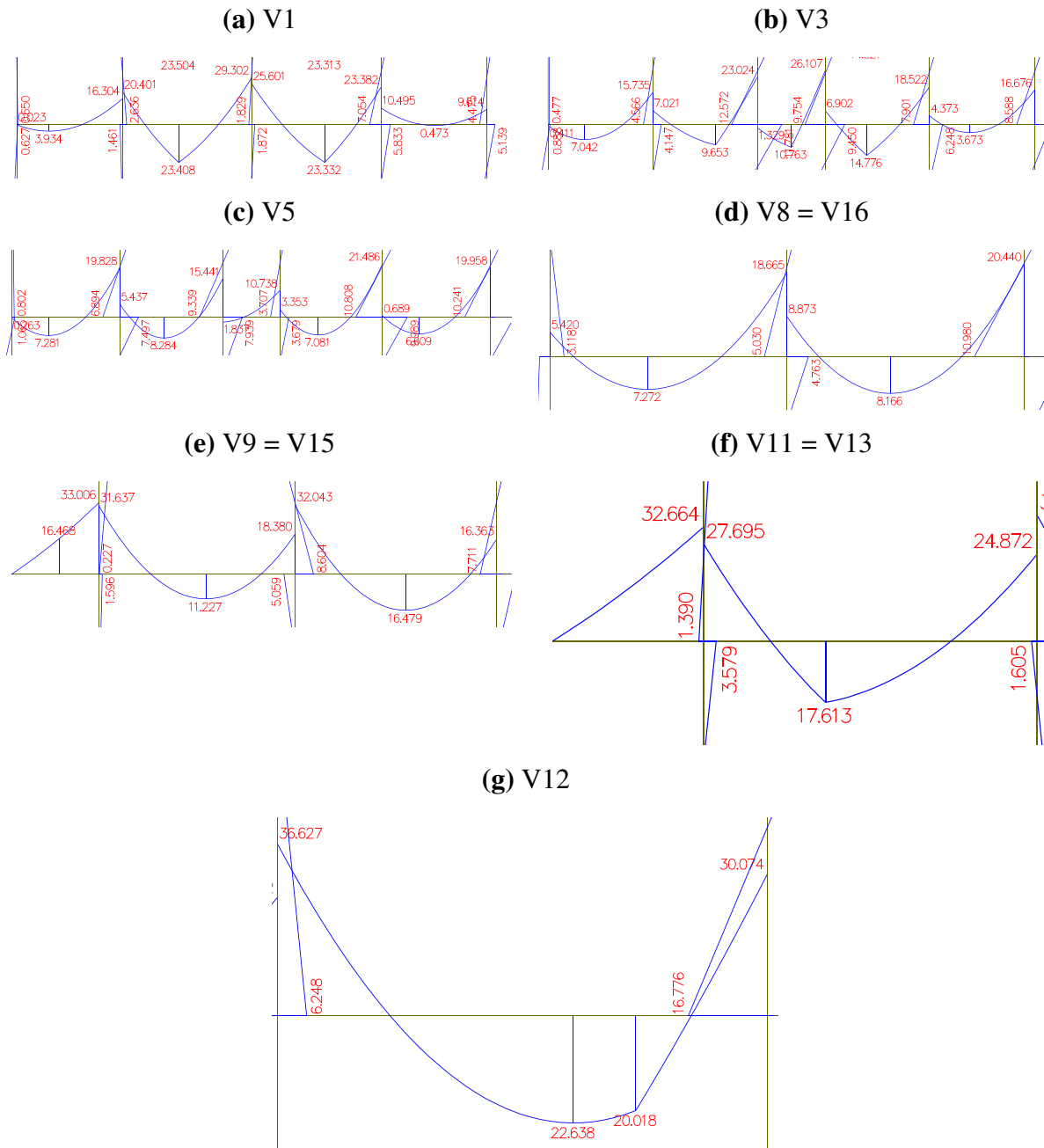


(k) V10 = V14 Baldrame



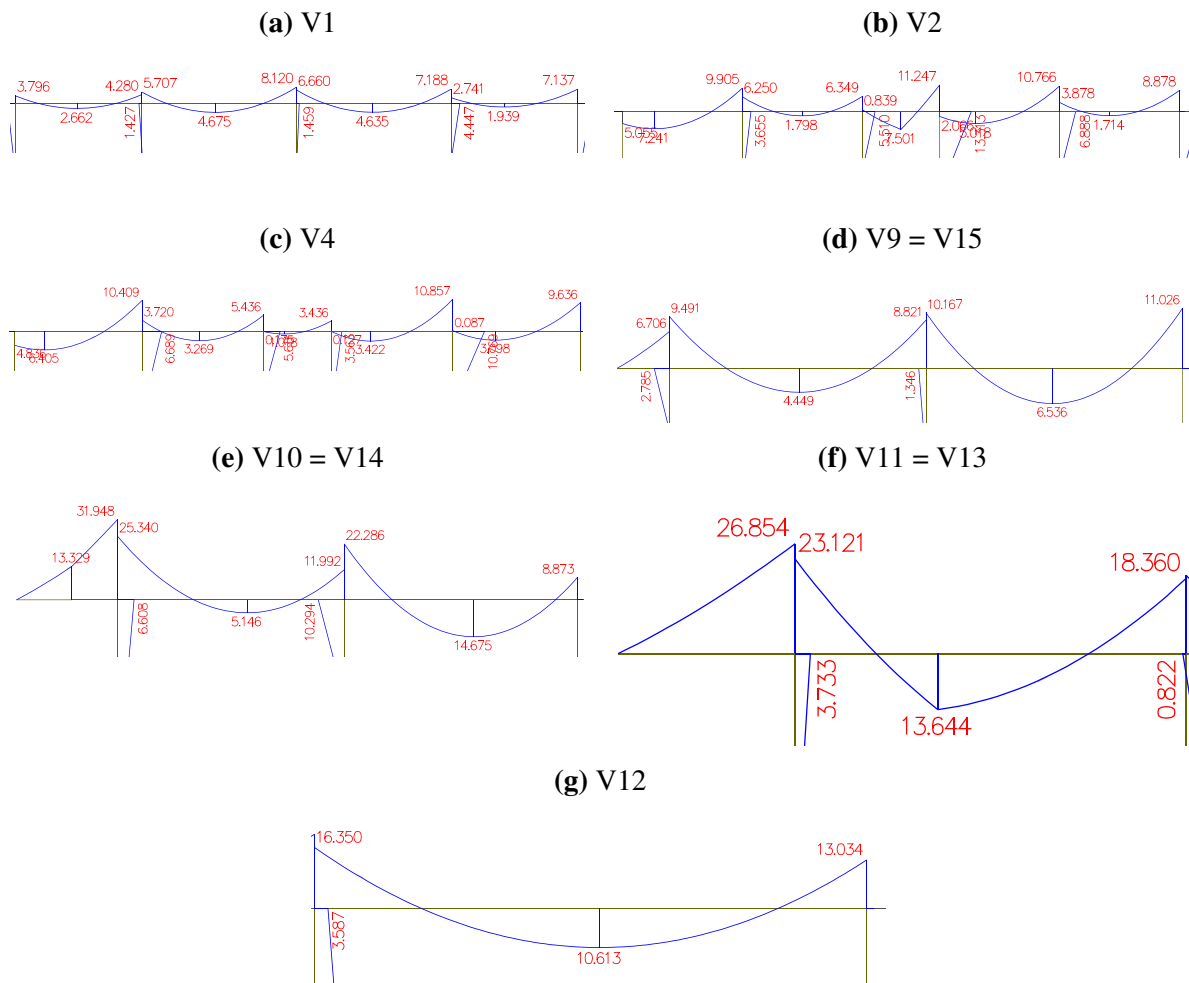
Fonte: Autor, 2021.

Figura 11 – Momento fletor – Vigas Pav. Tipo



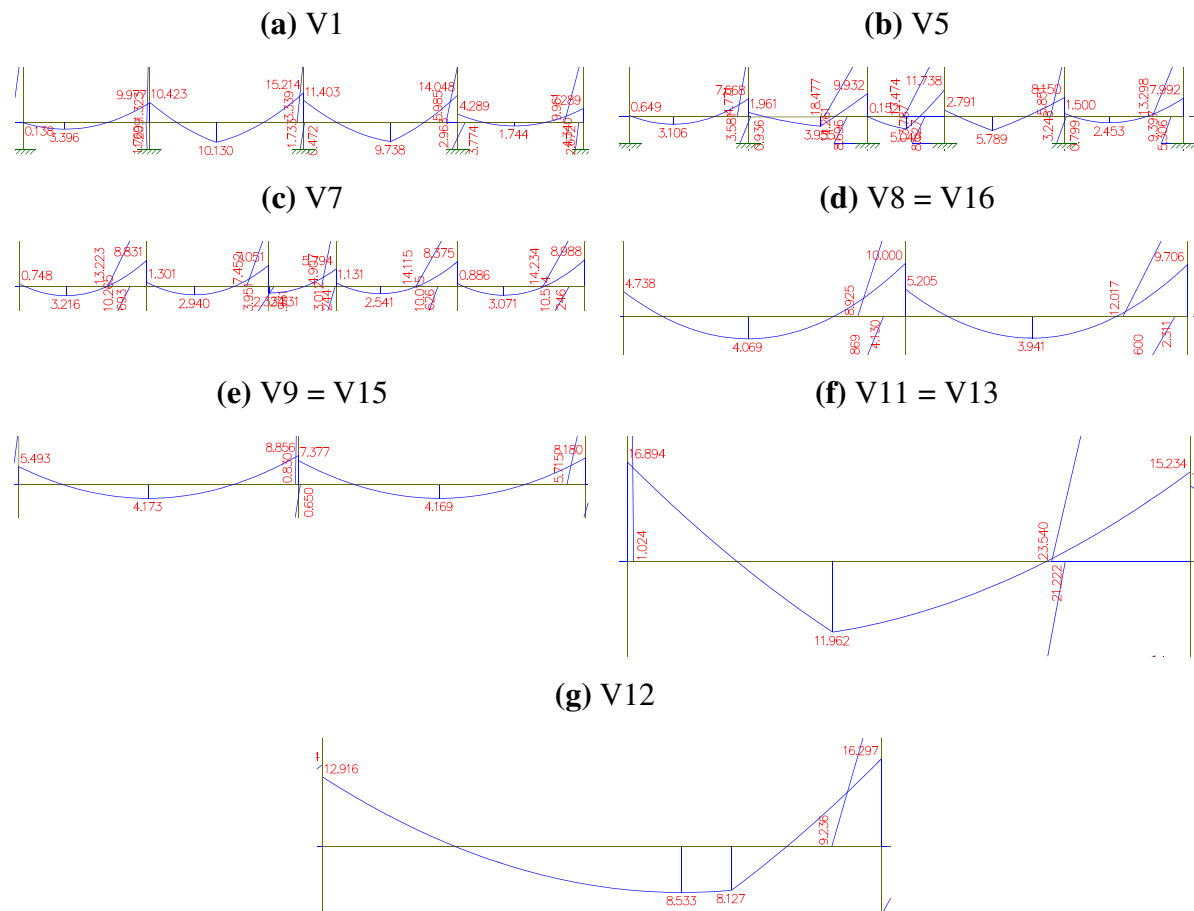
Fonte: Autor, 2021.

Figura 12 – Momento fletor – Vigas Cobertura



Fonte: Autor, 2021.

Figura 13 – Momento fletor – Baldrame



Fonte: Autor, 2021.

Após a obtenção do momento fletor solicitante de cálculo, é calculado então o momento reduzido pela seguinte equação:

$$\mu = \frac{M_d}{bd^2\sigma_{cd}}$$

onde

μ = momento reduzido;

M_d = momento fletor solicitante;

b = base;

d = altura útil;

σ_{cd} = tensão de compressão do concreto.

Em seguida é necessário classificar se a armadura da viga será feita com armadura simples ou armadura dupla. Essa classificação é feita observando a Tabela 13.

Tabela 13: Valor de μ_{lim}

Concreto	$f_{ck} \leq 35 \text{ MPa}$	$f_{ck} > 35 \text{ MPa}$
μ_{lim}	0,2952	0,2408

Fonte: Araújo (2010, p. 100).

Dessa forma, a classificação quanto a armação das vigas é feita seguinte forma:

- se $\mu \leq \mu_{lim}$, o dimensionamento é feito com armadura simples;
- se $\mu > \mu_{lim}$, o dimensionamento é feito com armadura dupla.

Como pode ser observado nas tabelas seguintes, os momentos reduzidos de todas as vigas foram menores que o momento reduzido limite. Portanto, o dimensionamento de todas as vigas da edificação é realizado com armadura simples.

Em seguida foi realizado o cálculo da profundidade relativa da linha neutra (ξ) e a área de aço requerida (A_s), respectivamente, pelas seguintes fórmulas:

$$\xi = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}); A_s = 0,8\xi bd \frac{\sigma_{cd}}{f_{yd}}$$

onde

ξ = profundidade relativa da linha neutra;

μ = momento reduzido;

A_s = área de aço requerida;

bd = base e altura útil da seção;

σ_{cd} = tensão de compressão do concreto;

f_{yd} = resistência de cálculo do aço.

Para a armação nas vigas, a NBR 6118:2014 em seu item 17.3.5.2, determina a taxa de armadura mínima é de 0,15% para o aço CA50 e o concreto C25. Considerando a norma vigente e as vigas do presente estudo, foi observado que a armadura mínima para as vigas é de 0,9 cm². Portanto, foi adotado como área de aço requerida, o maior valor entre o resultado do cálculo apresentado acima e o valor imposto pela norma.

Dessa forma, as áreas de aço requeridas e adotadas, bem como as soluções adotadas podem ser observadas nas tabelas seguintes. Como exemplo, as tabelas que serão mostradas, apresentam apenas o momento fletor máximo e o cálculo da armadura deste referido momento, porém, foi dimensionado a armação para cada vão e apoio da viga.

Os valores de cálculo das vigas isoladas são apresentados na Tabela 14, da seguinte forma:

Tabela 14: Armadura longitudinal das vigas isoladas

Vigas	Momento fletor máximo (kNm)	Área de aço longitudinal requerida (cm ²)	Área de aço longitudinal adotada (cm ²)	Nº de barras	Diâmetro (mm)
V2 – pav. tipo	6,777	0,438	1,010	2	8
V4 – pav. tipo	14,270	0,935	1,010	2	8
V6 = V7 – pav. tipo	11,035	0,719	1,010	2	8
V10 = V14 – pav. tipo	36,266	2,480	3,680	3	12,5
V3 – pav. cob.	9,525	0,619	1,010	2	8
V5 = V6 – pav. cob.	5,488	0,354	1,010	2	8
V7 = V8 – pav. cob.	8,725	0,566	1,010	2	8
V2 – baldrame	3,553	0,228	1,010	2	8
V3 = V4 – baldrame	2,103	0,135	1,010	2	8
V6 – baldrame	8,303	0,538	1,010	2	8
V10 = V14 – baldrame	16,476	1,084	1,510	3	8

Fonte: Autor, 2021.

Os resultados dos cálculos e os valores adotados para as demais vigas do pavimento tipo é demonstrado na Tabela 15 da seguinte forma:

Tabela 15: Armadura longitudinal das vigas do pavimento tipo

Vigas	Momento fletor máximo (kNm)	Área de aço longitudinal requerida (cm ²)	Área de aço longitudinal adotada (cm ²)	Nº de barras	Diâmetro (mm)
V1	29,302	1,976	2,360	3	10
V3	26,107	1,749	2,360	3	10
V5	21,486	1,427	1,510	3	8
V8 = V16	18,665	1,233	1,510	3	8
V9 = V15	33,006	2,242	2,360	3	10
V11 = V13	32,664	2,217	2,360	3	10
V12	22,638	1,507	1,510	3	8

Fonte: Autor, 2021.

Os resultados dos cálculos e os valores adotados para as vigas da cobertura é demonstrado na Tabela 16 da seguinte forma:

Tabela 16: Armadura longitudinal das vigas da cobertura

Vigas	Momento fletor máximo (kNm)	Área de aço longitudinal requerida (cm²)	Área de aço longitudinal adotada (cm²)	Nº de barras	Diâmetro (mm)
V1	8,120	0,526	1,010	2	8
V2	11,247	0,733	1,010	2	8
V4	10,857	0,707	1,010	2	8
V9 = V15	10,167	0,661	1,010	2	8
V10 = V14	31,948	2,165	2,360	3	10
V11 = V13	26,854	1,802	3,360	3	10
V12	10,578	0,688	1,010	2	8

Fonte: Autor, 2021.

Os resultados dos cálculos e os valores adotados para as vigas baldrame é demonstrado na Tabela 17 da seguinte forma:

Tabela 17: Armadura longitudinal das vigas baldrame

Vigas	Momento fletor máximo (kNm)	Área de aço longitudinal requerida (cm²)	Área de aço longitudinal adotada (cm²)	Nº de barras	Diâmetro (mm)
V1	15,214	0,998	1,010	2	8
V5	11,738	0,765	1,010	2	8
V7	8,831	0,573	1,010	2	8
V8 = V16	10,000	0,650	1,010	2	8
V9 = V15	8,856	0,575	1,010	2	8
V11 = V13	11,962	0,780	1,010	2	8
V12	8,533	0,553	1,010	2	8

Fonte: Autor, 2021.

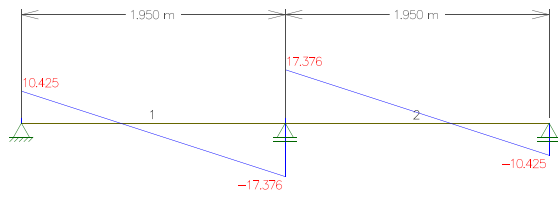
4.6.5.4 Armaduras transversais

O método de dimensionamento é o mesmo para ambos os casos das vigas. O método e as equações utilizadas para a determinação das armaduras transversais das vigas são descritos por Araújo (2010).

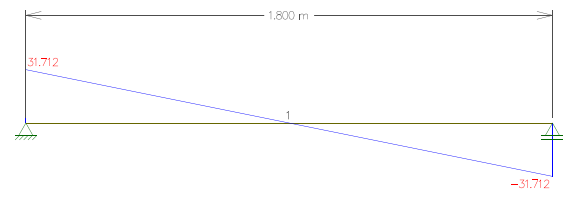
Tendo então lançado os elementos estruturais e os esforços solicitante, foi extraído do Ftool os seguintes diagramas de esforço cortante mostrado nas Figuras 14, 15, 16 e 17.

Figura 14 – Esforço cortante – Vigas isoladas

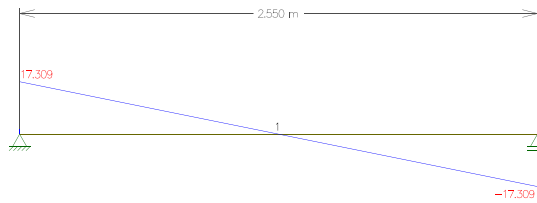
(a) V2 Pav. Tipo



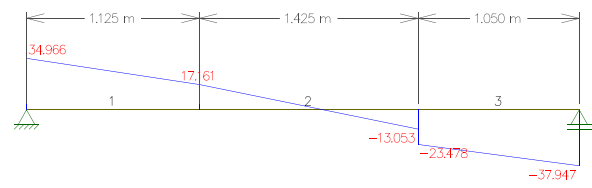
(b) V4 Pav. Tipo



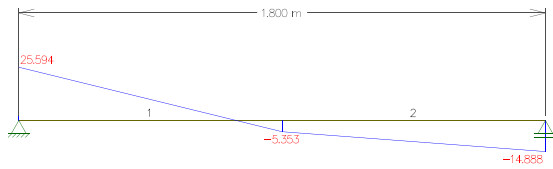
(c) V6 = V7 Pav. Tipo



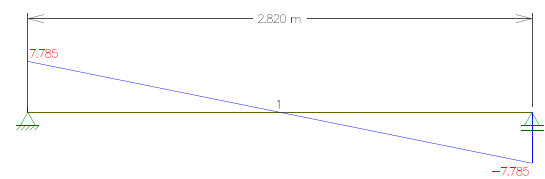
(d) V10 = V14 Pav. Tipo



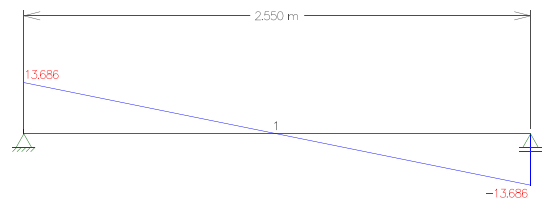
(e) V3 Cobertura



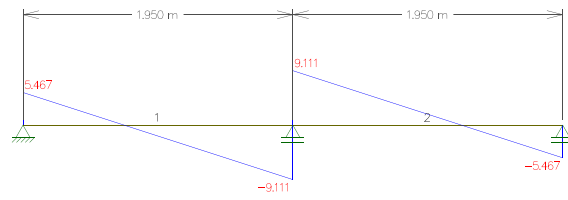
(f) V5 = V6 Cobertura



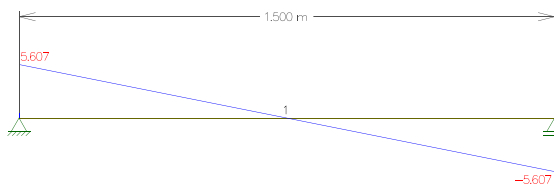
(g) V7 = V8 Cobertura



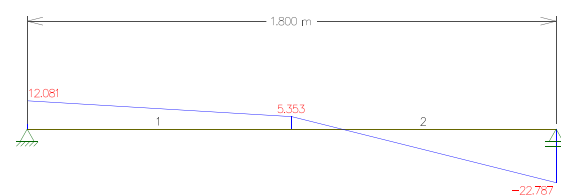
(h) V2 Baldrame



(i) V3 = V4 Baldrame



(j) V6 Baldrame



(k) V10 = V14 Baldrame

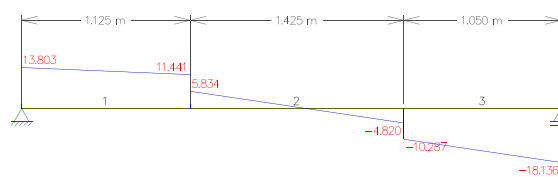
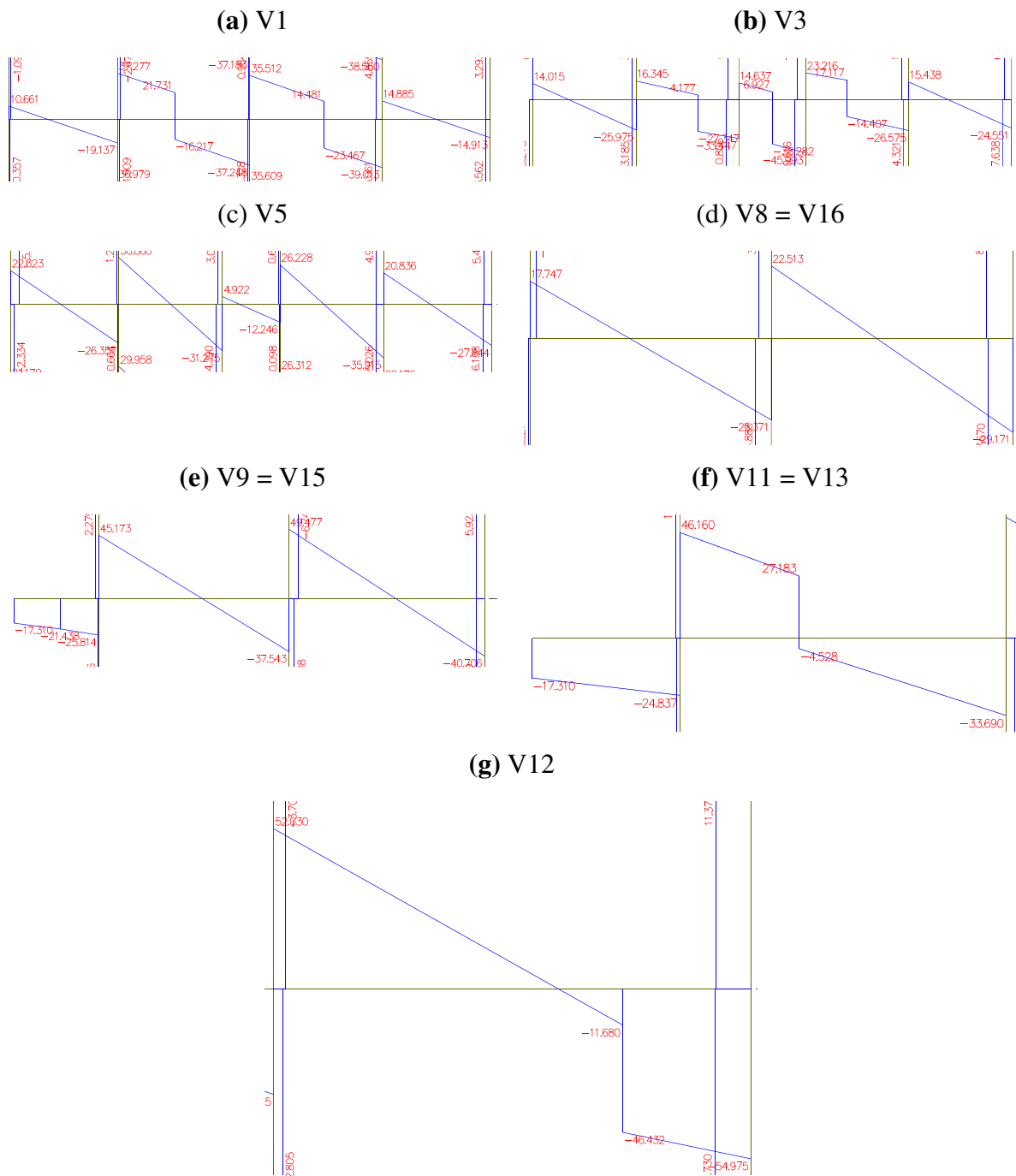
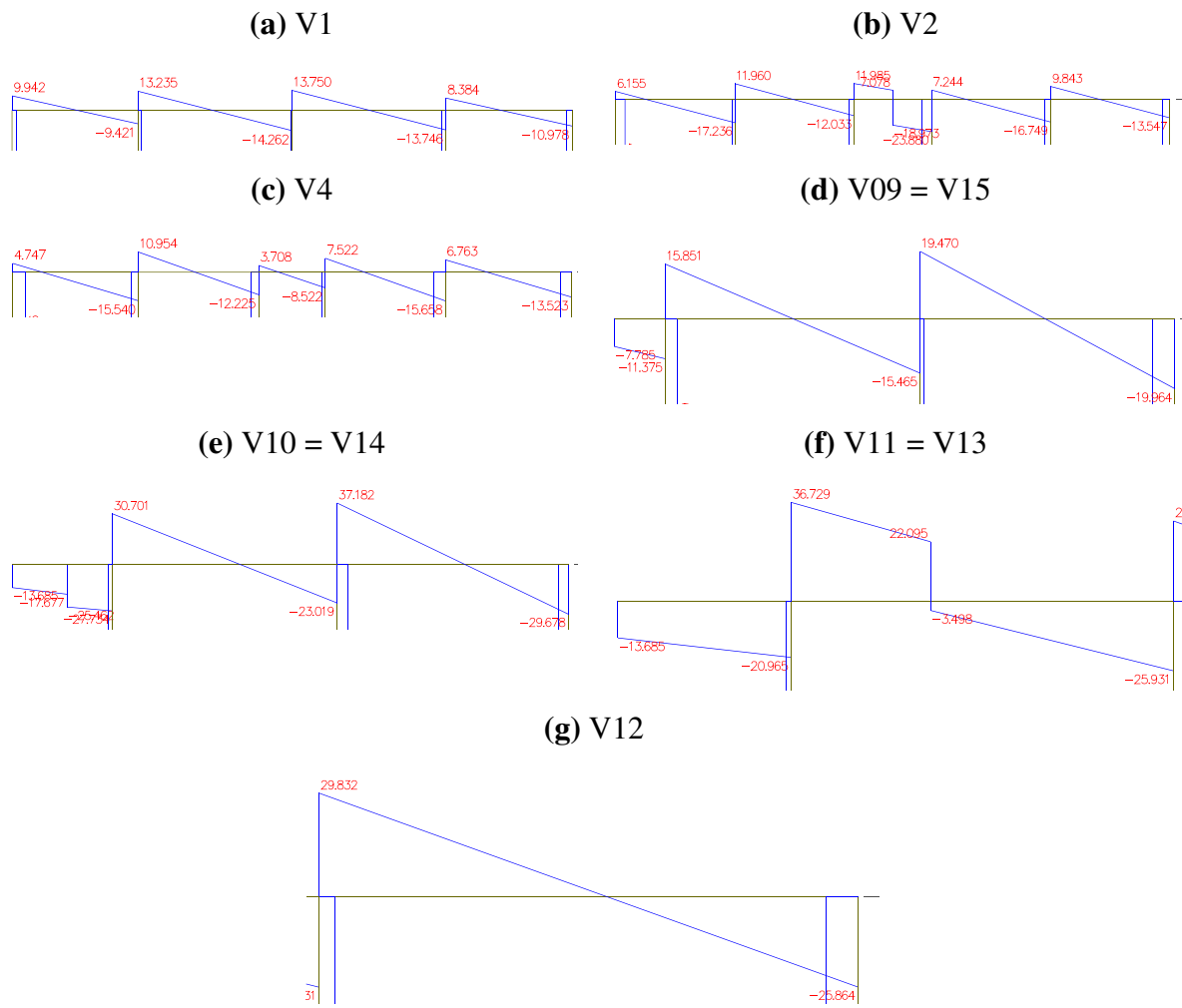


Figura 15 – Esforço cortante – Vigas Pav. Tipo



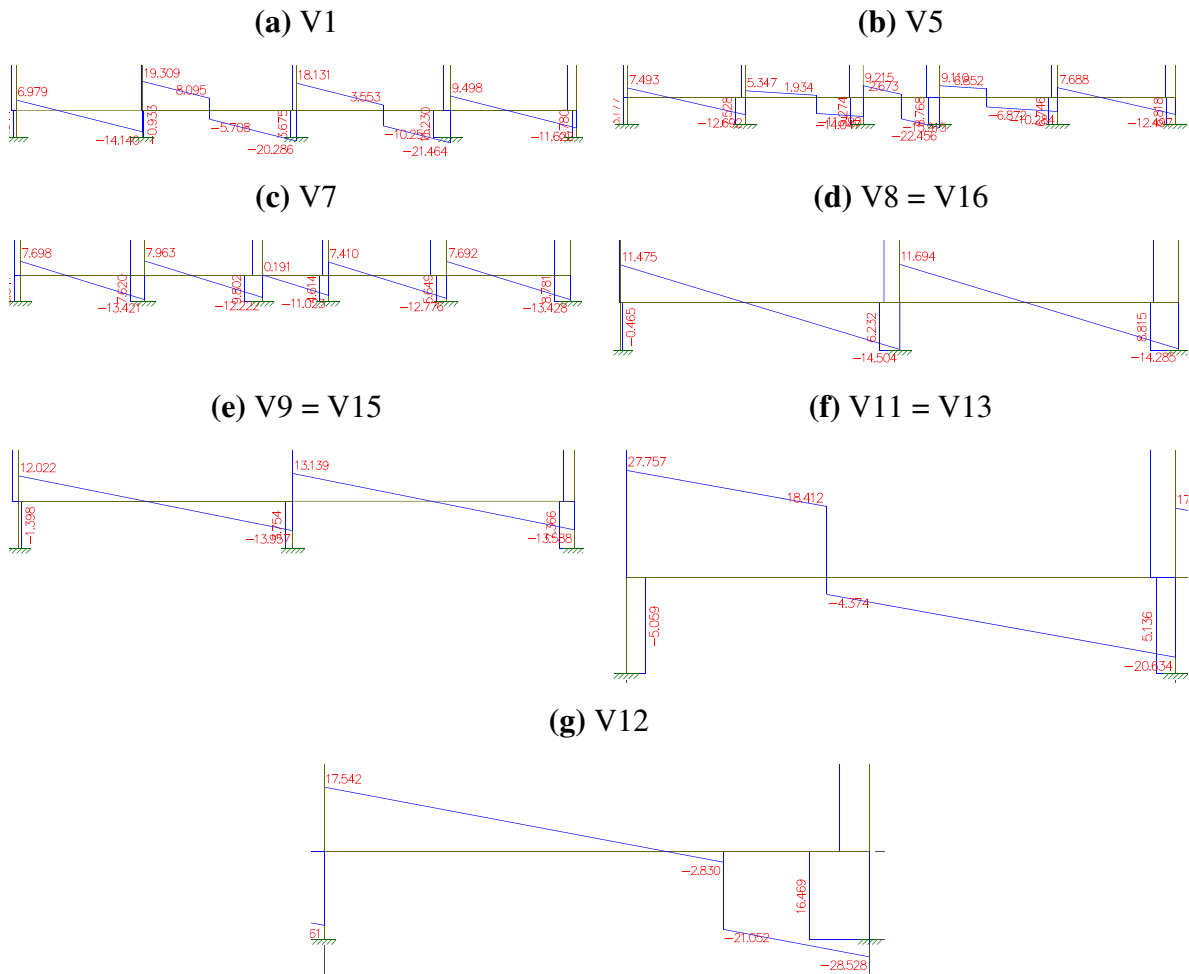
Fonte: Autor, 2021.

Figura 16 – Esforço cortante – Vigas Cobertura



Fonte: Autor, 2021.

Figura 17 – Esforço cortante – Vigas Baldrame



Fonte: Autor, 2021.

Após a obtenção do esforço cortante solicitante de cálculo, é calculado então a tensão convencional de cisalhamento pela seguinte equação:

$$\tau_{wd} = \frac{V_d}{bd}$$

onde

τ_{wd} = tensão convencional de cisalhamento;

V_d = esforço cortante solicitante;

bd = base e altura útil da seção.

Em seguida é feito o cálculo da tensão de cisalhamento limite pela seguinte fórmula:

$$\tau_{wu} = 0,27 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) f_{cd}$$

onde

τ_{wu} = tensão de cisalhamento limite;

f_{ck} = resistência característica do concreto a compressão;

f_{cd} = resistência de cálculo a compressão do concreto

Então é comparado as duas tensões de cisalhamento. Se a tensão de cisalhamento convencional for menor que a tensão limite, indica que não ocorrerá esmagamento no concreto e a seção da viga suporta os esforços de cisalhamento, caso seja menor, é necessário então aumentar as dimensões da seção transversal da viga. Com isso, foi observado que, em todas as vigas, a tensão convencional foi menor que a tensão limite, dessa forma, não foi alterado as dimensões da seção transversal de nenhuma viga.

Após a verificação anterior, foi realizado o cálculo da armadura transversal pelas seguintes fórmulas:

$$\tau_c = \psi_3 \sqrt[3]{f_{ck}}; \tau_d = 1,11(\tau_{wd} - \tau_c); A_s = 100b \frac{\tau_d}{f_{yd}}$$

onde

τ_c = fator de redução em função do f_{ck} ;

$\psi_3 = 0,09$ para flexão simples;

τ_d = tensão de cálculo;

τ_{wd} = tensão convencional de cisalhamento;

A_s = área de aço calculada.

Para a armação transversal nas vigas, a NBR 6118:2014, determina a taxa de armadura mínima é de 0,1% para o aço CA50 e o concreto C25. Considerando a norma vigente e as vigas do presente estudo, foi observado que a armadura mínima é de 1,5 cm²/m. Portanto, foi adotado como área de aço requerida, o maior valor entre o resultado do cálculo apresentado acima e o valor imposto pela norma

Dessa forma, as áreas de aço requeridas e adotadas, bem como as soluções adotadas podem ser observadas nas Tabelas 18, 19, 20 e 21.

Tabela 18: Armadura transversal das vigas isoladas

Vigas	Esforço cortante máximo (kN)	Área de aço transversal requerida (cm ²)	Área de aço transversal adotada (cm ²)	Diâmetro (mm)	Espaçamento (cm)
V2 – pav. tipo	17,376	-	1,870	5	21
V4 – pav. tipo	31,712	-	1,870	5	21
V6 = V7 – pav. tipo	17,309	-	1,870	5	21
V10 = V14 – pav. tipo	37,947	-	1,870	5	21
V3 – pav. cob.	25,594	-	1,870	5	21
V5 = V6 – pav. cob.	7,785	-	1,870	5	21
V7 = V8 – pav. cob.	13,666	-	1,870	5	21
V2 – baldrame	9,111	-	1,870	5	21
V3 = V4 – baldrame	5,607	-	1,870	5	21
V6 – baldrame	22,787	-	1,870	5	21
V10 = V14 – baldrame	18,136	-	1,870	5	21

Fonte: Autor, 2021.

Tabela 19: Armadura transversal das vigas do pavimento tipo

Vigas	Esforço cortante máximo (kN)	Área de aço transversal requerida (cm ²)	Área de aço transversal adotada (cm ²)	Diâmetro (mm)	Espaçamento (cm)
V1	39,013	-	1,870	5	21
V3	45,993	0,315	1,870	5	21
V5	35,915	-	1,870	5	21
V8 = V16	29,171	-	1,870	5	21
V9 = V15	49,477	0,562	1,870	5	21
V11 = V13	46,160	0,327	1,870	5	21
V12	54,975	0,951	1,870	5	21

Fonte: Autor, 2021.

Tabela 20: Armadura transversal das vigas da cobertura

Vigas	Esforço cortante máximo (kN)	Área de aço transversal requerida (cm ²)	Área de aço transversal adotada (cm ²)	Diâmetro (mm)	Espaçamento (cm)
V1	14,262	-	1,870	5	21
V2	23,880	-	1,870	5	21
V4	15,658	-	1,870	5	21
V9 = V15	19,964	-	1,870	5	21
V10 = V14	37,182	-	1,870	5	21
V11 = V13	36,729	-	1,870	5	21
V12	29,832	-	1,870	5	21

Fonte: Autor, 2021.

Tabela 21: Armadura transversal das vigas baldrames

Vigas	Esforço cortante máximo (kN)	Área de aço transversal requerida (cm ²)	Área de aço transversal adotada (cm ²)	Diâmetro (mm)	Espaçamento (cm)
V1	21,464	-	1,870	5	21
V5	22,456	-	1,870	5	21
V7	13,428	-	1,870	5	21
V8 = V16	14,504	-	1,870	5	21
V9 = V15	13,957	-	1,870	5	21
V11 = V13	27,757	-	1,870	5	21
V12	28,528	-	1,870	5	21

Fonte: Autor, 2021.

4.6.6 Escada

A escada da edificação também foi dimensionada com base no método descrito por Araújo (2010). Inicialmente foi feito o levantamento das cargas conforme já foi mostrado na seção anterior.

4.6.6.1 inclinação e espessura média da escada

Para determinar o peso próprio, é necessário estipular a espessura média da laje, levando em conta os degraus. Assim, a espessura média da laje é determinada da seguinte forma:

a) a inclinação da escada: $\cos \alpha = \frac{a}{\sqrt{a^2 + e^2}}$

b) a espessura da laje, medida na vertical: $h_1 = \frac{h}{\cos \alpha}$

c) e por fim, a espessura média da laje, incluindo os degraus: $h_m = h_1 + \frac{e}{2}$

onde, para todos os casos

α = inclinação da escada;

a = largura do degrau;

e = altura do degrau;

h_1 = espessura da laje, medida na vertical;

h = espessura da laje abaixo dos degraus;

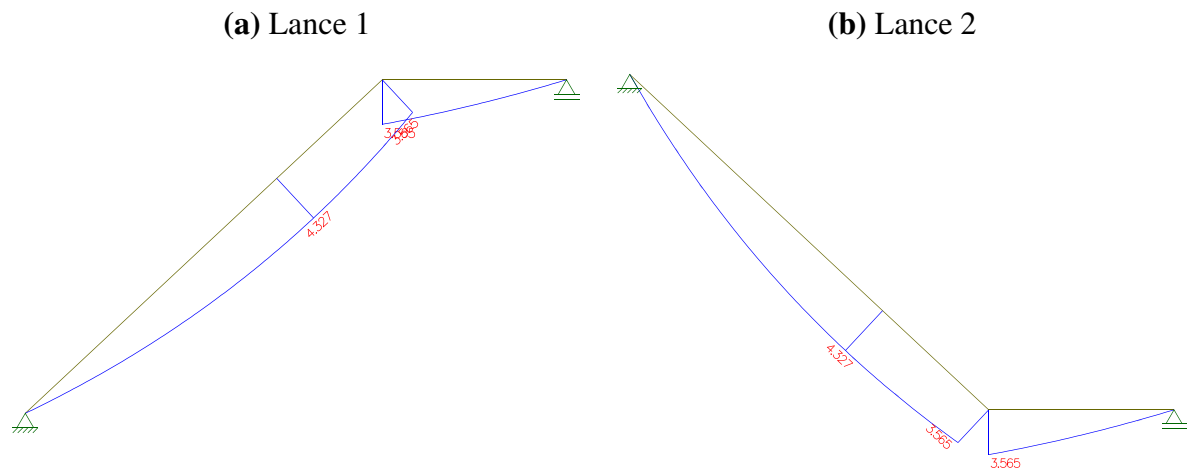
h_m = espessura média.

Após a determinação das ações, foi lançado e calculados os esforços com o auxílio da calculadora Ftool.

4.6.6.2 Armadura longitudinal

Após o lançamento dos elementos da escada e os esforços solicitante, foi extraído do Ftool o diagrama de momento fletor como é mostrado na Figura 18.

Figura 18 – Momento fletor – Escada



Fonte: Autor, 2021.

Após a obtenção dos esforços solicitantes, o dimensionamento da armadura longitudinal segue da mesma forma de uma viga, como já foi mostrado anteriormente. Inicialmente é calculado o momento reduzido adimensional pela seguinte equação:

$$\mu = \frac{M_d}{bd^2\sigma_{cd}}$$

Em seguida, observa-se se o valor calculado é menor que o momento reduzido limite. Neste caso, o momento reduzido foi menor que o momento reduzido limite, então será dimensionada como armadura simples e foi prosseguido pelas seguintes equações:

$$\xi = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}); A_s = 0,8\xi bd \frac{\sigma_{cd}}{f_{yd}}$$

Obtendo assim a armadura de aço requerida.

Assim como nas vigas, a NBR 6118:2014 em seu item 17.3.5.2, determina a taxa de armadura mínima é de 0,15% para o aço CA50 e o concreto C25. Considerando a norma vigente e a escada do presente estudo, foi observado que a armadura mínima é de 1,125 cm². Portanto, foi adotado como área de aço requerida, o maior valor entre o resultado do cálculo apresentado acima e o valor imposto pela norma. A áreas de aço requerida e adotadas podem ser observadas na Tabela 22.

Tabela 22: Armadura longitudinal da escada

Momento fletor (kNm)	Área de aço longitudinal	Área de aço longitudinal	Diâmetro (mm)	Espaçamento (cm)	Ancoragem (cm)
	requerida (cm ²)	adotada (cm ²)			
15,338	6,032	6,040	10	13	8

Fonte: Autor, 2021.

4.6.6.3 Armadura de distribuição

Segundo o mesmo autor, na direção transversal ao eixo da escada, deve-se dispor uma armadura de distribuição com área dada pelo maior dos valores:

$$\frac{A_s}{5};$$

$$0,9 \text{ cm}^2/\text{m};$$

$$0,5A_{s,min} \text{ (conforme a NBR 6118:2014).}$$

Assim, os valores calculados e adotados para a armadura de distribuição são apresentados na Tabela 23.

Tabela 23: Armadura de distribuição da escada

Área de aço requerida (cm ² /m)	Área de aço adotada (cm ² /m)	Diâmetro (mm)	Espaçamento (cm)
1,206	1,230	5	16

Fonte: Autor, 2021.

4.6.7 Reservatório

Para fins práticos, o reservatório é composto apenas de uma célula. O método para o cálculo do reservatório foi baseado no método descrito por Araújo (2010), bem como as equações e as tabelas necessárias para o dimensionamento do reservatório.

4.6.7.1 Esforços

Tendo o levantamento de todas as ações atuantes no reservatório, foi iniciado o processo de cálculo considerando a tampa e fundo como lajes, e as paredes como vigas, porém, considerando as devidas condições de contorno.

O cálculo das lajes do reservatório segue a mesma rotina de uma laje de piso, que já foi exposto no presente trabalho. A laje da tampa é considerada simplesmente apoiada nos quatro lados e a laje de fundo é considerada engastada em todo o contorno. Para obtenção das flechas, dos momentos fletores e as reações de apoio o procedimento é o mesmo da laje de piso, verifica a condição de contorno e busca a tabela relacionada ao caso, e então aplica os devidos coeficientes nas equações para obtenção da flecha e dos esforços solicitantes.

Após a obtenção dos esforços solicitante nas lajes, prosseguiu-se para o cálculo das paredes do reservatório. Como mencionado anteriormente, considerou-se as paredes como vigas. Inicialmente, é aplicado na viga as cargas verticais transmitidas pela laje da tampa e pela laje do fundo, o peso próprio das paredes e também o revestimento. Após o lançamento das vigas bem como suas cargas na calculadora Ftool, a mesma auxilia já calculando os esforços solicitantes da viga.

4.6.7.2 Armação

O dimensionamento das lajes segue o mesmo procedimento das lajes de piso já mostrado no presente estudo. Nenhuma das lajes teve momento fletor maior que o momento fletor para a armação mínima, dessa forma, a armação para as lajes de tampa e de fundo foram a área de aço mínima imposta pela norma vigente.

Para as paredes como vigas seguiu da mesma forma como já mostrado nas vigas. O cálculo da armadura longitudinais é realizado pegando o momento fletor dado no Ftool e então é calculado momento reduzido, em seguida, é calculado a área de aço requerida e área de aço mínima determinada pela norma, e então adota a maior área de aço. A armadura transversal também segue como as vigas já mostradas, tendo em mãos o esforço cortante é calculado a tensão convencional de cisalhamento e tensão de cisalhamento limite, e então e feita a verificação, em seguida é calculada a tensão de cálculo, área de aço requerida e área de aço mínima determinada pela norma, e então é adotado a maior área de aço. Os valores calculados para as lajes são apresentados na Tabela 24.

Tabela 24: Valores calculados lajes do reservatório

Laje	Flecha final [mm]	Flecha admissível [mm]	Momento positivo em X (M_x) [kNm/m]	Momento positivo em Y (M_y) [kNm/m]	Momento negativo no engaste em X (M_{xe}) [kNm/m]	Momento negativo no engaste em Y (M_{ye}) [kNm/m]
Tampa	4,921	7,800	2,097	2,151	-	-
Fundo	2,956	7,800	3,529	3,623	-3,529	-3,623

Fonte: Autor, 2021.

Os valores calculados e adotados no cálculo das armaduras longitudinais das paredes do reservatório são observados na Tabela 25.

Tabela 25: Armadura longitudinal das paredes do reservatório

Vigas	Momento fletor máximo (kNm)	Área de aço longitudinal requerida (cm ²)	Área de aço longitudinal adotada (cm ²)	Nº de barras	Diâmetro (mm)
V1 = V2	5,601	0,095	4,910	4	12,5
V3 = V4	89,926	1,533	4,910	4	12,5

Fonte: Autor, 2021.

Os valores calculados e adotados no cálculo das armaduras transversais das paredes do reservatório são observados na Tabela 26.

Tabela 26: Armadura transversal das paredes do reservatório

Vigas	Esforço cortante máximo (kN)	Área de aço transversal requerida (cm ²)	Área de aço transversal adotada (cm ²)	Diâmetro (mm)	Espaçamento (cm)
V1 = V2	12,803	-	2,970	6,3	21
V3 = V4	105,022	-	2,970	6,3	21

Fonte: Autor, 2021.

4.6.8 Pilares

Para o dimensionamento manual dos pilares, foi utilizado o método descrito por Araújo (2010) juntamente com as considerações impostas pela NBR 6118:2014. Assim como já relatado no início da seção 4.6 deste trabalho, os pilares foram analisados, junto com as vigas, através do modelo de pórticos planos. Dessa forma, todos os carregamentos atuantes foram

lançados, juntamente com os pórticos planos, na calculadora Ftool obtendo assim os esforços solicitantes necessário para o dimensionamento da estrutura.

Inicialmente os pilares foram caracterizados conforme sua posição no projeto, como intermediário, de extremidade ou de canto. É fundamental fazer esta classificação, pois para cada tipo de situação do pilar tem-se um método diferente de dimensionamento. Os métodos de dimensionamento são diferentes pois as solicitações também são diferentes. Os pilares de canto possuem duas vigas iniciando no seu topo, estão sujeitos a flexão composta oblíqua, ou seja, além da carga centrada vertical, possuem momentos fletores em duas direções. Os pilares de extremidade possuem a carga concentrada vertical e momento fletor apenas em uma direção, e já os pilares intermediários, é considerado que não há flexão, portanto possuem apenas a compressão vertical.

Após analisar os momentos dos pórticos dados pelo Ftool foi possível perceber que os pilares classificados inicialmente como pilar intermediário possuíam um diagrama de momento fletor triangular, característica essa dos pilares de extremidade. Dessa forma, considerando que uma das características dos pilares intermediários é que não há flexão, foi determinado que os pilares classificados inicialmente como intermediários seriam calculados como pilares de extremidade, portanto, nenhum pilar foi dimensionado como pilar intermediário, apenas como pilares de extremidade e de canto.

4.6.8.1 Dimensionamento pilares de extremidade

Os pilares de extremidade devem ser dimensionados para as duas situações de cálculo, ou seja, para as duas direções do pilar. Devido a forma triangular do diagrama de momento, não é possível inicialmente saber qual é a seção do pilar que é a mais solicitada, então, deverá ser feito dois dimensionamentos: um para a seção do extremo com a maior excentricidade inicial e outro para uma seção intermediária.

a) seção de extremidade:

O dimensionamento da seção do extremo deve ser feito com a excentricidade e dada por:

$$e = e_i + e_a \geq e_{1,min}$$

onde

e_i = excentricidade inicial;

e_a = excentricidade acidental;

$e_{1,min}$ = excentricidade de 1º ordem mínima.

b) seção intermediária:

A excentricidade inicial, e_i , a ser adotada para a seção intermediária é o maior dos valores:

$$e_i \geq \begin{cases} 0,6e_{ia} + 0,4e_{ib} \\ 0,4e_{ia} \end{cases}$$

Dessa forma, na seção intermediária considera-se a excentricidade pela seguinte expressão:

$$e = e_1 + e_2 + e_c$$

onde

e_1 = excentricidade de 1° ordem;

e_2 = excentricidade de 2° ordem;

e_c = excentricidade de fluência.

Obtendo então as excentricidades das seções, é observado a maior delas e então é calculado o momento de cálculo, multiplicando a excentricidade pelo esforço normal no pavimento. Em seguida é determinado o esforço normal reduzido (ν) e o momento fletor reduzido (μ) pelas seguintes expressões, respectivamente:

$$\nu = \frac{N_d}{bh\sigma_{cd}} ; \mu = \frac{M_d}{bh^2\sigma_{cd}}$$

onde

ν = esforço normal reduzido;

μ = momento fletor reduzido;

N_d = esforço normal;

M_d = momento de cálculo;

bh = base e altura da seção transversal do pilar;

σ_{cd} = tensão de compressão do concreto.

Este procedimento de cálculo foi realizado para as duas direções e para todos os pavimentos da edificação, obtendo assim, um valor para excentricidade (e), momento de cálculo, esforço normal reduzido (ν) e momento fletor reduzido (μ) correspondente para cada direção e cada pavimento.

4.6.8.2 Dimensionamento pilares de canto

Para os pilares de canto, é considerado os momentos iniciais transmitidos pelas vigas que nele iniciam, segundo as duas direções. Dividindo esses momentos pela força normal, obtêm-se as excentricidades iniciais.

Os dimensionamentos devem ser feitos sempre à flexo-compressão oblíqua. De forma geral, deve, ser adotadas seis situações de cálculo: duas para a seção do topo, duas para a seção da base e duas para uma seção intermediária do pilar.

a) seção de topo do pilar: situação de cálculo 1:

$$e_x = e_{1x} ; e_y = e_{1y,t}$$

onde

$$e_{1x} = e_{ix,t} + e_{ax} \geq e_{1x,min}$$

b) seção de topo do pilar: situação de cálculo 2:

$$e_x = e_{1x,t} ; e_y = e_{1y}$$

onde

$$e_{1y} = e_{iy,t} + e_{ay} \geq e_{1y,min}$$

c) seção da base do pilar: situação de cálculo 3:

$$e_x = e_{1x} ; e_y = e_{1y,b}$$

onde

$$e_{1x} = e_{ix,b} + e_{ax} \geq e_{1x,min}$$

d) seção da base do pilar: situação de cálculo 4:

$$e_x = e_{1x,b} ; e_y = e_{1y}$$

onde

$$e_{1y} = e_{iy,b} + e_{ay} \geq e_{1y,min}$$

As excentricidades iniciais na seção intermediária são dadas por:

$$e_{ix} \geq \begin{cases} 0,6e_{ix,t} + 0,4e_{ix,b} \\ 0,4e_{ix,t} \end{cases} ; e_{iy} \geq \begin{cases} 0,6e_{iy,t} + 0,4e_{iy,b} \\ 0,4e_{iy,t} \end{cases}$$

Para a seção intermediária é considerado as excentricidades de 2º ordem e de fluência.

e) seção intermediária do pilar: situação de cálculo 5:

$$e_x = e_{1x} + e_{2x} + e_{cx} ; e_y = e_{iy}$$

onde

$$e_{1x} = e_{ix} + e_{ax} \geq e_{1x,min}$$

f) seção intermediária do pilar: situação de cálculo 6:

$$e_x = e_{ix} ; e_y = e_{1y} + e_{2y} + e_{cy}$$

onde

$$e_{1y} = e_{iy} + e_{ay} \geq e_{1y,min}$$

onde, para todos os casos

$e_{ix,t}, e_{iy,t}$ = excentricidades iniciais nas duas direções na seção de topo;

$e_{ix,b}, e_{iy,b}$ = excentricidades iniciais nas duas direções na seção da base;

e_{ix}, e_{iy} = excentricidade inicial;

e_{ax}, e_{ay} = excentricidade accidental;

$e_{1x,min}, e_{1y,min}$ = excentricidade de 1° ordem mínima;

e_{1x}, e_{1y} = excentricidade de 1° ordem;

e_{2x}, e_{2y} = excentricidade de 2° ordem.

e_{cx}, e_{cy} = excentricidade de fluência.

Da mesma forma dos pilares de extremidade, após a obtenção das excentricidades das seções, é observado a maior delas e então é calculado o momento de cálculo, multiplicando a excentricidade pelo esforço normal no pavimento. Em seguida é determinado o esforço normal reduzido (ν) e os momento fletores reduzidos para as duas direções (μ).

4.6.8.3 Armadura longitudinal

Após a obtenção do esforço normal reduzido (ν) e os momentos fletores reduzidos (μ), é utilizado as tabelas pertinentes a cada caso para a determinação da armação dos pilares. As tabelas utilizadas foram apresentadas, assim como os métodos de cálculo, por Araújo (2010). A NBR 6118:2014 em seu item 17.3.5.3 determina os valores-limites para armaduras longitudinais de pilares da seguinte forma:

- a) armadura longitudinal mínima:

$$A_{s,min} = 0,15 \frac{N_d}{f_{yd}} \geq 0,004A_c$$

- b) armadura longitudinal máxima:

$$A_{s,max} = 0,08A_c$$

Assim, foi adotado a maior área de aço entre a calculada e área de aço mínima imposta pela norma.

Dessa forma, os valores calculados e as soluções das armaduras dos pilares, para a situação mais desfavorável de cada pilar, podem ser observadas na Tabela 27 para os pilares de extremidade e na Tabela 28 para os pilares de canto.

Tabela 27: Valores calculados e adotados para as armaduras longitudinais os pilares de extremidade

Pilar	Esforço normal reduzido (ν)	Momento fletor reduzido (μ)	Área de aço requerida (A_s) [cm ²]	Área de aço adotada (A_s) [cm ²]	Nº de barras	Diâmetro [mm]
P2 = P4	0,050	0,038	2,865	4,910	4	12,5
P3	0,051	0,061	4,600	4,910	4	12,5
P6 = P11	0,046	0,030	2,262	4,910	4	12,5
P7 = 10	0,080	0,045	2,137	4,910	4	12,5
P8 = P9	0,242	0,025	0,550	4,910	4	12,5
P13 = P16	0,076	0,024	1,139	4,910	4	12,5
P14 = P15	0,234	0,047	0,738	4,910	4	12,5

Fonte: Autor, 2021.

Tabela 28: Valores calculados e adotados para as armaduras longitudinais dos pilares de canto

Pilar	Esforço normal reduzido (ν)	Momento fletor reduzido (μ_x)	Momento fletor reduzido (μ_y)	Área de aço requerida (A_s) [cm ²]	Área de aço adotada (A_s) [cm ²]	Nº de barras	Diâmetro [mm]
P1 = P5	0,032	0,031	0,023	2,067	4,910	4	12,5
P12 = P17	0,040	0,056	0,006	3,474	4,910	4	12,5

Fonte: Autor, 2021.

4.6.8.4 Armadura transversal

O cálculo dos estribos dos pilares seguiu a mesma metodologia descrita pelo mesmo autor e também os critérios definidos pela NBR 6118: 2014.

Inicialmente foi determinado as tensões pelas seguintes expressões:

$$\tau_{wd} = \frac{V_d}{bd} ; \tau_c = \psi_3 \sqrt[3]{f_{ck}^2}$$

onde

τ_{wd} = tensão convencional de cisalhamento;

V_d = esforço cortante de cálculo;

bd = dimensões da seção do pilar;

τ_c = tensão de cisalhamento em função do f_{ck} ;

$\psi_3 = 0,09 \left(1 + \frac{M_o}{M_d} \right) \leq 0,18$, para casos de flexo-compressão;

M_o = momento fletor que anula a tensão normal;

M_d = momento fletor solicitante no trecho considerado.

Após o cálculo, realiza-se a verificação. Se $\tau_{wd} \leq \tau_c$, basta adotar os estribos usuais dos pilares, sem necessidade de dimensionamento. Neste caso, basta adotar as restrições:

$$\phi_t \geq \begin{cases} 5 \text{ mm} \\ \frac{\phi}{4} \end{cases} ; s \leq \begin{cases} 20 \text{ cm} \\ b \\ 12\phi \end{cases}$$

onde

ϕ_t = diâmetro dos estribos;

ϕ = diâmetro das barras longitudinais do pilar;

b = menor dimensão da seção do pilar.

Assim, os valores calculados e as soluções das armaduras dos pilares, para a situação mais desfavorável de cada pilar, podem ser observadas na Tabela 29.

Tabela 29: Valores calculados e adotados para as armaduras transversais dos pilares

Pilar	Tensão de cisalhamento (τ_{wd}) [MPa]	Tensão de cisalhamento (τ_c) [MPa]	Diâmetro [mm]	Espaçamento [cm]
P1 = P5	0,110	1,308	5	12
P2 = P4	0,084	1,479	5	12
P3	0,143	0,769	5	12
P6 = P11	0,086	0,769	5	12
P7 = P10	0,084	0,769	5	12
P8 = P9	0,151	1,090	5	12
P12 = P17	0,107	1,102	5	12
P13 = P16	0,031	0,769	5	12
P14 = P15	0,045	1,539	5	12

Fonte: Autor, 2021.

4.6.9 Fundação

Todo dimensionamento da fundação seguiu os requisitos da ABNT NBR 6122, bem como as combinações de ações utilizadas apenas para o projeto da fundação. Para fins práticos, foi determinado que a fundação da estrutura será em sapatas isoladas. Dessa forma o método de cálculo seguirá as fórmulas e o método descrito e mostrado por Rebello (2008).

4.6.9.1 Dimensionamento geométrico

Inicialmente, é determinado a área da sapata (S_{sap}) em função da carga do pilar e a resistência do solo em questão. Assim, a área da sapata é calculada pela seguinte fórmula:

$$S_{sap} = \frac{P}{\sigma_s}$$

onde

S_{sap} = área da sapata;

P = carga do pilar sobre a sapata;

σ_s = tensão admissível do solo.

Visto que os pilares da edificação são retangulares, então foi determinado que as sapatas seguirão o padrão e também serão retangulares. Segundo Rebello (2008), se a sapata for retangular, para que a relação entre as dimensões da sapata seja a mais econômica, os momentos fletores em relação às faces respectivas do pilar devem ser iguais. Dessa forma, para que os momentos fletores sejam iguais, é necessário que ocorram as seguintes relações:

$$A - B = a - b ; S_{sap} = AB$$

onde

A e B = dimensões da sapata;

a e b = dimensões receptivas dos pilares.

Obtendo a relação acima e resolvendo o sistema de equações, tem-se para o dimensionamento as seguintes fórmulas:

$$B = \frac{(b - a)}{2} + \sqrt{\frac{(b - a)^2}{4} + S_{sap}}$$

$$A = \frac{S_{sap}}{B}$$

onde

b e B = lado maior do pilar e da sapata respectivamente;

a e A = lado menor do pilar e da sapata respectivamente;

S_{sap} = área da sapata.

A altura da sapata (h) é determinada inicialmente, e depois verificada se é suficiente ou não. Segundo o mesmo autor, para ficar próximo do valor necessário, pode-se escolher como altura da sapata o valor $h = 30\%$ do maior lado da sapata.

Para o cálculo dos momentos fletores precede da seguinte forma:

a) na direção paralela a B

$$M_{//B} = \frac{P}{4} \left(\frac{B}{3} - \frac{b}{2} \right)$$

b) na direção paralela a A

$$M_{//A} = \frac{P}{4} \left(\frac{A}{3} - \frac{a}{2} \right)$$

Assim, as dimensões calculadas e adotadas podem ser observadas na Tabela 30.

Tabela 30: Dimensões calculadas e adotadas para sapatas

Sapata	Dimensões calculadas			Dimensões adotadas	
	Área da base (S) [m ²]	Lado maior (B) [m]	Lado menor (A) [m]	Lado maior (B) [m]	Lado menor (A) [m]
S1 = S5	0,507	0,819	0,619	0,820	0,620
S2 = S4	1,036	1,123	0,923	1,130	0,930
S3	1,331	1,258	1,058	1,260	1,060
S6 = S11	0,824	1,013	0,813	1,020	0,820
S7 = S10	1,427	1,295	1,099	1,300	1,100
S8 = S9	2,266	1,635	1,385	1,640	1,390
S12 = S17	0,566	0,887	0,637	0,890	0,640
S13 = S16	1,329	1,285	1,035	1,290	1,040
S14 = S15	1,817	1,452	1,252	1,460	1,260

Fonte: Autor, 2021.

4.6.9.2 Verificação a compressão e a punção

A verificação a compressão é feita para observar se há risco na ruptura a compressão no concreto, e é feita da através da seguinte relação:

$$C = \frac{M}{b_w d^2}$$

onde

C = coeficiente de verificação;

M = momento fletor atuante;

b_w = largura da seção;

d = altura útil da seção.

Segundo o mesmo autor, o coeficiente C não deverá ser maior que $0,14f_{ck}$. Nenhuma sapata excedeu o valor limite, passando assim na verificação a compressão.

A verificação a punção é feita para observar quanto à possibilidade de punção (furo) provocada pelo pilar na sapata, assim, a tensão de cisalhamento é determinada pela seguinte relação:

$$\tau = \frac{P}{2[(a + h) + (b + h)]h}$$

Para não haver punção, a tensão de cisalhamento deve ser inferior a:

$$\tau_{lim} = \frac{f_{ck}}{25}$$

Da mesma forma, nenhuma sapata teve a tensão de cisalhamento maior que a tensão limite, assim, todas as sapatas passaram quanto a verificação a punção.

4.6.9.3 Armação das sapatas

Após a obtenção dos momentos fletores atuante, é calculada a armação para os respectivos lados da sapata pela seguinte equação:

$$A_s = \frac{2M}{f_y d}$$

onde

A_s = área de aço requerida;

M = momento fletor atuante;

f_y = tensão de escoamento do aço;

d = altura útil da seção.

Após o cálculo da área de aço requerida, foi adotado uma bitola para a armação e uma área de aço conforme o caso e a solução, como pode ser observado na Tabela 31.

Tabela 31: Área de aço e solução adotada para sapatas

Sapata	Área de aço calculada		Solução adotada					
	Maior lado (B) [cm ²]	Menor lado (A) [cm ²]	Maior lado (B)			Menor lado (A)		
			Diâmetro [mm]	Espaçamento [cm]	N° de barras	Diâmetro [mm]	Espaçamento [cm]	N° de barras
S1 = S5	1,029	0,707	5	15	6	5	19	4
S2 = S4	2,859	2,405	6,3	12	10	6,3	12	8
S3	3,892	3,380	8	17	8	8	17	7
S6 = S11	2,094	1,691	6,3	16	7	6,3	15	6
S7 = S10	4,265	3,732	8	16	9	8	15	8
S8 = S9	6,970	6,170	10	18	10	10	17	9
S12 = S17	1,110	0,702	5	17	6	5	19	4
S13 = S16	3,674	3,054	8	18	8	8	16	7
S14 = S15	5,681	5,089	8	13	12	8	12	11

Fonte: Autor, 2021.

4.7 Dimensionamento pelo TQS

Utilizando o *software*, a análise feita pelo mesmo foi realizado usando o ‘Modelo IV’ do próprio programa. Assim, este modelo consiste em dois modelos de cálculo: modelo de grelha para os pavimentos e o modelo de pórtico espacial para a análise global.

O pórtico será formado apenas por barras que simulam as vigas e pilares da estrutura, com o efeito de diafragma rígido das lajes devidamente inserido ao modelo. Os efeitos resultantes das ações verticais e horizontais nas vigas e pilares serão calculados com o pórtico espacial.

Nas lajes, apenas os efeitos originados pelas ações verticais serão calculados, conforme o modelo escolhido para os pavimentos. Nos pavimentos simulados por grelhas de lajes, caso do presente estudo, os esforços resultantes das barras de lajes sobre as vigas serão transferidos como cargas para o pórtico espacial, assim, há uma certa interação entre os modelos (pórtico espacial e grelhas).

Para o modelo de pórtico espacial foi incorporado todos os elementos da estrutura. A rigidez à flexão das lajes foi desprezada na análise de esforços horizontais. O pórtico espacial foi modelado com todos os pavimentos da edificação, para a análise das ações horizontais e os efeitos de redistribuição de esforços em toda estrutura devido as ações verticais.

Para iniciar o dimensionamento no *software* é preciso definir os dados do edifício que será calculado. As características da edificação que serão definidas são divididas em abas conforme a sua classificação. Assim, essas características foram definidas das seguintes formas:

a) aba Gerais

- identificação da edificação;
- tipo da estrutura como concreto armado;
- norma em uso: NBR 6118: 2014.

b) aba Modelo

- modelo estrutural do edifício IV.

c) aba pavimentos

- definição a altura dos pavimentos do seguinte modo
 - Fundação = 0,0;
 - Pav. Tipo = 2,8;
 - Cobertura = 2,8;
 - CxDagua = 3,0.

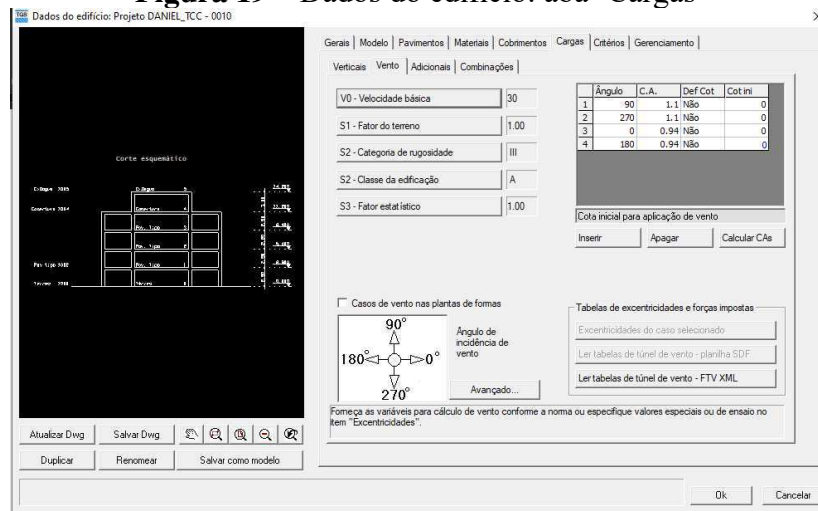
d) aba Materiais

- Concreto C25;
- CAA – II.

e) aba Cargas

- na sub aba Vento, o *software* definiu automaticamente os seguintes valores:

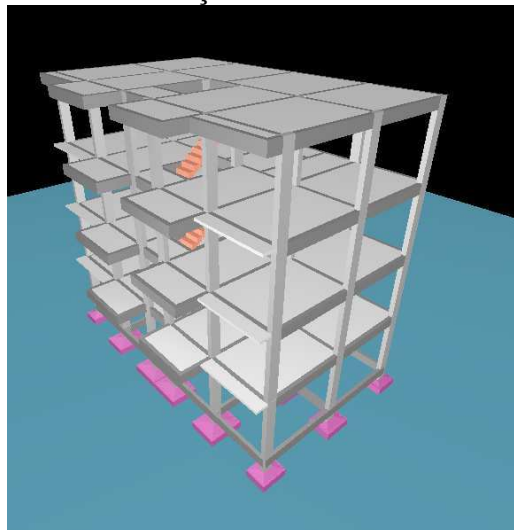
Figura 19 – Dados do edifício: aba ‘Cargas’



Fonte: Autor, 2021.

Logo após as definições dos dados da edificação foi iniciado o lançamento da estrutura. O lançamento é realizado no 'Modelador estrutural'. Inicialmente foi lançado os pilares, em seguida as vigas e logo após as lajes. Após o lançamento dos elementos estruturais, a representação da estrutura pode ser observada através da opção 'Visualização do modelo 3D', disponível no *software* para uma verificação visual e em visão 3D de tudo que foi lançado na estrutura. O modelo 3D apresentado pelo programa pode ser observado na Figura 20.

Figura 20 – Visualização 3D dos elementos estruturais



Fonte: Autor, 2021.

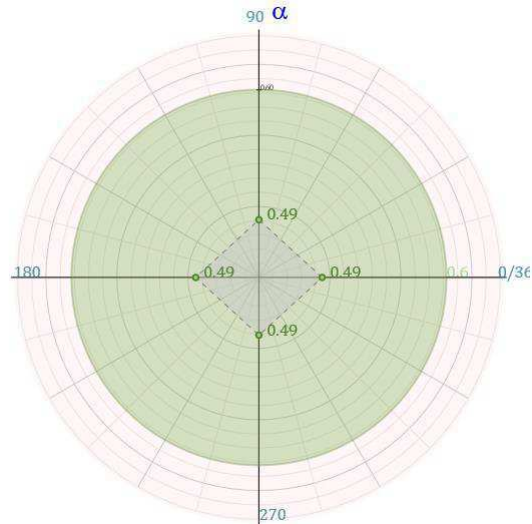
Em seguida partiu-se para o processamento e dimensionamento. Esta etapa é realizada no menu 'Processamento global'.

4.7.1 Estabilidade global

O programa apresentou em seu relatório de estabilidade global as seguintes informações:

- a) parâmetro de instabilidade α

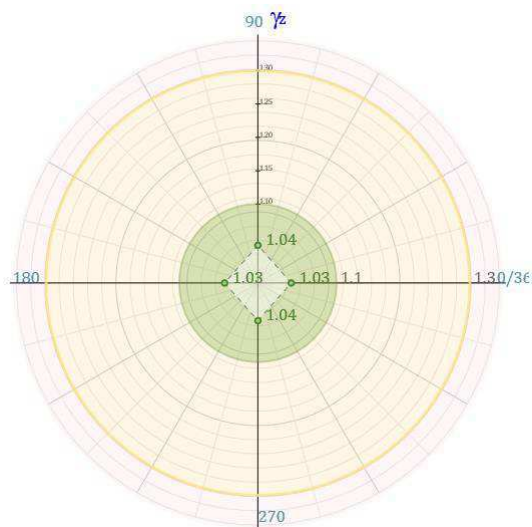
Figura 21 – Valores de α para as diferentes direções



Fonte: Autor, 2021.

- b) Coeficiente γ_z

Figura 22 – Valores de γ_z para as diferentes direções



Fonte: Autor, 2021.

4.7.2 Lajes

Os momentos calculados para as lajes é mostrado na Tabela 32.

Tabela 32: Momentos calculados para as lajes

Lajes	Momento positivo em X (kNm/m)	Momento positivo em Y (kNm/m)	Momento negativo em X (kNm/m)	Momento negativo em Y (kNm/m)
Cobertura				
L1 = L4	2,1	1,5	-2,4	2,0
L2 = L3	2,0	2,3	-2,4	2,3
L5 = L8	2,0	1,3	-2,1	-2,0
L6 = L7	1,6	1,1	-2,1	-2,3
L9	1,0	0,5	-0,8	-0,1
L10 = L13	-	-	-	-1,2
L11 = L12	0,4	0,6	-	-1,3
Pav. Tipo				
L1 = L6	2,6	2,0	-2,0	-2,5
L2 = L5	0,9	1,3	-2,0	-2,0
L3 = L4	0,5	0,9	-0,5	-0,1
L7 = L8	0,8	1,8	-0,6	-2,0
L9 = L12	2,3	1,5	-2,5	-2,5
L10 = L11	2,0	1,5	-2,5	-2,0
L13	1,1	1,0	-0,9	-1,0
L14 = L17	0,2	-	-0,5	-1,4
L15 = L16	0,5	1,0	-	-1,5

Fonte: própria

Assim, as soluções para a armação das lajes foram conforme a Tabela 33.

Tabela 33: Cálculo das armações das lajes

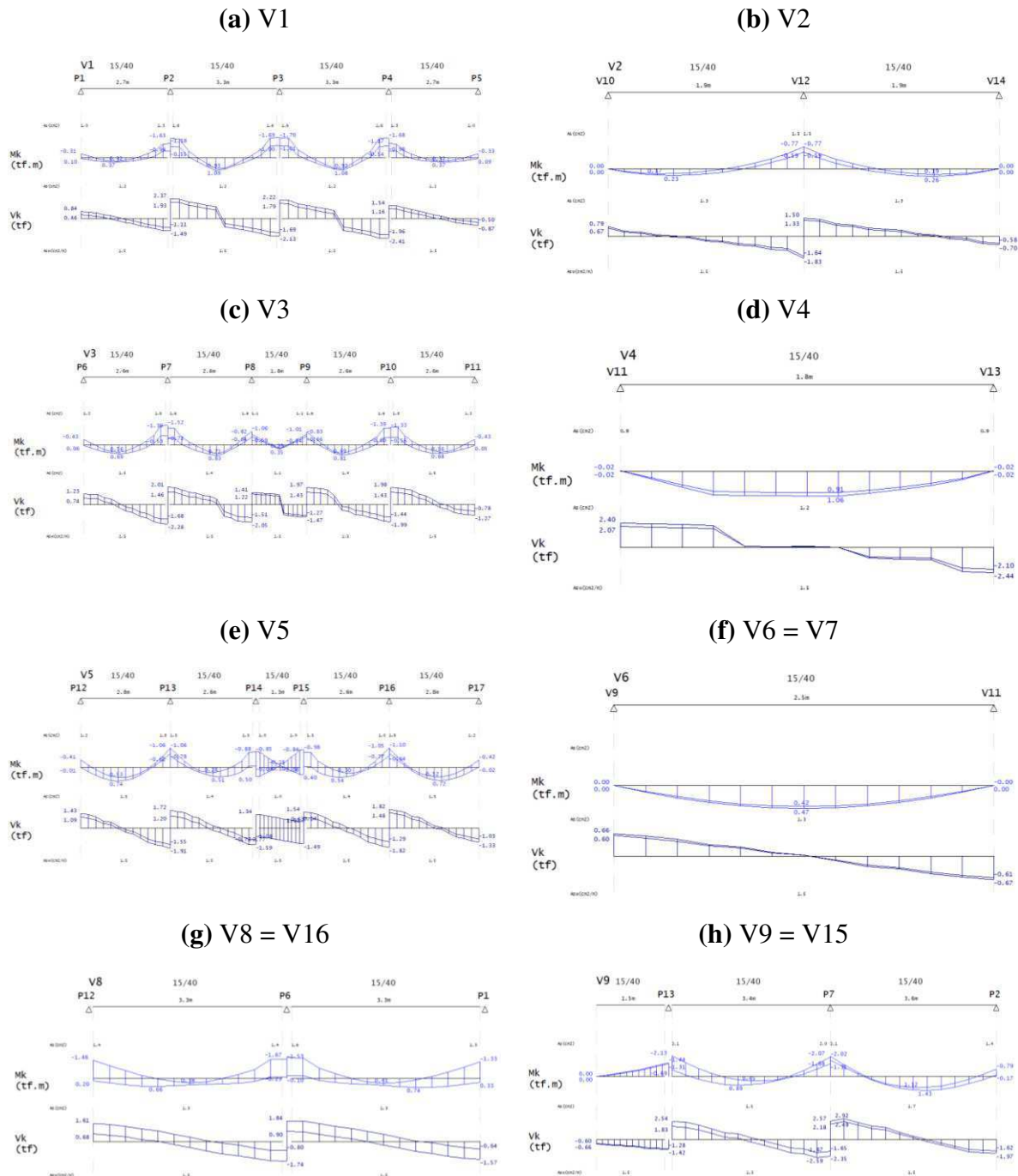
	Área de aço calculada (cm ²)	Área de aço adotada (cm ²)	Solução
Momentos positivo em X	1,51	1,56	φ6,3 c/20
Momentos positivo em Y	1,72	2,08	φ6,3 c/15
Momentos negativo em X	1,56	1,56	φ6,3 c/20
Momentos negativo em Y	1,72	2,08	φ6,3 c/15

Fonte: Autor, 2021.

4.7.3 Vigas

Para as vigas, o *software* apresenta o resultado do dimensionamento em um esquema resumindo diagramas de esforços solicitantes e suas respectivas áreas de aço, os esquemas de cada viga é mostrado nas Figuras 23, 24 e 25.

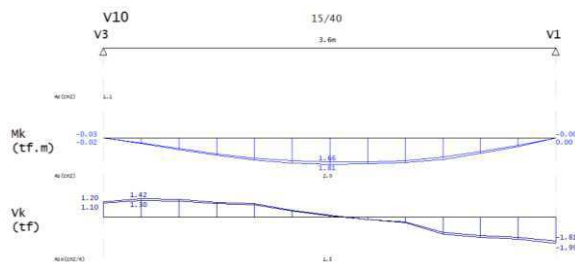
Figura 23 – Vigas Pav. Tipo



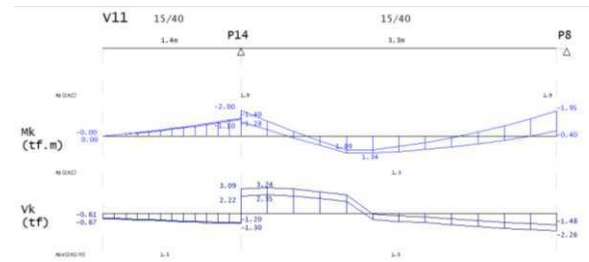
Fonte: Autor, 2021.

Figura 23 – Vigas Pav. Tipo

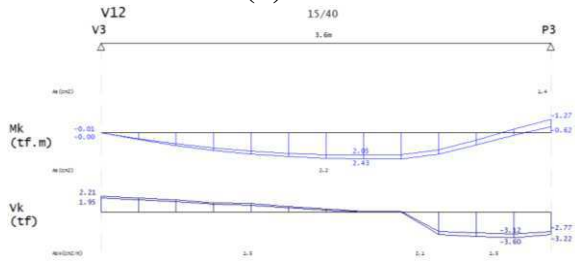
(i) V10 = V14



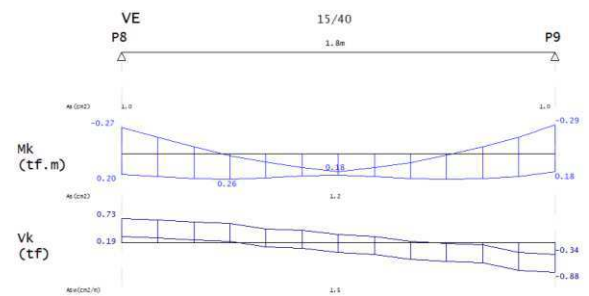
(j) V11 = V13



(k) V12



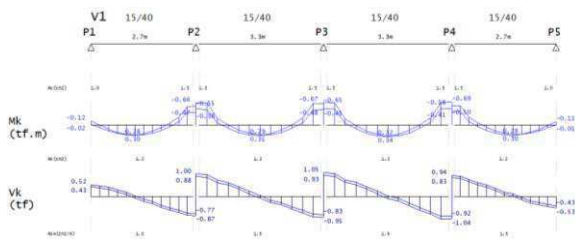
(l) VE



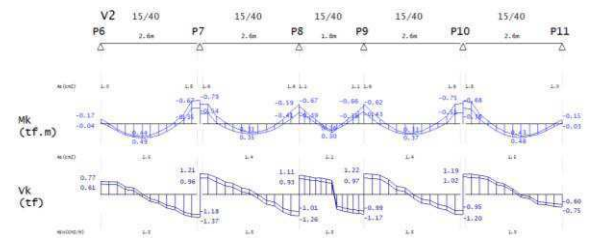
Fonte: Autor, 2021.

Figura 24 – Vigas Cobertura

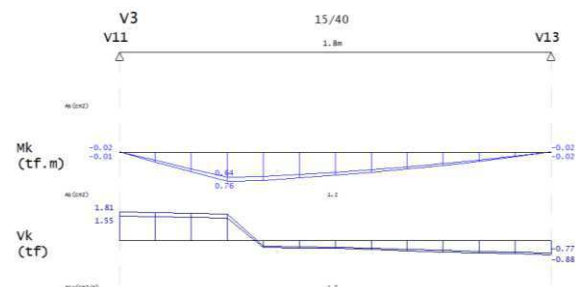
(a) V1



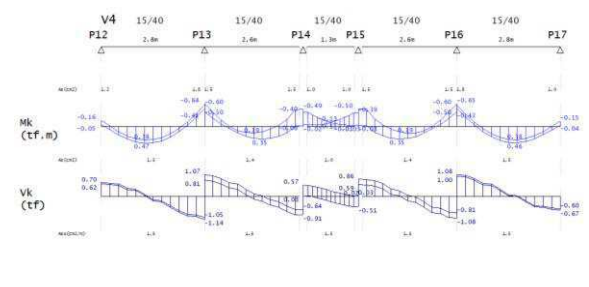
(b) V2



(c) V3



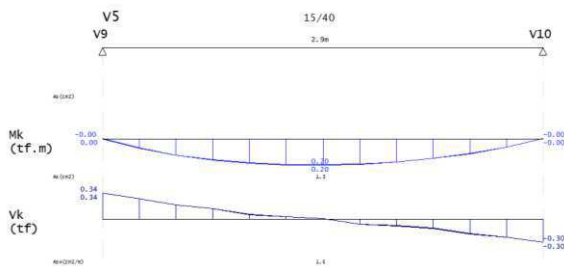
(d) V4



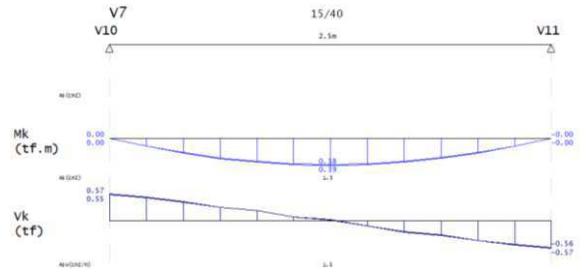
Fonte: Autor, 2021.

Figura 24 – Vigas Cobertura

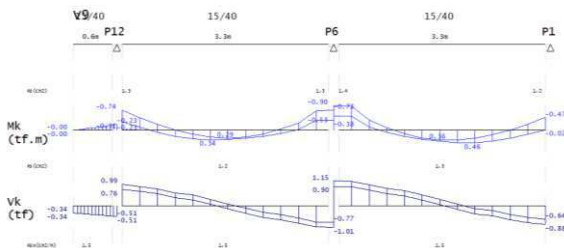
(e) V5 = V6



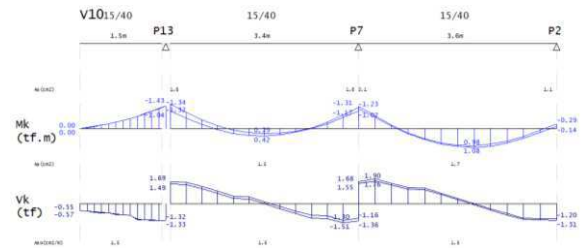
(f) V7 = V8



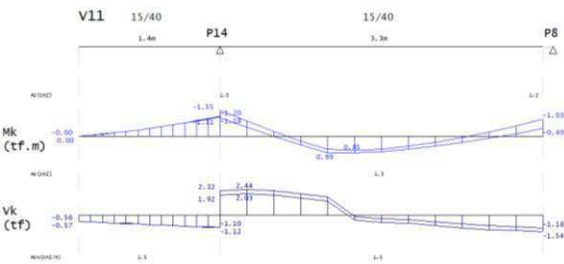
(g) V9 = V15



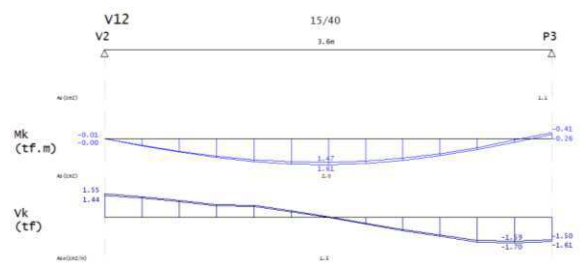
(h) V10 = V14



(i) V11 = V13



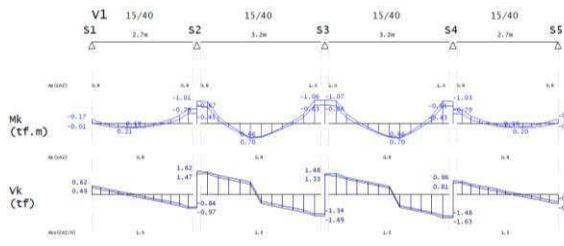
(j) V12



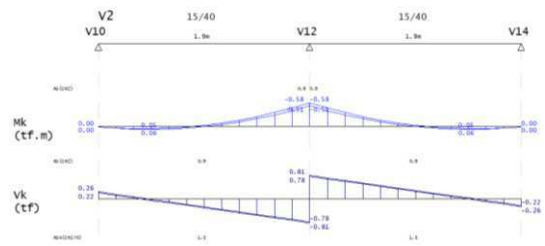
Fonte: Autor, 2021.

Figura 25 – Vigas Baldrame

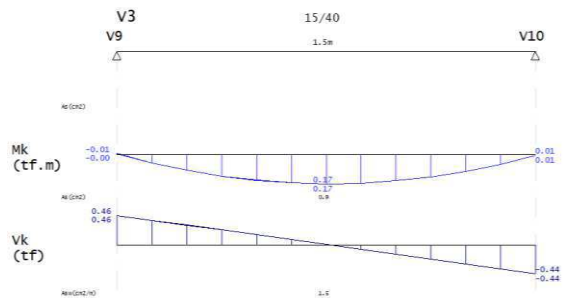
(a) V1



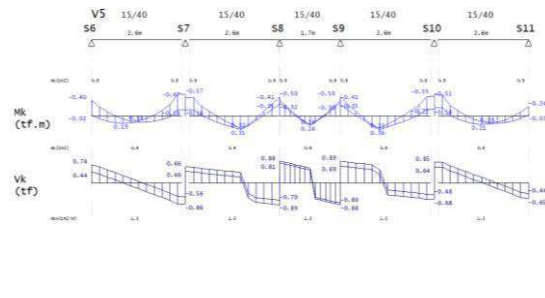
(b) V2



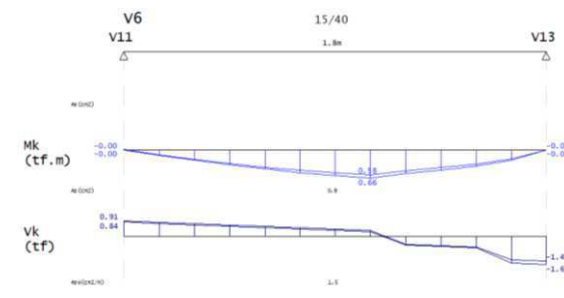
(c) V3 = V4



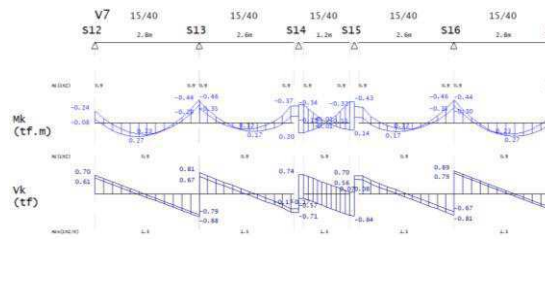
(d) V5



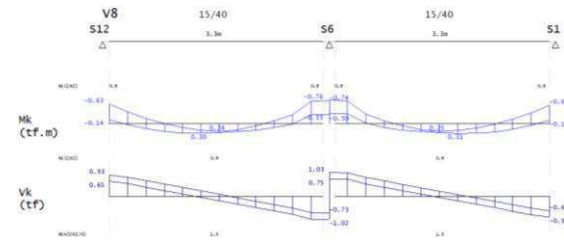
(e) V6



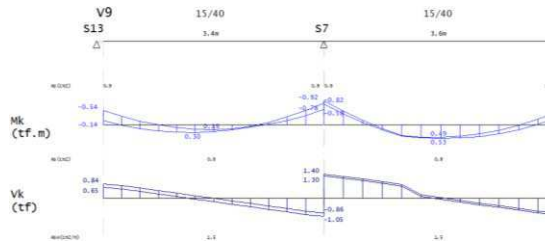
(f) V7



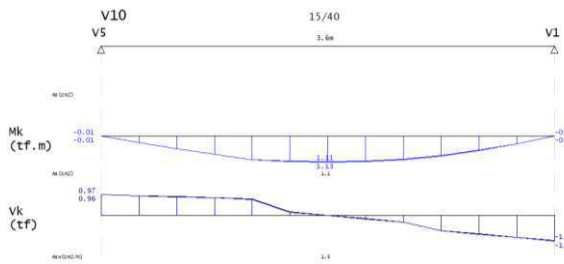
(g) V8 = V16



(h) V9 = V15



(i) V10 = V14



(j) V11 = V13

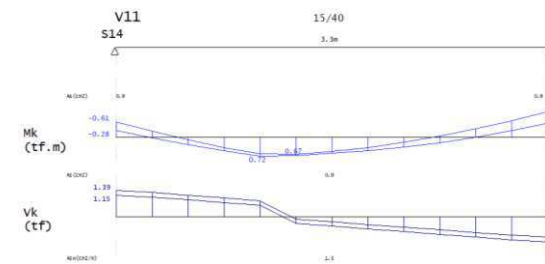
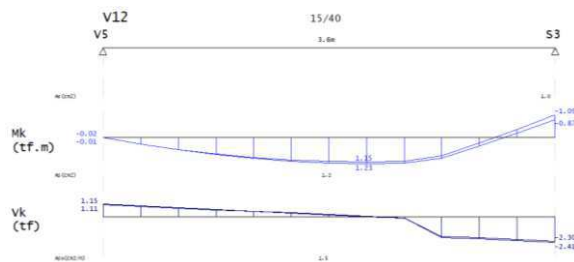
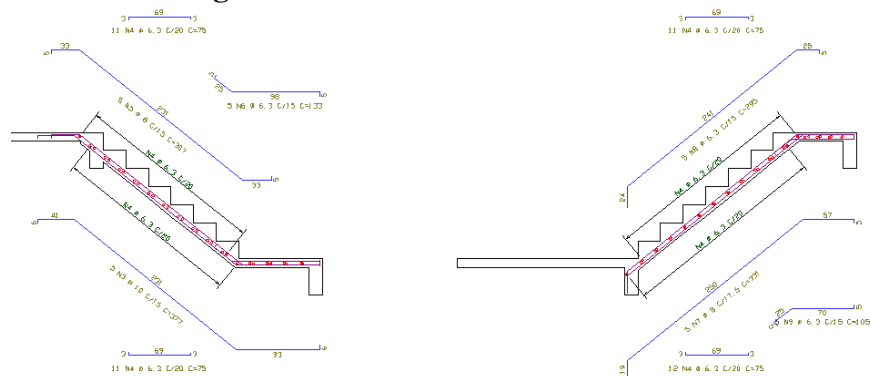


Figura 25 – Vigas Baldrame**(k) V12**

Fonte: Autor, 2021.

4.7.4 Escada

Para a escada, o programa apresenta o resultado do dimensionamento em um esquema que mostra o elemento e suas respectivas áreas de aço. A representação do dimensionamento da escada é mostrada através da Figura 26.

Figura 26 – Dimensionamento da escada

Fonte: própria

4.7.5 Reservatório

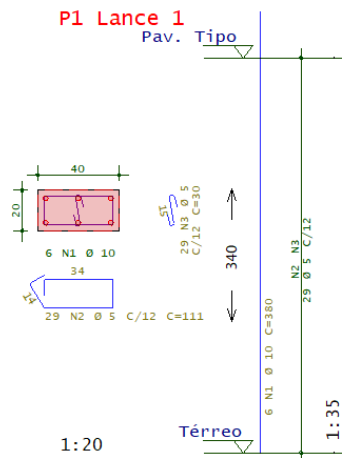
Todo os elementos do reservatório, assim como como suas cargas e características fora foram lançadas no menu ‘Elementos especiais > Reservatório’, porém a versão utilizada no presente estudo não realizou o dimensionamento do mesmo.

4.7.6 Pilares

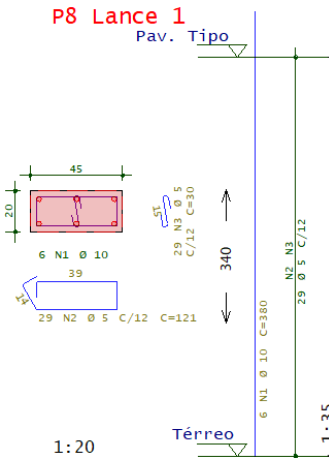
O resultado do dimensionamento dos pilares é mostrado na Figura 27. Vale ressaltar que todos os pilares tiveram um resultado de dimensionamento igual, exceto os pilares da caixa da escada que possui uma seção transversal maior e um lance a mais, assim, será mostrado apenas um pilar de cada tipo.

Figura 27 – Dimensionamento dos pilares

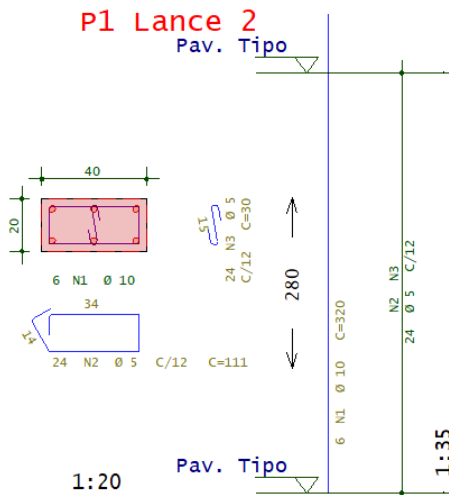
(a) P1: lance 1



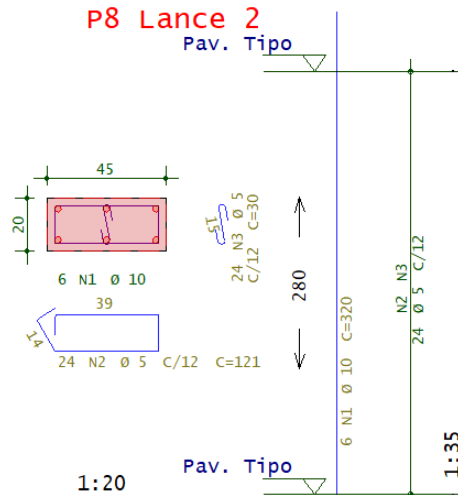
(b) P8: lance 1



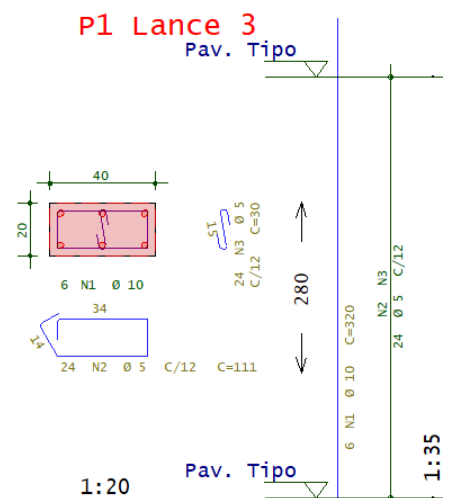
(c) P1: lance 2



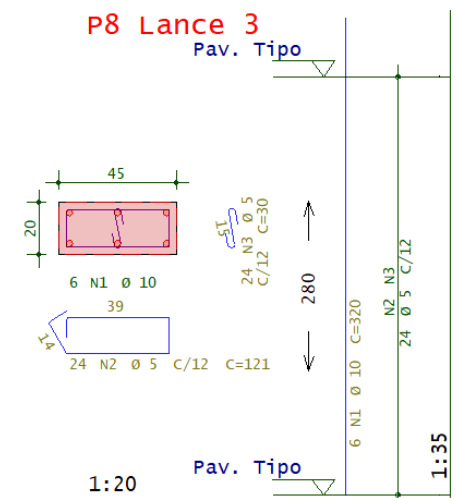
(d) P8: lance 2



(e) P1: lance 3

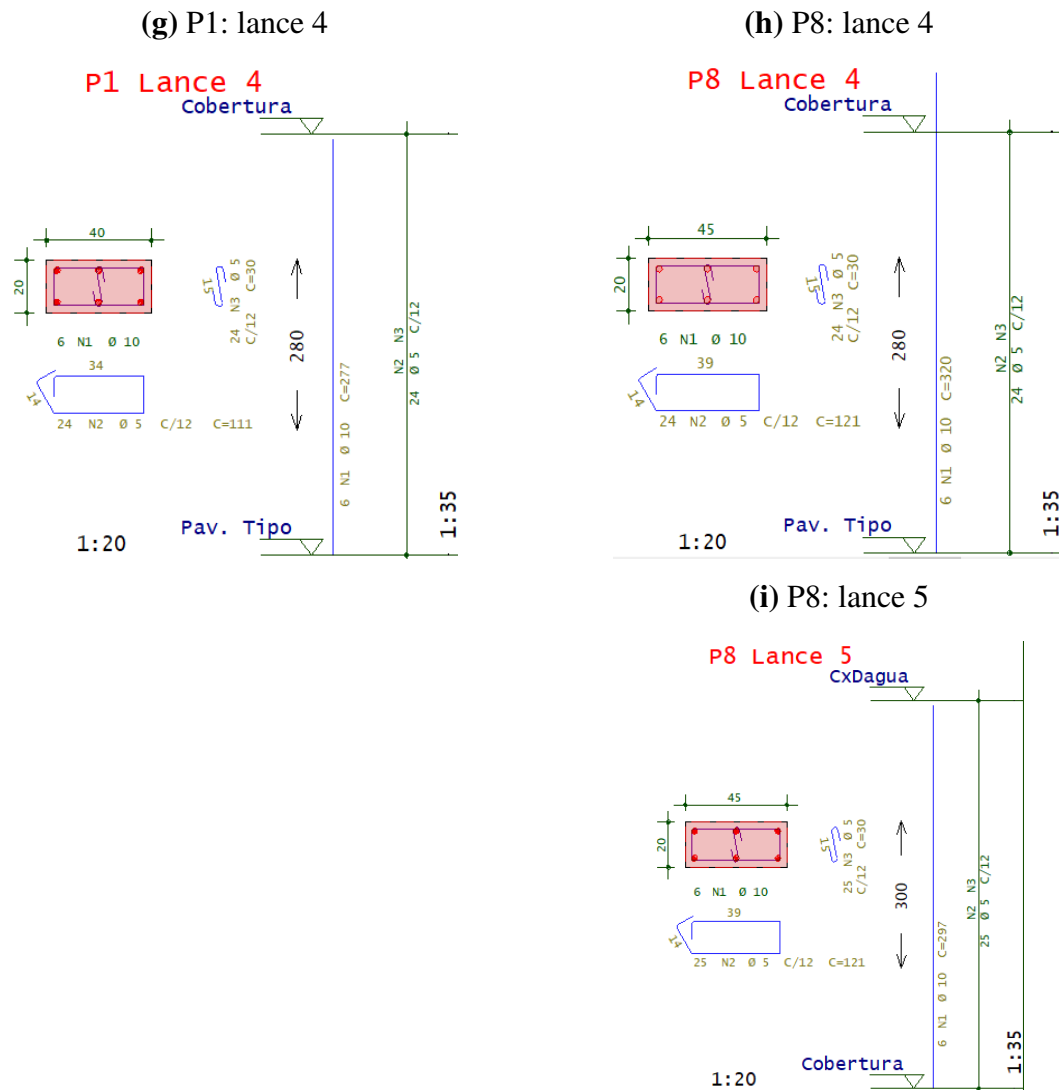


(f) P8: lance 3



Fonte: Autor, 2021.

Figura 27 – Dimensionamento dos pilares



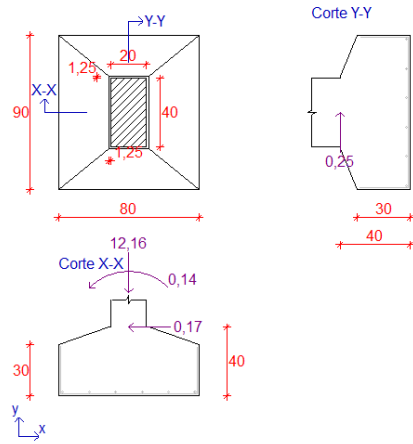
Fonte: Autor, 2021.

4.7.5 Fundação

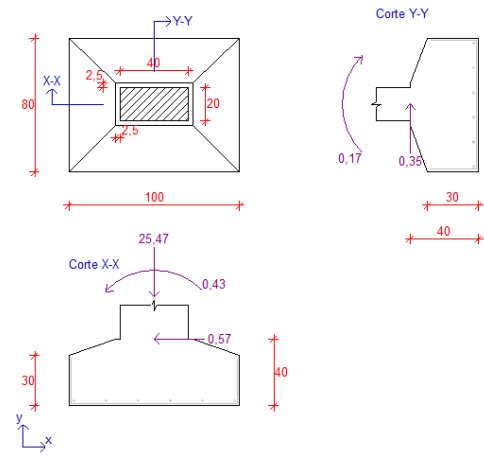
Os esforços solicitantes das fundações, assim também como o dimensionamento geométrico realizado pelo programa é representado na Figura 28.

Figura 28 – Dimensionamento das sapatas

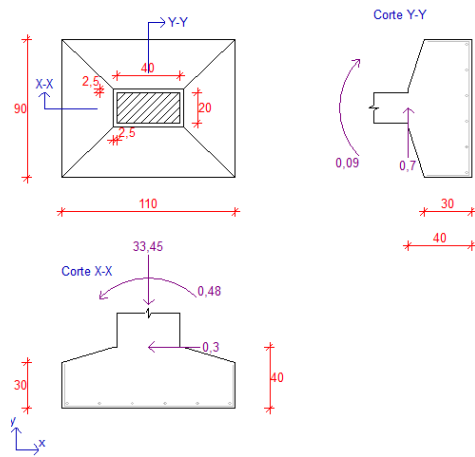
(a) S1 = S5



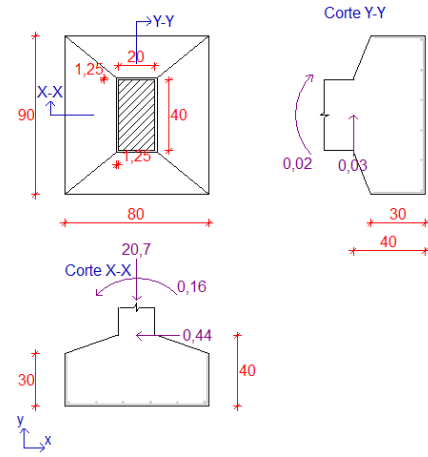
(b) S2 = S4



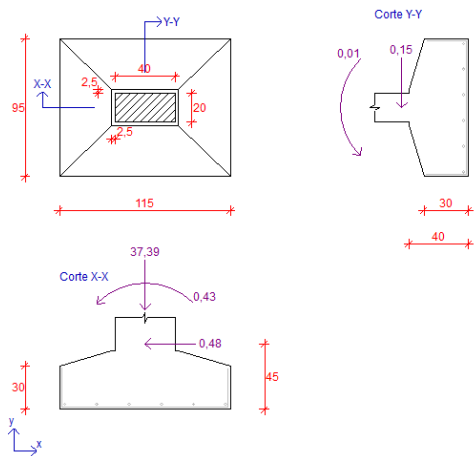
(c) S3



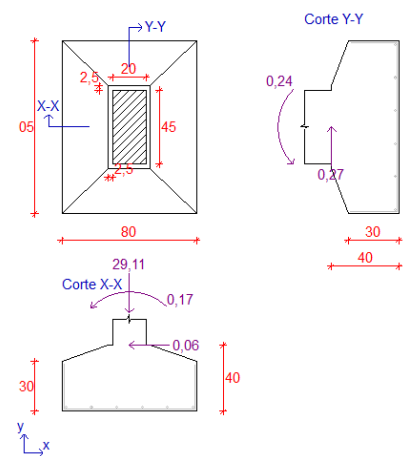
(d) S6 = S11



(e) S7 = S10

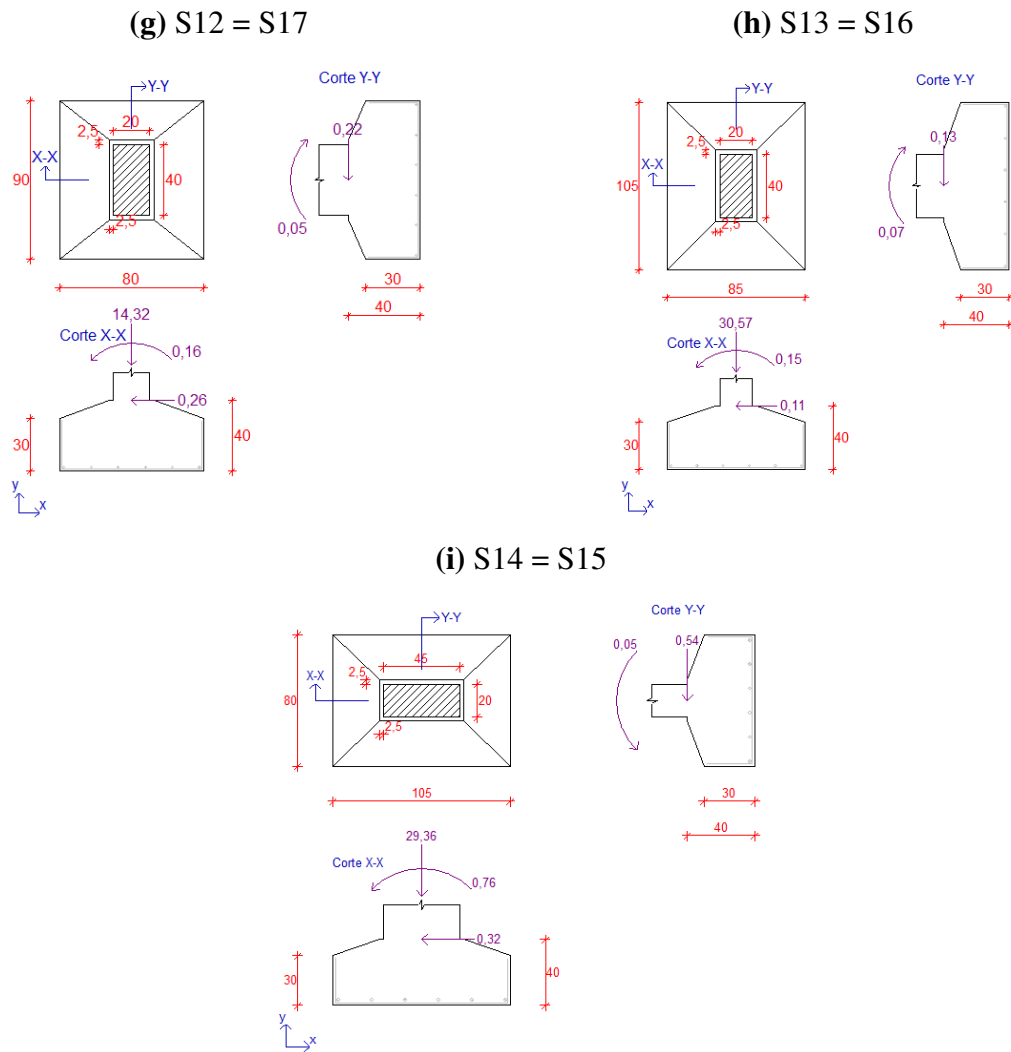


(f) S8 = S9



Fonte: Autor, 2021.

Figura 28 – Dimensionamento das sapatas



Fonte: Autor, 2021.

5 RESULTADOS E DISCUSSÕES

O resultado e todo o dimensionamento realizado pelos dois métodos é apresentado nas pranchas de plotagem nos anexos.

Nesta seção será mostrado a comparação dos resultados obtidos no dimensionamento manual e no TQS. Serão comparados os resultados da estabilidade global, lajes, vigas, pilares e fundação.

5.1 Estabilidade global

Para estabilidade global da estrutura, a relação e a diferença dos dois métodos de dimensionamento podem ser observadas na Tabela 34.

Tabela 34: Comparação da estabilidade global

	Dimensionamento manual	TQS
Parâmetro α		
Direção X	0,447	0,490
Direção Y	0,508	0,490
Coefficiente γ_z		
Vento 0°/180°	1,030	1,030
Vento 90°/270°	1,028	1,040

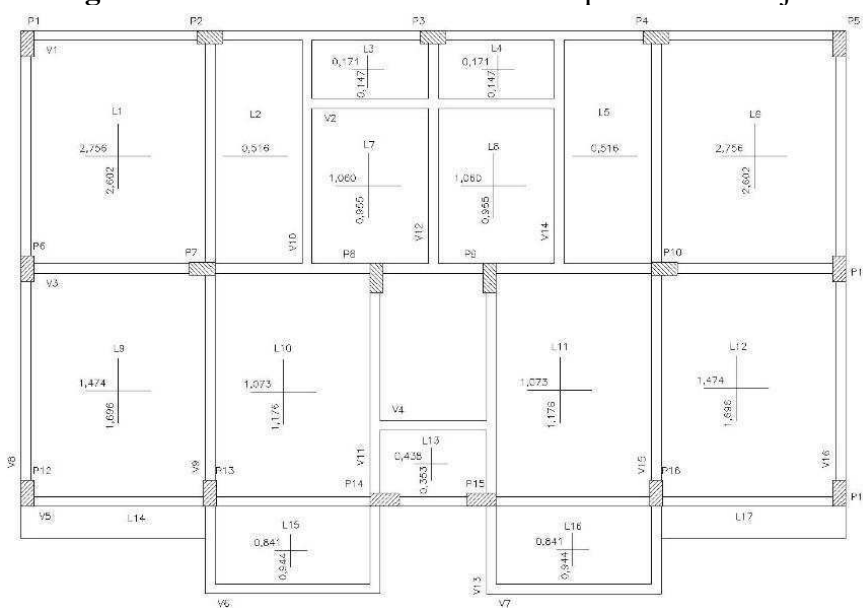
Fonte: Autor, 2021.

Para o parâmetro α a diferença da direção X é de 8,78% e na direção Y é de 3.54%. Já no coeficiente γ_z , na direção 0°/180° não apresentou diferença nos resultados, porém na direção 90°/270° a diferença ficou no valor de 1,15%.

Essa diferença pode ser associada a estimativa de cargas verticais atuantes na estrutura. No cálculo manual é feito uma estimativa inicial, já no *software* o cálculo da estabilidade global é realizado juntamente com o processamento de toda edificação, depois da mesma ser lançada. Dessa forma, o *software* tem a possibilidade de aproximar-se mais da realidade.

5.2 Lajes

Para representar os resultados das lajes, as figuras 29 e 30 mostram como exemplo os momentos positivos calculados pelo método manual e os momentos positivos apresentados pelo *software* para o pavimento tipo.

Figura 29 – Método manual: Momentos positivos das lajes

Fonte: Autor, 2021.

Figura 30 – TQS: Momentos positivos das lajes

Fonte: Autor, 2021.

Para as lajes, foram comparados os momentos solicitantes positivos e negativos, para conhecer as variações entre os dois métodos. O cálculo da variação foi realizado fazendo a diferença entre o valor encontrado pelo cálculo manual e o *software* e, o resultado, foi dividido pelo valor obtido pelo cálculo manual. Os resultados juntamente com a suas variações são mostrados nas Tabelas 35, 36, 37 e 38.

Tabela 35: Momento positivo - Cobertura

	Dimensionamento		TQS		Variação (%)	
	Manual (kNm/m)		Mx	My	Δx	Δy
L1 = L4	2,255	2,129	2,100	1,500	6,9	29,5
L2 = L3	2,009	1,942	2,000	2,300	0,4	-18,4
L5 = L8	1,206	1,388	2,000	1,300	-65,8	6,3
L6 = L7	0,878	0,962	1,600	1,100	-82,2	-14,3
L9	0,344	0,277	1,000	0,500	-190,7	-80,5
L10 = L13	-	0,079	-	-	-	-
L11 = L12	0,582	0,654	0,400	0,600	31,3	8,3

Fonte: Autor, 2021.

Tabela 36: Momento negativo - Cobertura

	Dimensionamento		TQS		Variação (%)	
	Manual (kNm/m)		(kNm/m)		Δx_e	Δy_e
	M _x e	M _y e	M _x e	M _y e		
L1 = L4	-2,255	-2,129	-2,400	-2,000	-6,4	6,1
L2 = L3	-2,009	-1,942	-2,400	-2,300	-19,5	-18,4
L5 = L8	-1,206	-1,388	-2,100	-2,000	-74,1	-44,1
L6 = L7	-0,878	-0,962	-2,100	-2,300	-139,2	-139,1
L9	-0,344	-	-0,800	-0,100	-132,6	-
L10 = L13	-	-0,141	-	-1,200	-	-751,1
L11 = L12	-	-0,654	-	-1,300	-	-98,8

Fonte: Autor, 2021.

Tabela 37: Momento positivo - Pav. Tipo

	Dimensionamento		TQS		Variação (%)	
	Manual (kNm/m)		(kNm/m)		Δx	Δy
	M _x	M _y	M _x	M _y		
L1 = L6	2,756	2,602	2,600	2,000	5,7	23,1
L2 = L5	0,516	-	0,900	1,300	-74,4	-
L3 = L4	0,171	0,147	0,500	0,900	-192,4	-512,2
L7 = L8	1,060	0,955	0,800	1,800	24,5	-88,5
L9 = L12	1,474	1,696	2,300	1,500	-56,0	11,6
L10 = L11	1,073	1,176	2,000	1,500	-86,4	-27,6
L13	0,438	0,353	1,100	1,000	-151,1	-183,3
L14 = L17	-	-	0,200	-	-	-
L15 = L16	0,841	0,944	0,500	1,000	40,5	-5,9

Fonte: Autor, 2021.

Tabela 38: Momento negativo - Pav. Tipo

	Dimensionamento		TQS		Variação (%)	
	Manual (kNm/m)		(kNm/m)		Δx_e	Δy_e
	M _x e	M _y e	M _x e	M _y e		
L1 = L6	-2,756	-2,602	-2,000	-2,500	27,4	3,9
L2 = L5	-1,031	-	-2,000	-2,000	-94,0	-
L3 = L4	-0,171	-0,147	-0,500	-0,100	-192,4	32,0
L7 = L8	-1,060	-0,955	-0,600	-2,000	43,4	-109,4
L9 = L12	-1,474	-1,696	-2,500	-2,500	-69,6	-47,4
L10 = L11	-1,073	-1,176	-2,500	-2,000	-133,0	-70,1
L13	-0,438	-	-0,900	-1,000	-105,5	-
L14 = L17	-	-1,649	-0,500	-1,400	-	15,1
L15 = L16	-	-0,944	-	-1,500	-	-58,9

Fonte: Autor, 2021.

Analisando os resultados acima, nota-se que as variações são significativas. Essas variações estão associadas a forma que cada método de cálculo tem como base. No método manual, o cálculo é feito através de tabelas, as lajes são analisadas de forma individuais, considerando como painéis isolados e engastadas perfeitamente. E quanto aos apoios, mesmo adotando no cálculo o método da teoria das grelhas para apoios deformáveis, as tabelas não reproduzem de fato as deformações reais dos apoios das vigas. Já no *software* é considerado a rigidez à flexão, a continuidade e interação entre as lajes, além disso, adota a situação mais desfavorável com relação aos apoios.

Comparando as armaduras adotadas e também calculando as variações entre elas temos os resultados apresentados na Tabela 39.

Tabela 39: Armadura das lajes

	Dimensionamento manual	TQS	Δ (%)
Asx (cm²/m)	1,510	1,560	3,3
Asy (cm²/m)	1,510	2,080	37,7
Asx' (cm²/m)	1,510	1,560	3,3
Asy' (cm²/m)	1,510	2,080	37,7

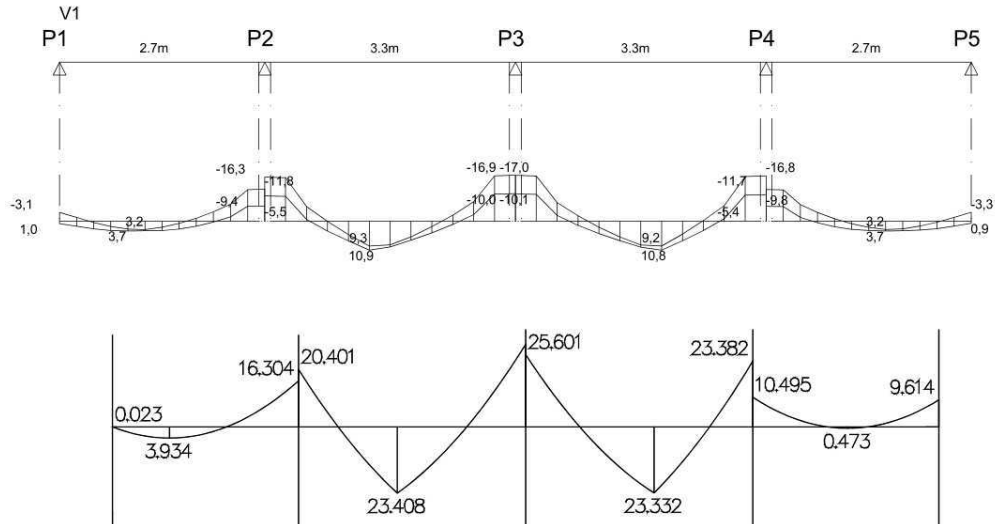
Fonte: Autor, 2021.

Como houve variações nos momentos calculados, era esperado uma variação nas armaduras também. Porém, apesar das significativas diferenças entre os momentos, as armaduras adotadas tiveram diferença apenas de 3,3 % para alguns casos e uma diferença maior de 37,7% para outros. Percebe-se também que o *software* é conservador em relação as armaduras, pois, apesar de alguns casos apresentar momentos menores, no final, dimensionou uma área de aço maior.

5.3 Vigas

Afim de exemplificar e fazer uma melhor representação dos resultados das vigas a Figura 31 mostram como exemplo a comparação do diagrama de momento fletor calculado pelo software e pelo método manual para a viga 1 do pavimento tipo.

Figura 31 – Comparação diagrama de momento fletor



Fonte: Autor, 2021.

Apresentando então os resultados e fazendo as comparações para todas as vigas, as Tabelas 40, 41 e 42 mostram os valores dos máximos momentos positivos e negativos para cada viga.

Tabela 40: Momentos máximos - Cobertura

Viga	Momento positivo (kNm)		Momento negativo (kNm)	
	Manual	TQS	Manual	TQS
V1	4,801	3,4	-8,12	-6,9
V2	7,692	4,9	-11,247	-7,9
V3	9,525	7,6	-	-
V4	6,405	4,7	-10,857	-6,5
V5 = V6	5,488	2	-	-
V7 = V8	8,725	4	-	-
V9 = V15	9,491	4,7	-10,167	-9,4
V10 = V14	14,675	10,9	-31,948	-14,3
V11 = V13	13,644	9,9	-26,854	-15,5
V12	10,613	16,1	-13,034	-4,1

Fonte: Autor, 2021.

Tabela 41: Momentos máximos - Pav. Tipo

Viga	Momento positivo (kNm)		Momento negativo (kNm)	
	Manual	TQS	Manual	TQS
V1	23,775	10,9	-29,302	-17
V2	3,812	2,6	-6,777	-7,7
V3	15,518	8,3	-26,107	-15,2
V4	14,27	10,6	-	-
V5	8,593	7,4	-21,486	-11
V6 = V7	11,035	4,9	-	-
V8 = V16	8,176	7,5	-18,665	-17
V9 = V15	16,599	14,3	-33,006	-14,5
V10 = V14	36,266	18,7	-	-
V11 = V13	17,613	13,4	-32,664	-20,1
V12	22,638	24,3	-30,203	-12,7

Fonte: Autor, 2021.

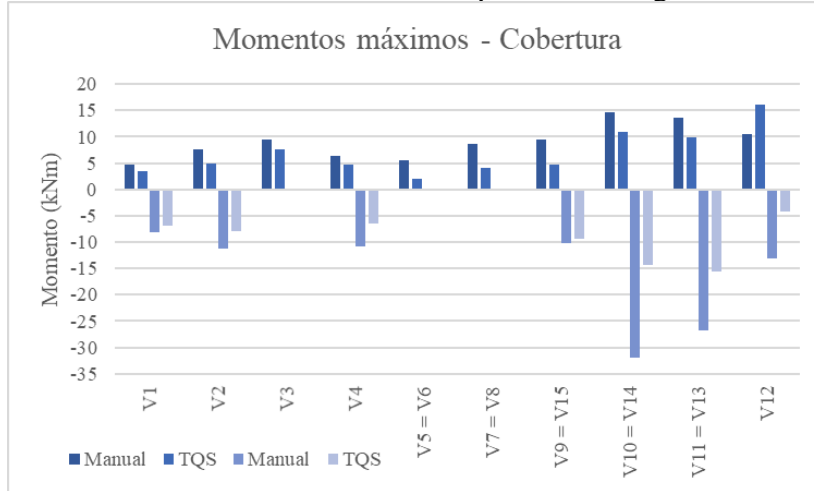
Tabela 42: Momentos máximos - Baldrame

Viga	Momento positivo (kNm)		Momento negativo (kNm)	
	Manual	TQS	Manual	TQS
V1	10,13	7	-14,048	-10,7
V2	1,999	0,6	-3,553	-5,8
V3 = V4	2,103	1,7	-	-
V5	5,789	3,6	-11,738	-5,7
V6	8,303	6,6	-	-
V7	3,216	2,7	-8,866	-4,6
V8 = V16	4,069	3,1	-10	-7,6
V9 = V15	4,173	5,3	-8,856	-9,3
V10 = V14	16,476	11,3	-	-
V11 = V13	11,962	10,5	-15,234	-12,3
V12	8,533	12,3	-16,297	-10,9

Fonte: Autor, 2021.

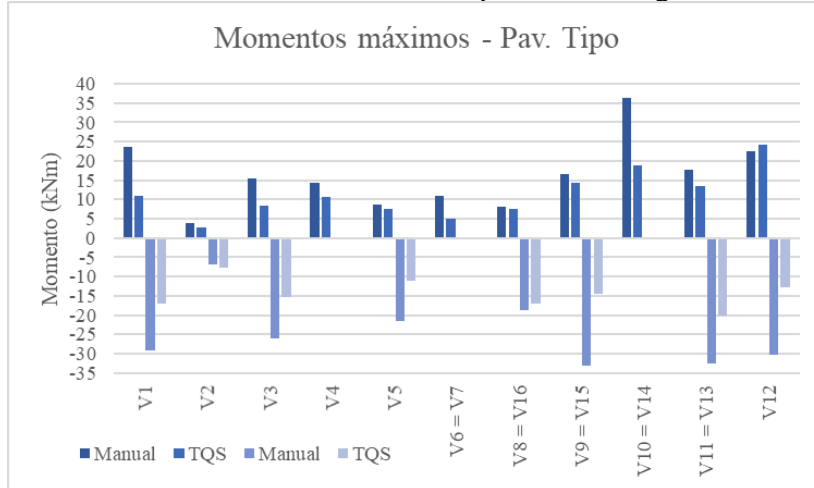
Para uma melhor análise dos resultados as Figuras 32, 33 e 34 ilustram as informações da tabela.

Figura 32 – Gráfico: Momentos máximos positivos e negativos – Cobertura



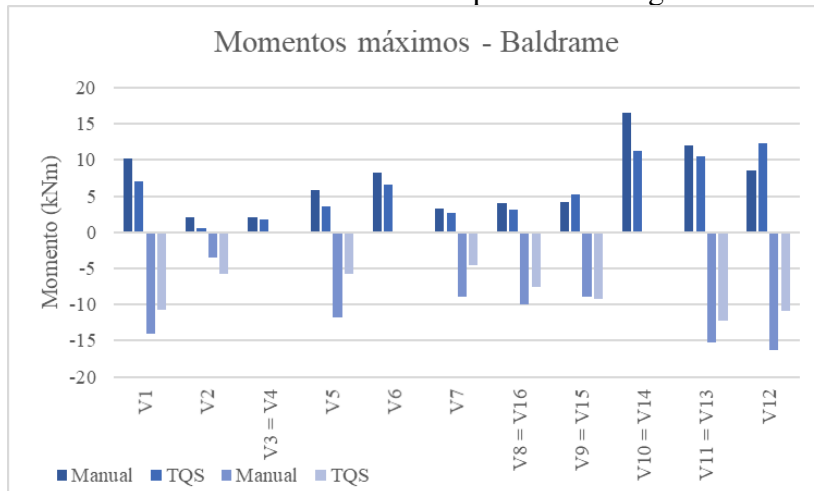
Fonte: Autor, 2021.

Figura 33 – Gráfico: Momentos máximos positivos e negativos – Pav. Tipo



Fonte: Autor, 2021.

Figura 34 – Gráfico: Momentos máximos positivos e negativos – Baldrames



Fonte: Autor, 2021.

Observando as tabelas e os gráficos nota-se que os valores dos momentos apresentam discrepância nos resultados. Alguns fatores são apontados como a causa desses momentos diferentes.

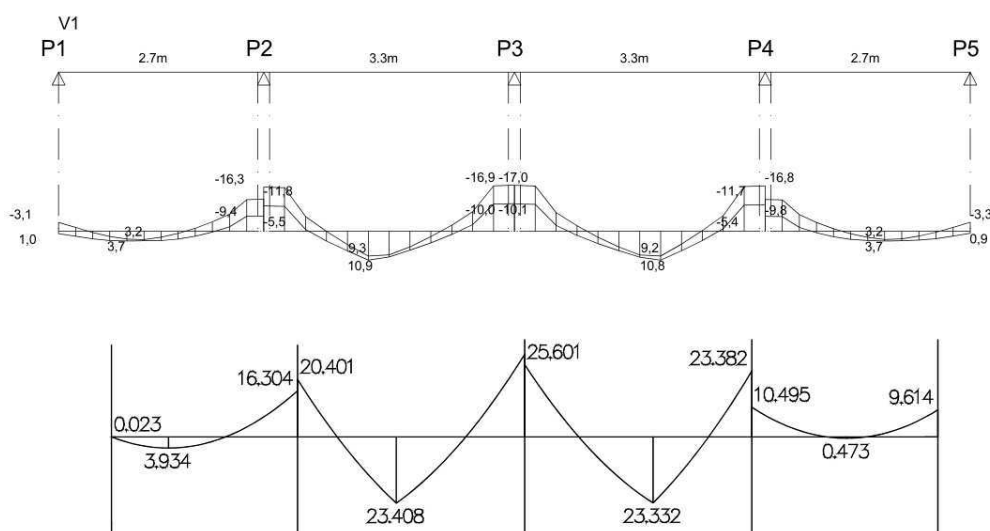
O primeiro deles é a transmissão dos esforços das lajes. Em ambos os métodos a análise das lajes é realizada de forma separada dos pórticos, então a interação entre as lajes e os pórticos é feita pela transferência dos esforços para as vigas. Assim, como os valores dos esforços solicitantes das lajes apresentaram diferença entre os métodos de cálculo, é esperado também uma diferença nos esforços solicitante das vigas

O segundo fator é as combinações de ação utilizada nos métodos de dimensionamento. Como já citado no presente estudo, no cálculo manual foi utilizado duas combinações de ação, já no cálculo automatizado é utilizado 22 combinações de ação diferentes.

O último método foi o de análise dos pórticos. Na forma manual a análise foi realizada com pórticos planos e isolados, já no método automatizado, a análise é feita em um pórtico espacial, aumentando a abrangência da análise, seja como a interação entre os elementos e/ou o comportamento como um todo da estrutura.

Vale ressaltar também que, o *software* considera, de forma automática, uma flexibilização na ligação viga-pilar, dessa forma reduz-se os momentos negativos e, conseqüentemente alterando o diagrama dos esforços solicitante. Nota-se claramente essa redução de momentos negativos observando a comparação dos diagramas de momento apresentado na Figura 35, no quarto apoio, o momento negativo calculado pelo TQS chega a ser 33% menor em relação ao cálculo manual.

Figura 35 – Comparação diagrama de momento fletor



Fonte: Autor, 2021.

5.4 Pilares

Para os pilares foi realizado a comparação da força normal em cada lance para cada método de dimensionamento, dessa forma, os resultados e suas respectivas comparações podem ser observadas através da Tabela 43.

Tabela 43: Esforço normal dos pilares

Pilar	Lance	Força normal (kN)		Variação (%)	Pilar	Lance	Força normal (kN)		Variação (%)
		Manual	TQS				Manual	TQS	
P1 = P5	4	38,8	31	20,2	P2 = P4	4	60,2	55	8,6
	3	81,5	74	9,1		3	156,2	146	6,5
	2	126,0	119	5,6		2	254,0	237	6,7
	1	191,0	184	3,7		1	393,2	376	4,4
P3	4	62,1	62	0,2	P6 = P11	4	56,3	52	7,7
	3	189,2	181	4,3		3	129,0	126	2,3
	2	316,9	301	5,0		2	202,8	200	1,4
	1	504,8	493	2,3		1	309,8	307	0,9
P7 = P10	4	97,2	92	5,4	P8 = P9	4	331,1	86	74,0
	3	231,1	235	-1,7		3	484,0	189	61,0
	2	365,3	378	-3,5		2	638,9	292	54,3
	1	539,5	572	-6,0		1	857,7	437	49,1
P12 = P17	4	48,6	43	11,5	P13 = P16	4	92,8	82	11,6
	3	97,9	96	1,9		3	220,3	198	10,1
	2	147,5	150	-1,7		2	347,7	314	9,7
	1	215,9	226	-4,7		1	502,0	464	7,6
P14 = P15	4	319,1	87	72,7					
	3	428,6	187	56,4					
	2	538,8	289	46,4					
	1	687,0	427	37,8					

Fonte: Autor, 2021.

Observa-se na Tabela 48, nota-se a discrepância nos resultados dos pilares P8 = P9 e P14 = P15, também pôde-se notar que estes pilares formam a caixa da escada e são os apoios do reservatório. Essa discrepância pode ser associada ao fato apresentado na 4.7.5, como o programa não realizou o cálculo do reservatório, logo, o mesmo não considerou as cargas do reservatório nestes pilares. Já no cálculo manual, o dimensionamento do reservatório foi realizado e as devidas cargas foram lançadas nos pilares de apoio. Os demais pilares apresentaram uma variação média de 5,9%. Sabendo que o caminho das cargas procede desde as lajes, passando pela as vigas até chegar nos pilares, é esperado uma diferença nos esforços dos pilares, pois como mostrado anteriormente, houve diferentes resultados para lajes e vigas.

Assim como nas vigas, essa diferença pode ser associada ao método de análise. A análise com pórtico espacial se aproxima mais da realidade em relação aos pórticos planos, assim, como o há uma diferença no fundamento da análise dos métodos utilizados, é conseqüentemente esperado diferenças nos resultados dos cálculos.

Em relação a armação adotada para cada caso de dimensionamento, no procedimento manual adotou-se uma área de aço igual a 4,9 cm², já no automatizado um valor de 4,7 cm², uma variação de 4,1%.

5.5 Fundação

A Tabela 44 mostra a comparação do esforço do pilar e o dimensionamento geométrico das sapatas.

Tabela 44: Comparação das sapatas

Sapata	Dimensionamento manual		TQS	
	Esforço do pilar (kN)	Dimensionamento geométrico (cm)	Esforço do pilar (kN)	Dimensionamento geométrico
S1 = S5	192,9	62 x 82 – h = 25	121,6	80 x 90 – h = 40
S2 = S4	394,8	113 x 93 – h = 34	254,7	100 x 80 – h = 40
S3	508,0	126 x 106 – h = 38	334,5	110 x 106 – h = 40
S6 = S11	314,1	82 x 102 – h = 31	207,0	80 x 90 – h = 40
S7 = S10	543,8	130 x 110 – h = 39	373,9	115 x 95 – h = 40
S8 = S9	863,2	139 x 164 – h = 50	291,1	80 x 105 – h = 40
S12 = S17	215,5	64 x 89 – h = 27	143,2	80 x 90 – h = 40
S13 = S16	506,5	104 x 129 – h = 39	305,7	85 x 105 – h = 40
S14 = S15	692,34	146 x 126 – h = 44	293,6	105 x 80 – h = 40

Fonte: Autor, 2021.

Assim como no resultado dos pilares, as sapatas S8 = S9 e S14 = S15, apresentam valores discrepantes, dessa forma, a discrepância nos resultados está atrelada ao não dimensionamento do reservatório por um dos métodos comparados. Porém, o dimensionamento apresenta coerência em relação a proporcionalidade das cargas de serviços solicitadas.

Outro fator observado é que o programa padroniza as dimensões geométricas, como por exemplo, a altura ficando todas iguais a 40 cm e as dimensões em valores múltiplos de 5. Essa padronização é visando uma melhor execução, facilitando nas confecções das formas.

No dimensionamento manual essa padronização não acontece, pois o intuito é ser fiel aos valores calculados e não provocar, de alguma forma, variações nos resultados e suas respectivas comparações.

5.6 Resumo de aço

O resumo do aço para cada forma de dimensionamento é mostrado conforme os elementos:

a) lajes

O resultado do cálculo da armação das lajes assim como a comparação para cada método de cálculo é mostrado na Tabela 45.

Tabela 45: Resumo do aço das lajes

	Bitola (mm)	Comprimento (m)	Peso total (kg)
Manual	5	7126	1397
TQS	6,3	7548	1849

Fonte: Autor, 2021.

b) Vigas

O resultado da armação das vigas é apresentado de igual modo. A Tabela 46 mostra os resultados assim como a comparação dos mesmos.

Tabela 46: Resumo do aço das vigas

	Bitola (mm)	Comprimento (m)	Peso (kg)	Peso Total (kg)
Manual	5	2196	339	1340
	8	1878	742	
	10	312	193	
	12,5	68	66	
TQS	5	2211	340	1584
	8	386	153	
	10	1768	1091	

Fonte: Autor, 2021.

c) pilares

O resultado dos resumos de aço dos pilares é apresentado na Tabela 47.

Tabela 47: Resumo do aço dos pilares

	Bitola (mm)	Comprimento (m)	Peso (kg)	Peso Total (kg)
Manual	5	2050	316	1258
	12,5	978	942	
TQS	5	2612	402	1268
	10	1405	866	

Fonte: própria

d) fundação

Da mesma forma, o resultado do cálculo da armação das sapatas assim como a comparação para cada método de cálculo é mostrado na Tabela 48.

Tabela 48: Resumo do aço das fundações

	Bitola (mm)	Comprimento (m)	Peso (kg)	Peso Total (kg)
Manual	5	32	50	233
	6,3	65	16	
	8	163	65	
	10	60	37	
	12,5	67	65	
TQS	5	47	7	325
	10	516	318	

Fonte: Autor, 2021.

Observando os resumos do aço para os diferentes elementos estruturais, é possível perceber uma divergência nas bitolas adotadas, porém, quando se analisa o peso total do aço, é perceptível uma aproximação nos valores. Ou seja, a forma de como se adota a armadura é escolha daquele que está por trás do dimensionamento, porém, o aço final tende a se aproximar independente das bitolas.

Vale ressaltar que o *software* apresenta um conjunto de ferramenta para edição das armaduras, onde nestas ferramentas pode-se alterar as bitolas dos vergalhões, agrupar ou separar os vergalhões, ficando a critério do projetista. Porém, esta ferramenta disponibilizada pelo *software* não foi utilizada, procurando assim, manter o dimensionamento automatizado com o mínimo de interferência possível do autor.

Resumindo então os dados gerais de aço dimensionado pelos dois métodos, a Tabela 49 apresenta os seguintes valores:

Tabela 49: Resumo geral do aço

	Manual	TQS
Peso Total (kg)	4228	5026

Fonte: Autor, 2021.

Analisando os esforços solicitantes mostrado nesta mesma seção, é notório que em grande parte das comparações o método manual apresentou valores maiores que o método automatizado, porém, no aço final adotado, ou seja, aquele que de fato vai ser executado, o *software* apresentou um valor, aproximadamente, 16% maior. Isso mostra que o método automatizado se apresenta conservador, fazendo o cálculo com base na normatização, mas no final, determina aço de forma mais conservadora.

6 CONCLUSÃO

Os métodos de dimensionamento apresentaram uma variação significativa para as lajes. A variação média foi de aproximadamente 74% para os momentos positivos e de aproximadamente 97% para os momentos negativos. Para o aço resultante dos dois métodos, o TQS adotou 24% mais aço.

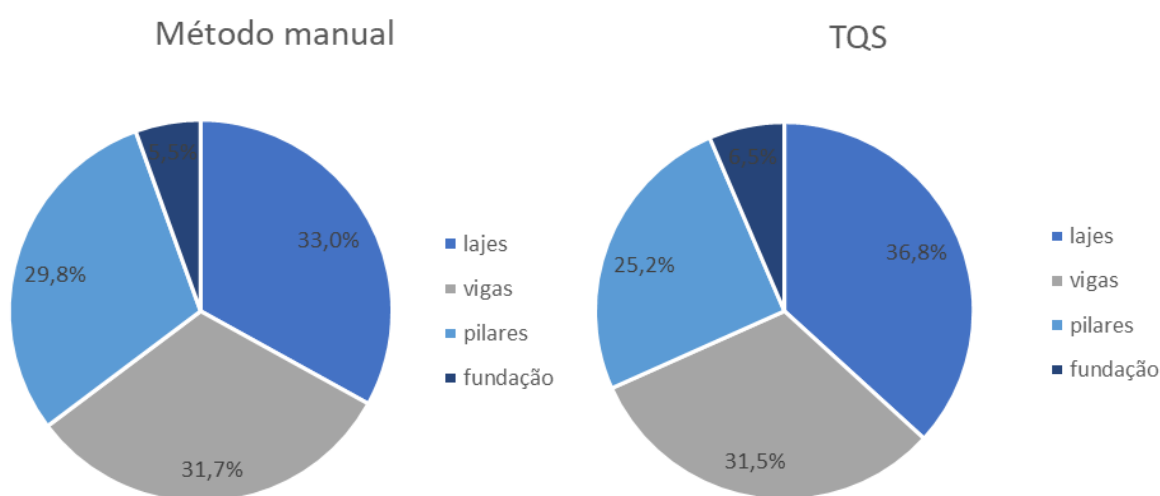
Para as vigas, o cálculo manual apresentou-se momentos máximos maiores para todas as vigas, exceto para a viga 12. A variação média dos momentos positivos foi de 33% e para os momentos negativos foi de 36%. E para o aço, o TQS uma quantidade 15% maior.

Nos pilares, os dois dimensionamentos apresentam semelhanças, com uma variação média de apenas 5,9%, e uma diferença de apenas 0,79% de aço adotado pelo TQS.

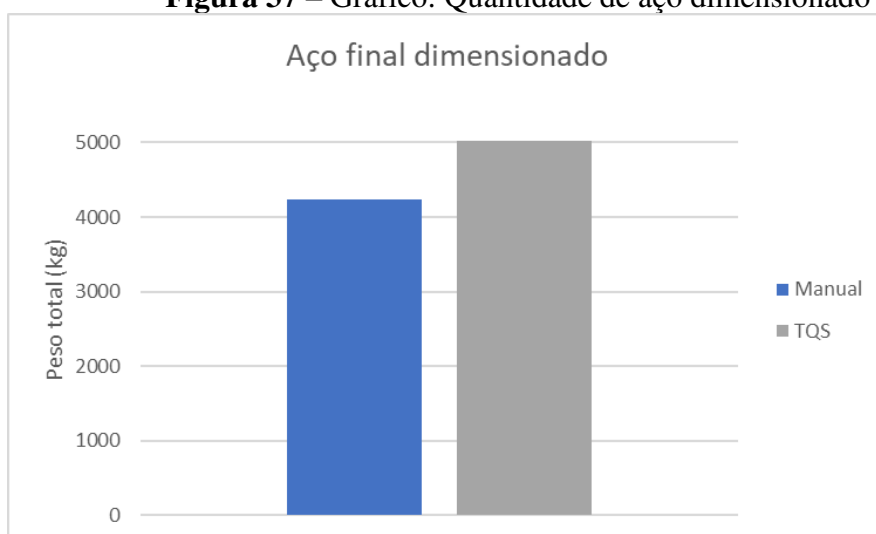
Da mesma forma para a fundação. O método manual teve 45% mais de esforço nas sapatas, mas, no dimensionamento do aço o TQS apresentou 28% mais aço.

Dessa forma, pode se observar as distribuições do aço na estrutura através da Figura 36, e posteriormente a quantidade final de aço adotado por cada método na Figura 37.

Figura 36 – Distribuição do aço na estrutura



Fonte: Autor, 2021.

Figura 37 – Gráfico: Quantidade de aço dimensionado

Fonte: Autor, 2021.

Pode-se concluir que o *software* é mais conservador e busca praticidade de execução de obra, observando que ele adota mais aço e busca um padrão de armaduras para não ocorrer variações expressivas de detalhamento da estrutura. O resultado disso, é que o software dimensionou uma estrutura com 16% mais aço que o dimensionamento manual.

7 REFERÊNCIAS

ABNT. **Projeto de estruturas de concreto – procedimentos**. NBR 6118:2014. Rio de Janeiro, RJ, 2014.

ABNT. **Ações e segurança nas estruturas – procedimentos**. NBR 8681:2003. Rio de Janeiro, RJ, 2003.

ABNT. **Ações para o cálculo de estruturas de edificações**. NBR 6120:2019. Rio de Janeiro, RJ, 2019.

ABNT. **Projeto e execução de fundações**. NBR 6122:2019. Rio de Janeiro, RJ, 2019.

ABNT. **Forças devidas ao vento em edificações**. NBR 6123:1988. Rio de Janeiro, RJ, 1988.

ARAÚJO, José Milton de. **Curso de concreto armado**. 3 ed. vol. 1, 2, 3 e 4. Rio Grande do Sul: Editora Dunas, 2010. ISBN 978-85-86717-08-6.

ARAÚJO, José Milton de. **Projeto estrutural de edifícios de concreto armado**. 2 ed. Rio Grande do Sul: Editora Dunas, 2009. ISBN 978-85-86717-07-9.

BASTOS, Paulo Sérgio dos Santos. **Fundamentos do concreto armado**. Notas de aula. Bauru: UNESP, 2006. Disponível em: <<http://coral.ufsm.br/decc/ECC1006/Downloads/FUNDAMENTOS.pdf>>. Acesso em: 18 de ago. de 2019.

BASTOS, Paulo Sérgio dos Santos. **Pilares de concreto armado**. Notas de aula. Bauru: UNESP, 2015. Disponível em: <<http://site.ufvjm.edu.br/icet/files/2016/08/apostila-pilares-unesp-prof-paulo-sergio.pdf>>. Acesso em: 14 de jan. de 2021.

BOTELHO, Manoel Henrique Campo; MARCHETTI, Osvaldemar. **Concreto armado-Eu te amo**. 8. Ed. São Paulo: Editora Blucher, 2015. ISBN 978-85-212-0898-3.

CARVALHO, Roberto Chust; DE FIGUEIREDO FILHO, Jasson Rodrigues. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado: segundo a NBR 6118: 2014**. 4. ed. São Carlos: Edufscar, 2014. ISBN 978-85-7600-356-4.

DUARTE, Heraldo. **Aspectos da análise estrutural das lajes de edifícios de concreto armado**. 1998. Tese de Doutorado. Universidade de São Paulo. Disponível em: <<https://teses.usp.br/teses/disponiveis/18/18134/tde-21122017-110756/en.php>>. Acesso em: 03 de jun de 2020.

FONTES, Fernando Fernandes. **Análise estrutural de elementos lineares segundo a NBR 6118: 2003**. 2005. Dissertação de Mestrado. São Carlos, Escola de Engenharia de São Carlos-USP, Departamento de Engenharia de Estruturas.

FUSCO, Péricles Brasiliense. **Tecnologia do concreto estrutural: tópicos aplicados**. São Paulo: Pini, 2008. ISBN 978-85-7266-200-0.

GIONGO, José Samuel. **Concreto armado: projeto estrutural de edifícios**. São Carlos: EESC-USP, 2007. Disponível em: <<http://www.gdace.uem.br/romel/MDidatico/EstruturasConcretoII/ProjetoEstruturaldeEdificios-J.%20S.Gingo-EESC-Turma2-2007.pdf>> Acesso em: 18 de ago. de 2019.

GONÇALVES, Roberto Martins. **Ação do vento nas edificações: teoria e exemplos**. EESC-USP, São Carlos, SP, 2007.

HELENE, Paulo Roberto do Lago. **Contribuição ao estudo da corrosão em armaduras de concreto armado**. 1993. Tese (Doutorado em Engenharia da Construção Civil) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 1993.

KIMURA, Alio. **Informática aplicada em estruturas de concreto armado: cálculos de edifícios com o uso de sistemas computacionais**. 2. Ed. São Paulo: PINI, 2018. ISBN 978-85-7975-310-7.

MARTHA, Luiz Fernando. **Análise de estruturas: conceitos e métodos básicos**. 1. ed. Rio de Janeiro: Editora Elsevier, 2010. ISBN 978-85-532-1082-8.

MONCAYO, Winston Junior Zumaeta. **Análise de segunda ordem global em edifícios com estrutura de concreto armado**. 2011. Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos, SP. Disponível em: <<https://www.teses.usp.br/teses/disponiveis/18/18134/tde-19042011-085946/pt-br.php>> Acesso em: 11 de jan. de 2021.

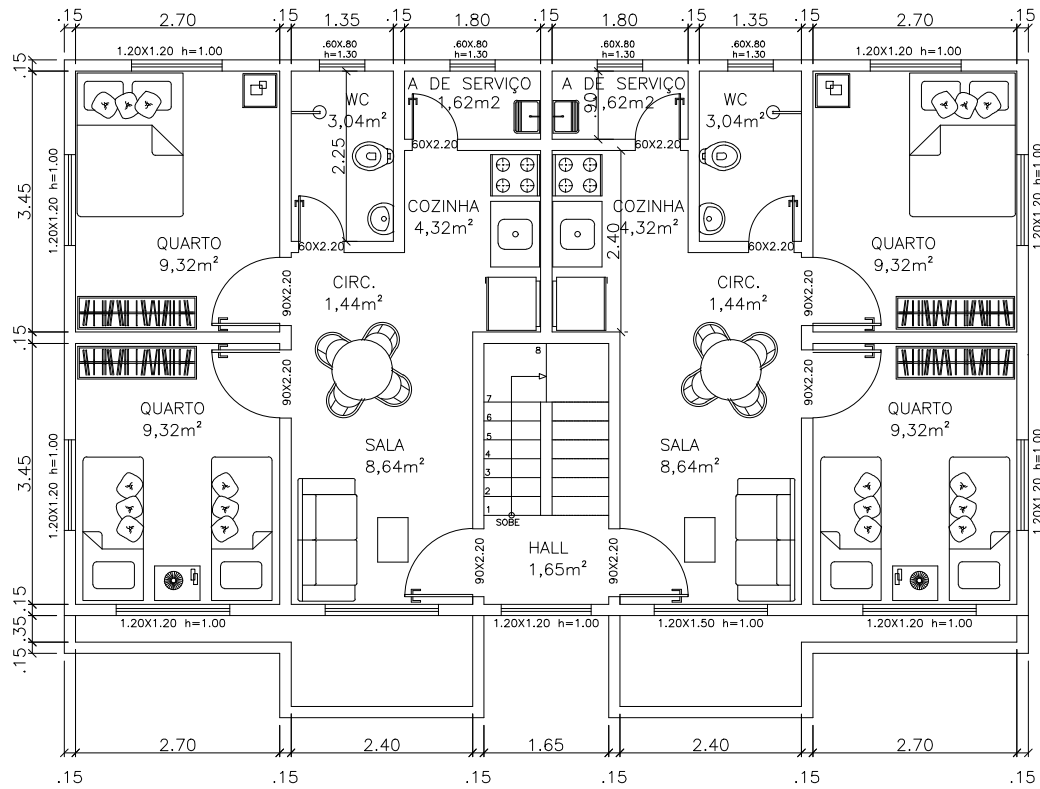
PINHEIRO, Libânio Miranda. **Fundamentos do concreto e projeto de edifícios**. Apostila. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos, SP, 2007. Disponível em: <http://coral.ufsm.br/decc/ECC1006/Downloads/Apost_EESC_USP_Libanio.pdf>. Acesso em: 13 de jan. de 2021.

REBELLO, Yopanan Conrado Pereira. **Fundações: guia prático de projeto, execução e dimensionamento**. 4. ed. São Paulo: Zigurante Editora, 2008. ISBN 978-85-85570-10-1

RÊGO, Gustavo de Moraes. **Desempenho dos modelos da NBR-6118 para análise de vigas contínuas em concreto armado**. 2005. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal de Pernambuco. Disponível em: <<https://repositorio.ufpe.br/handle/123456789/5726>> Acesso em: 02 de jun. de 2020.

SUSSEKIND, José Carlos. **Curso de análise estrutural**. v. 1. Rio de Janeiro: Editora Globo, 1981.

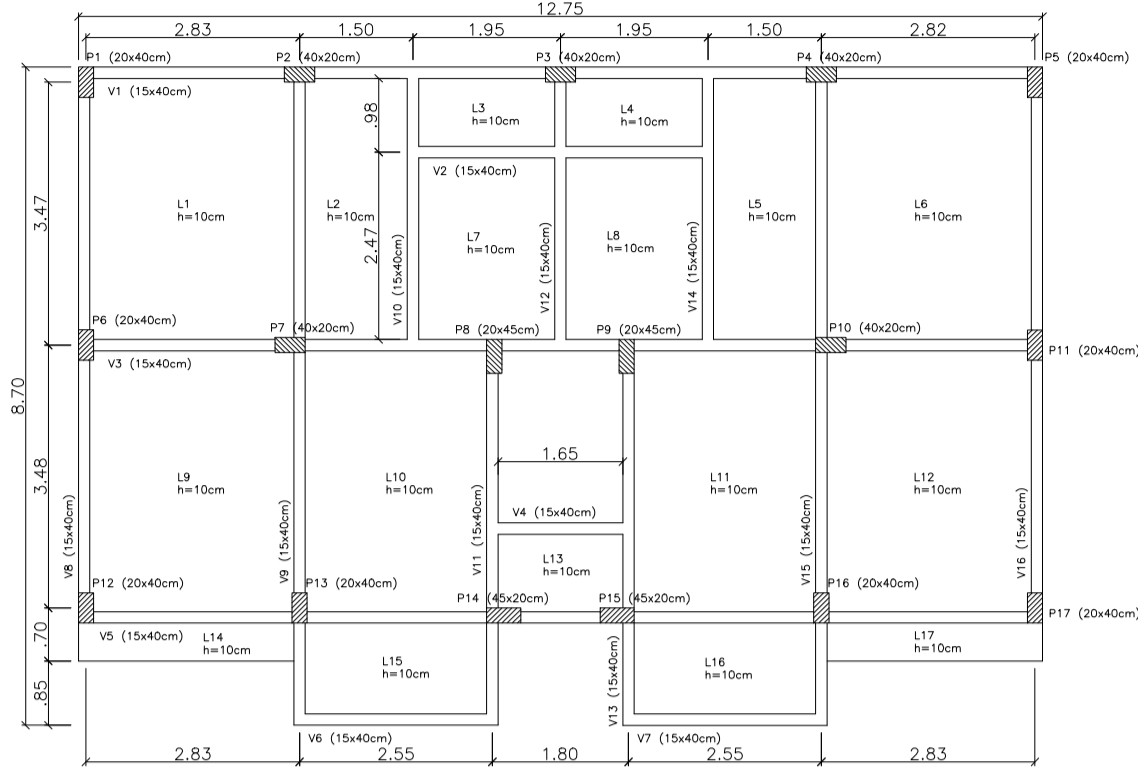
ANEXO A – Planta Baixa



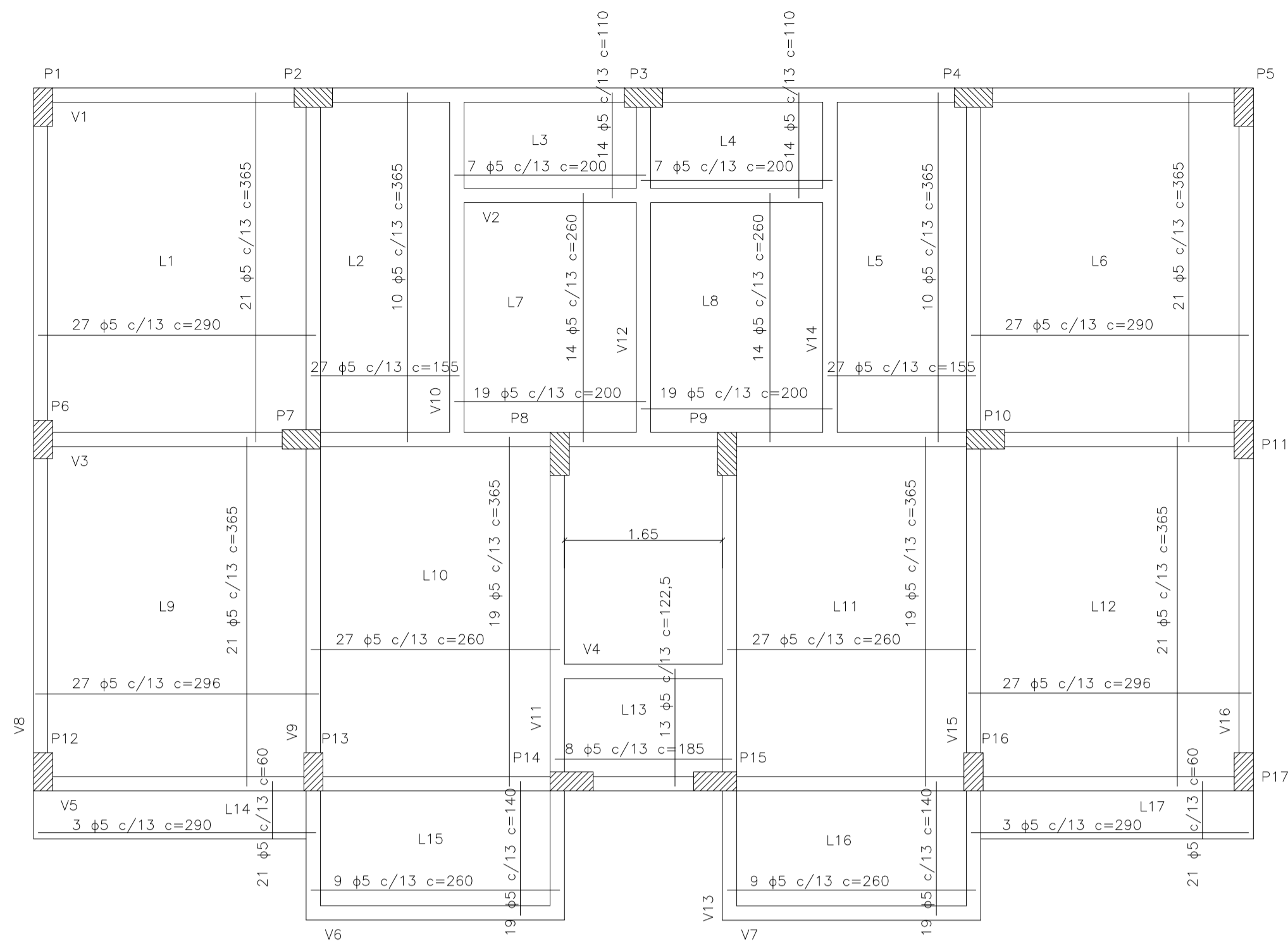
PLANTA BAIXA
esc 1:100

TÍTULO:	Planta Baixa	ESCALA:	1/100
ASSUNTO:	Dimensionamento Estrutural de um Edifício Multifamiliar	FOLHA:	01
CLIENTE:	Daniel de Carvalho Araujo	DATA:	06/04/21

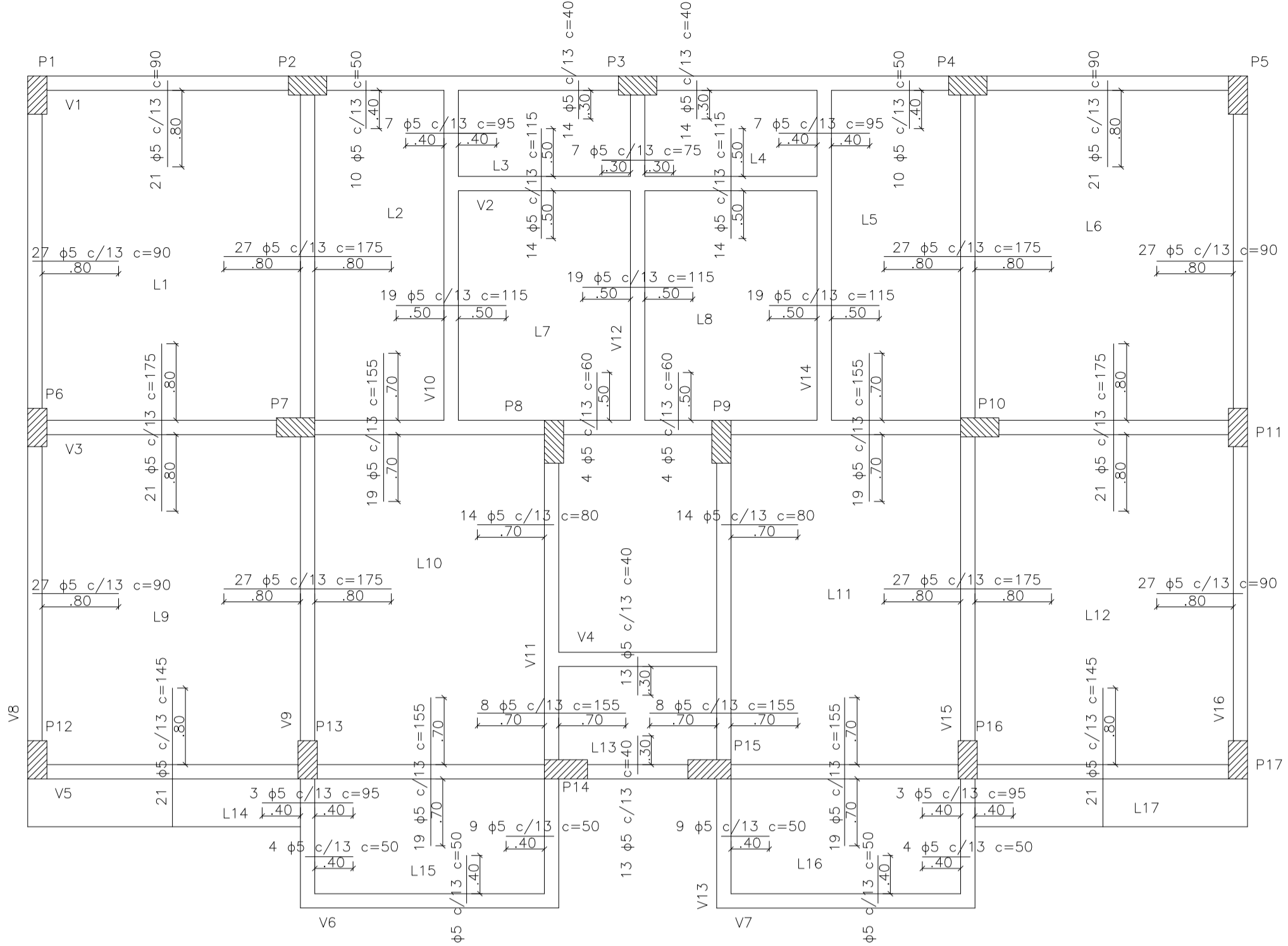
ANEXO B – Pranchas: método manual



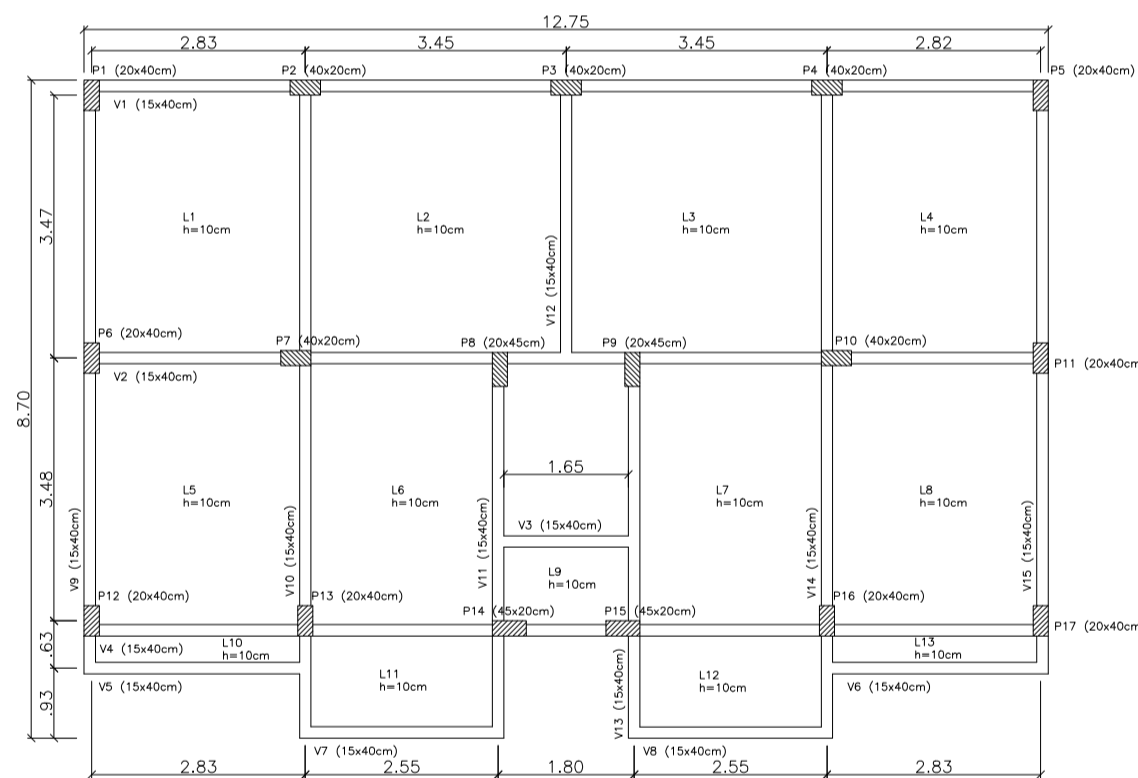
PLANTA DE FORMA - TIPO
esc 1:100



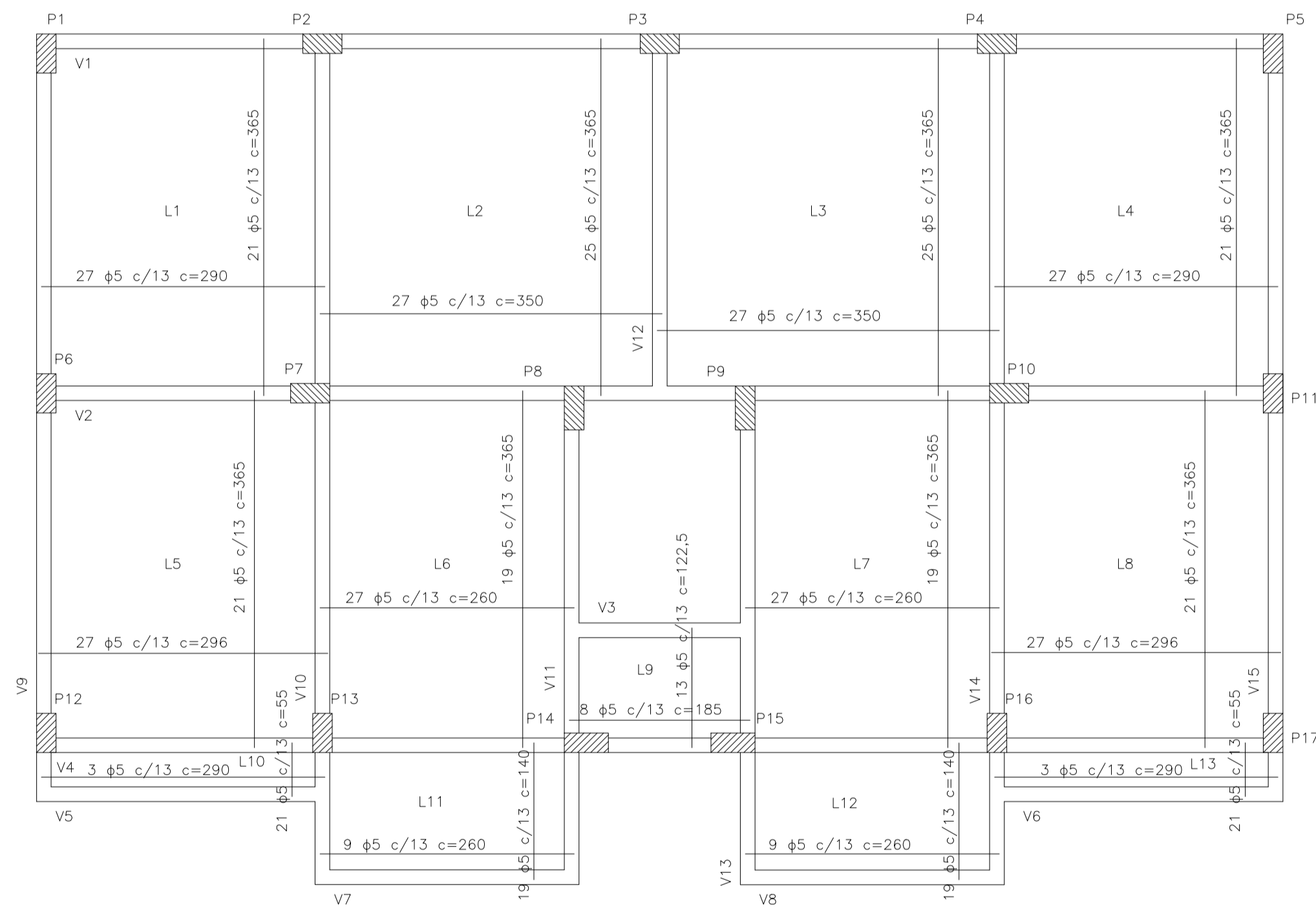
ARMADURA POSITIVA - TIPO
esc 1:50



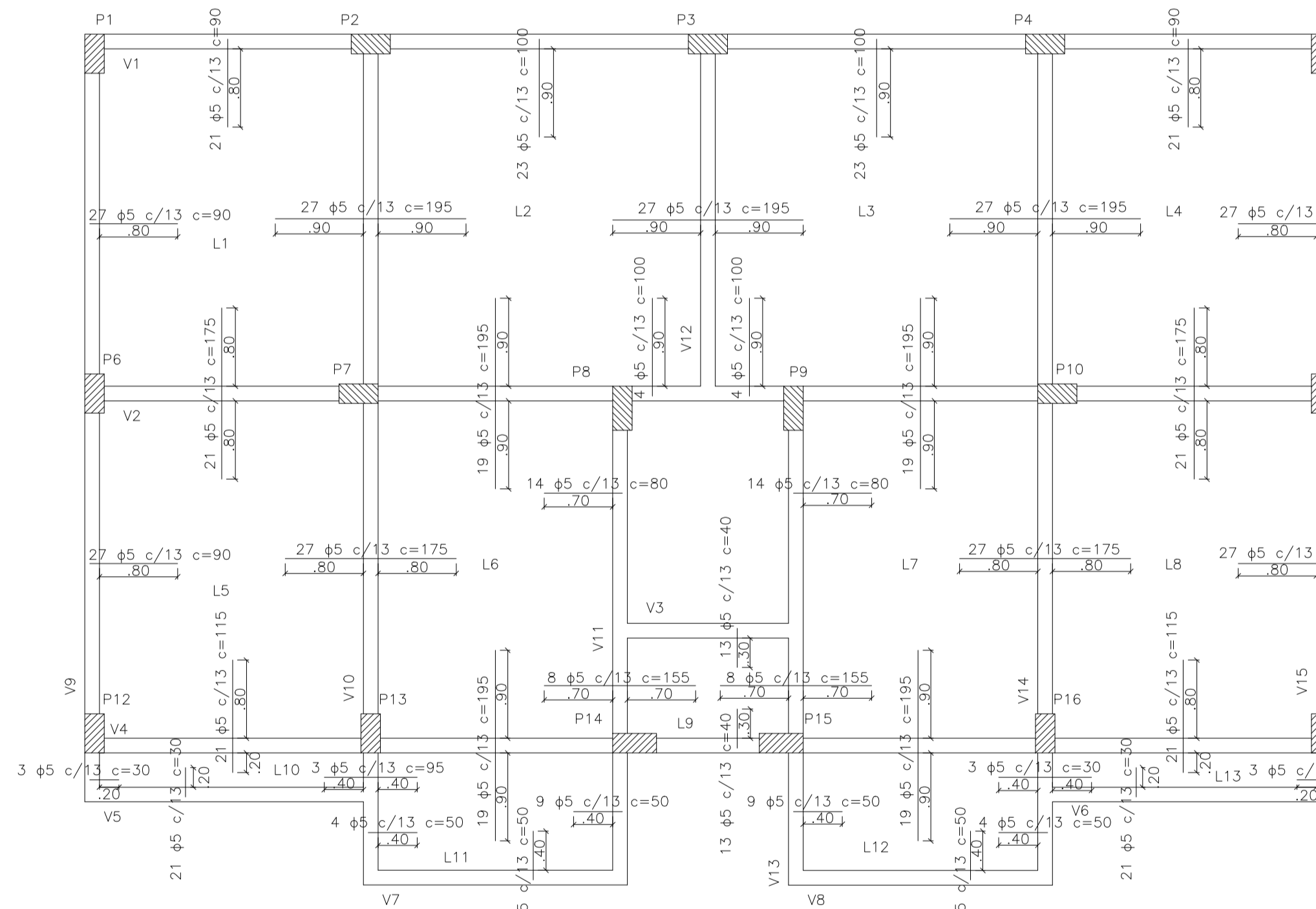
ARMADURA NEGATIVA - TIPO
esc 1:50



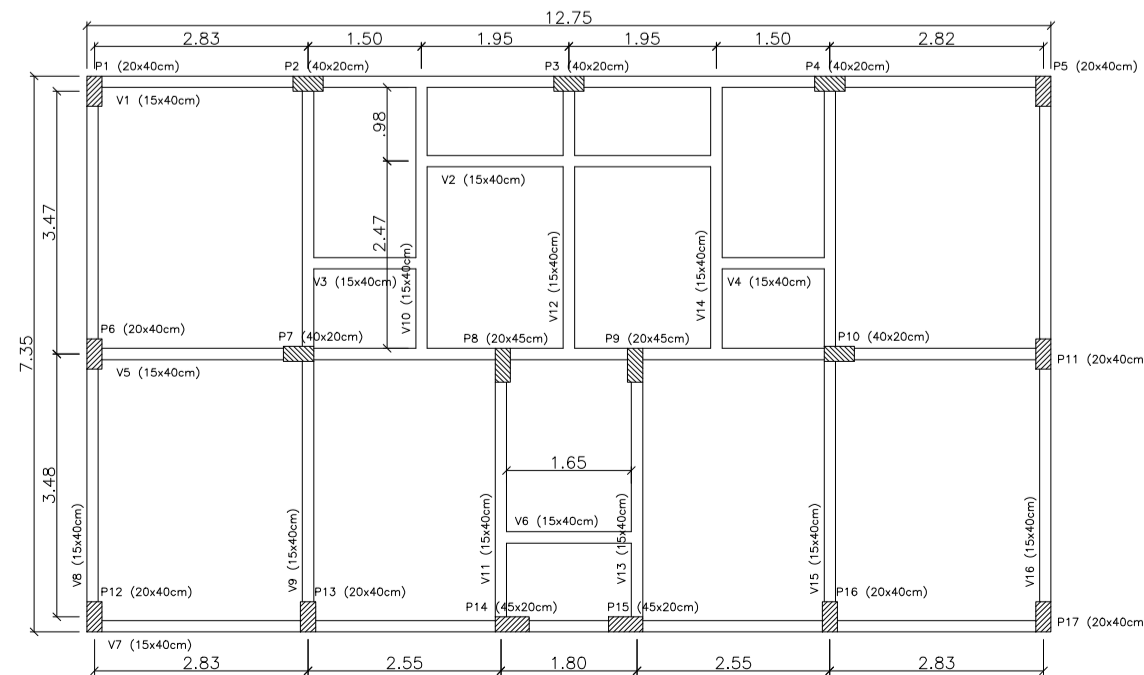
PLANTA DE FORMA - COBERTURA
esc 1:100



ARMADURA POSITIVA - COBERTURA
esc 1:50



ARMADURA NEGATIVA - COBERTURA
esc 1:50



PLANTA DE FORMA - BALDRAMES
esc 1:100

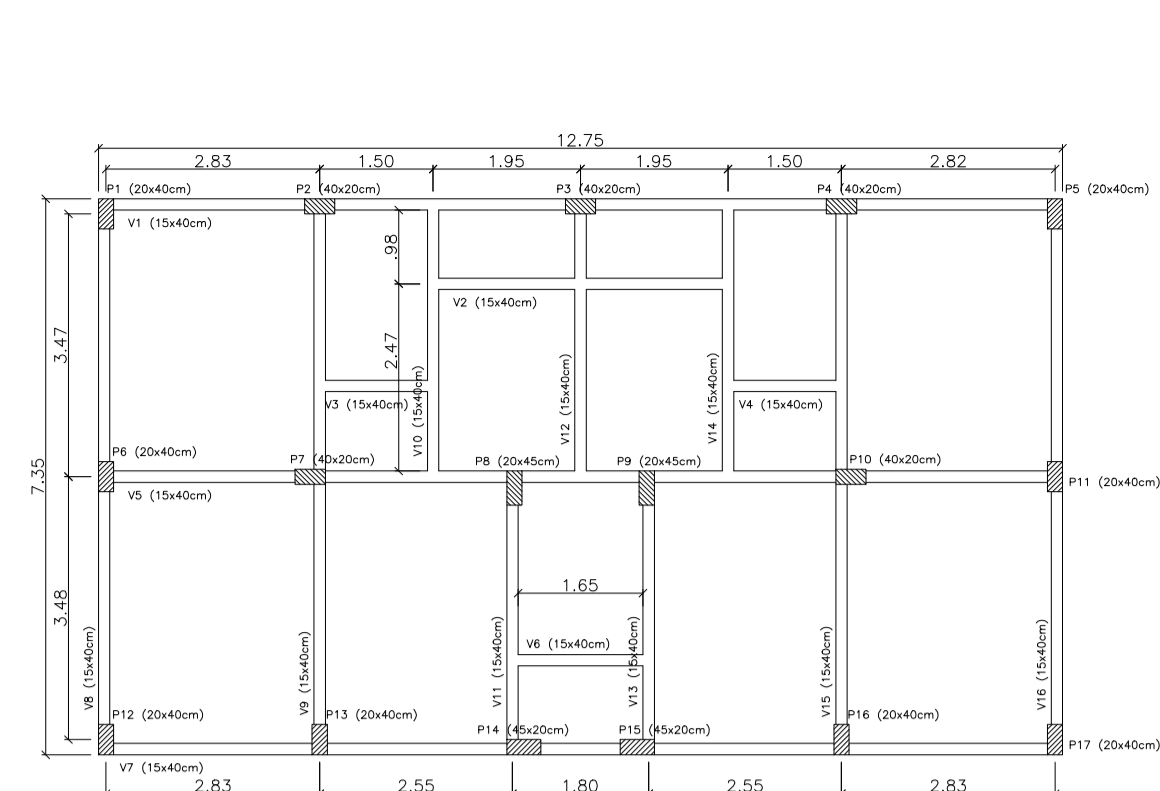
PAV. TIPO - ARMADURA POSITIVA (3X)			
L	BIT (mm)	QUANT	COMPRIMENTO
			UNIT (mm)
L1=L6	5	27	290 7830
	5	21	365 7665
L2=L5	5	27	155 4185
	5	10	365 3650
L3=L4	5	7	200 1400
	5	14	110 1540
L7=L8	5	19	200 3800
	5	14	260 3640
L9=L12	5	27	296 7992
	5	21	365 7665
L10=L11	5	27	260 7020
	5	19	365 6935
L13	5	8	185 1480
	5	13	122,5 1592,5
L14=L17	5	3	290 870
	5	21	60 1260
L15=L16	5	9	260 2340
	5	19	140 2660

PAV. TIPO - ARMADURA NEGATIVA (3X)			
L	BIT (mm)	QUANT	COMPRIMENTO
			UNIT (mm)
L1=L6	5	27	90 2430
	5	21	90 1890
L2=L5	5	27	175 4725
	5	10	50 500
L3=L4	5	7	95 665
	5	14	40 560
L7=L8	5	7	75 525
	5	19	115 2185
L9=L12	5	14	115 1610
	5	19	115 2185
L10=L11	5	4	60 240
	5	27	90 2430
L13	5	21	175 3675
	5	27	175 4725
L14=L17	5	19	155 2945
	5	14	80 1120
L15=L16	5	8	155 1240
	5	13	40 525
L17=L18	5	3	95 285
	5	21	145 3045
L19=L20	5	4	50 200
	5	9	50 450
L21=L22	5	19	50 950
	5	19	155 2945

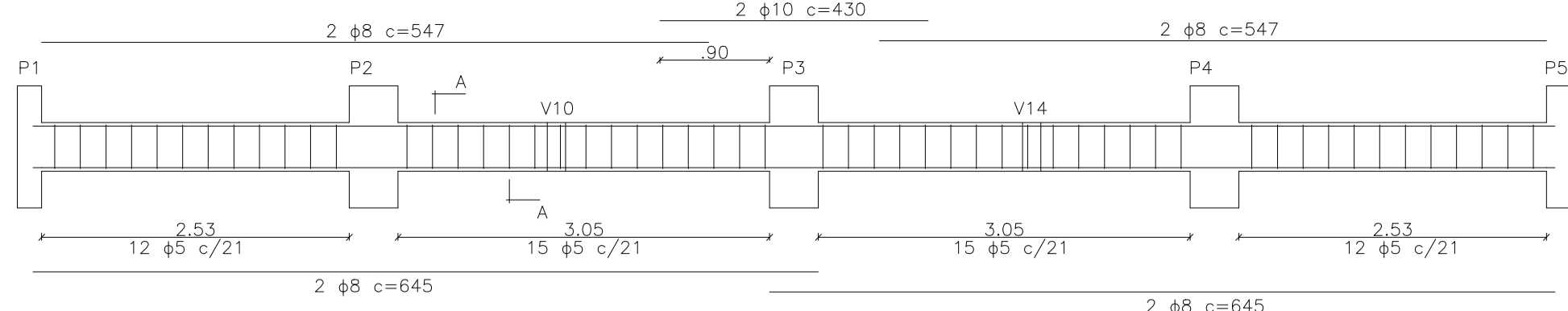
COBERTURA - ARMADURA POSITIVA			
L	BIT (mm)	QUANT	COMPRIMENTO
			UNIT (mm)
L1=L4	5	27	290 7830
	5	21	365 7665
L2=L3	5	27	350 9450
	5	25	365 9125
L5=L8	5	27	296 7992
	5	21	365 7665
L6=L7	5	27	260 7020
	5	19	365 6935
L9	5	8	185 1480
	5	13	122,5 1592,5
L10=L13	5	3	290 870
	5	21	55 1155
L11=L12	5	9	260 2340
	5	19	140 2660

COBERTURA - ARMADURA NEGATIVA			
L	BIT (mm)	QUANT	COMPRIMENTO
			UNIT (mm)
L1=L4	5	27	90 2430
	5	21	90 1890
L2=L3	5	27	195 5265
	5	23	100 2300
L5=L8	5	27	195 5265
	5	4	100 400
L9=L12	5	27	90 2430
	5	19	155 2945
L13=L16	5	14	80 1120
	5	8	155 1240
L17=L20	5	13	40 525
	5	3	30 90
L21=L24	5	21	115 2415
	5	21	30 630
L25=L28	5	3	95 285
	5	4	50 200
L29=L32	5	9	50 450
	5	19	50 950
L33=L36	5	19	195 2945

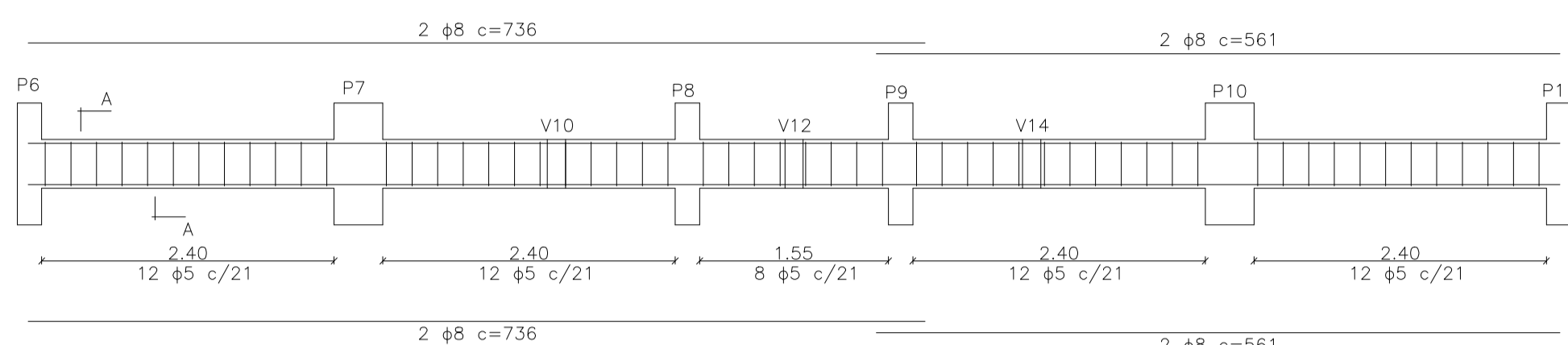
RESUMO AÇO			
BIT (mm)	COMP	PESO (kg)	
5	7126	1397	



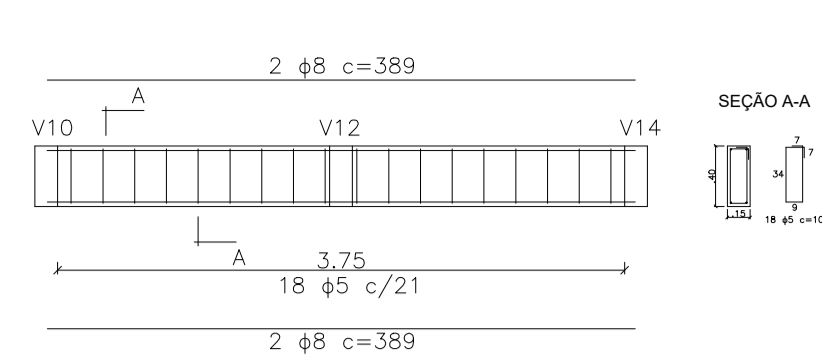
PLANTA DE FORMA - BALDRAME
esc 1:100



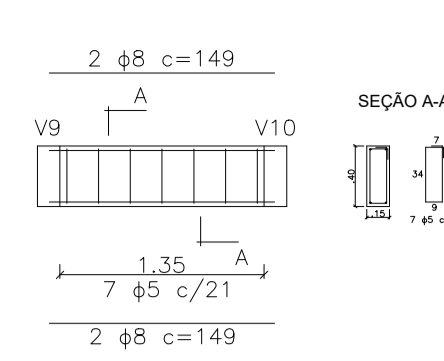
V1 - BALDRAME
esc 1:50



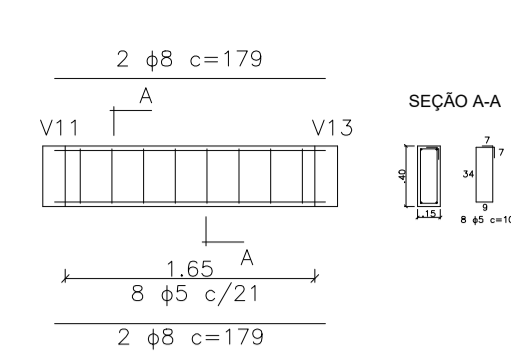
V5 - BALDRAME
esc 1:50



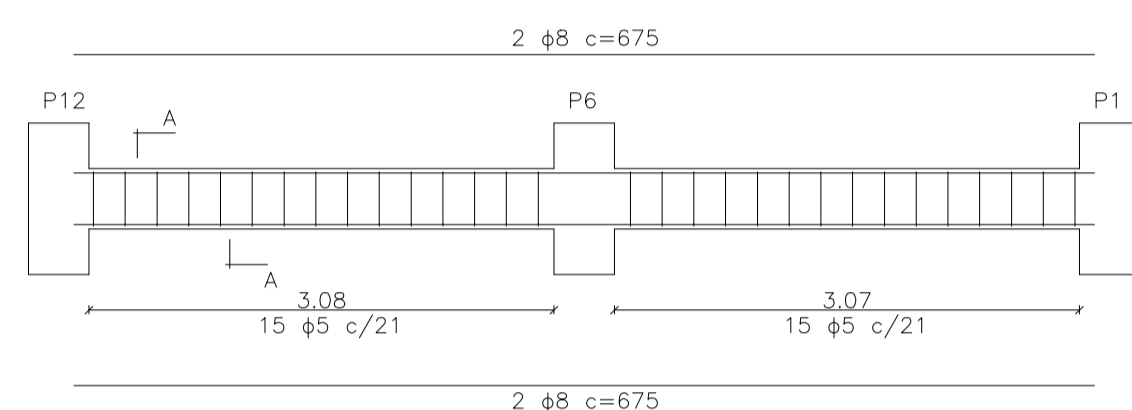
V2 - BALDRAME
esc 1:50



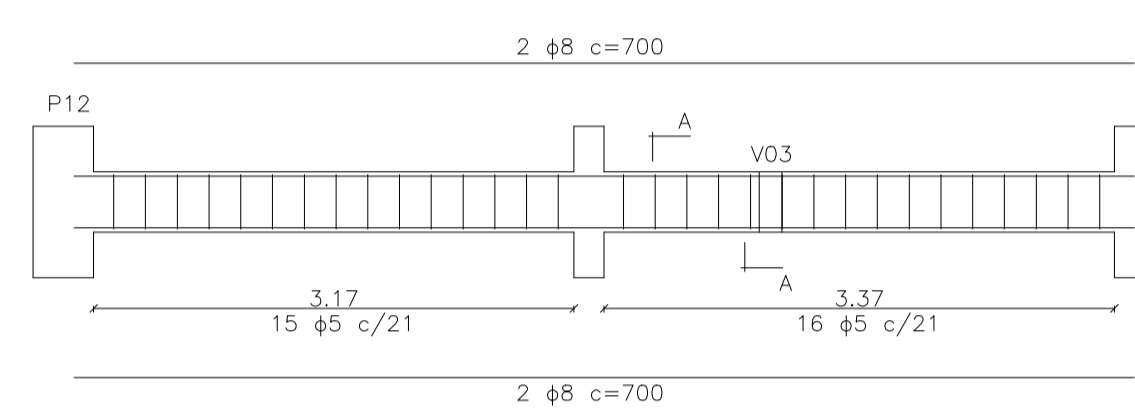
V3 = V4 - BALDRAME
esc 1:50



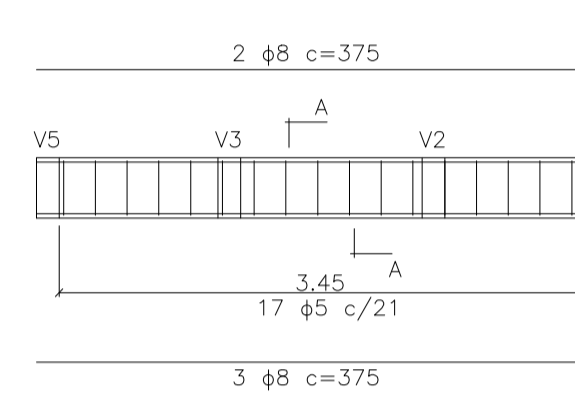
V6 - BALDRAME
esc 1:50



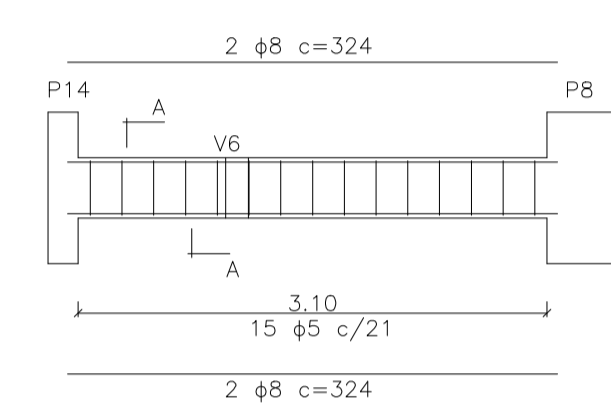
V8 = V16 - BALDRAME
esc 1:50



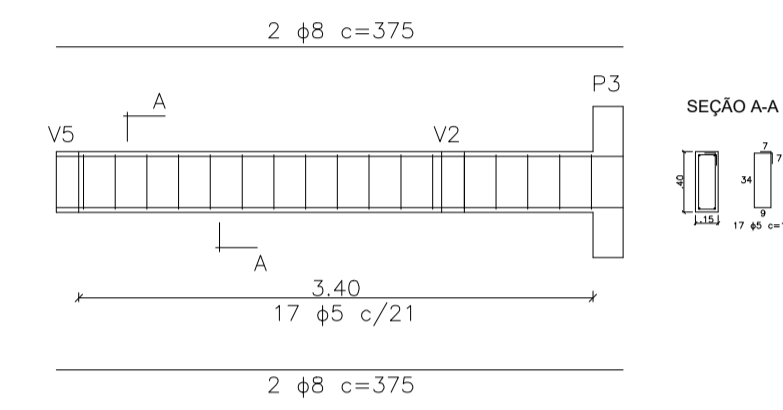
V9 = V15 - BALDRAME
esc 1:50



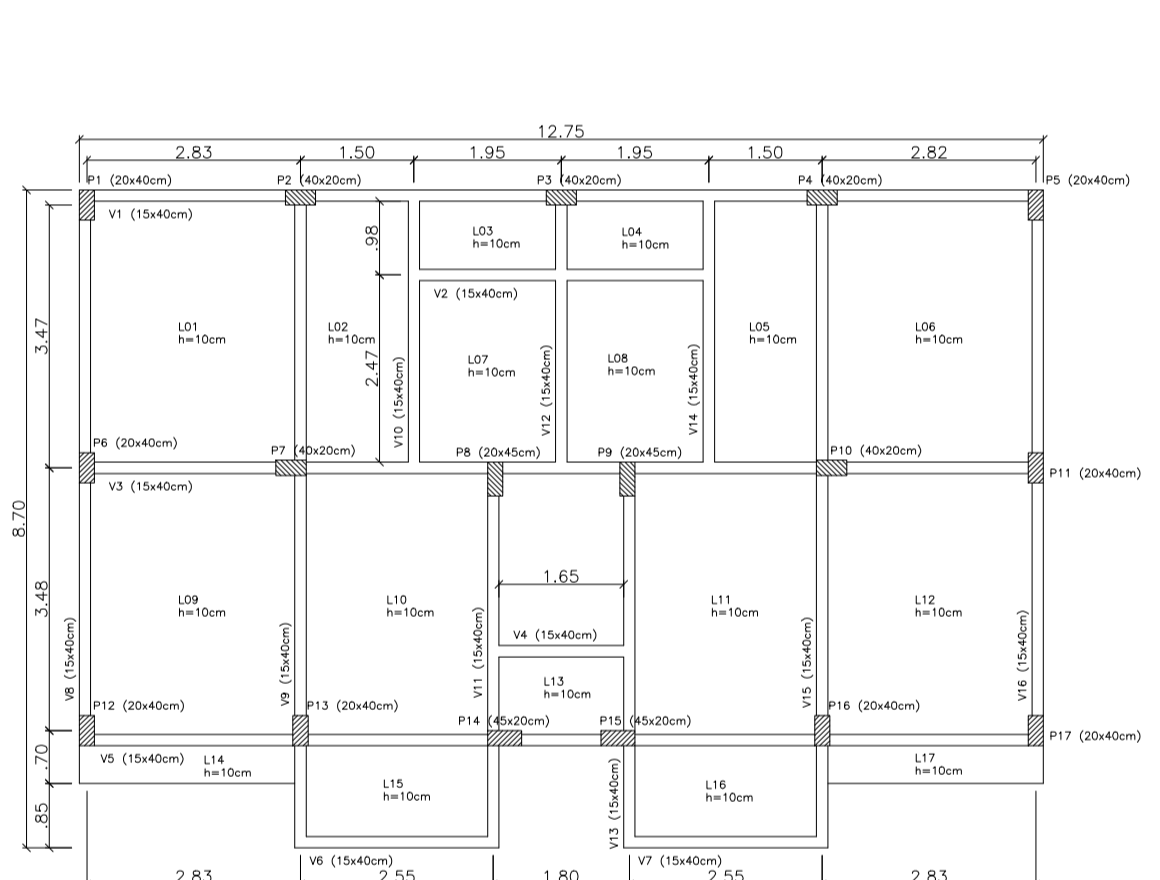
V10 = V14 - BALDRAME
esc 1:50



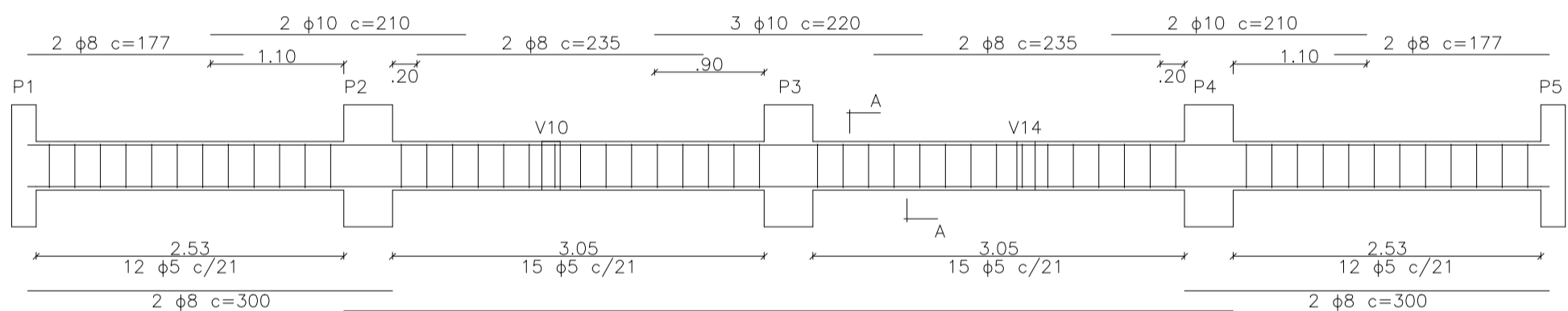
V11 = V13 - BALDRAME
esc 1:50



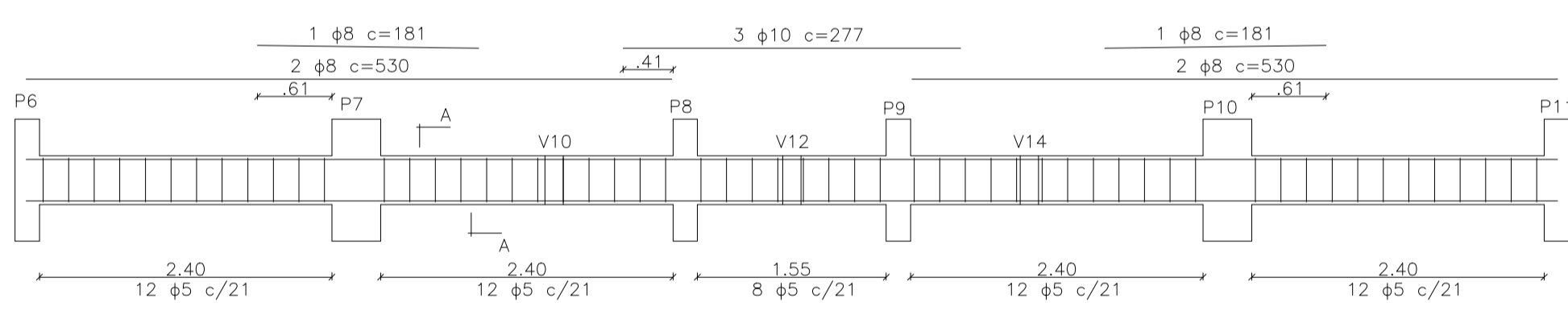
V12 - BALDRAME
esc 1:50



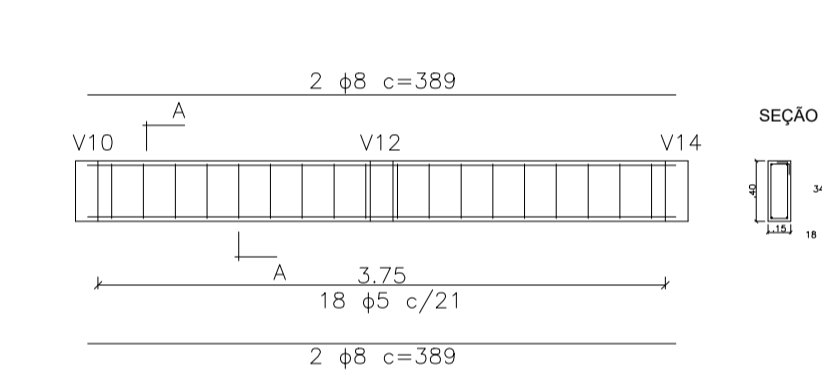
PLANTA DE FORMA - TIPO
esc 1:100



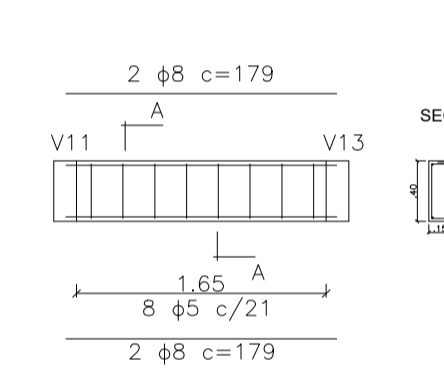
V1 - TIPO
esc 1:50



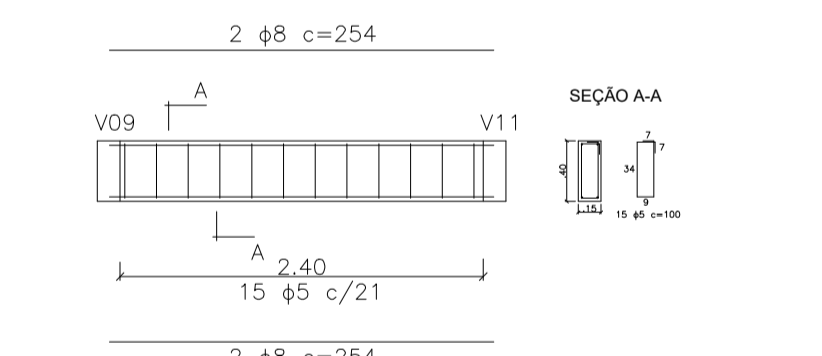
V3 - TIPO
esc 1:50



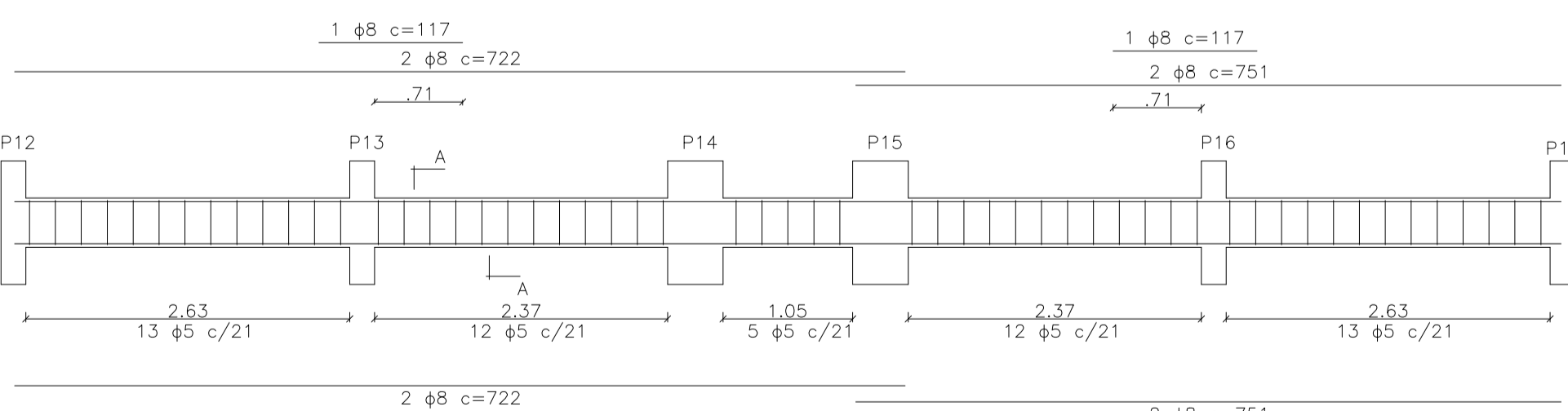
V2 - TIPO
esc 1:50



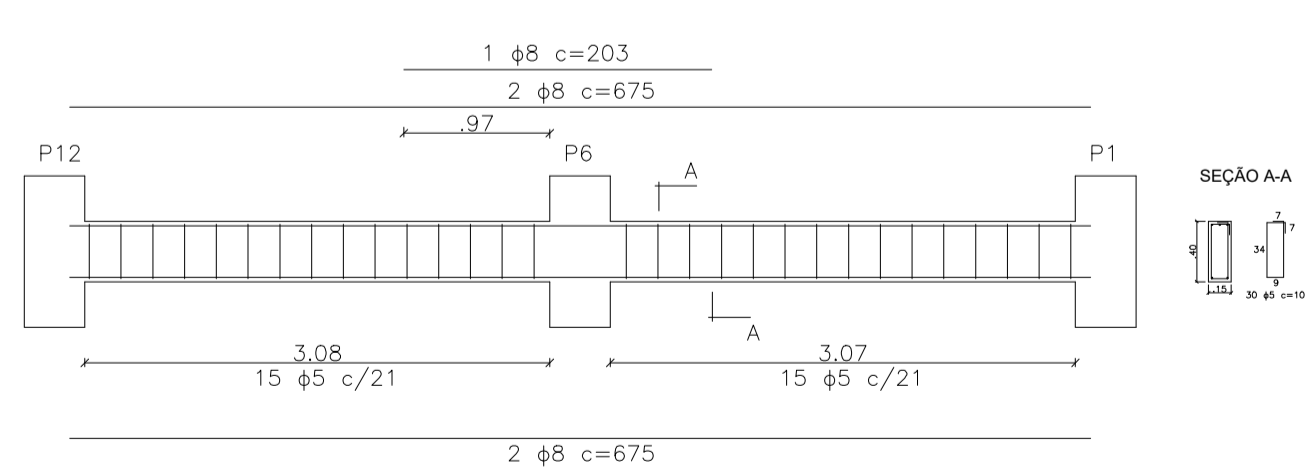
V4 - TIPO
esc 1:50



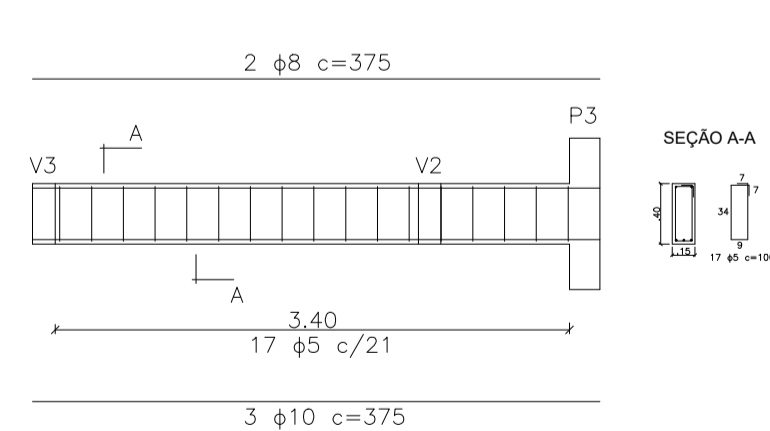
V6 = V7 - TIPO
esc 1:50



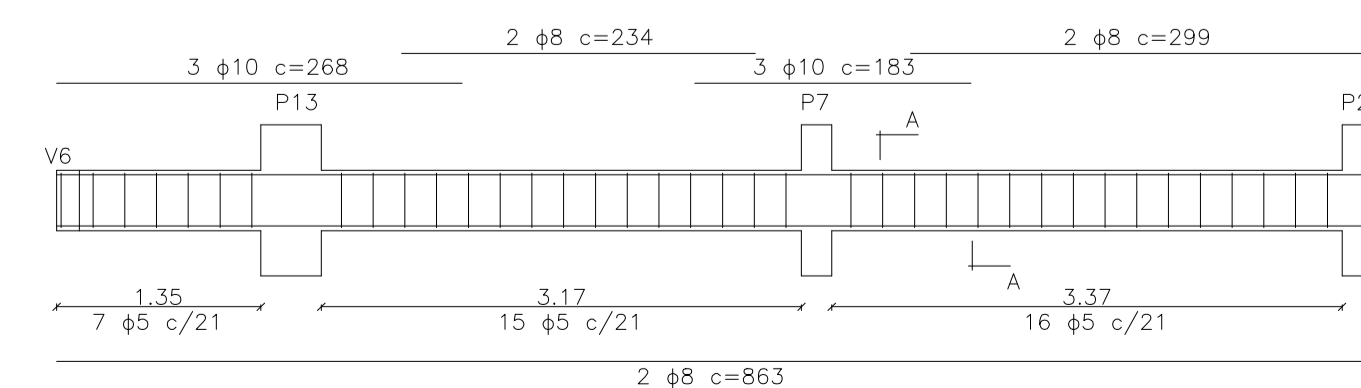
V5 - TIPO
esc 1:50



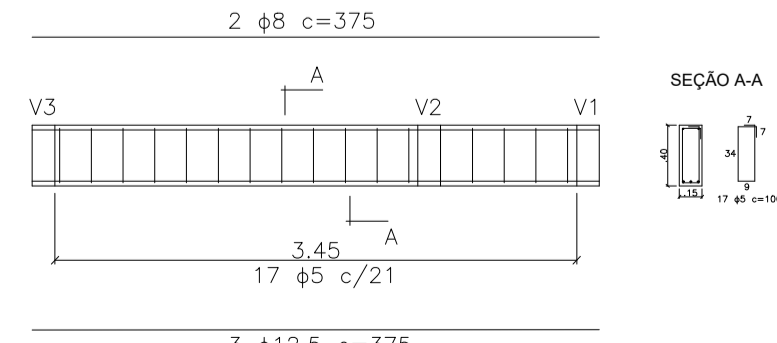
V8 = V16 - TIPO
esc 1:50



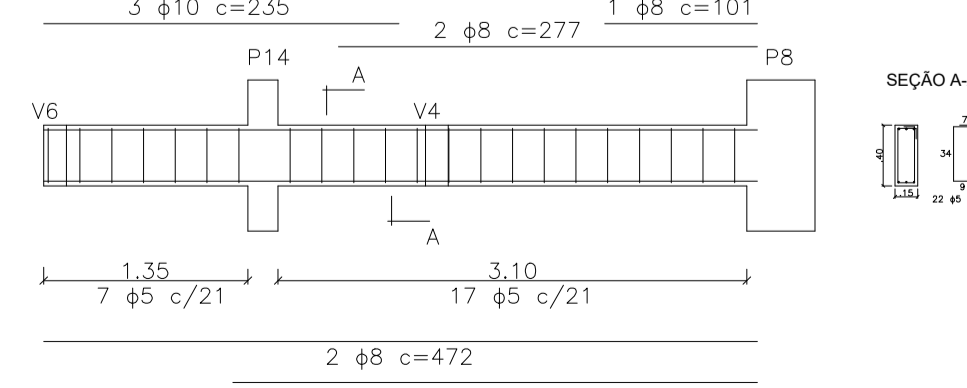
V12 - TIPO
esc 1:50



V9 = V15 - TIPO
esc 1:50



V10 = V14 - TIPO
esc 1:50

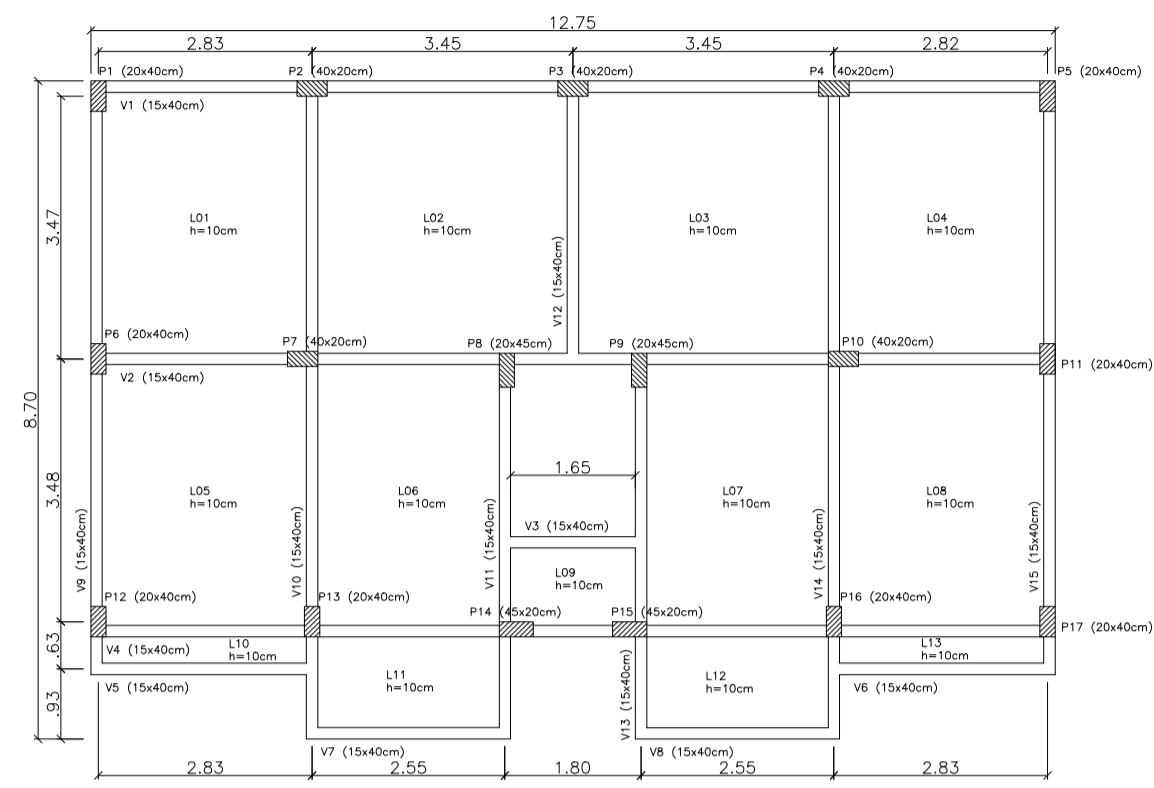


V11 = V13 - TIPO
esc 1:50

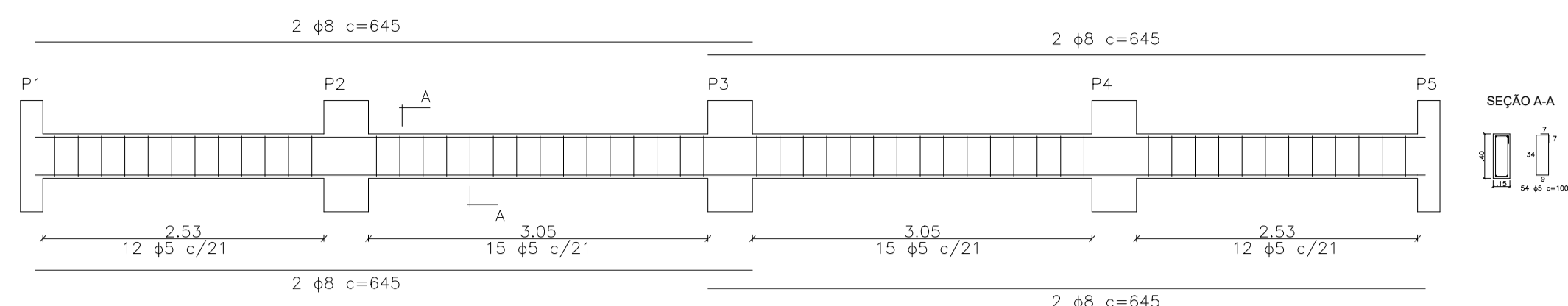
Table with 4 columns: VIGAS PAV. TIPO, BIT (mm), QUANT, and COMPRIMENTO (UNIT, TOT). Lists dimensions for various beam types and their quantities.

Table with 4 columns: VIGAS BALDRAME, BIT (mm), QUANT, and COMPRIMENTO (UNIT, TOT). Lists dimensions for various foundation types and their quantities.

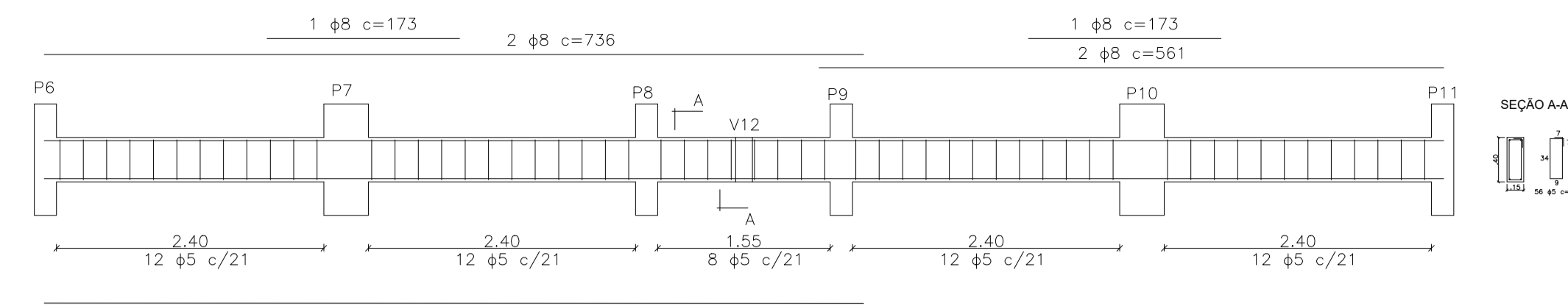
RESUMO AÇO: Summary table with 3 columns: BIT (mm), COMP (kg), and PESO (kg). Shows total steel weight for different bar sizes.



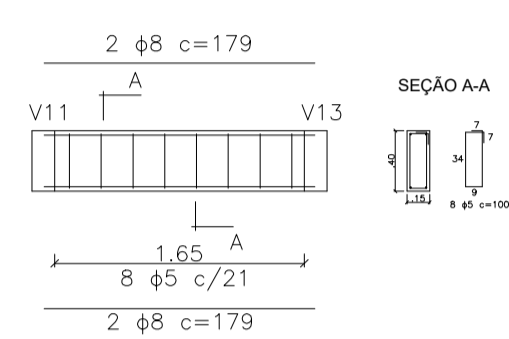
PLANTA DE FORMA - COBERTURA
esc 1:100



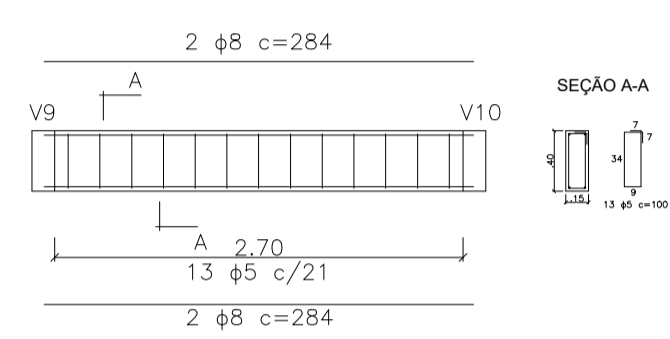
V1 - COBERTURA
esc 1:50



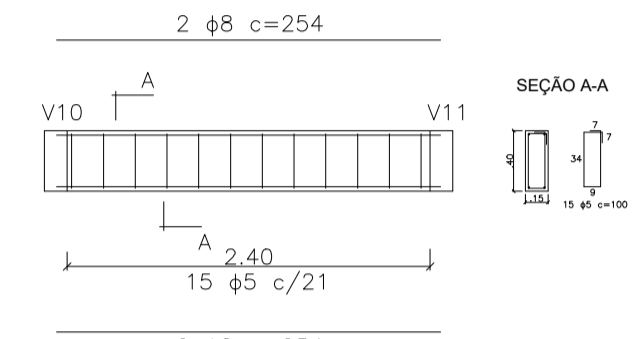
V2 - COBERTURA
esc 1:50



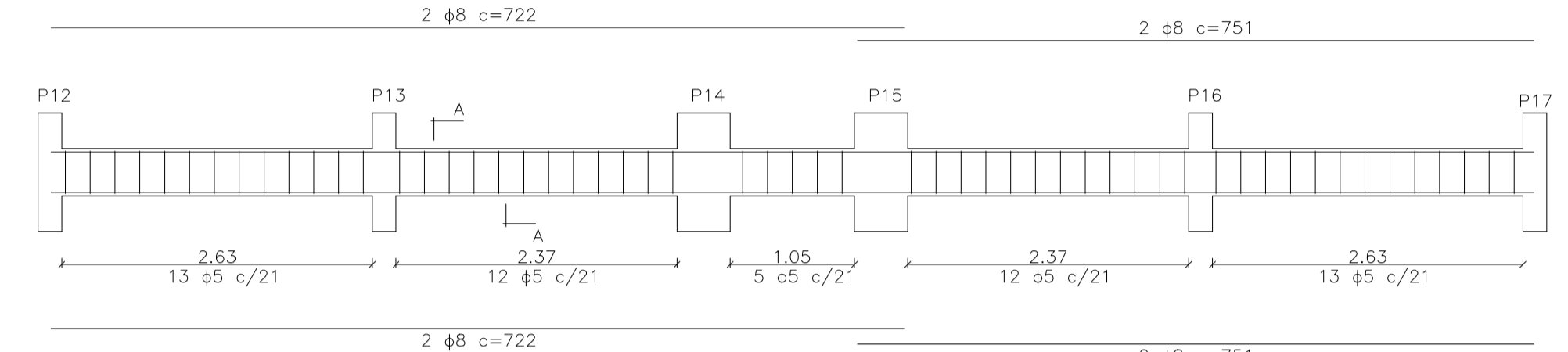
V3 - COBERTURA
esc 1:50



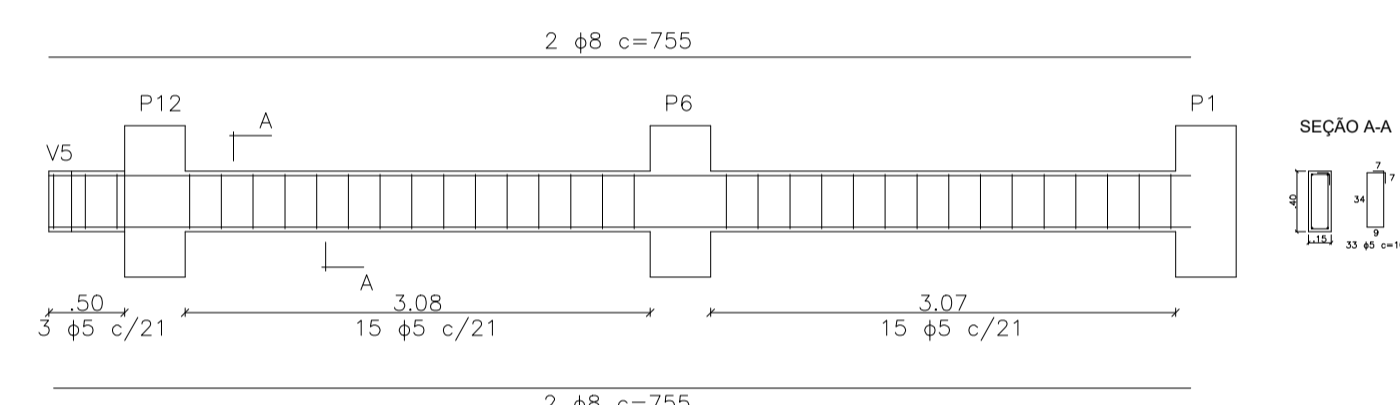
V5 = V6 - COBERTURA
esc 1:50



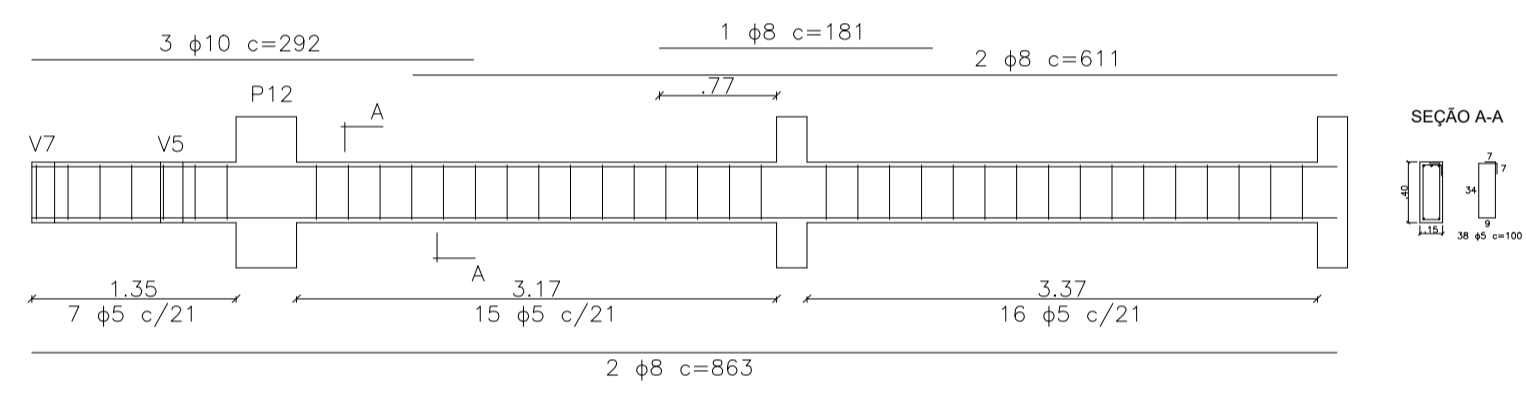
V7 = V8 - COBERTURA
esc 1:50



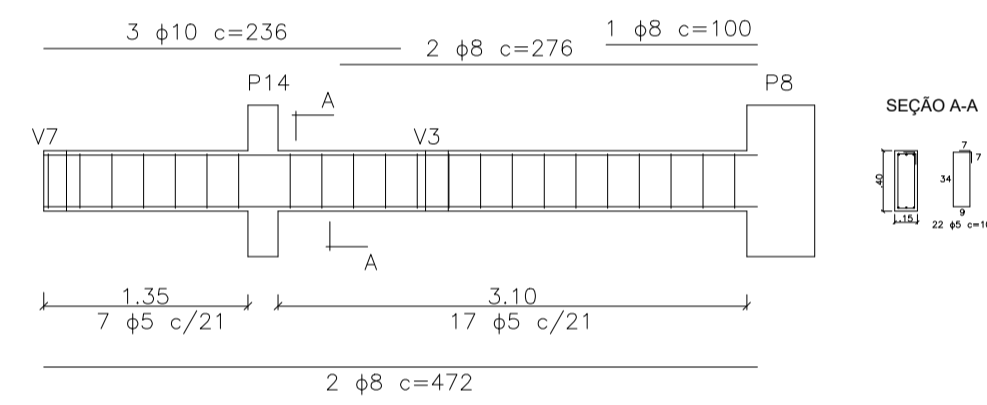
V4 - COBERTURA
esc 1:50



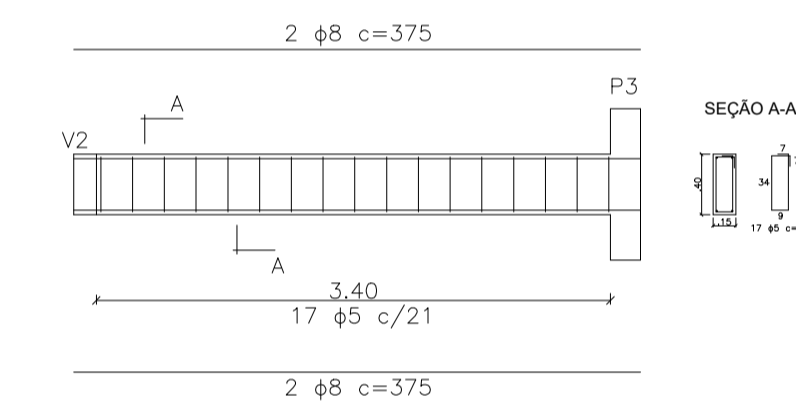
V9 = V15 - COBERTURA
esc 1:50



V10 = V14 - COBERTURA
esc 1:50



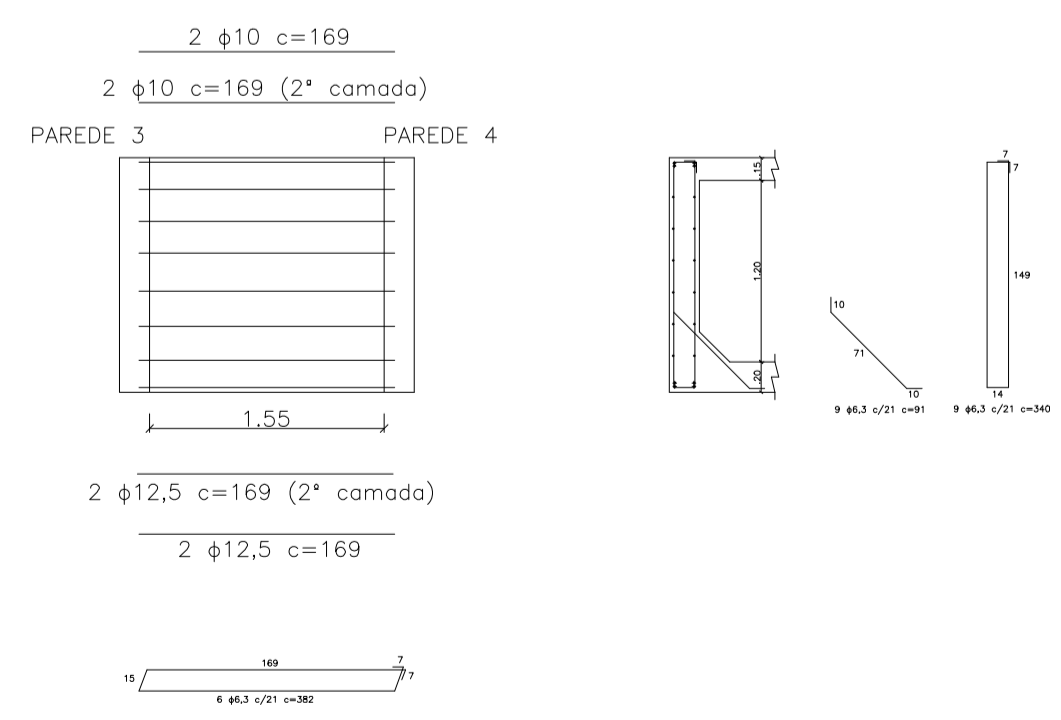
V11 = V13 - COBERTURA
esc 1:50



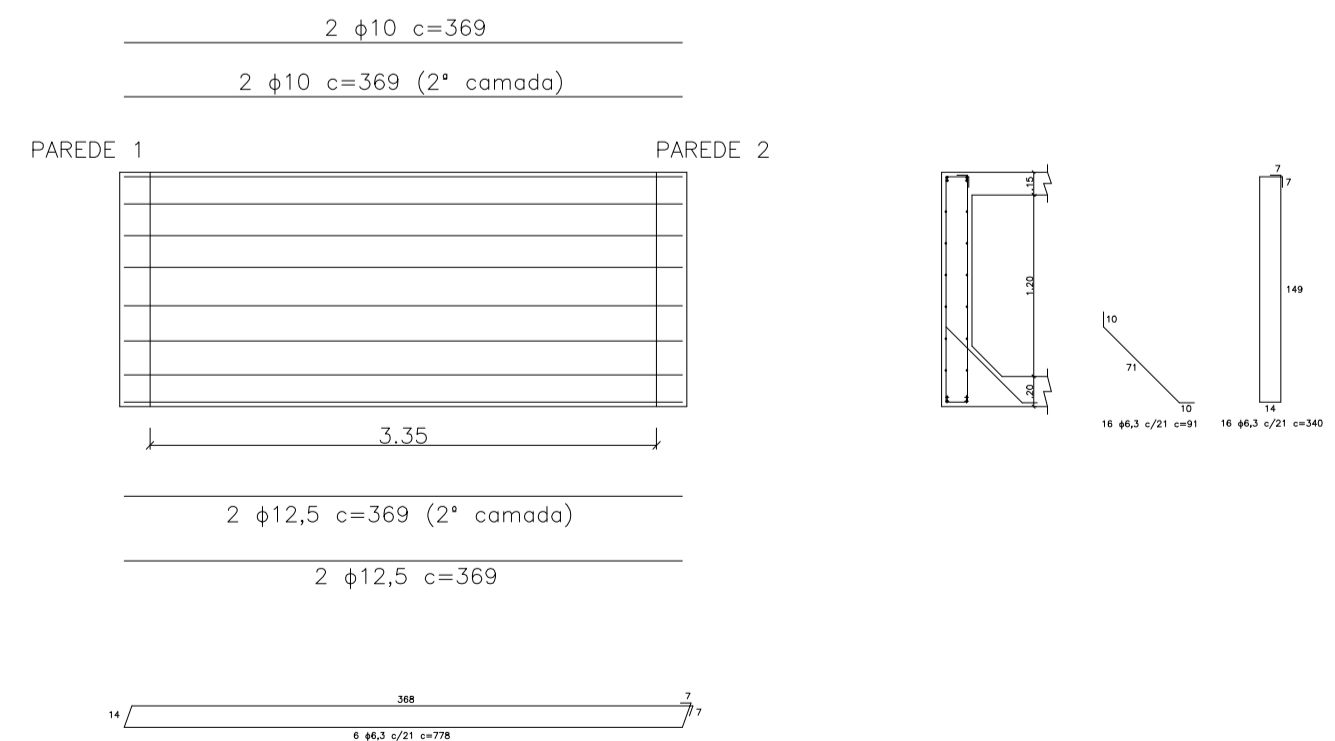
V12 - COBERTURA
esc 1:50

RESERVATÓRIO

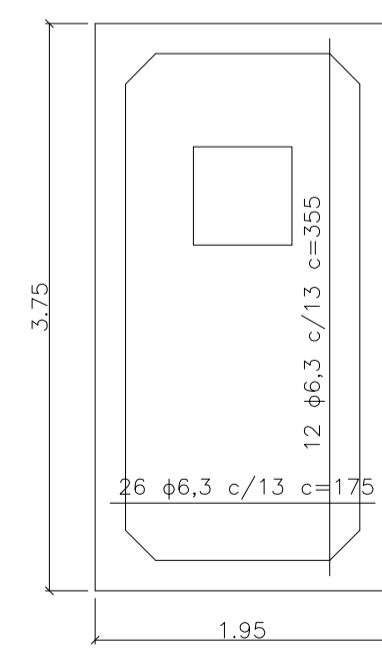
esc 1:50



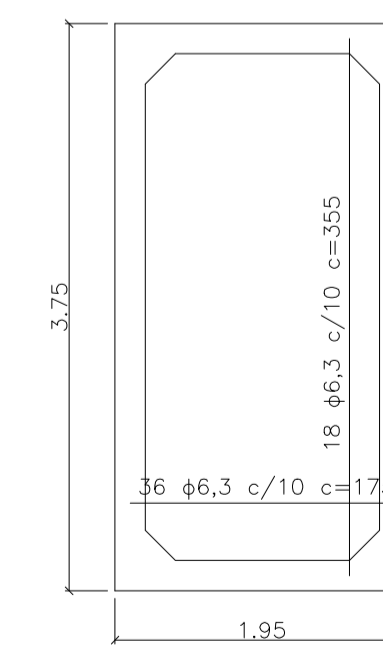
PAREDE 1 = 2
esc 1:50



PAREDE 3 = 4
esc 1:50



TAMPA
esc 1:50

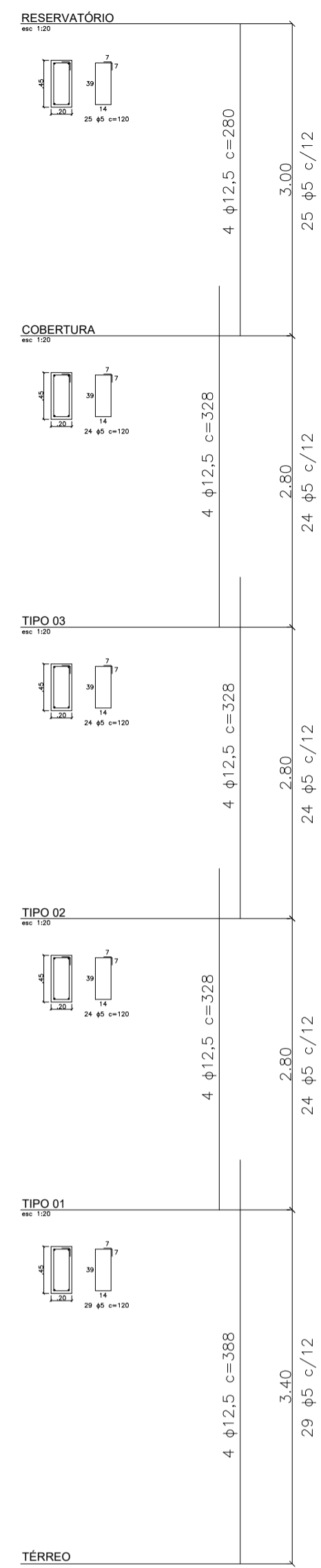
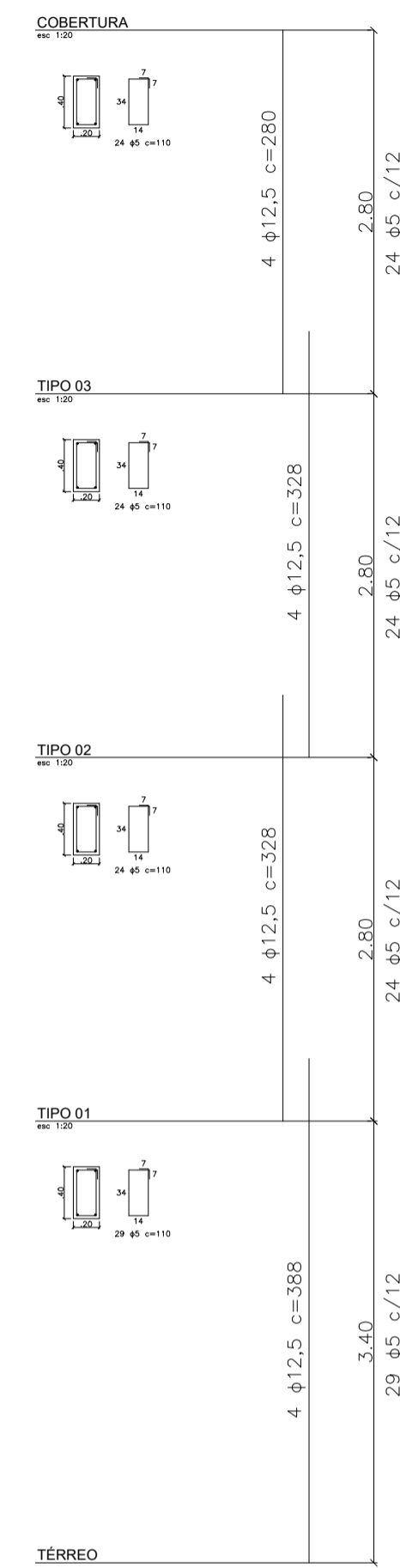


FUNDO
esc 1:50

RESERVATÓRIO			
	BIT (mm)	QUANT	COMPRIMENTO
			UNIT (mm)
PAREDE 1=2	6,3	9	340 3060
	6,3	9	91 819
	10	4	169 676
PAREDE 3=4	6,3	4	169 676
	6,3	16	340 5440
	6,3	16	91 1456
TAMPA	6,3	6	778 4668
	10	4	369 1476
	12,5	4	369 1476
FUNDO	6,3	12	355 4260
	6,3	26	175 4550
	6,3	18	355 6390
	6,3	36	175 6300

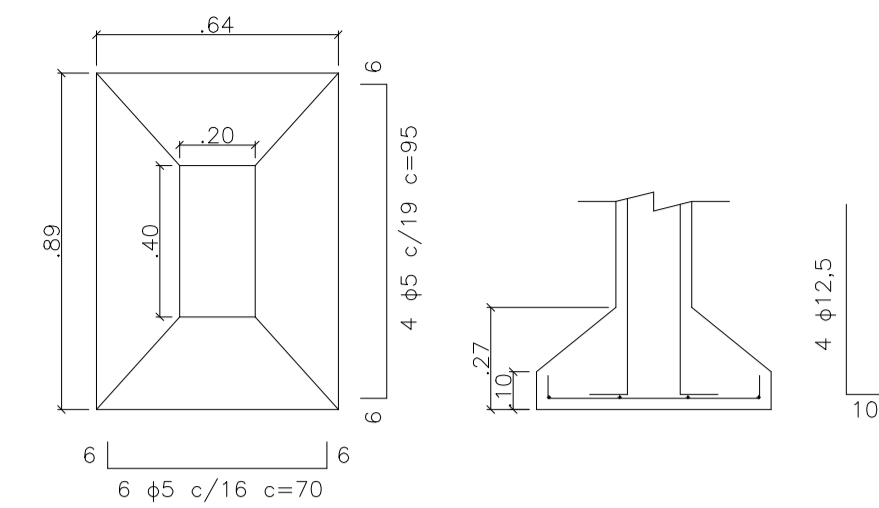
RESUMO AÇO			
BIT (mm)	COMP (mm)	PESO (kg)	
5	432	67	
6,3	570	140	
8	386	153	
10	75	47	
12,5	44	42	

VIGAS COBERTURA			
VIGA	BIT (mm)	QUANT	COMPRIMENTO
			UNIT (mm)
V1	5	54	100 5400
	8	8	645 5160
V2	5	56	100 5600
	8	4	736 2944
V3	8	2	173 346
	5	8	100 800
V4	5	55	100 5500
	8	4	722 2888
V5=V6	5	13	100 1300
	8	4	284 1136
V7=V8	5	15	100 1500
	8	4	254 1016
V9=V15	5	33	100 3300
	8	4	755 3020
V10=V14	5	38	100 3800
	8	1	101 181
V11=V13	8	2	277 1222
	10	3	347 1726
V12	5	22	100 2200
	8	1	100 100
V12	8	2	276 552
	8	2	472 944
V12	10	3	236 708
	5	17	100 1700
V12	8	4	375 1500

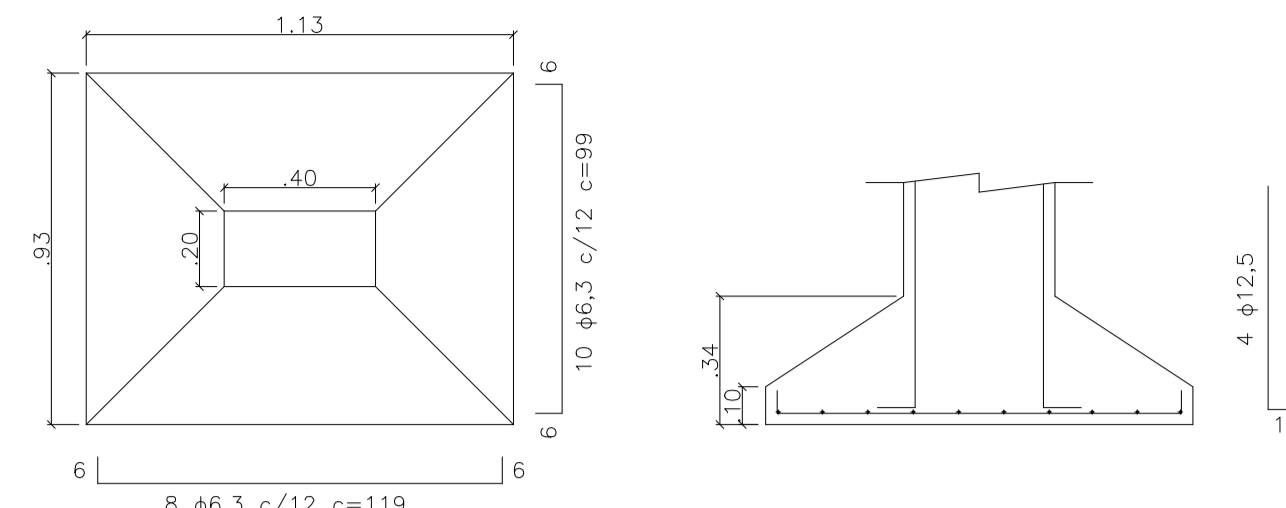


P1 = P2 = P3 = P4 = P5 = P6 = P7 = P10
= P11 = P12 = P13 = P16 = P17
esc 1:50

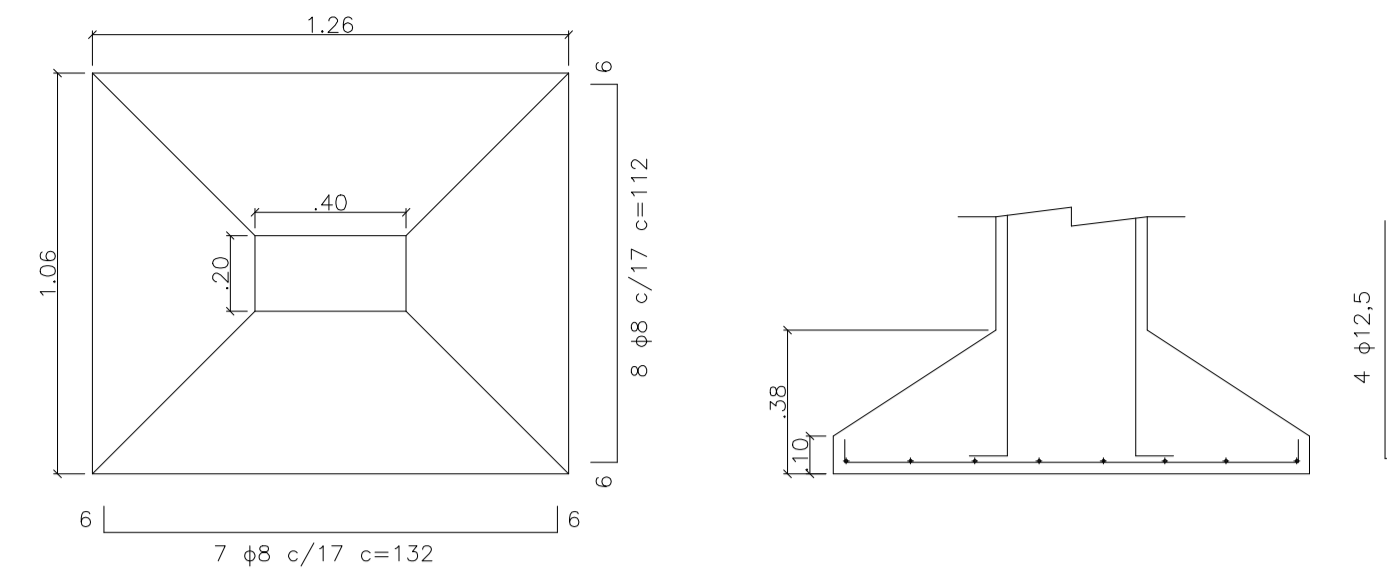
P8 = P9 = P14 = P15
esc 1:50



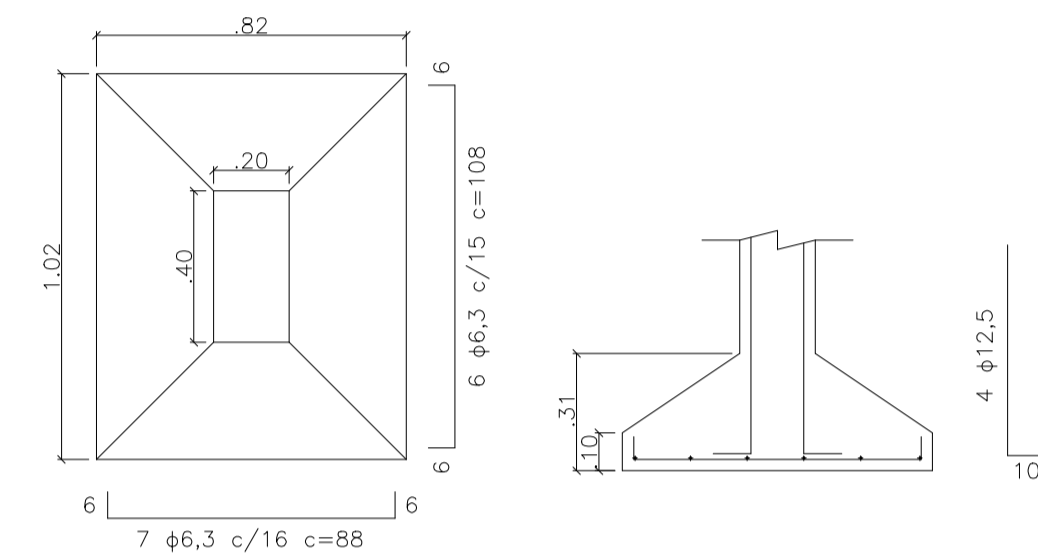
S1 = S5 = S12 = S17
esc 1:20



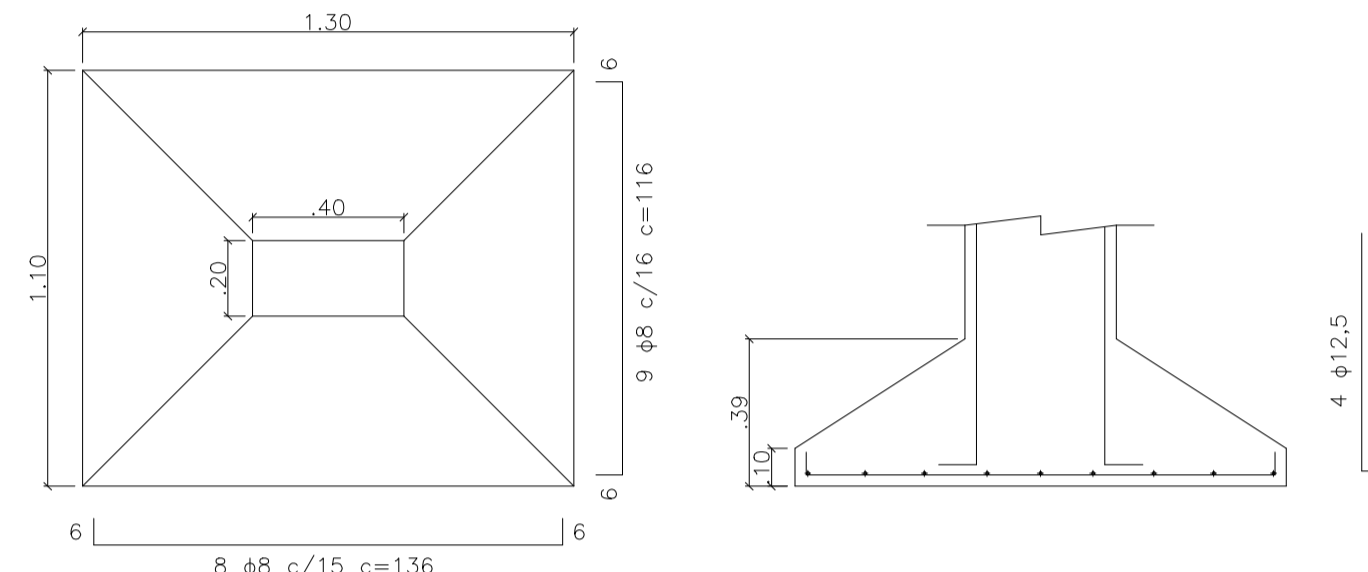
S2 = S4
esc 1:20



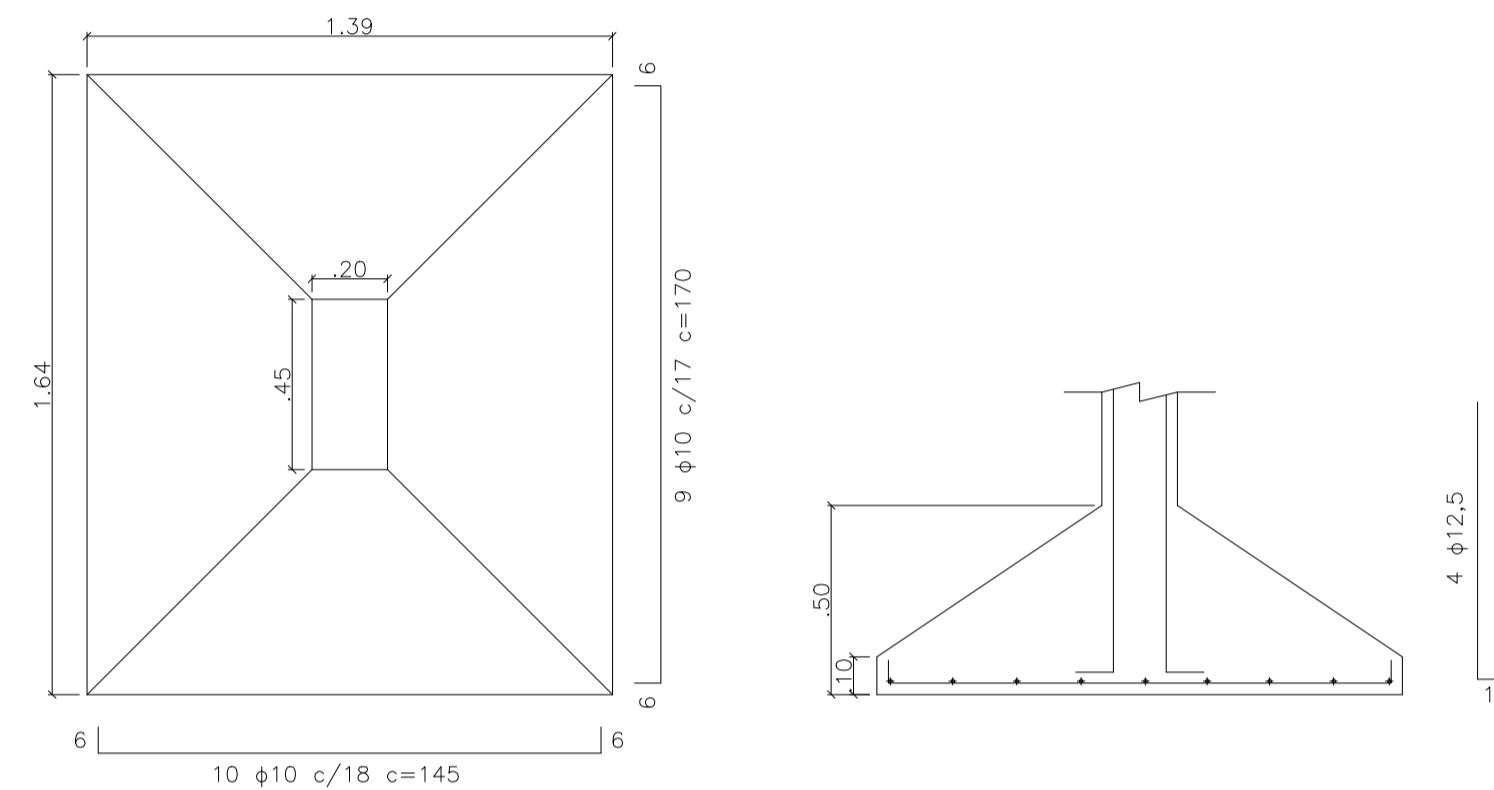
S3
esc 1:20



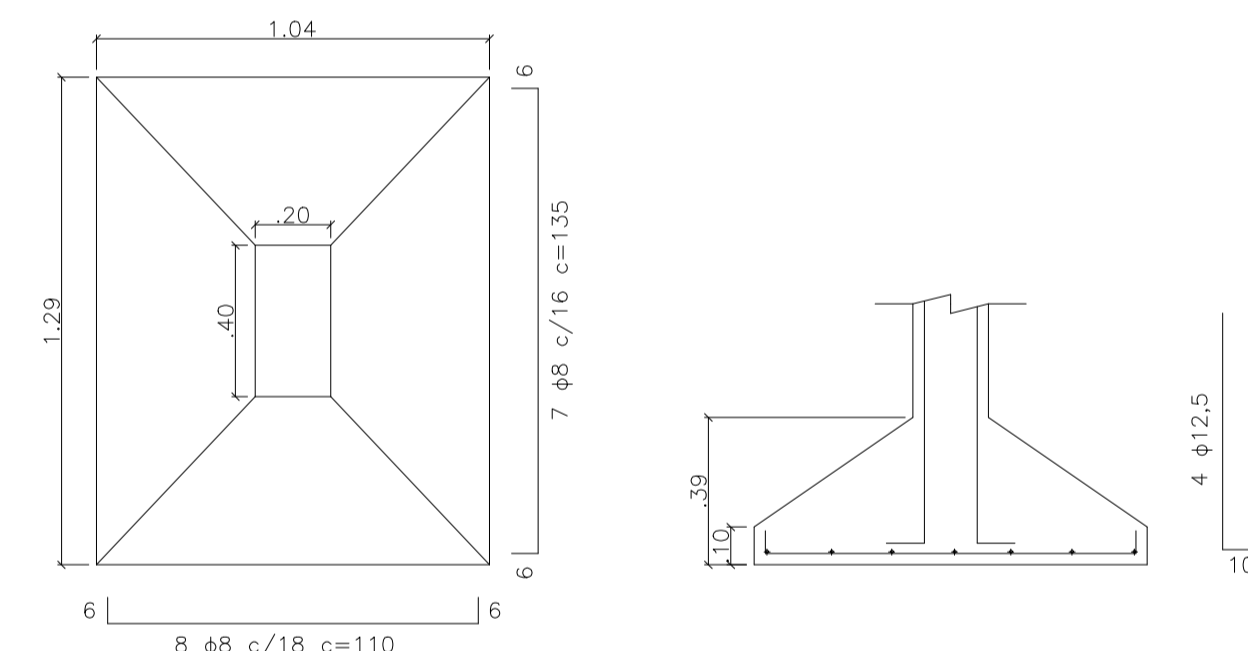
S6 = S11
esc 1:20



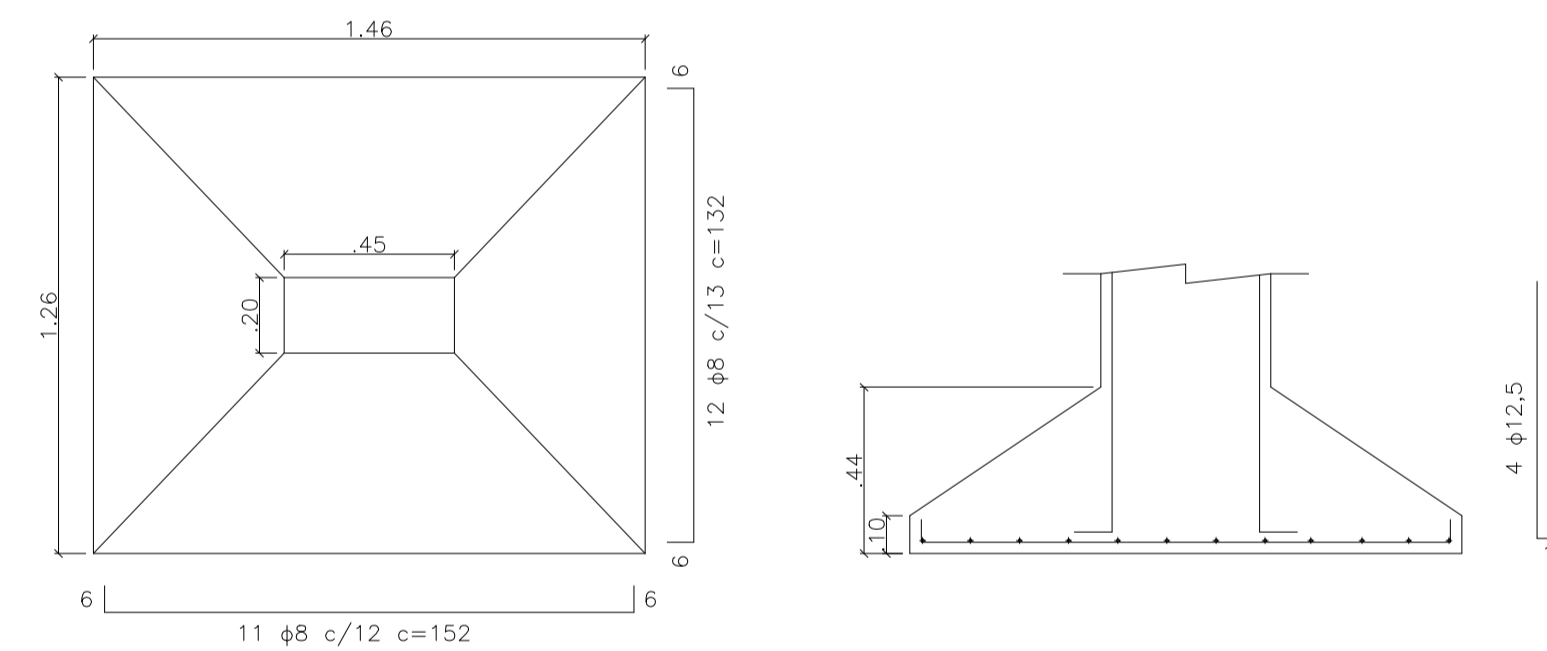
S7 = S10
esc 1:20



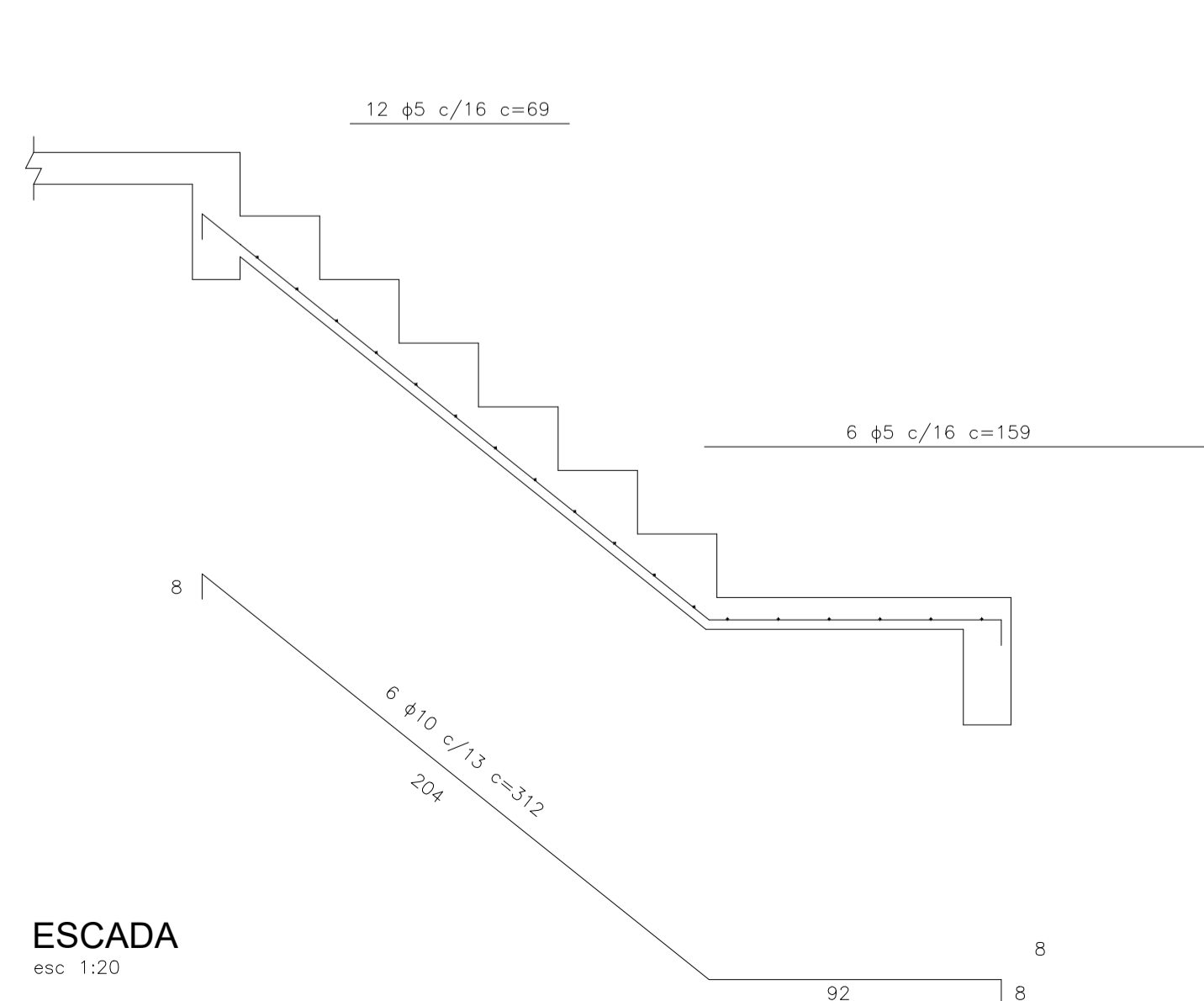
S8 = S9
esc 1:20



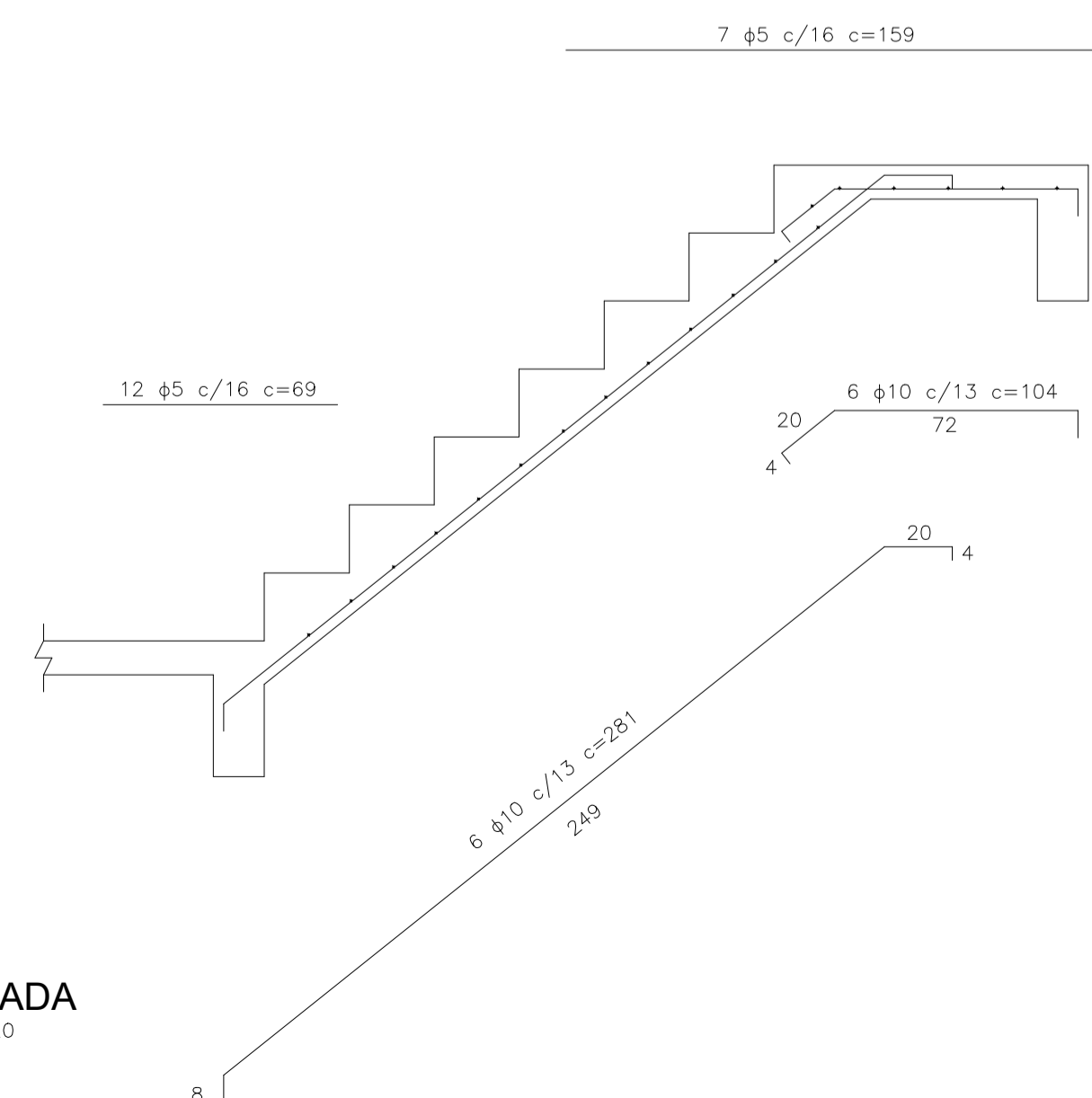
S13 = S16
esc 1:20



S14 = S15
esc 1:20



ESCADA
esc 1:20



ESCADA
esc 1:20

SAPATAS	BIT (mm)	QUANT	COMPRIMENTO	
			UNIT (mm)	TOT (mm)
S1 = S5 = S12 = S17	5	6	70	420
	5	4	95	380
	12,5	4	72	288
S2 = S4	6,3	8	119	952
	6,3	10	99	990
	12,5	4	79	316
S3	8	7	132	924
	8	8	112	896
	12,5	4	83	332
S6 = S11	6,3	7	88	616
	6,3	6	108	648
	12,5	4	76	304
S7 = S10	8	8	136	1088
	8	9	116	1044
	12,5	4	84	336
S8 = S9	10	10	145	1450
	10	9	170	1530
	12,5	4	95	380
S13 = S16	8	8	110	880
	8	7	135	945
	12,5	4	84	336
S14 = S15	8	11	152	1672
	8	12	132	1584
	12,5	4	89	356

PILARES	BIT (mm)	QUANT	COMPRIMENTO	
			UNIT (mm)	TOT (mm)
P1=P2=P3=P4= P5=P6=P7=P10= P11=P12=P13= P16=P17	5	29	110	3190
	5	72	110	7920
	12,5	4	388	1552
	12,5	12	328	3936
	5	29	120	3480
	5	72	120	8640
P8=P9= P14=P15	5	25	120	3000
	12,5	4	388	1552
	12,5	12	328	3936
	12,5	4	280	1120

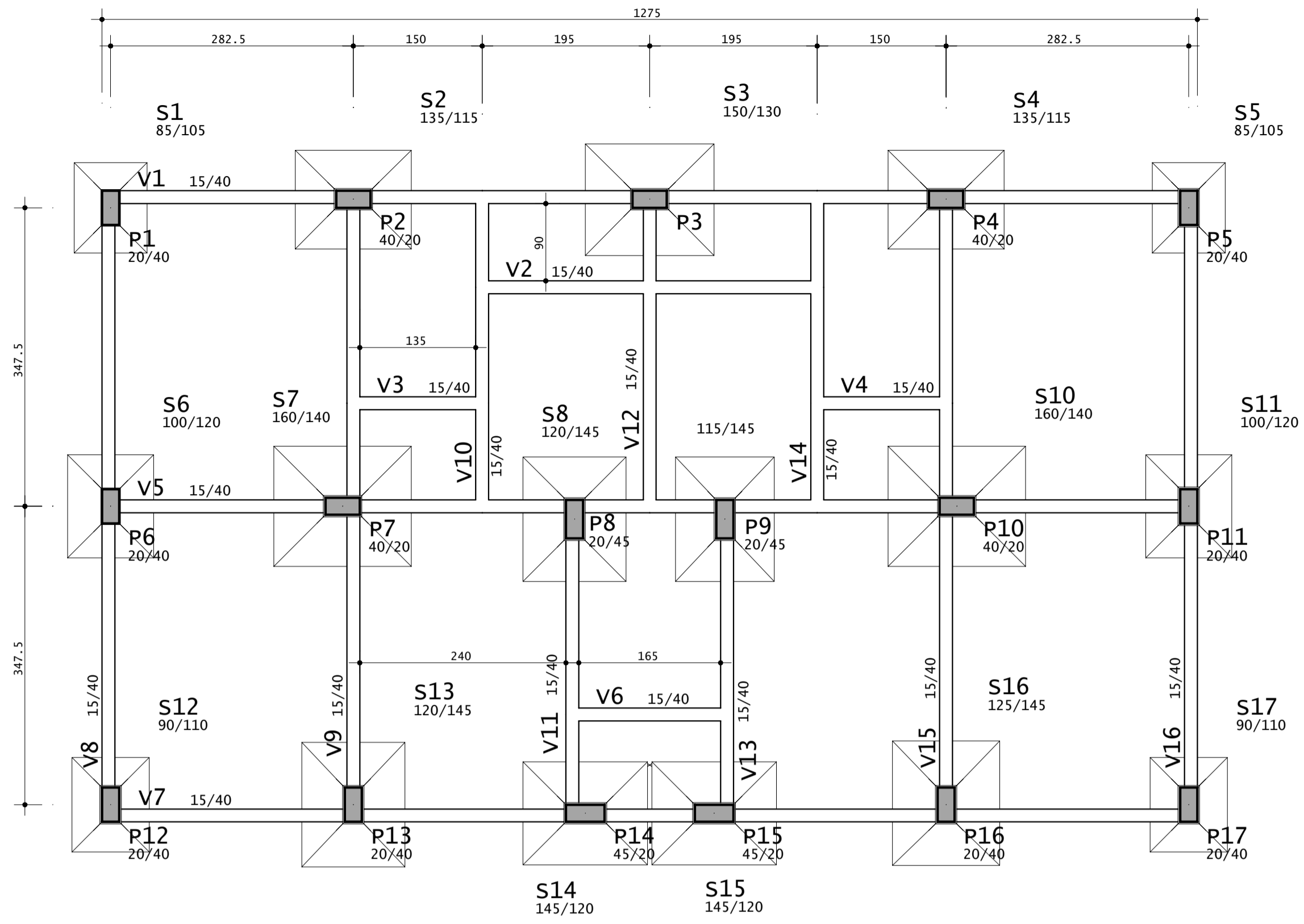
ESCADA	BIT (mm)	QUANT	COMPRIMENTO	
			UNIT (mm)	TOT (mm)
	5	24	69	1656
	5	7	159	1113
	10	6	312	1872
	10	6	104	624
	10	6	281	1686

RESUMO AÇO			
BIT (mm)	COMP (mm)	PESO (kg)	
5	24	69	
6,3	7	159	
8	6	312	
10	6	104	
12,5	6	281	

TÍTULO:	Pilares, Sapatas e Escada		
ASSUNTO:	Dimensionamento Estrutural de um Edifício Multifamiliar		
CLIENTE:	Daniel de Carvalho Araujo	DATA:	15/04/21
ESCALA:	Indicada	FOLHA:	04

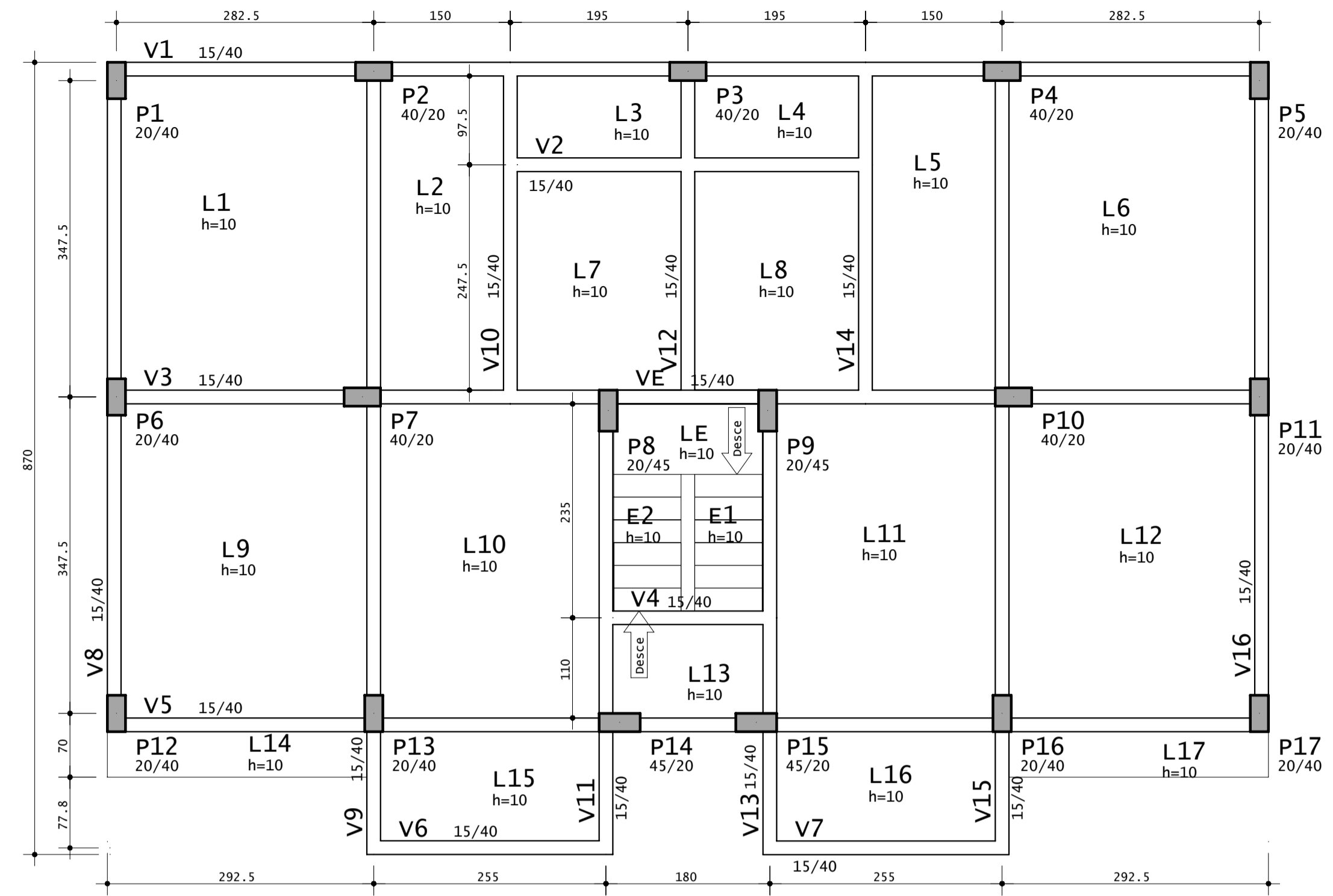
ANEXO C – Pranchas: software TQS

Desenho produzido por versão acadêmica, proibido uso comercial



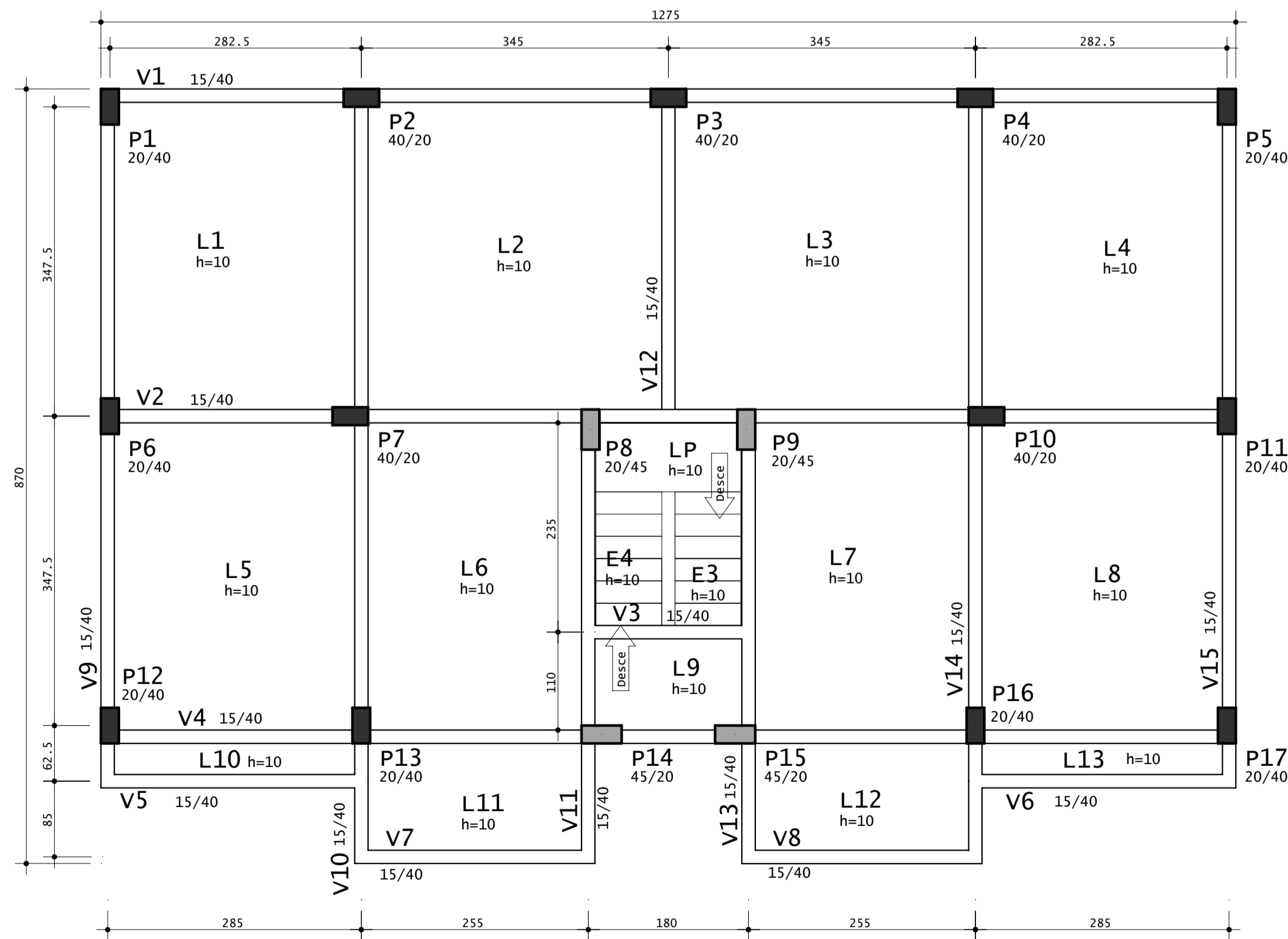
Planta de forma - Térreo

Desenho produzido por versão acadêmica, proibido uso comercial



Planta de forma - Pav Tipo

Desenho produzido por versão acadêmica, proibido uso comercial



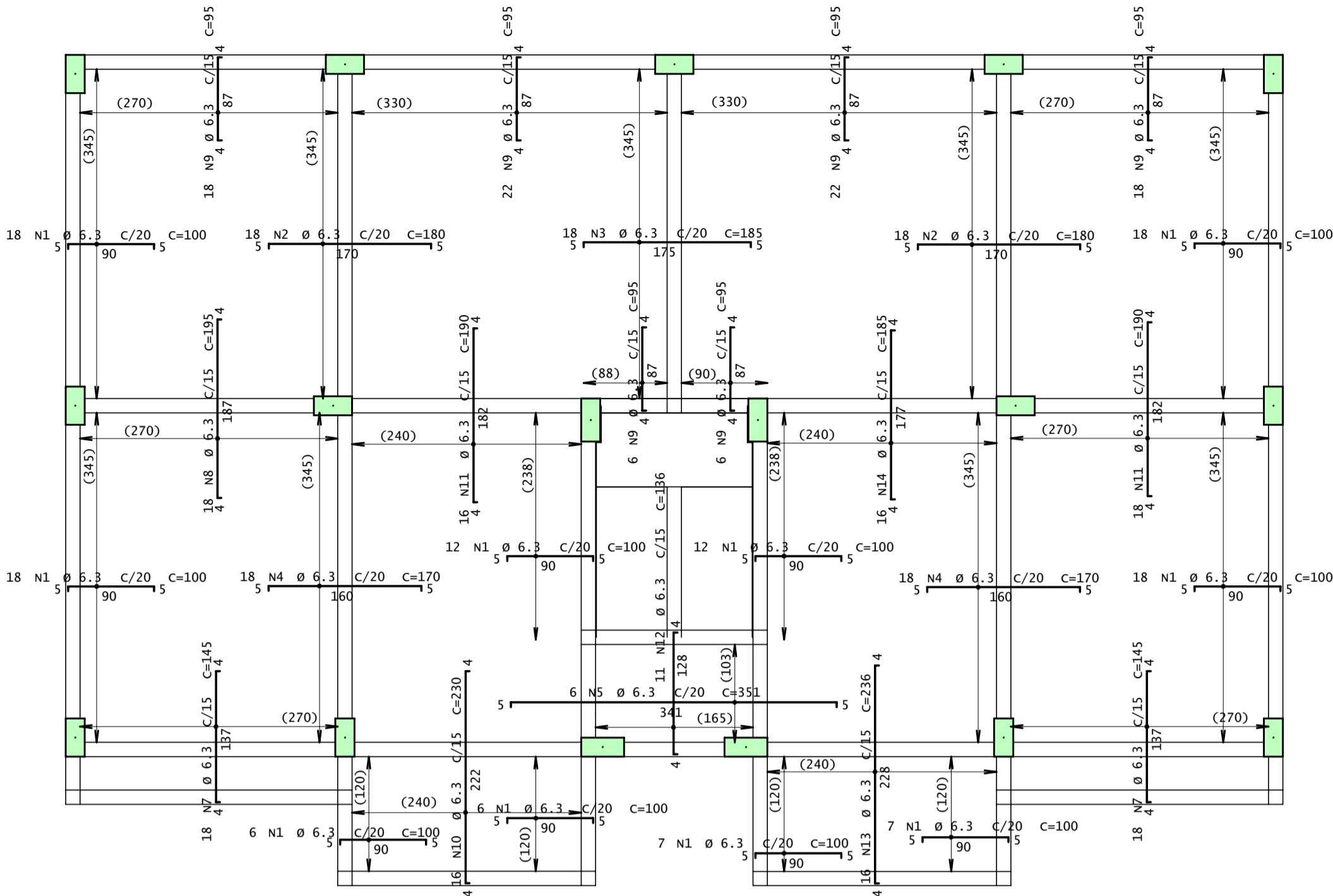
Planta de forma - Cobertura

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

CONCRETO fck = MPA	0010
CLIENTE <i>Daniel de Carvalho Araujo</i>	DES. N.º
OBRA TCC DANIEL	001
TÍTULO <i>Plantas de forma</i>	REV. N.º
	00
DATA 23/04/2021	ESCALA 1:50
DESENHO DAN-TER-FOR-001-R00	COORD.
	ENG.º

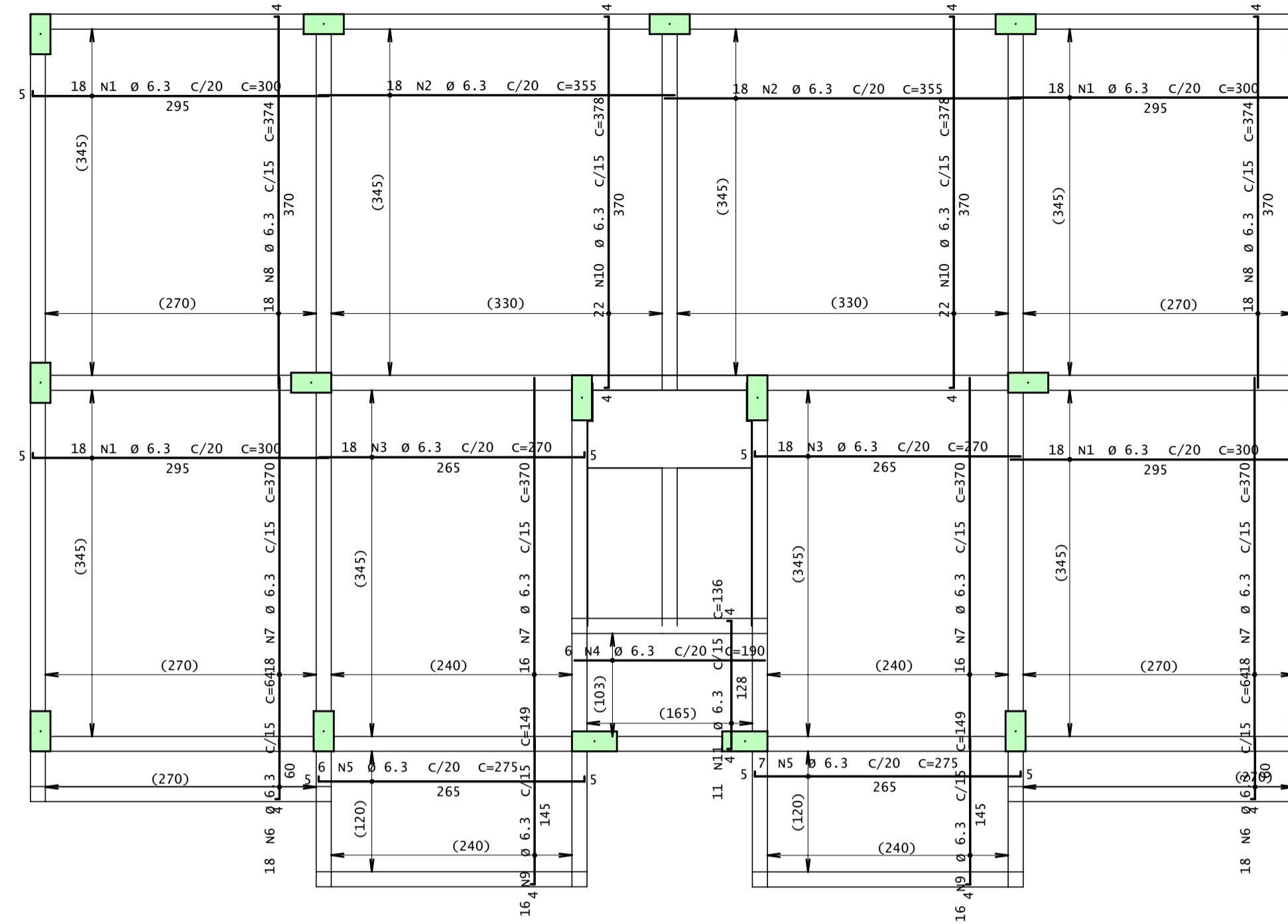
Cobertura - Armadura negativa

1X



Cobertura - Armadura positiva

1X



Desenho produzido por versão acadêmica, proibido uso comercial

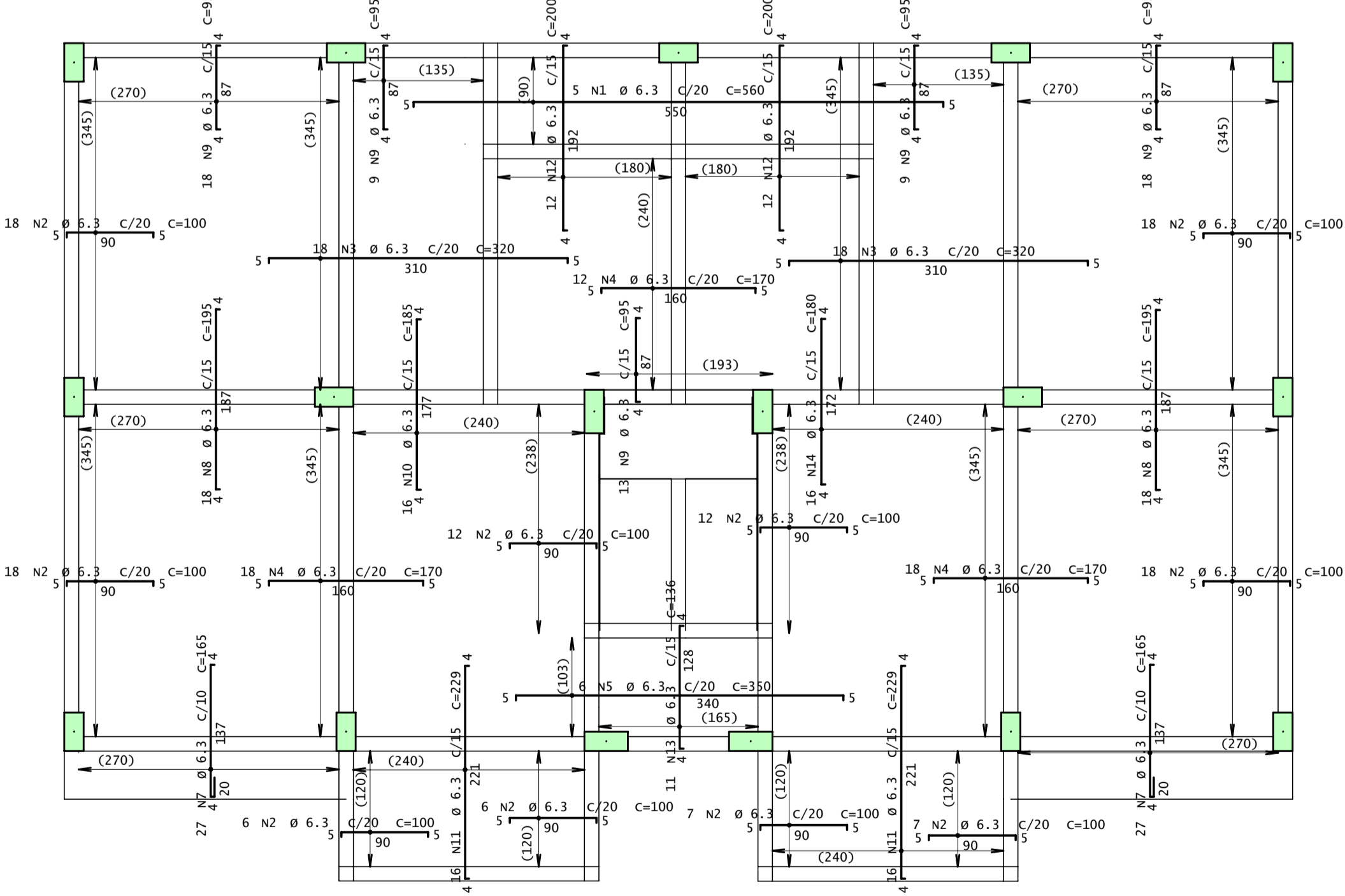
Desenho produzido por versão acadêmica, proibido uso comercial

ACO	POS	BIT (mm)	QUANT	COMPRIMENTO UNIT (cm)	TOTAL (cm)
Pav tipo - Armadura negativa (x3)					
50A	1	6.3	15	560	8400
50A	2	6.3	366	100	36600
50A	3	6.3	108	320	34560
50A	4	6.3	144	170	24480
50A	5	6.3	18	350	6300
50A	7	6.3	162	165	26730
50A	8	6.3	108	195	21060
50A	9	6.3	201	95	19095
50A	10	6.3	48	185	8880
50A	11	6.3	96	229	21984
50A	12	6.3	72	200	14400
50A	13	6.3	33	136	4488
50A	14	6.3	16	180	2880
Cobertura - Armadura negativa					
50A	1	6.3	122	100	12200
50A	2	6.3	36	180	6480
50A	3	6.3	18	185	3330
50A	4	6.3	36	170	6120
50A	5	6.3	6	351	2106
50A	7	6.3	36	145	5220
50A	8	6.3	18	195	3510
50A	9	6.3	92	85	7740
50A	10	6.3	15	230	3450
50A	11	6.3	34	190	6460
50A	12	6.3	11	136	1496
50A	13	6.3	16	236	3776
50A	14	6.3	16	185	2960
Pav tipo - Armadura positiva (x3)					
50A	1	6.3	102	205	20910
50A	2	6.3	216	300	64800
50A	3	6.3	108	160	17280
50A	4	6.3	108	270	29160
50A	5	6.3	18	190	3420
50A	6	6.3	39	275	10725
50A	8	6.3	168	68	11424
50A	9	6.3	204	370	75480
50A	10	6.3	162	374	60588
50A	11	6.3	96	149	14304
50A	12	6.3	72	269	19368
50A	13	6.3	72	119	8568
50A	14	6.3	33	136	4488
Cobertura - Armadura positiva					
50A	1	6.3	72	300	21600
50A	2	6.3	36	355	12780
50A	3	6.3	36	270	9720
50A	4	6.3	6	190	1140
50A	5	6.3	13	275	3575
50A	6	6.3	36	64	2304
50A	7	6.3	68	370	25160
50A	8	6.3	36	374	13464
50A	9	6.3	32	149	4768
50A	10	6.3	44	378	16632
50A	11	6.3	11	136	1496

RESUMO AÇO CA 50-60			
ACO	BIT (mm)	COMPR (m)	PESO (kg)
50A	6.3	7548	1849
Peso Total	50A =		1849 kg

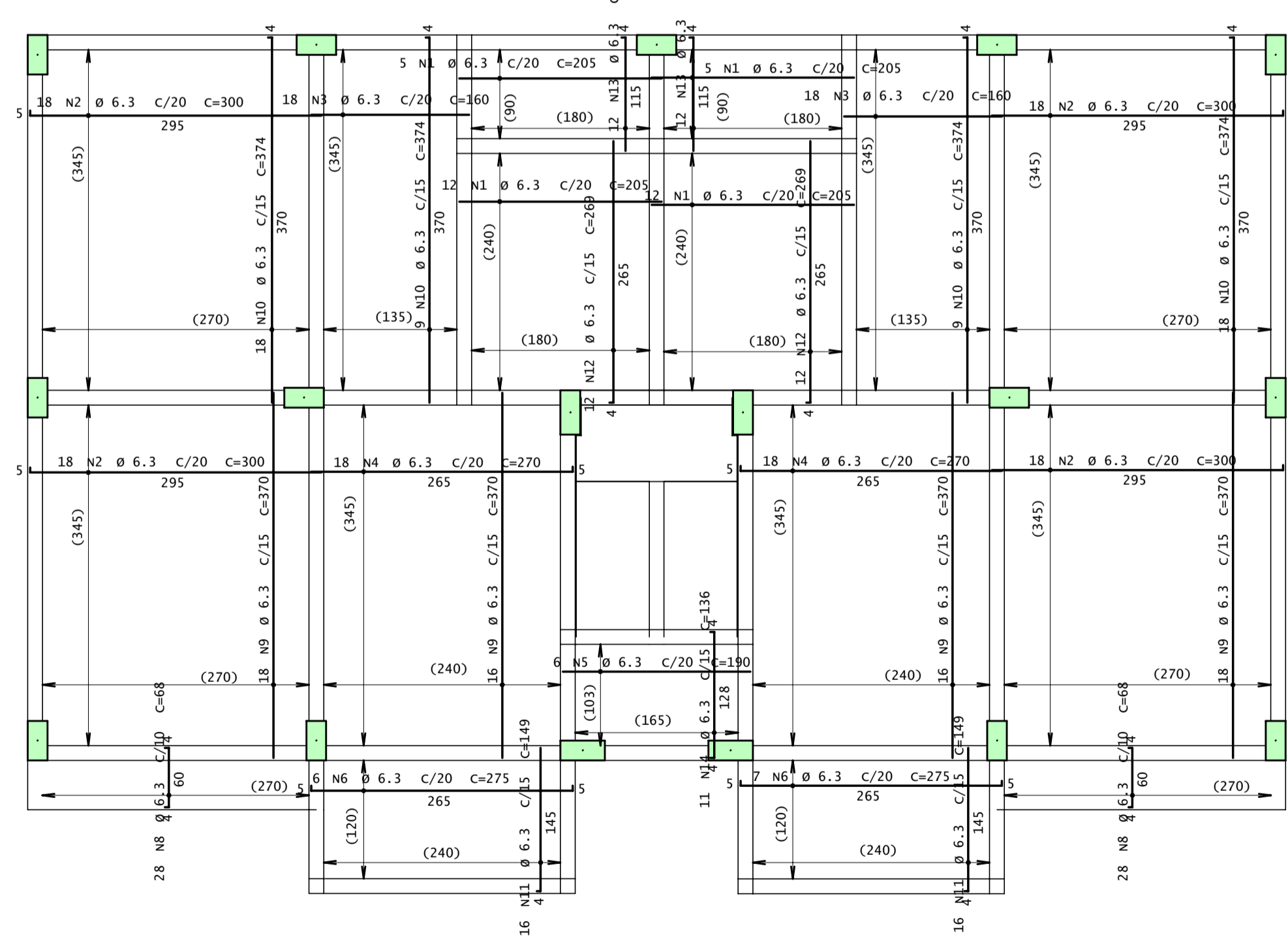
Pav tipo - Armadura negativa

3X



Pav tipo - Armadura positiva

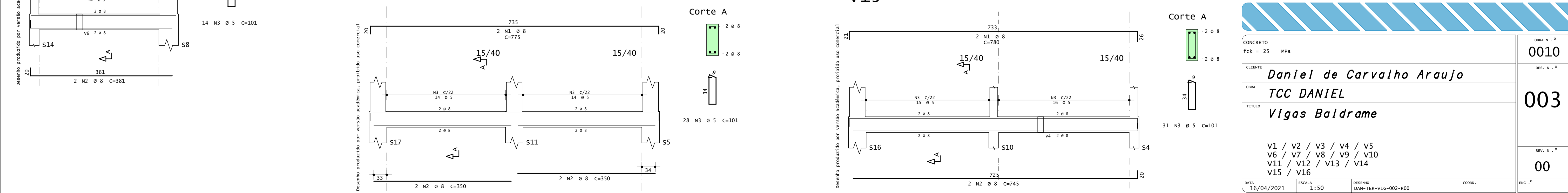
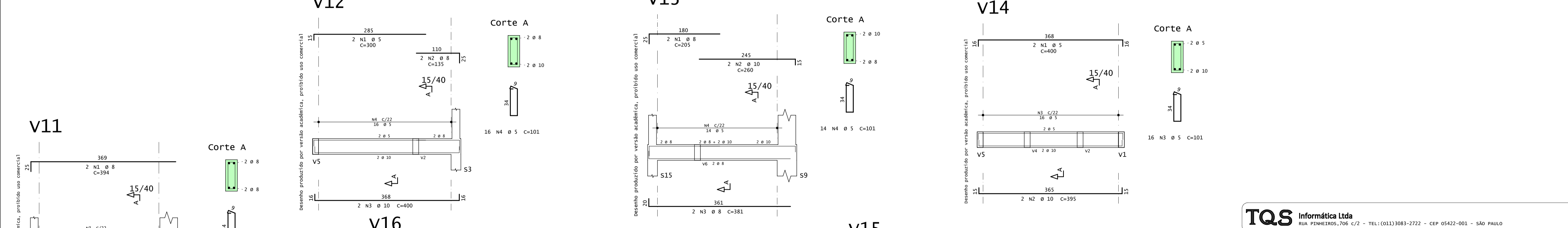
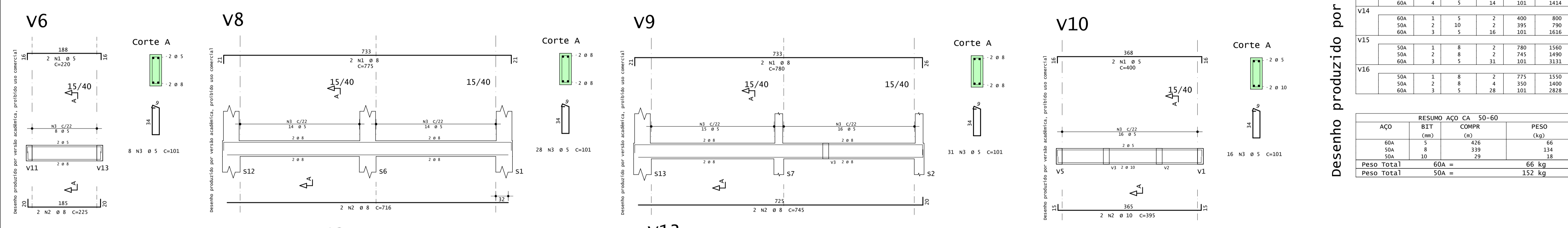
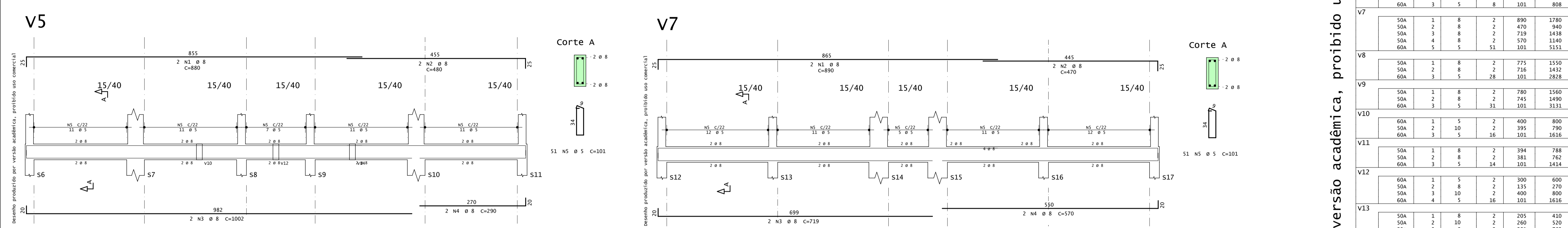
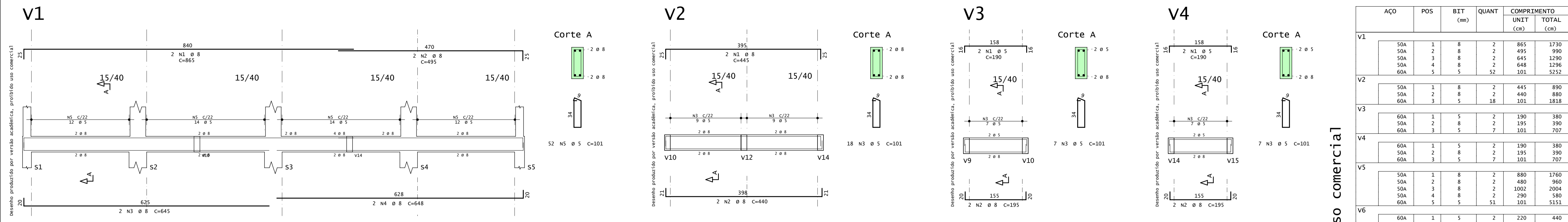
3X



Desenho produzido por versão acadêmica, proibido uso comercial

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

CONCRETO fck = 25 MPA	OBRA N.º 0010
CLIENTE Daniel de Carvalho Araujo	DES. N.º 002
OBRA TCC DANIEL	REV. N.º 00
TITULO Armação das lajes	
Cobertura - Armadura negativa Cobertura - Armadura positiva Pav tipo - Armadura negativa Pav tipo - Armadura positiva	
DATA 25/04/2021	ESCALA 1:50
DESENHO DANI-PAV-LAJ-010-800	COORD.



Desenho produzido por versão acadêmica, proibido uso comercial

AÇO	POS	BIT (mm)	QUANT	COMPRIMENTO		
				UNIT (cm)	TOTAL (cm)	
V1	50A	1	8	2	865	1730
	50A	2	8	2	495	990
	50A	3	8	2	645	1290
	60A	5	5	52	648	1236
	60A	5	5	52	101	5252
V2	50A	1	8	2	445	890
	50A	2	8	2	440	880
	60A	3	5	18	101	1818
V3	60A	1	5	2	190	380
	50A	2	8	2	195	390
	60A	3	5	7	101	707
V4	60A	1	5	2	190	380
	50A	2	8	2	195	390
	60A	3	5	7	101	707
V5	50A	1	8	2	880	1760
	50A	2	8	2	480	960
	50A	3	5	1002	2004	2004
	50A	4	8	2	290	580
	60A	5	5	51	101	5151
V6	60A	1	5	2	220	440
	50A	2	8	2	235	450
	60A	3	5	8	101	808
V7	50A	1	8	2	890	1780
	50A	2	8	2	470	940
	50A	3	8	2	719	1438
	50A	4	8	2	570	1140
	60A	5	5	51	101	5151
V8	50A	1	8	2	775	1550
	50A	2	8	2	716	1432
	60A	3	5	28	101	2828
V9	50A	1	8	2	780	1560
	50A	2	8	2	745	1490
	60A	3	5	31	101	3131
V10	60A	1	5	2	400	800
	50A	2	10	2	395	790
	60A	3	5	16	101	1616
V11	50A	1	8	2	394	788
	50A	2	8	2	381	762
	60A	3	5	14	101	1414
V12	60A	1	5	2	300	600
	50A	2	8	2	135	270
	50A	3	10	2	400	800
	60A	4	5	16	101	1616
V13	50A	1	8	2	205	410
	50A	2	10	2	260	520
	50A	3	8	2	381	762
	60A	4	5	14	101	1414
V14	60A	1	5	2	400	800
	50A	2	10	2	395	790
	60A	3	5	16	101	1616
V15	50A	1	8	2	780	1560
	50A	2	8	2	745	1490
	60A	3	5	31	101	3131
V16	50A	1	8	2	775	1550
	50A	2	8	2	350	1400
	60A	3	5	28	101	2828

RESUMO AÇO CA 50-60			
AÇO	BIT (mm)	COMPR (cm)	PESO (kg)
60A	5	426	66
50A	8	339	134
50A	10	29	18
Peso Total		60A =	66 kg
Peso Total		50A =	152 kg

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

CONCRETO
fck = 25 MPA

CLIENTE: **Daniel de Carvalho Araujo**

OBRA: **TCC DANIEL**

TÍTULO: **Vigas Baldrame**

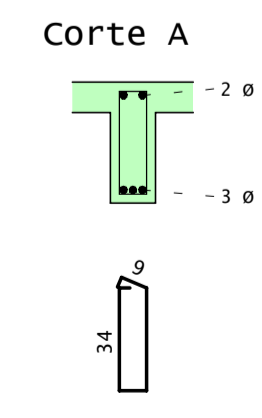
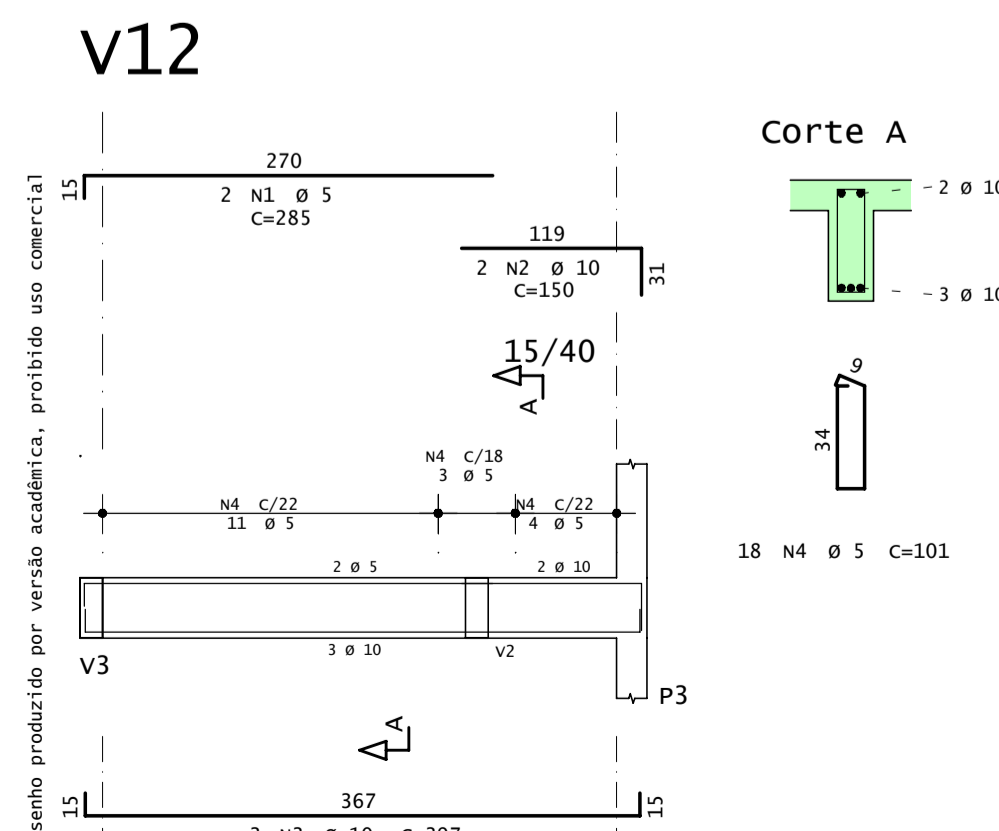
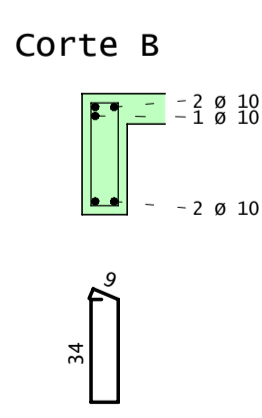
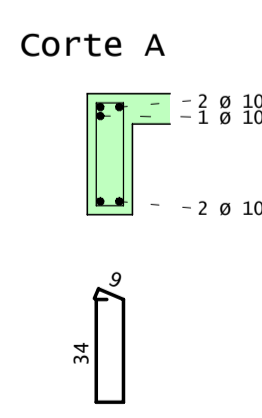
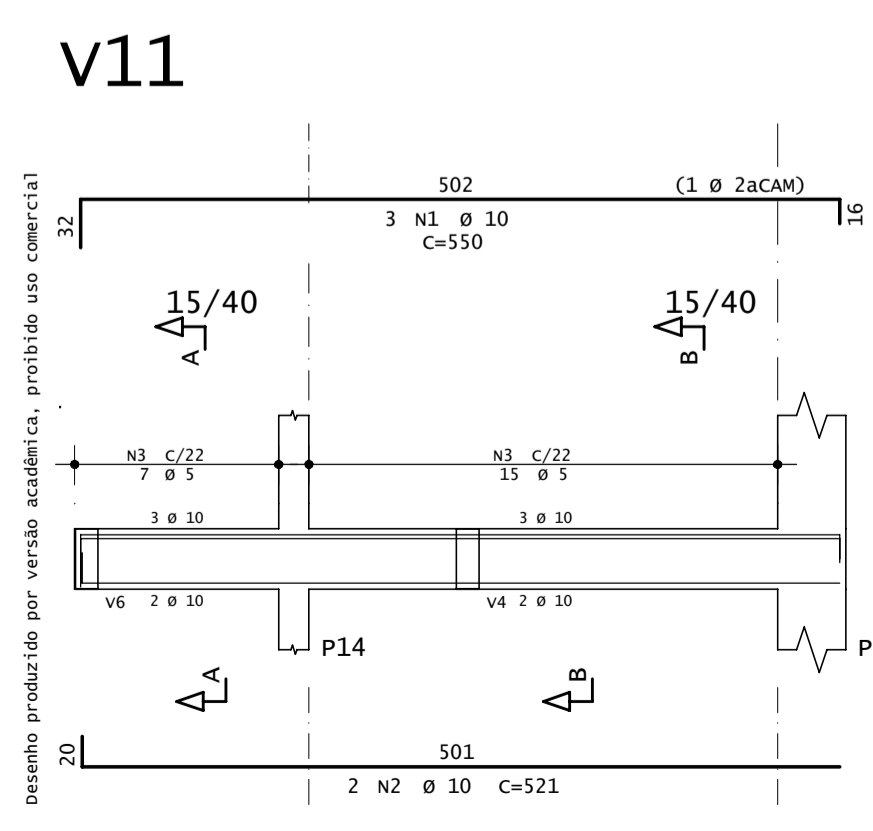
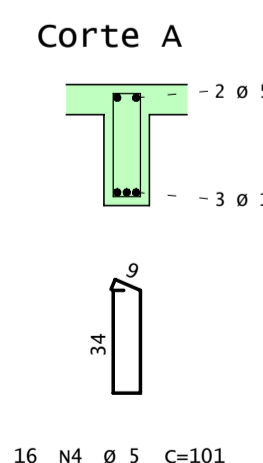
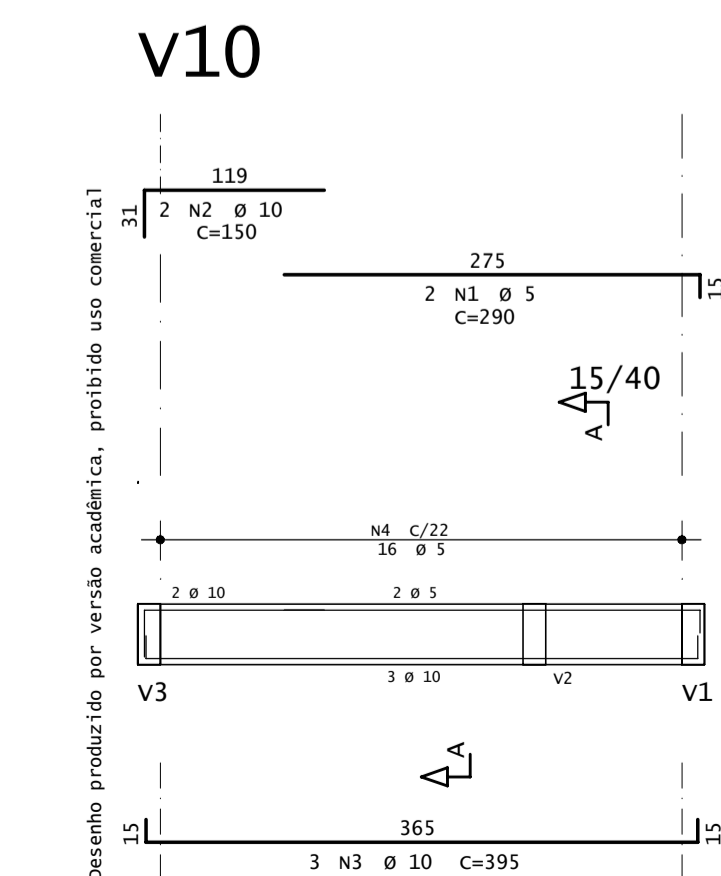
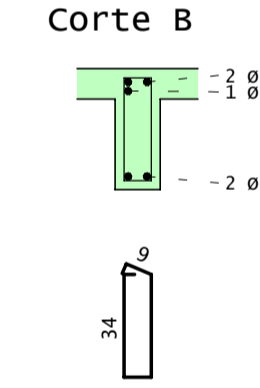
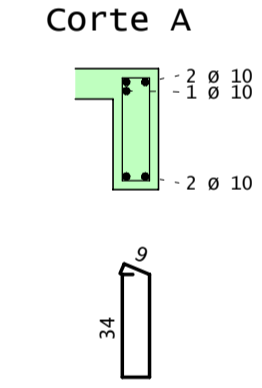
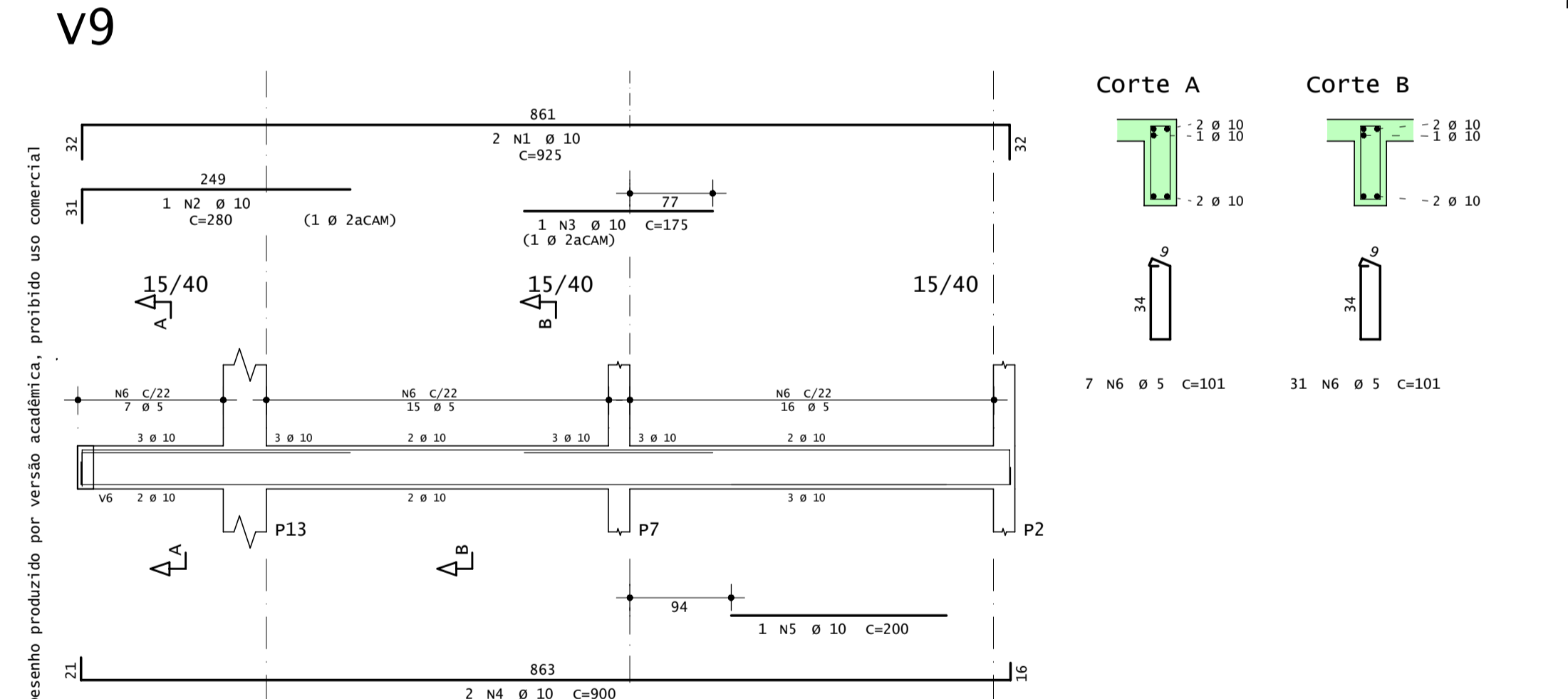
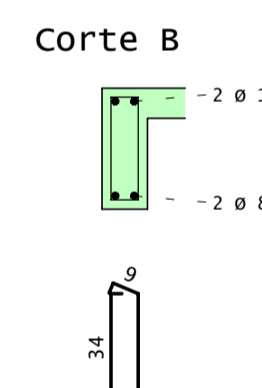
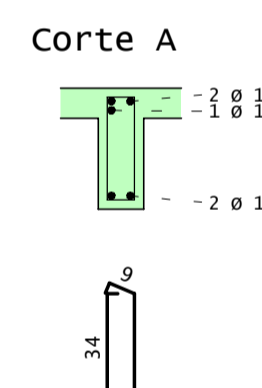
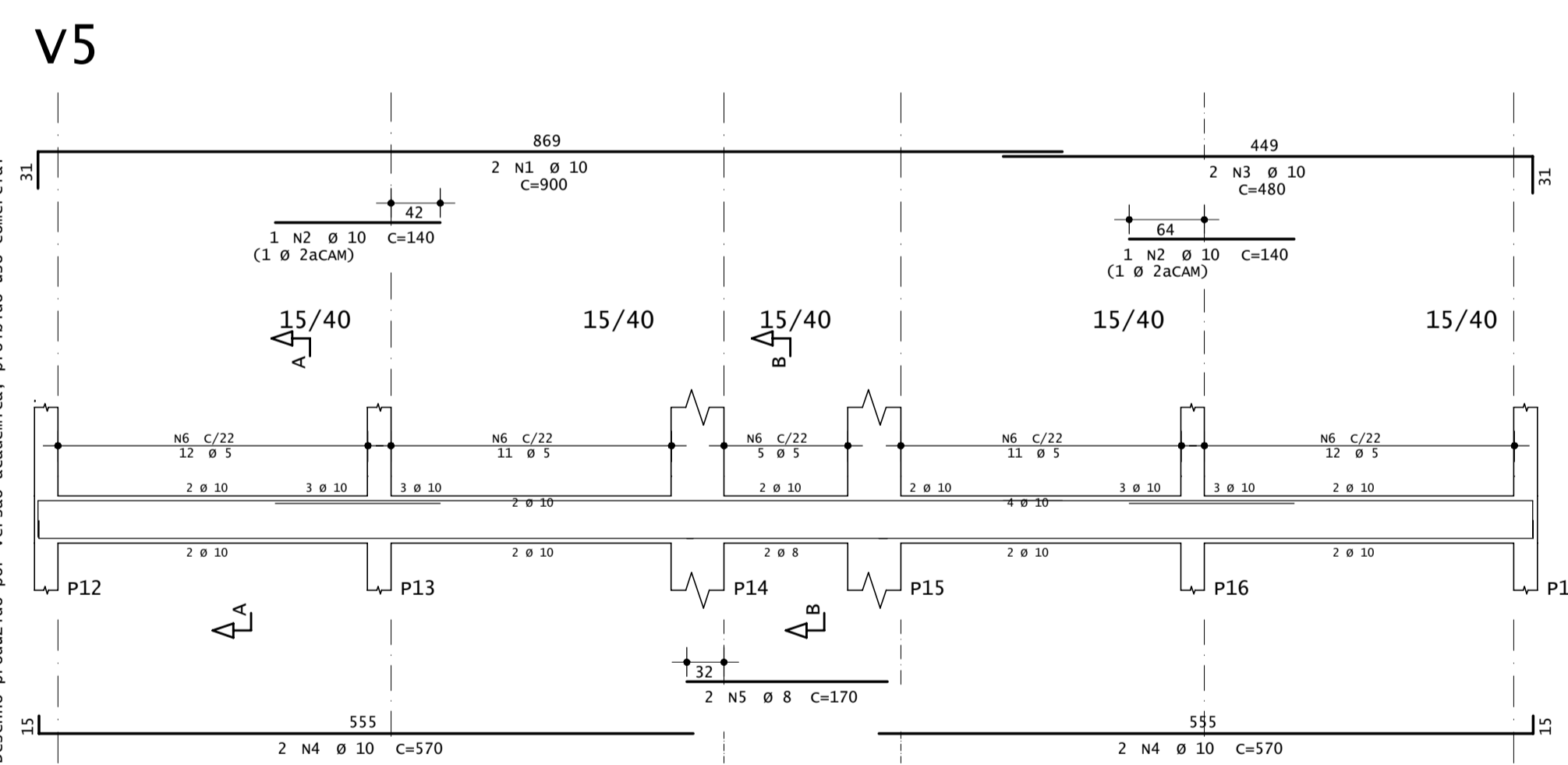
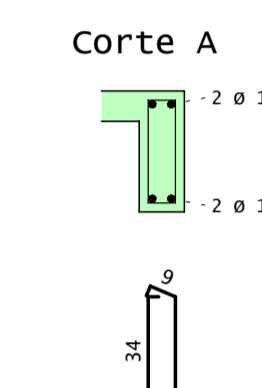
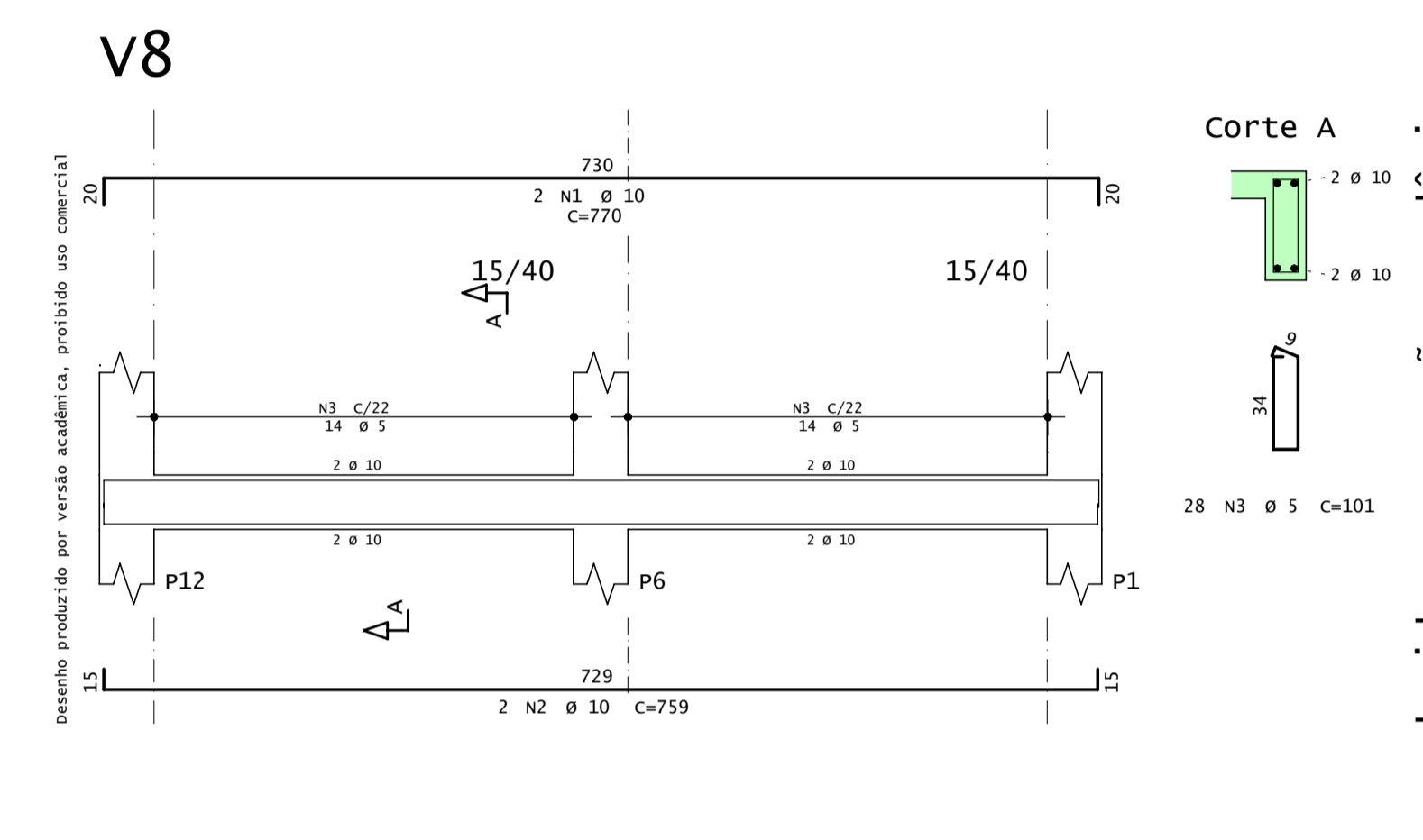
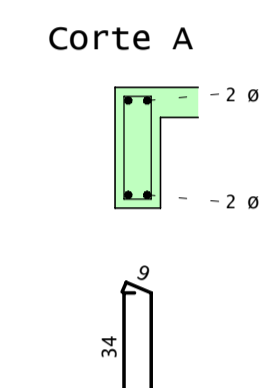
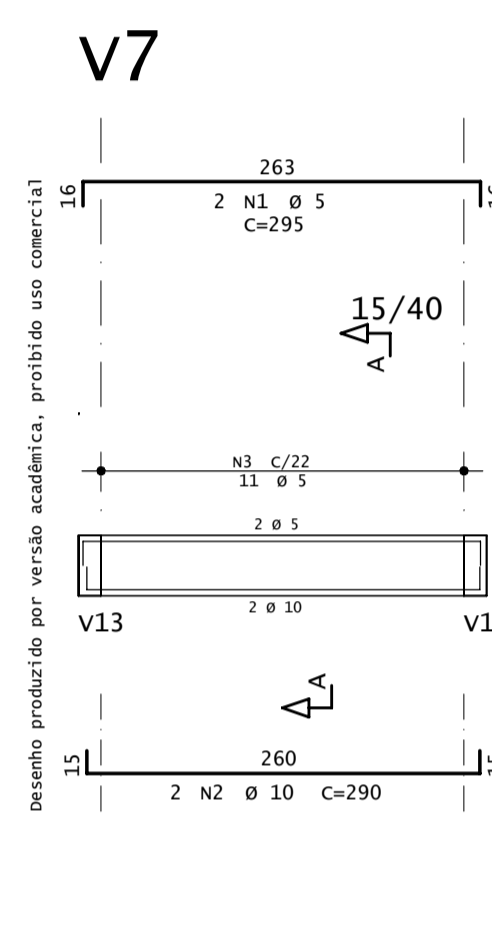
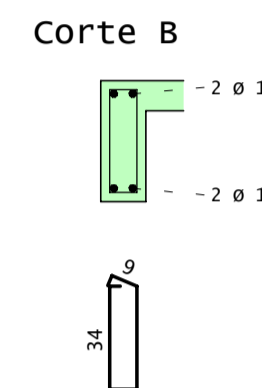
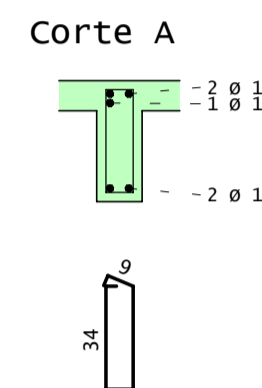
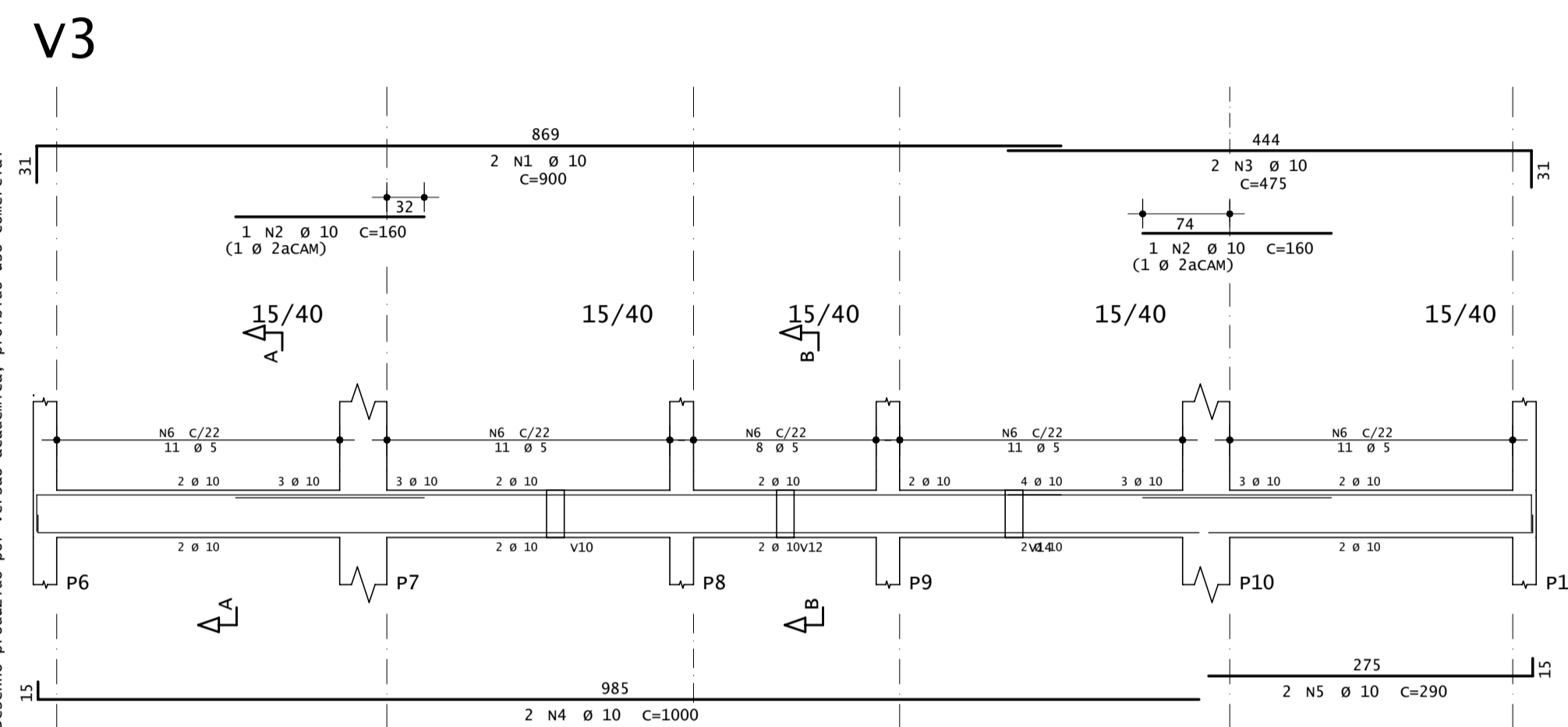
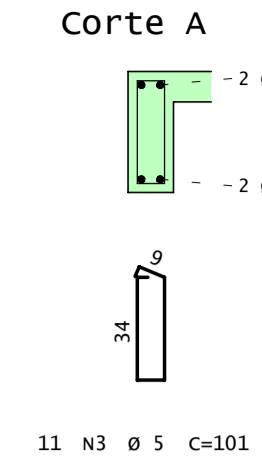
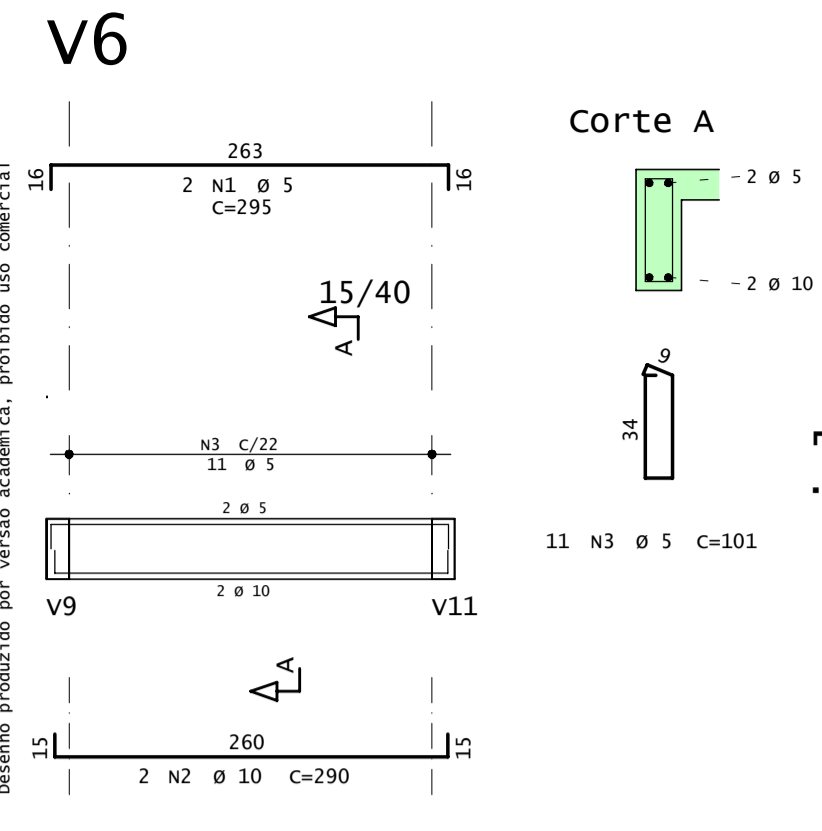
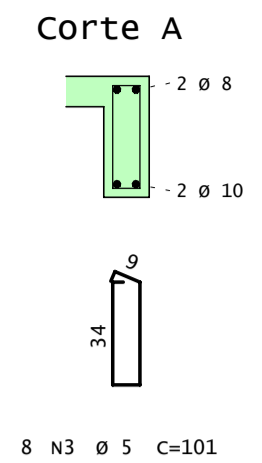
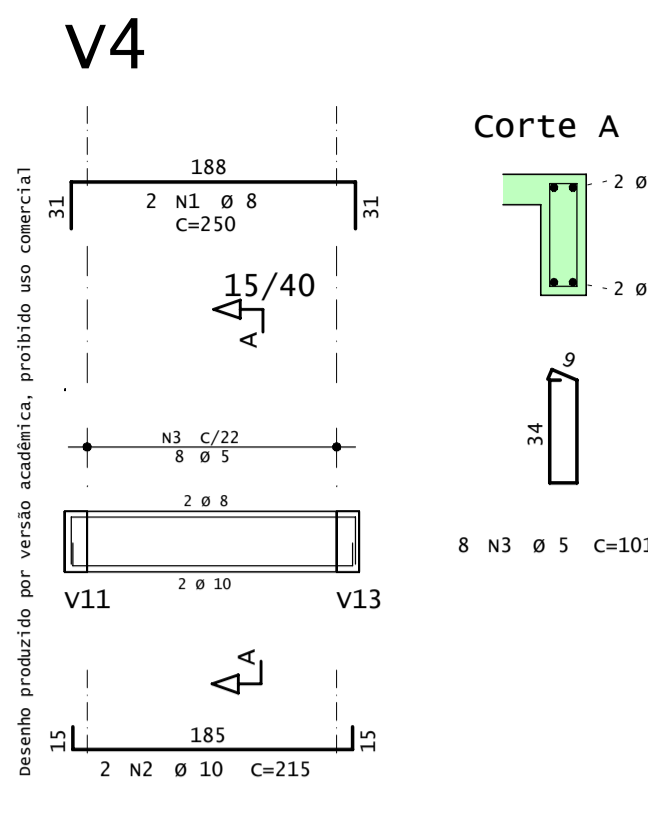
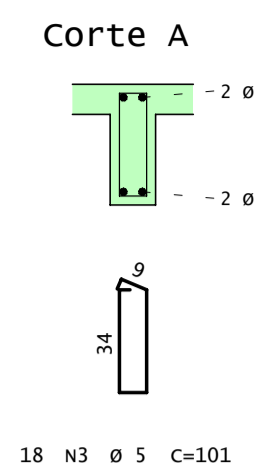
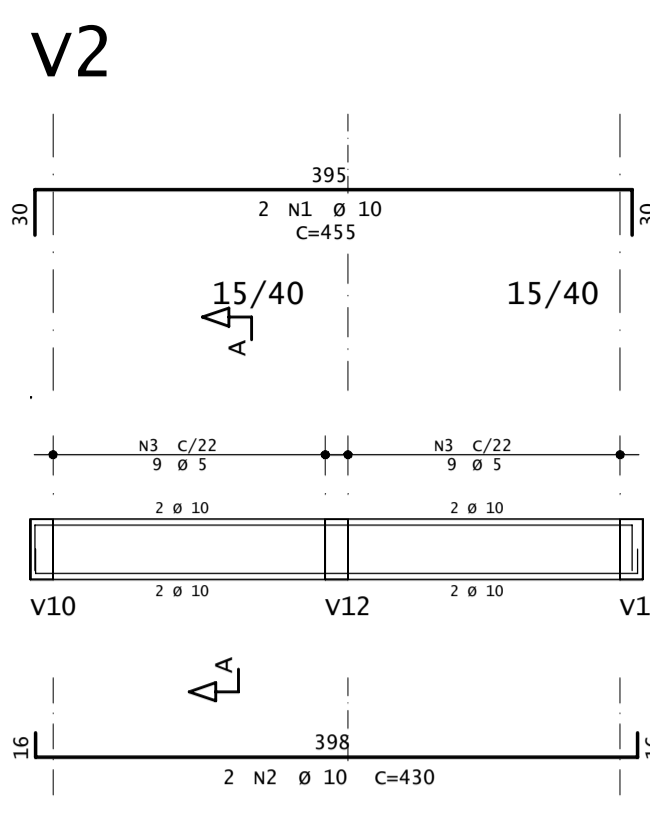
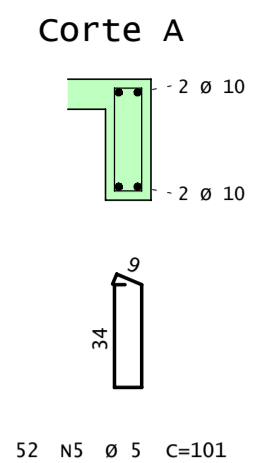
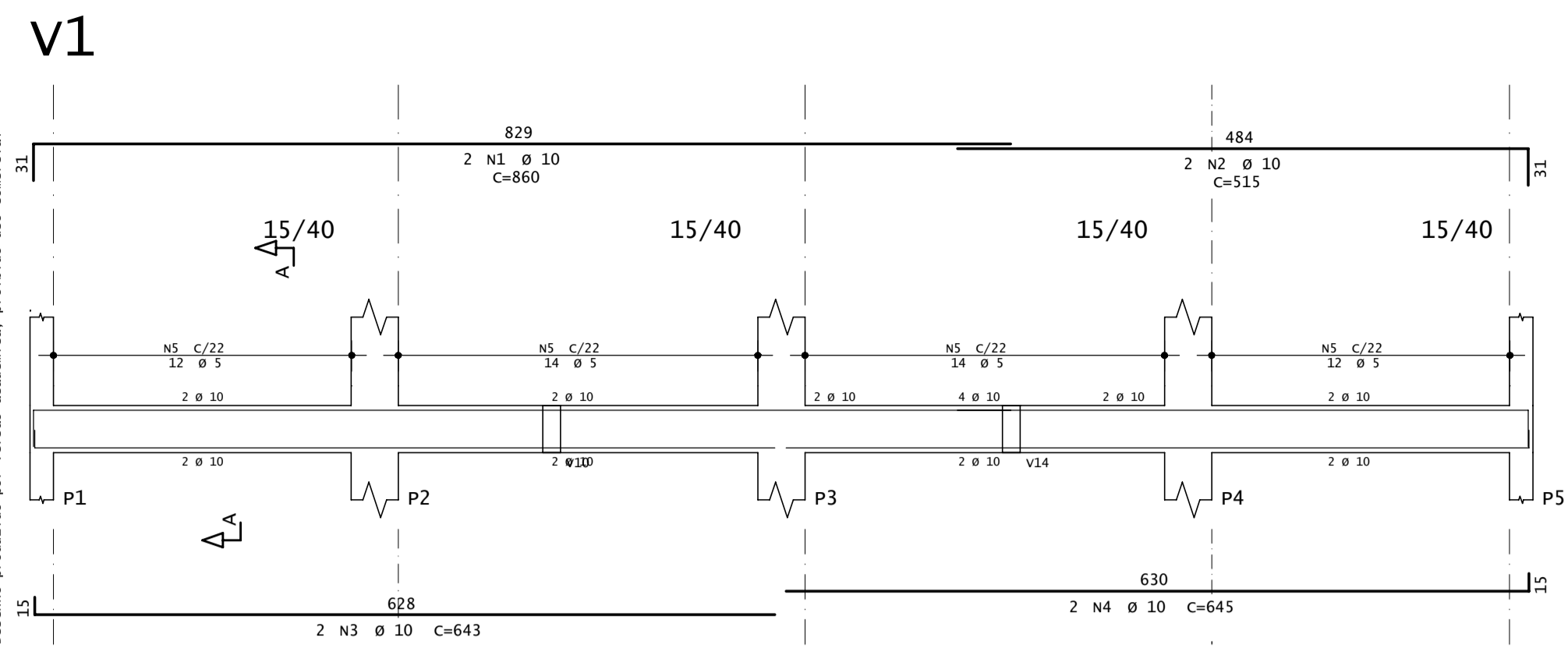
OBRA N.º: **0010**

DES. N.º: **003**

REV. N.º: **00**

DATA: 16/04/2021 | ESCALA: 1:50 | PROJETO: DAN-TER-VIG-002-R00 | COORD.: ENG.º

CENTRO DE CIÊNCIAS E TEC. AGRICOLAS - C.TOS/DANIEL_TCCPinas/DAN-TER-VIG-002 / 07052021 08:37:16 / Esc:1:0 / 001001



Desenho produzido por versão acadêmica, proibido uso comercial

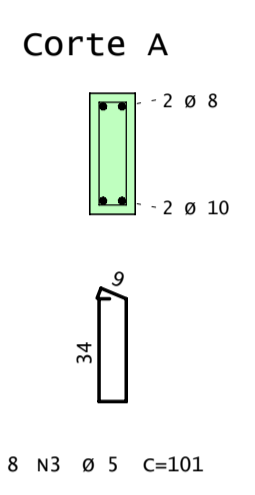
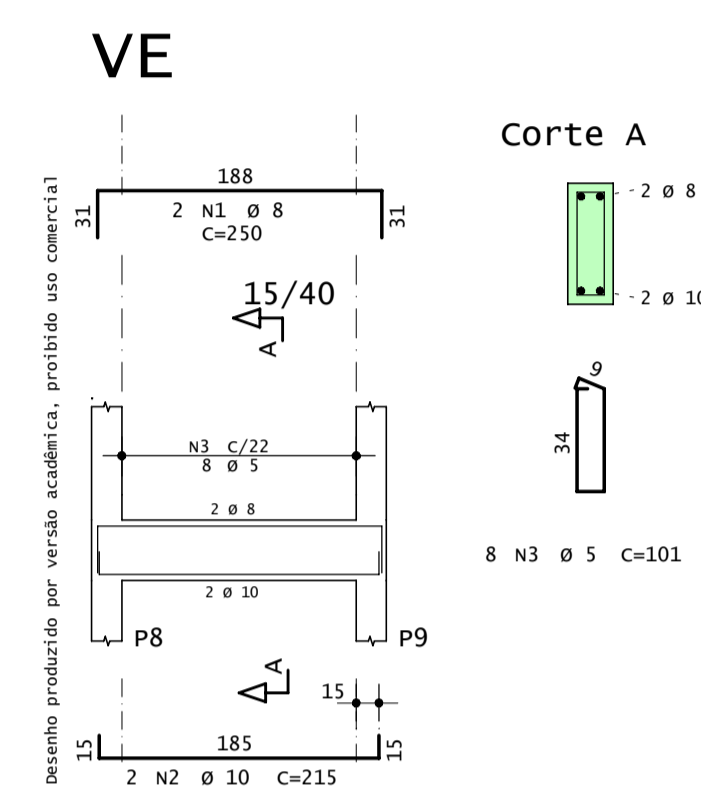
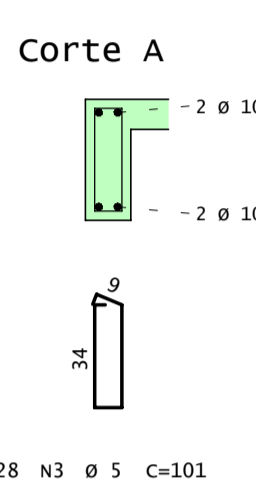
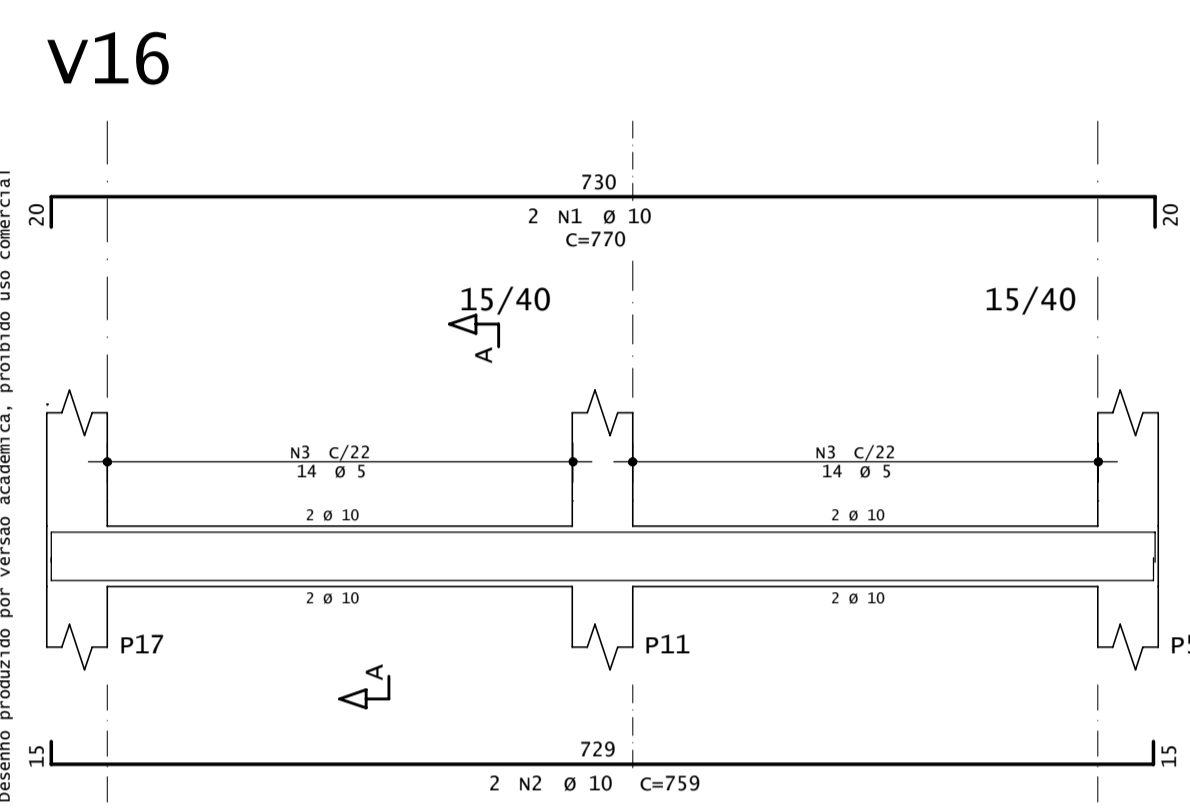
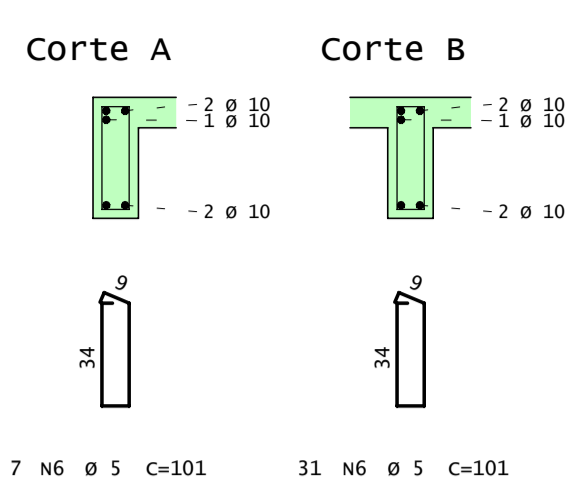
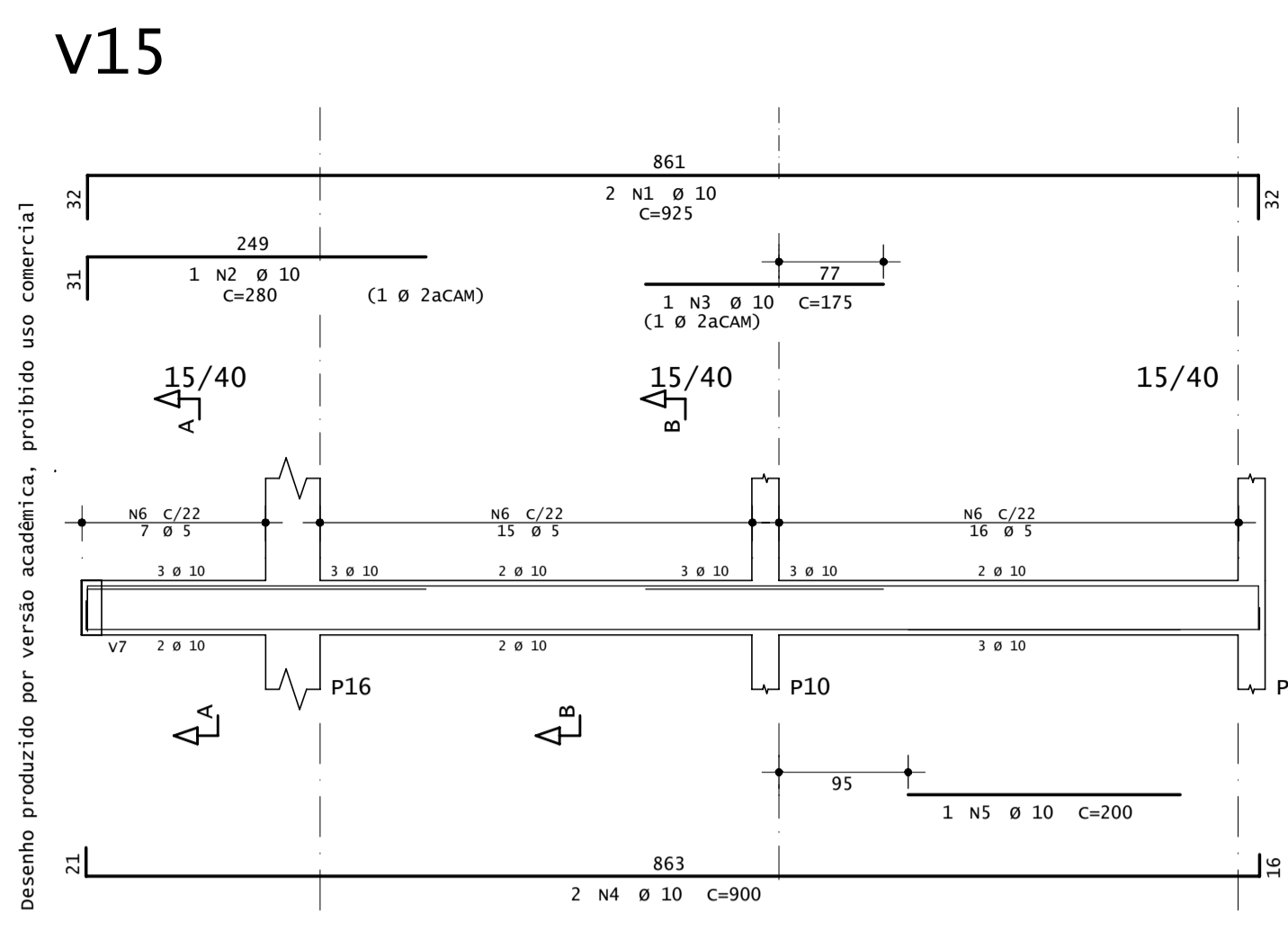
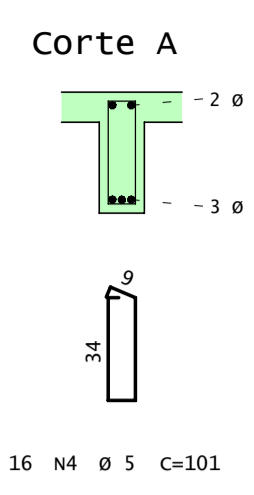
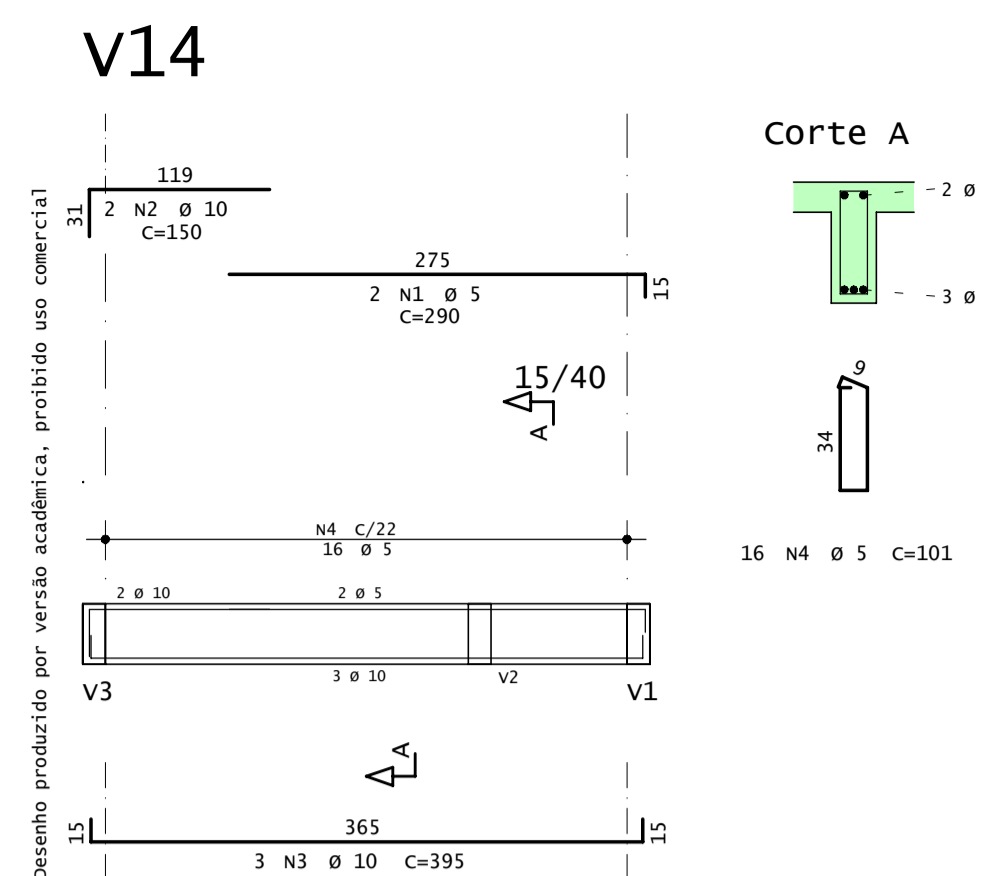
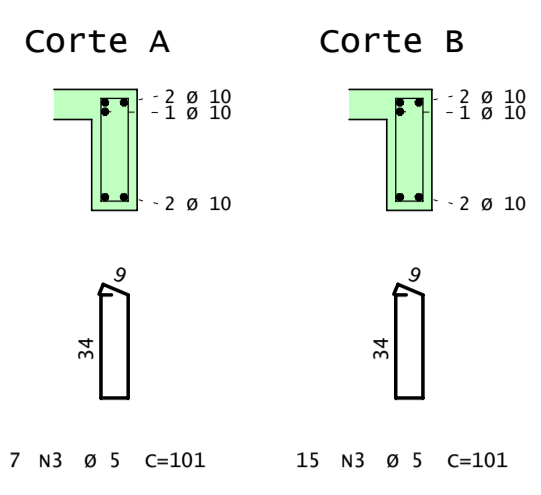
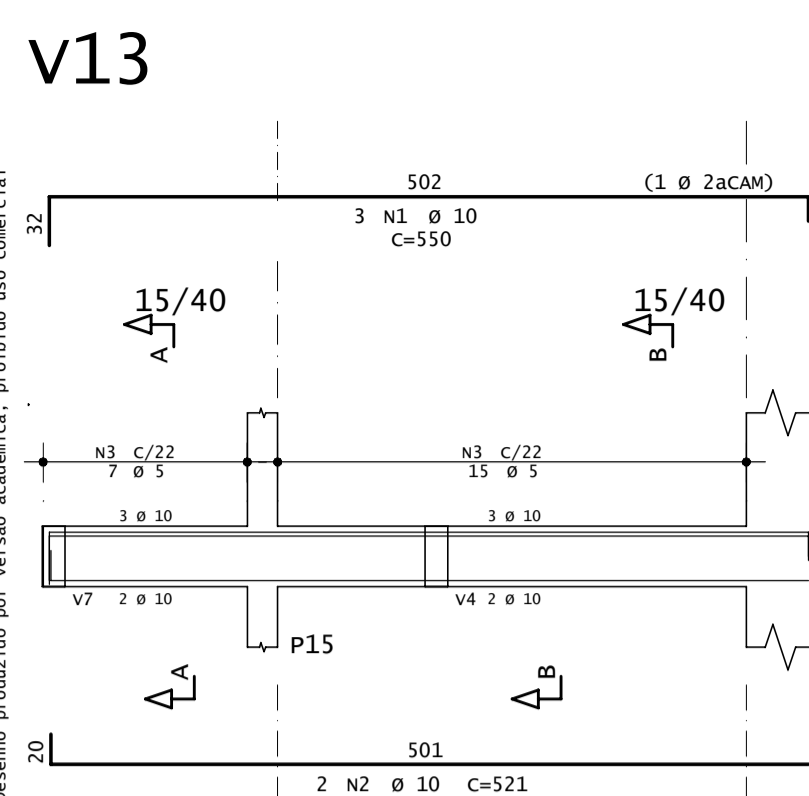
VIGAS	AÇO	POS	BIT (mm)	QUANT	COMPRIMENTO		
					UNIT (cm)	TOTAL (cm)	
V1	(X3)	50A	1	10	6	860	5160
		50A	2	10	6	515	3090
		50A	3	10	6	643	3858
		60A	5	5	156	101	15756
V2	(X3)	50A	1	10	6	455	2730
		50A	2	10	6	430	2580
		60A	3	5	54	101	15454
V3	(X3)	50A	1	10	6	900	5400
		50A	2	10	6	160	960
		50A	3	10	6	475	2850
		50A	4	10	6	1000	6000
		50A	5	10	6	290	1740
		60A	6	5	156	101	15756
V4	(X3)	50A	1	8	6	250	1500
		50A	2	10	6	215	1290
		60A	3	5	24	101	2424
V5	(X3)	50A	1	10	6	900	5400
		50A	2	10	6	140	840
		50A	3	10	6	480	2880
V6	(X3)	50A	1	10	6	290	1740
		50A	2	10	6	430	2580
		50A	3	10	6	570	3420
		50A	4	10	6	170	1020
		50A	5	8	6	170	1020
		60A	6	5	153	101	15453
V7	(X3)	60A	1	5	6	295	1770
		50A	2	10	6	290	1740
		60A	3	5	33	101	3333
V8	(X3)	50A	1	10	6	770	4620
		50A	2	10	6	759	4554
		60A	3	5	84	101	8484
V9	(X3)	50A	1	10	6	925	5550
		50A	2	10	3	280	840
		50A	3	10	3	175	525
		50A	4	10	6	900	5400
		50A	5	10	3	200	600
		60A	6	5	114	101	11514
V10	(X3)	60A	1	5	6	290	1740
		50A	2	10	6	150	900
		50A	3	10	9	395	3555
V11	(X3)	50A	1	10	9	550	4950
		50A	2	10	6	521	3126
		60A	3	5	66	101	6666
V12	(X3)	60A	1	5	6	285	1710
		50A	2	10	6	150	900
		50A	3	10	9	397	3573
		60A	4	5	54	101	5454

RESUMO AÇO CA 50-60			
AÇO	BIT (mm)	COMPR (m)	PESO (kg)
60A	5	1055	162
50A	8	25	10
50A	10	981	605
Peso Total		60A =	162 kg
Peso Total		50A =	615 kg

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

CONCRETO fck = 25 MPA	OBRA N.º 0010
CLIENTE Daniel de Carvalho Araujo	DES. N.º 004
OBRA TCC DANIEL	REV. N.º 00
TÍTULO Vigas Pav. Tipo	ENG.º
V1 / V2 / V3 / V4 / V5 V6 / V7 / V8 / V9 / V10 V11 / V12	
DATA 23/04/2021	ESCALA 1:50
DESENHO DAN-TER-VIG-004-R00	COORD.

Desenho produzido por versão acadêmica, proibido uso comercial



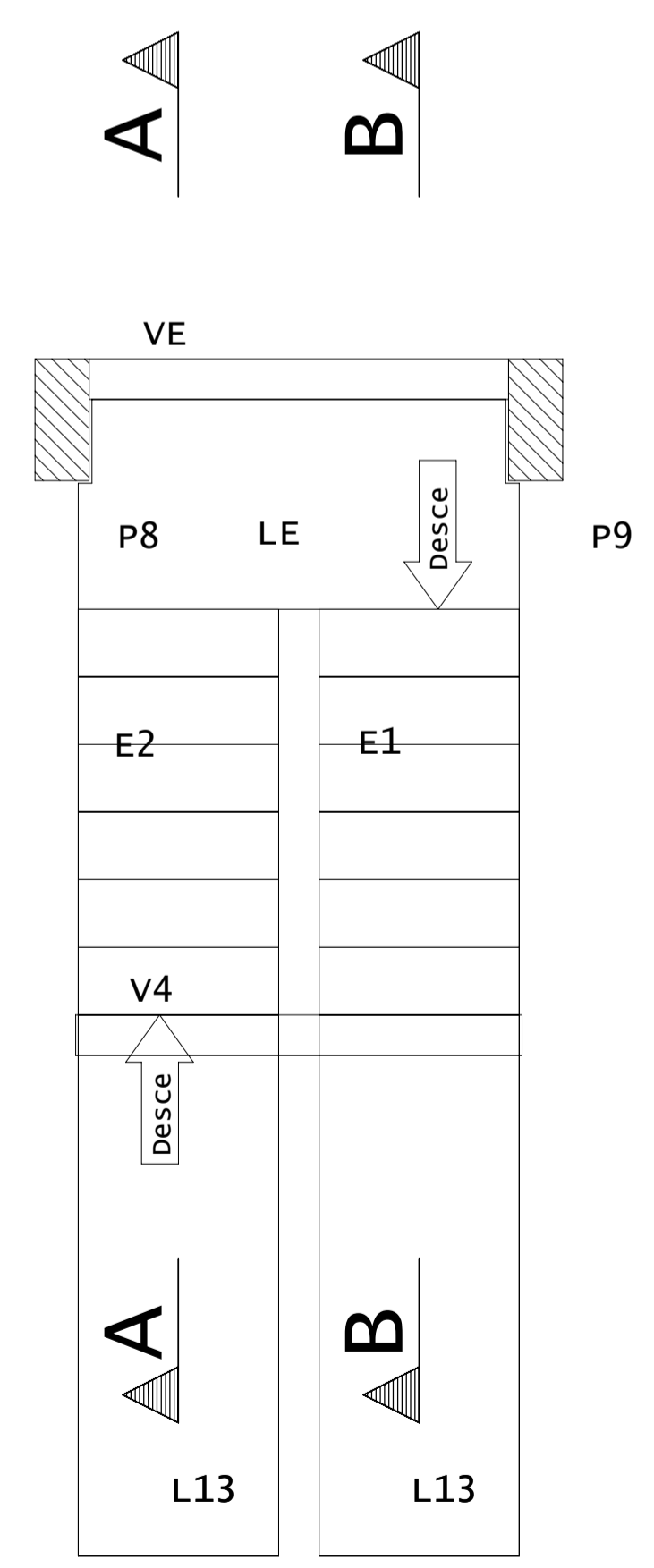
Desenho produzido por versão acadêmica, proibido uso comercial

AÇO	POS	BIT (mm)	QUANT	COMPRIMENTO	
				UNIT (cm)	TOTAL (cm)
Planta Escada-1 - Pav tipo (x3)					
50A	3	10	15	377	5655
50A	4	6.3	135	75	10125
50A	5	8	15	307	4605
50A	6	6.3	15	133	1995
50A	7	8	15	331	4965
50A	8	6.3	15	295	4425
50A	9	6.3	15	105	1575
V13 (x3)					
50A	1	10	9	550	4950
50A	2	10	6	521	3126
60A	3	5	66	101	6666
V14 (x3)					
50A	1	5	6	290	1740
50A	2	10	6	150	900
50A	3	10	9	395	3555
60A	4	5	48	101	4848
V15 (x3)					
50A	1	10	6	925	5550
50A	2	10	3	280	840
50A	3	10	3	175	525
50A	4	10	6	900	5400
50A	5	10	3	200	600
50A	6	5	114	101	11514
V16 (x3)					
50A	1	10	6	770	4620
50A	2	10	6	759	4554
60A	3	5	84	101	8484
VE (x3)					
50A	1	8	6	250	1500
50A	2	10	6	215	1290
60A	3	5	24	101	2424

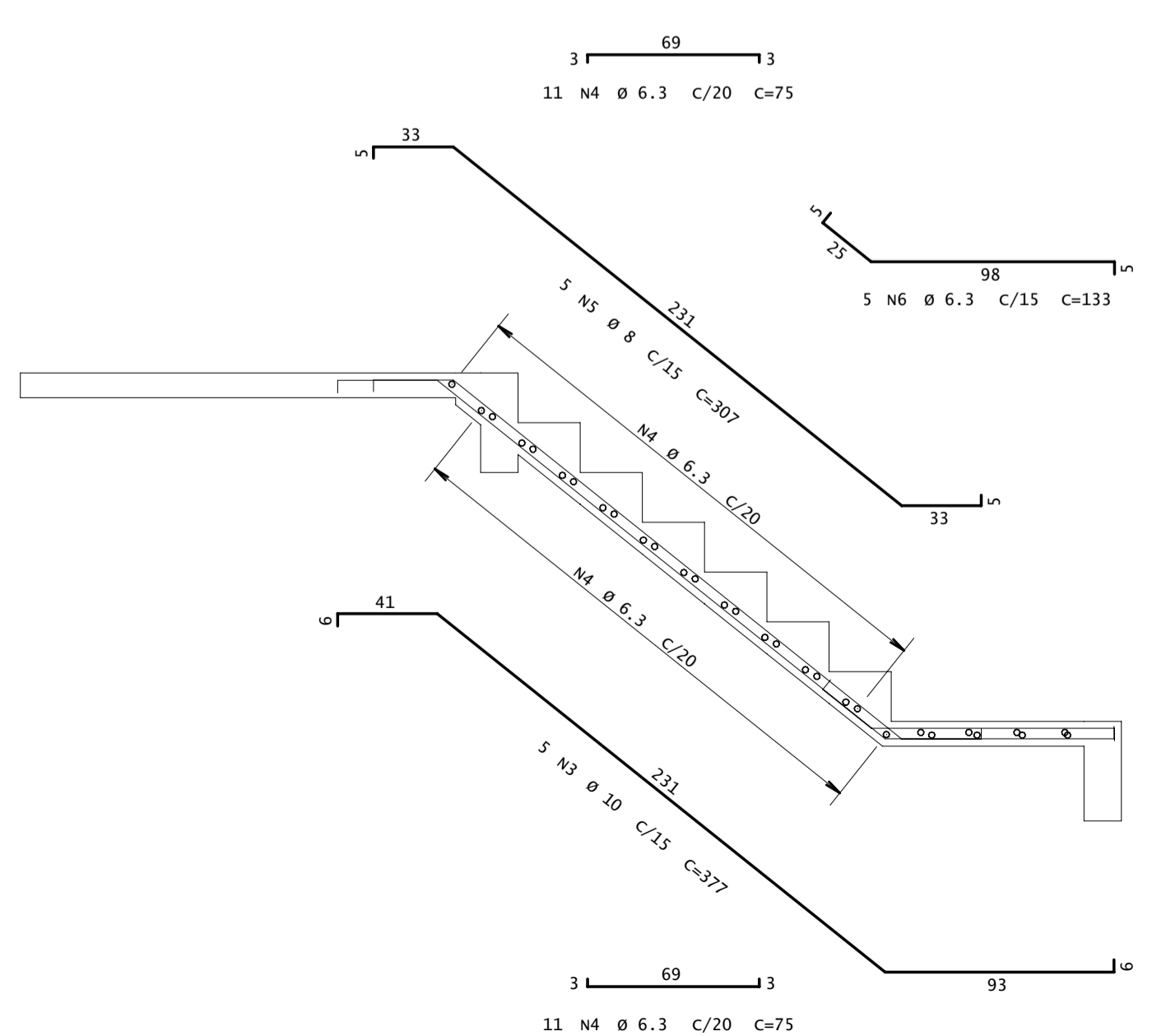
Desenho produzido por versão acadêmica, proibido uso comercial

RESUMO AÇO CA 50-60			
AÇO	BIT (mm)	COMPR (m)	PESO (kg)
60A	5	357	55
50A	6.3	181	44
50A	8	111	44
50A	10	416	256
Peso Total	60A =		55 kg
Peso Total	50A =		345 kg

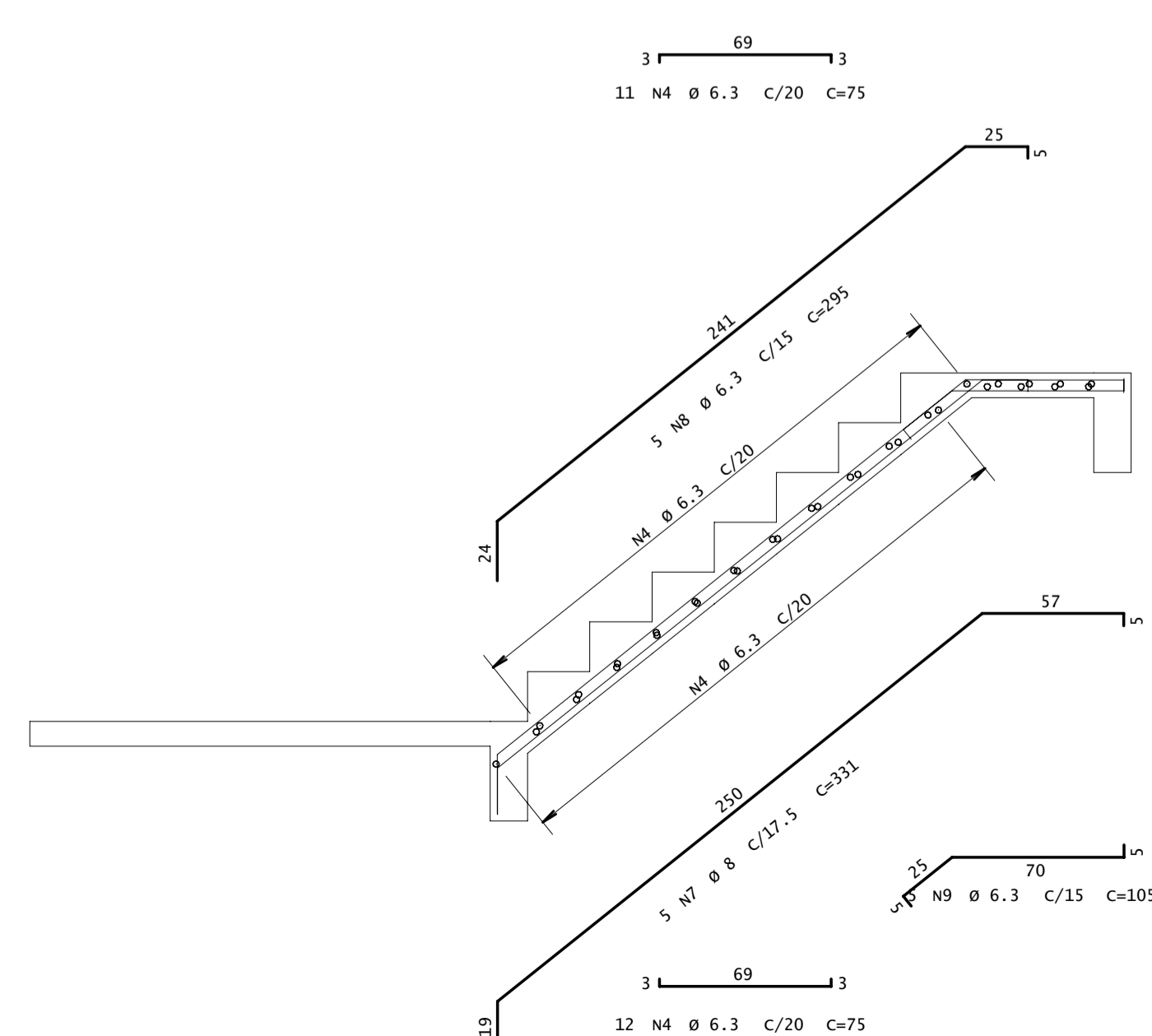
Planta Escada-1 - Pav tipo 3X



Corte A-A

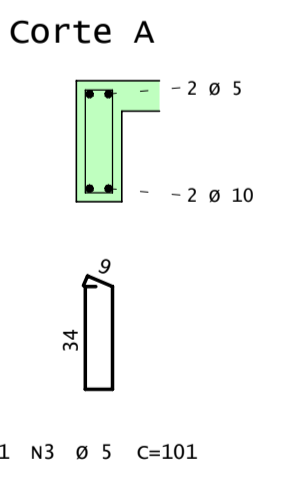
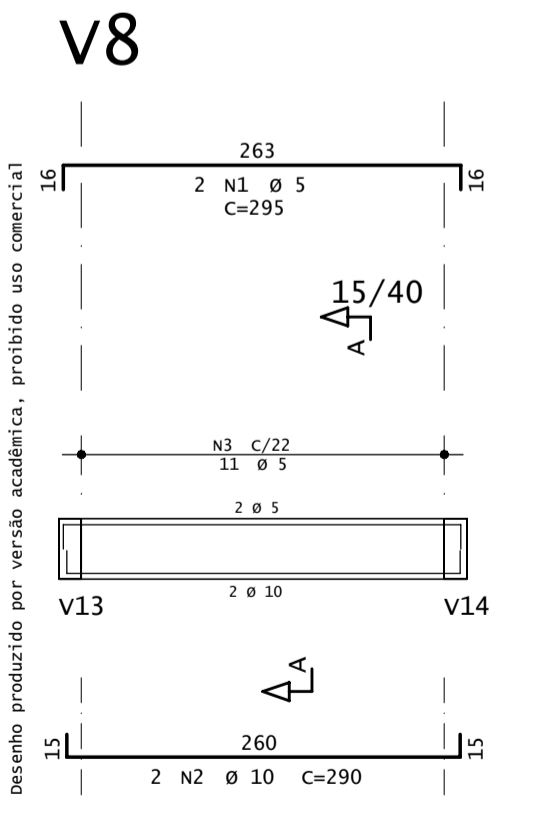
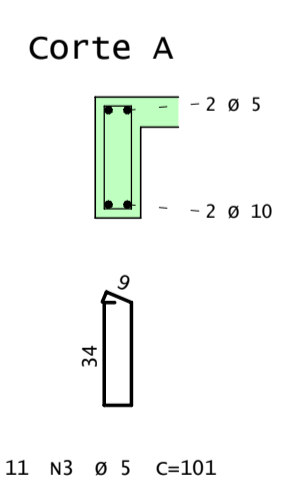
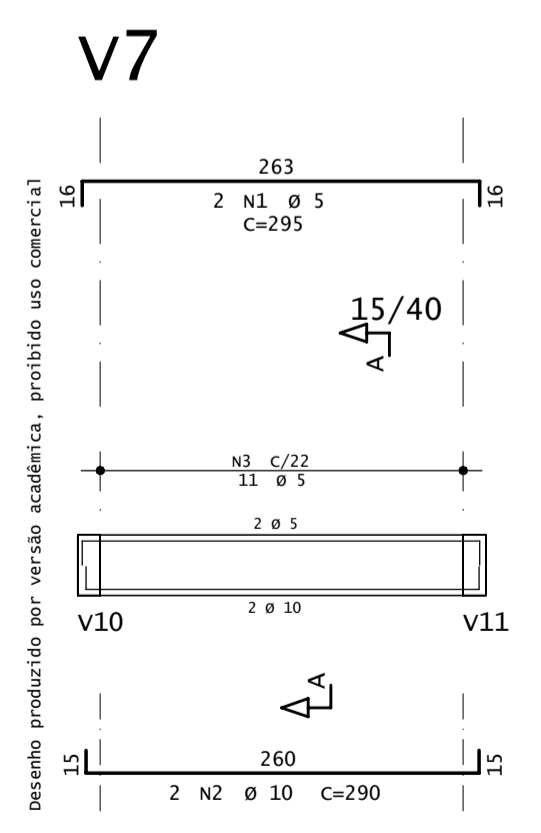
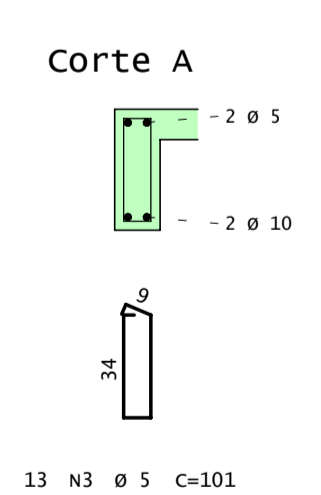
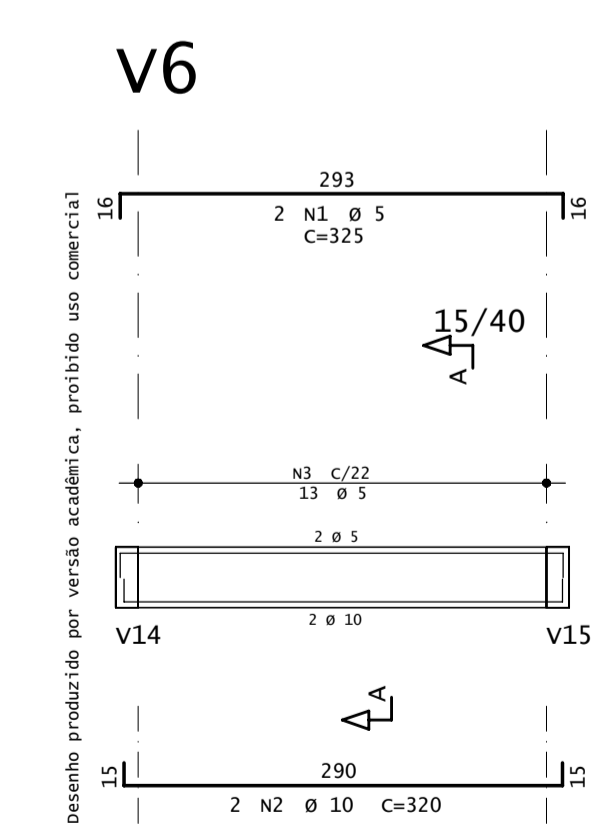
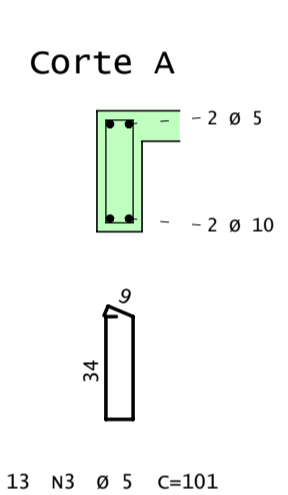
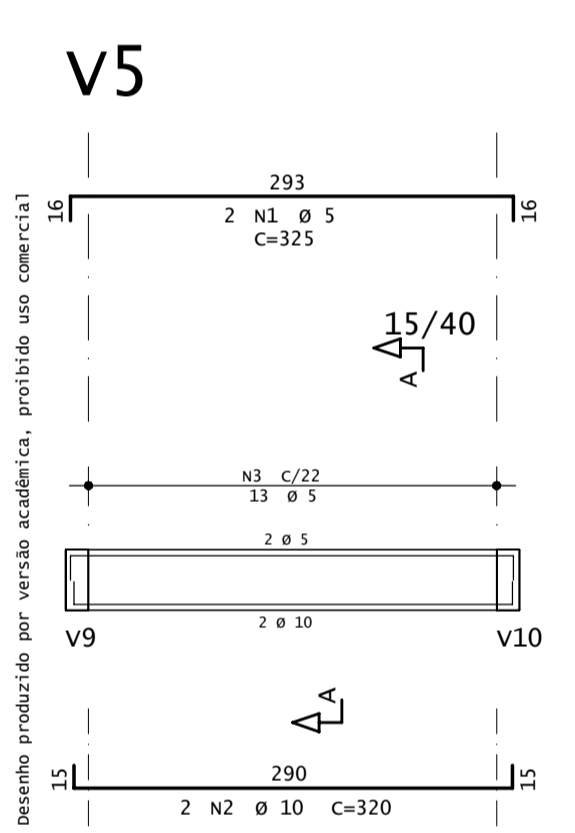
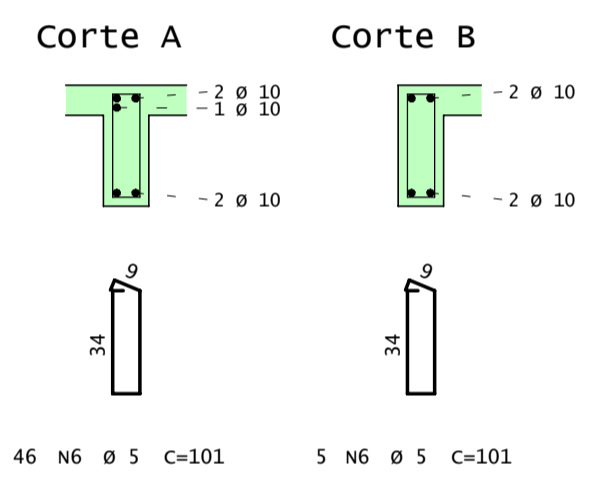
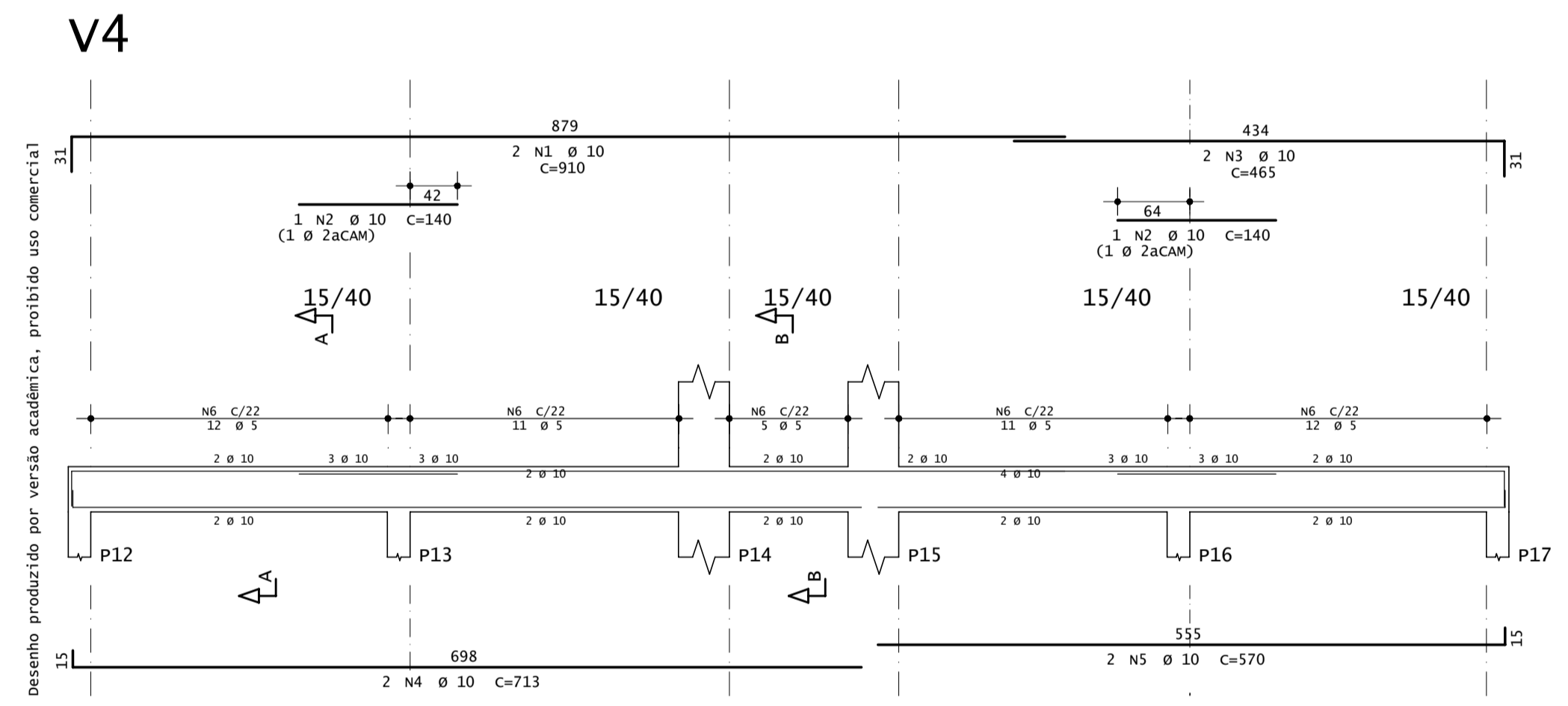
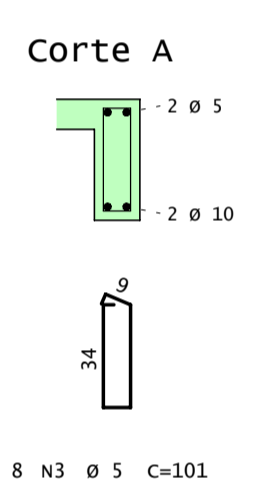
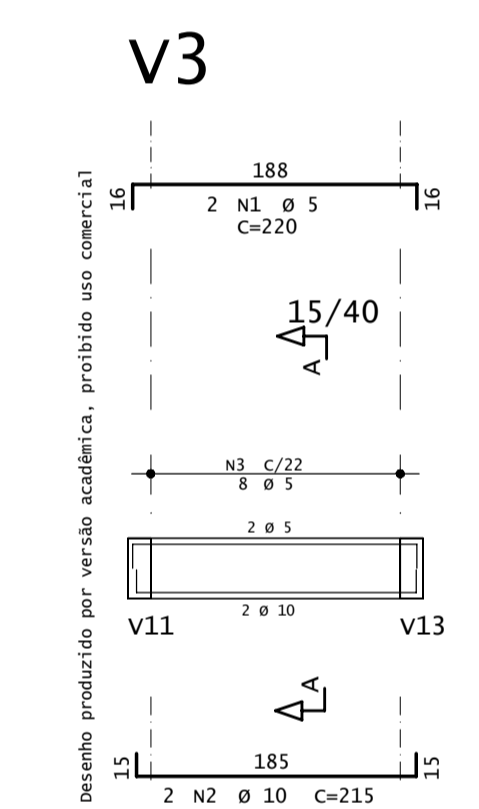
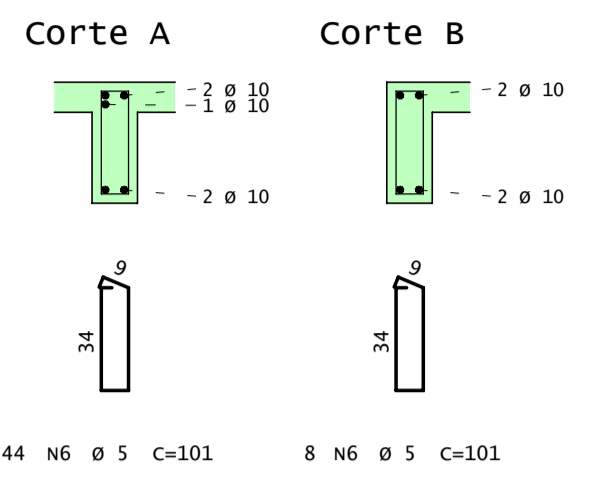
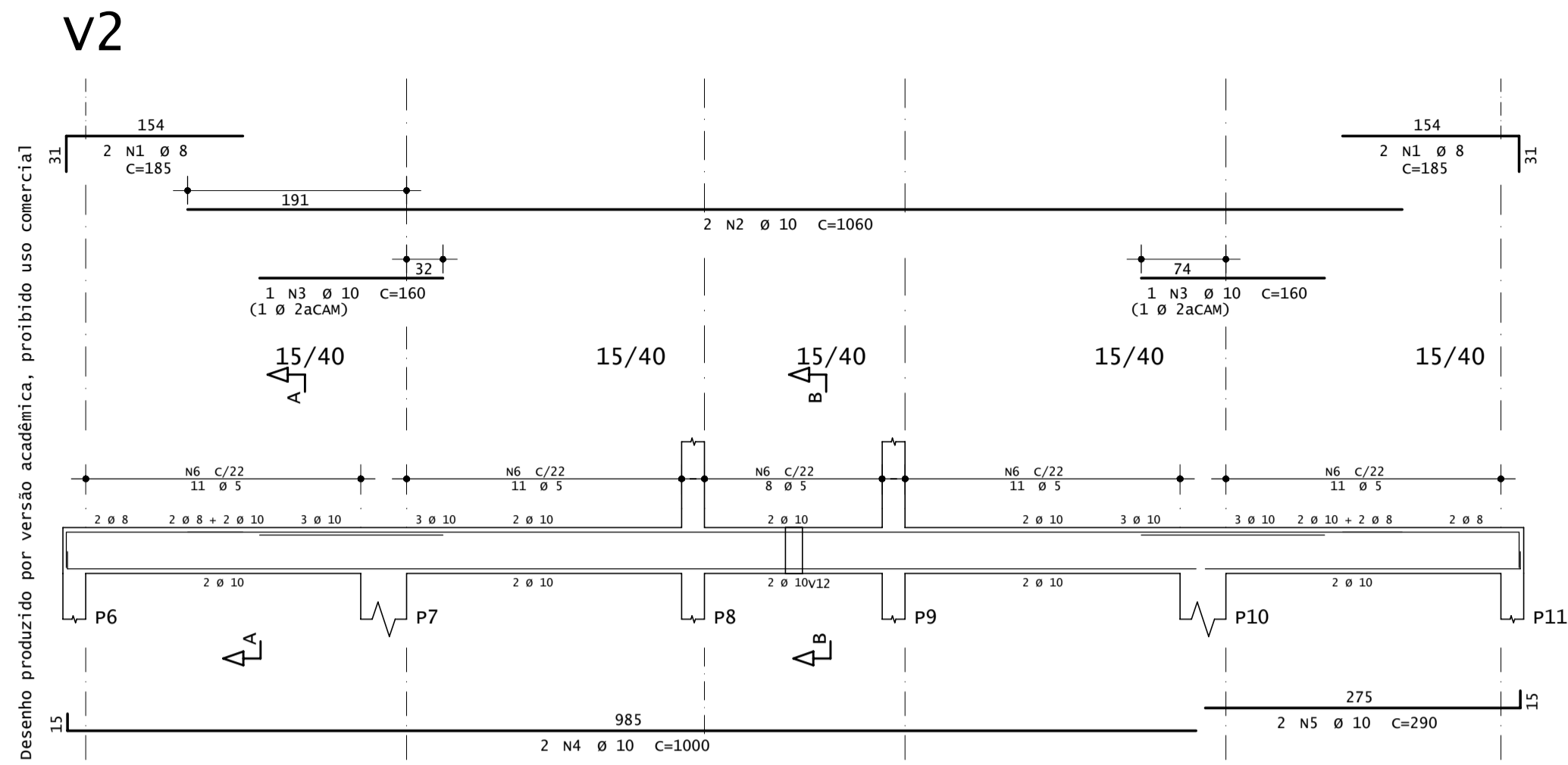
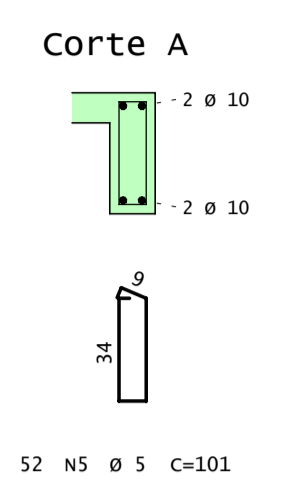
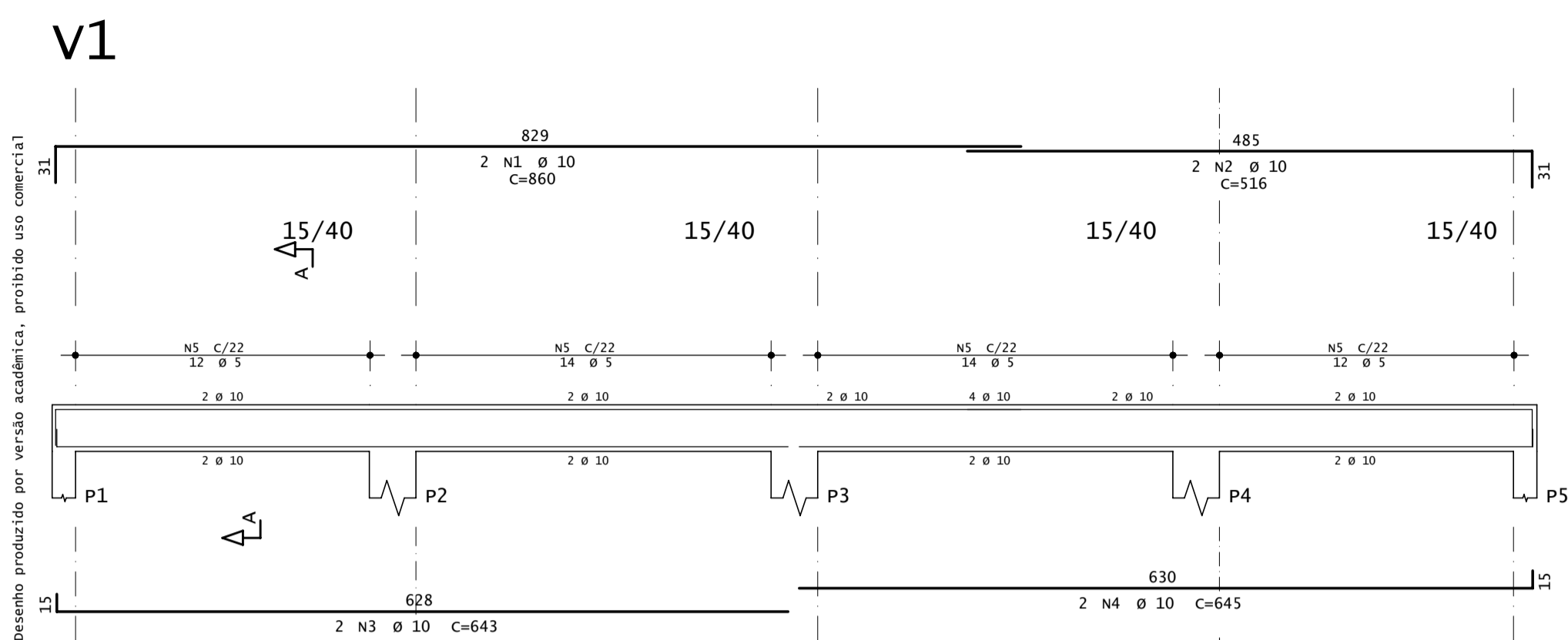


Corte B-B



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

CONCRETO fck = 25 MPA	OBRA N.º 0010
CLIENTE Daniel de Carvalho Araujo	DES. N.º 005
OBRA TCC DANIEL	REV. N.º 00
TITULO Vigas Pav. Tipo e Escada	
Planta Escada-1 - Pav tipo v13 / v14 / v15 / v16 / VE	
DATA 07/05/2021	ESCALA Indicada
DESENHO DAN-TER-VIG-003-R00	COORD. ENG.º



Desenho produzido por versão acadêmica, proibido uso comercial

AÇO	POS	BIT (mm)	QUANT	COMPRIMENTO	
				UNIT (cm)	TOTAL (cm)
V1					
50A	1	10	2	860	1720
50A	2	10	2	516	1032
50A	3	10	2	643	1286
50A	4	10	2	645	1290
60A	5	5	52	101	5252
V2					
50A	1	8	4	185	740
50A	2	10	2	1060	2120
50A	3	10	2	160	320
50A	4	10	2	1000	2000
50A	5	10	2	290	580
60A	6	5	52	101	5252
V3					
60A	1	5	2	220	440
60A	2	10	2	215	430
60A	3	5	8	101	808
V4					
50A	1	10	2	910	1820
50A	2	10	2	140	280
50A	3	10	2	465	930
50A	4	10	2	713	1426
50A	5	10	2	570	1140
60A	6	5	51	101	5151
V5					
60A	1	5	2	325	650
50A	2	10	2	320	640
60A	3	5	13	101	1313
V6					
60A	1	5	2	325	650
50A	2	10	2	320	640
60A	3	5	13	101	1313
V7					
60A	1	5	2	295	590
50A	2	10	2	290	580
60A	3	5	11	101	1111
V8					
60A	1	5	2	295	590
50A	2	10	2	290	580
60A	3	5	11	101	1111

RESUMO AÇO CA 50-60			
AÇO	BIT (mm)	COMPR (m)	PESO (kg)
60A	5	242	37
50A	8	7	3
50A	10	188	116
Peso Total		60A =	37 kg
Peso Total		50A =	119 kg

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

CONCRETO
fck = 25 MPA

CLIENTE
Daniel de Carvalho Araujo

OBRA
TCC DANIEL

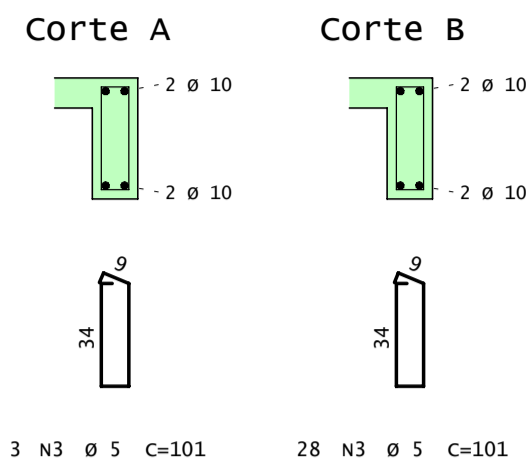
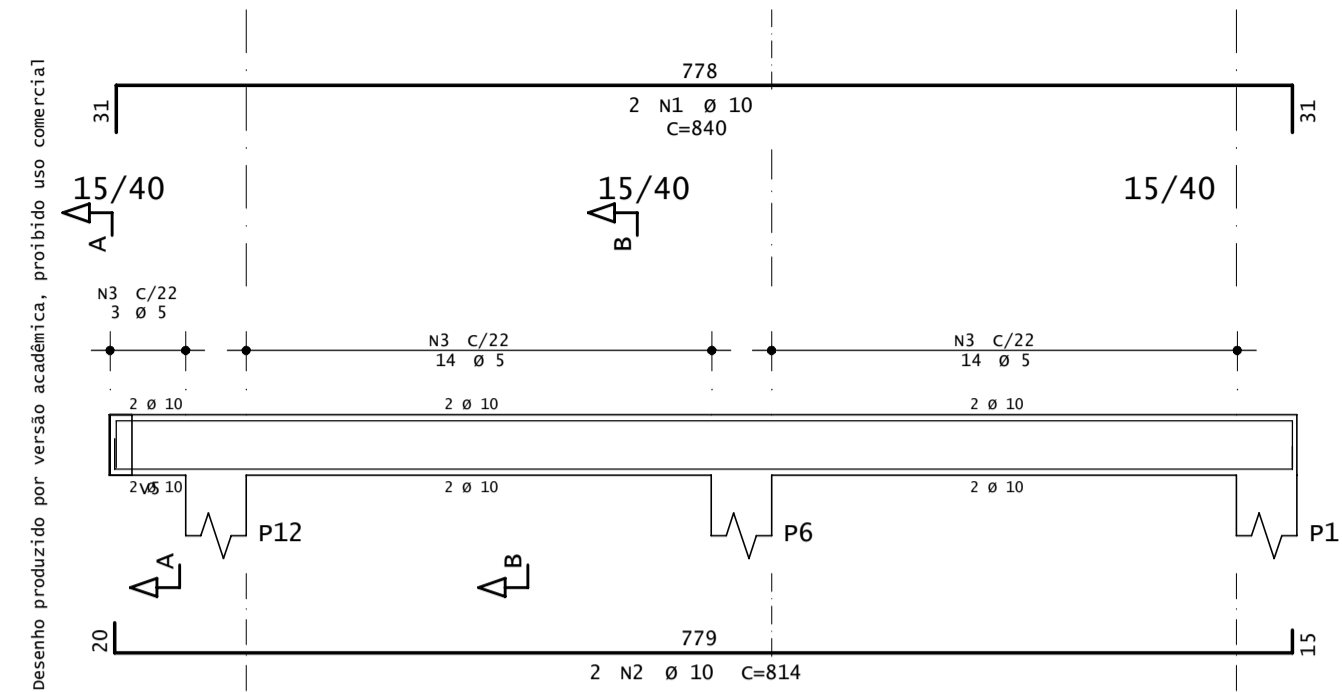
TÍTULO
Vigas Cobertura
V1 / V2 / V3 / V4 / V5
V6 / V7 / V8

REV. N.º
V1 / V2 / V3 / V4 / V5
V6 / V7 / V8

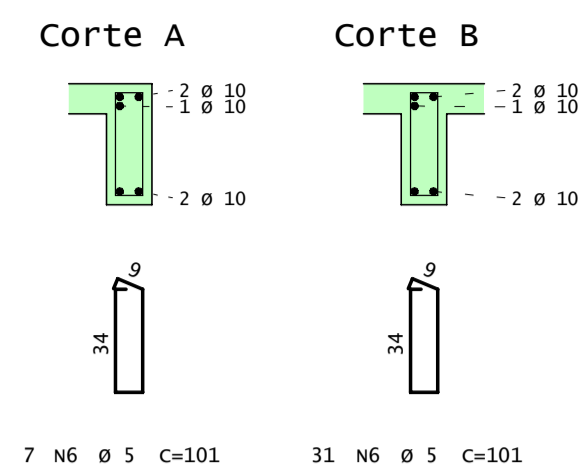
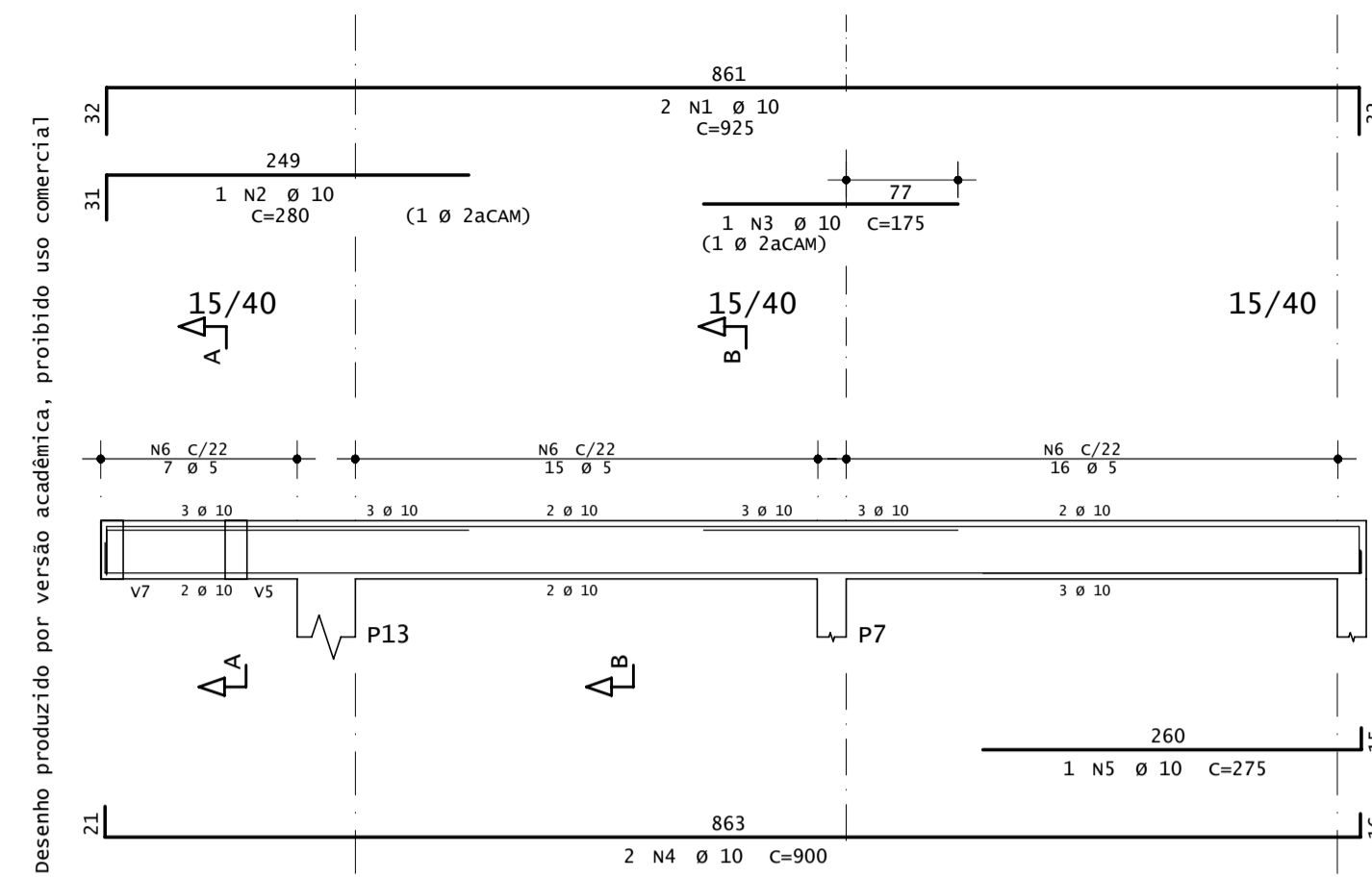
DATA: 25/04/2021 ESCALA: 1:50 DESENHO: DAN-PAV-LA3-009-R00 COORD.: ENG.º

OBRA N.º
0010
DES. N.º
006
REV. N.º
00

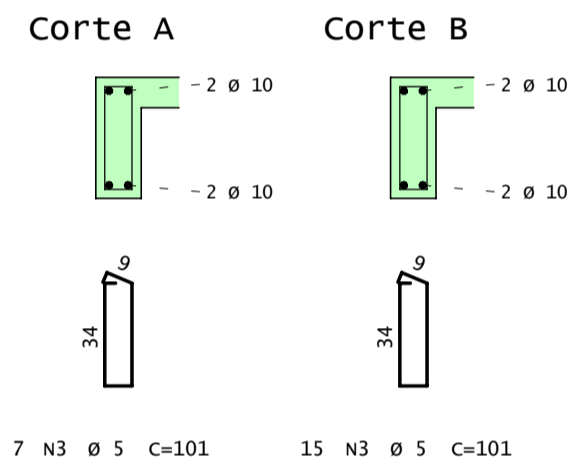
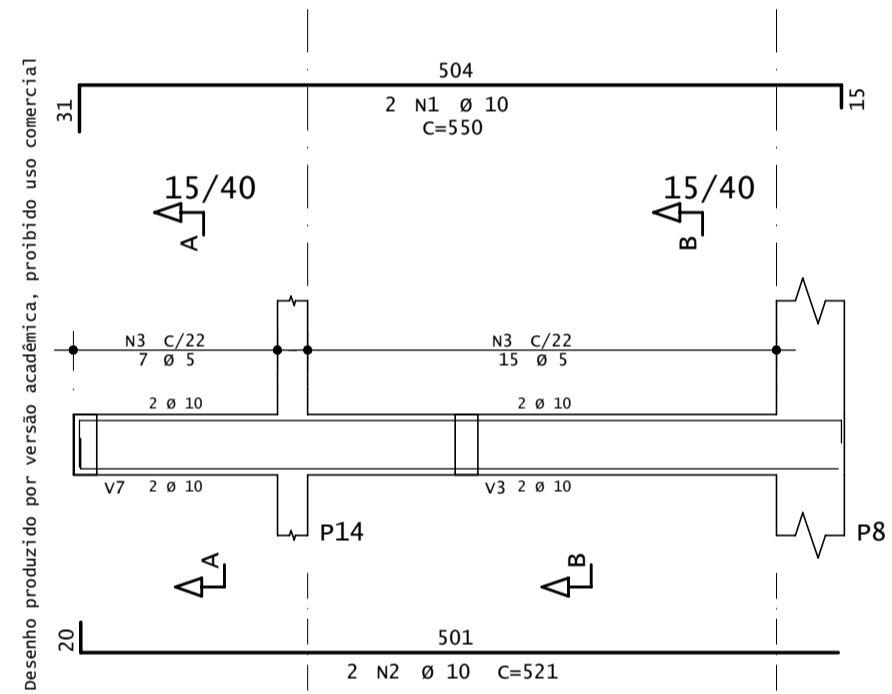
v9



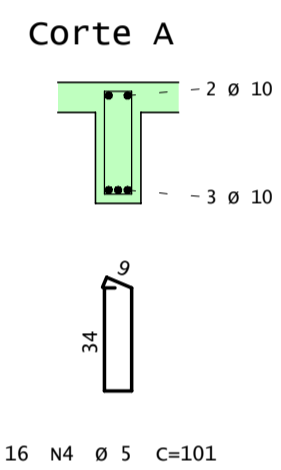
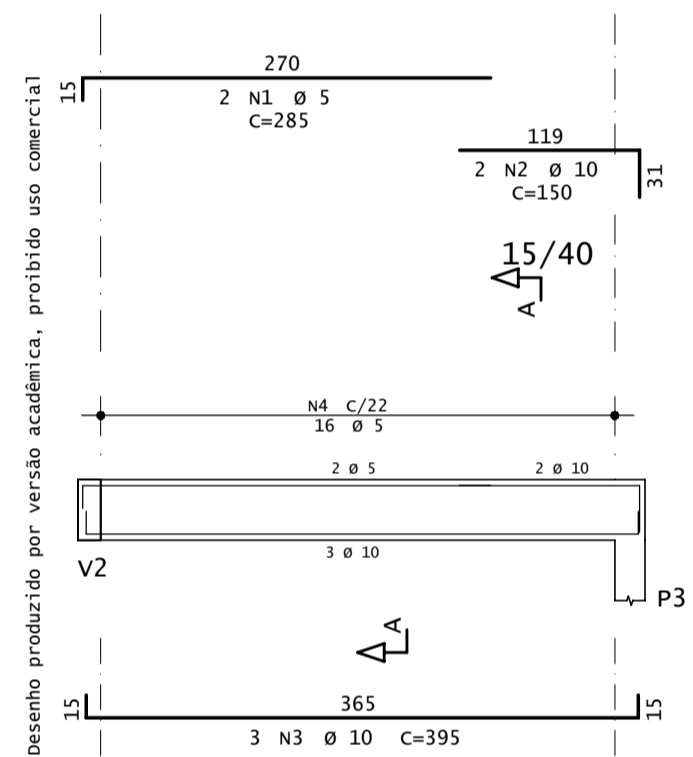
v10



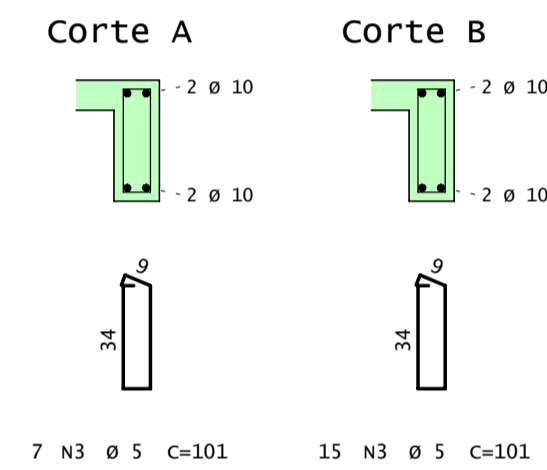
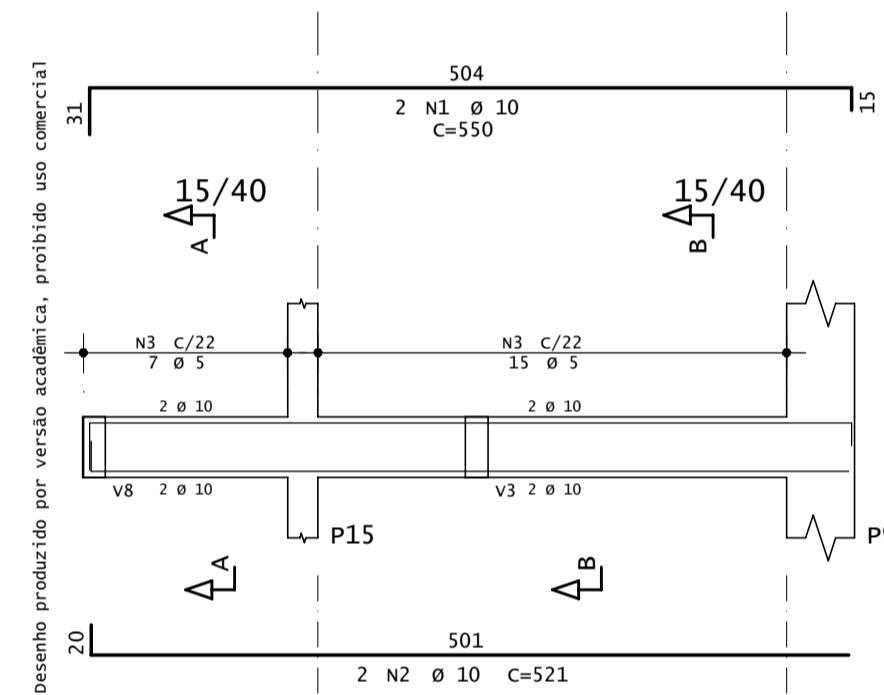
v11



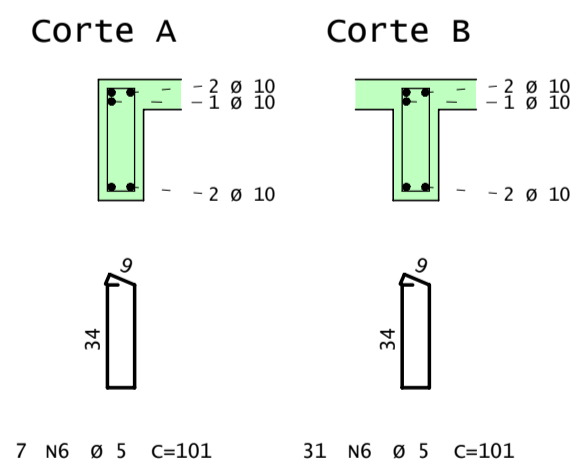
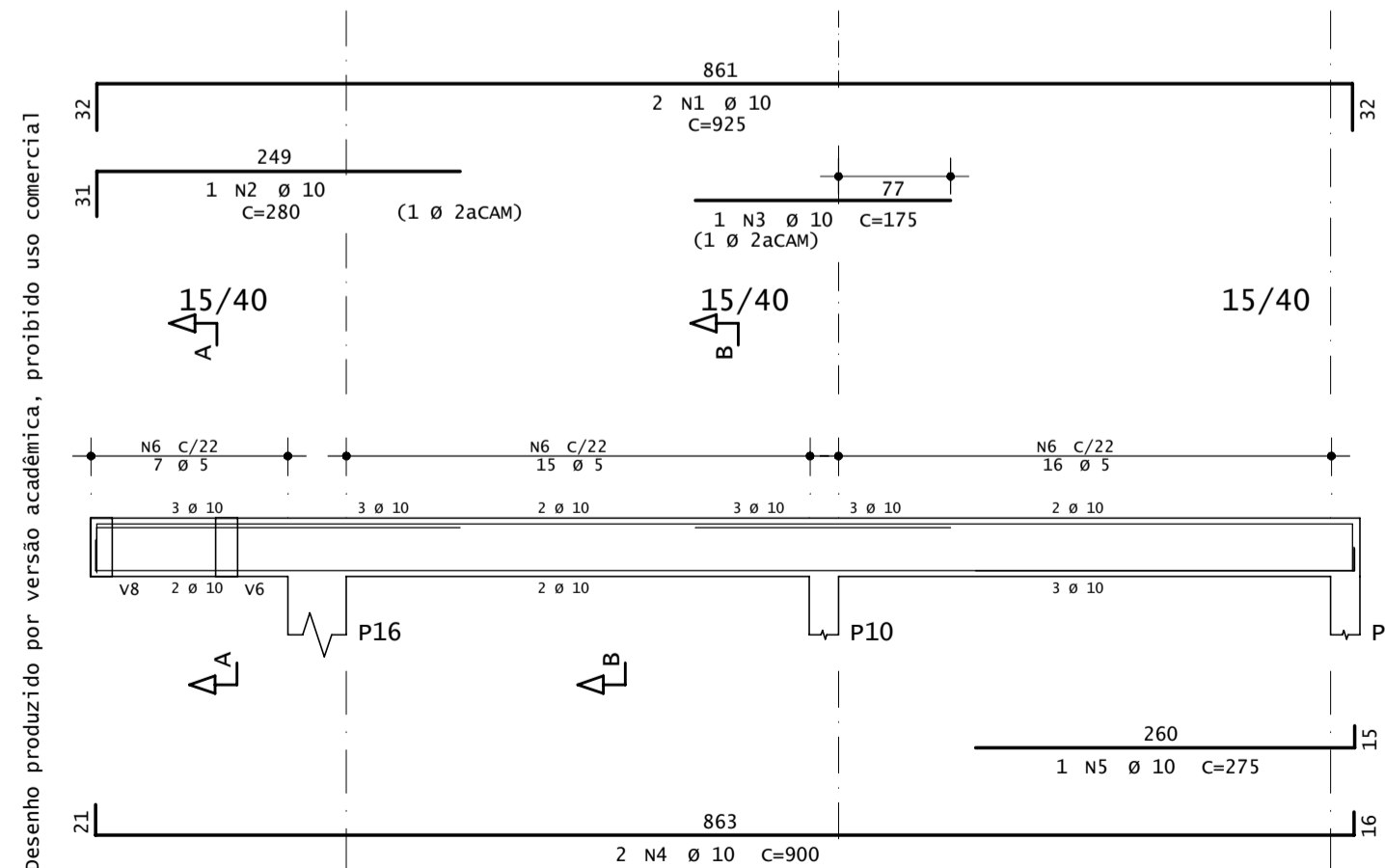
v12



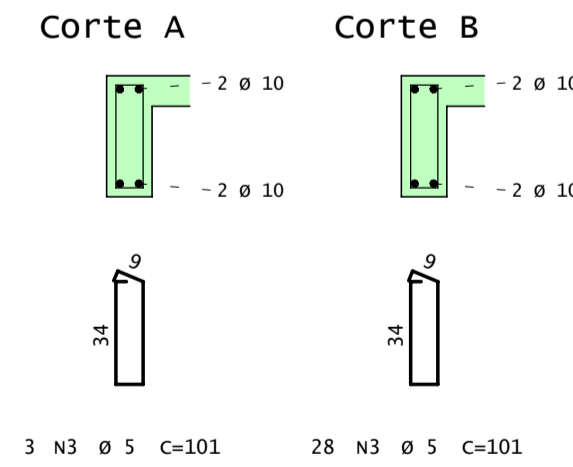
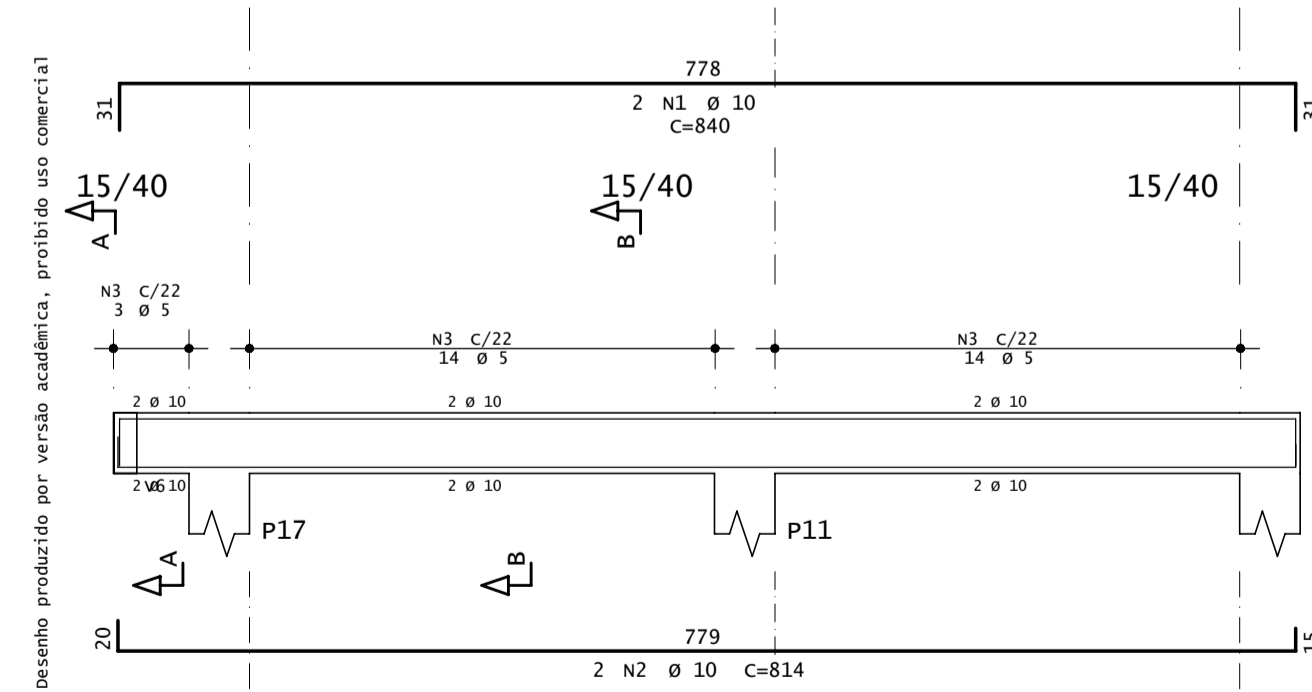
v13



v14



v15



AÇO	POS	BIT (mm)	QUANT	COMPRIMENTO	
				UNIT (cm)	TOTAL (cm)
v9					
50A	1	10	2	840	1680
50A	2	10	2	814	1628
60A	3	5	31	101	3131
v10					
50A	1	10	2	925	1850
50A	2	10	1	280	280
50A	3	10	1	175	175
50A	4	10	2	900	1800
50A	5	10	1	275	275
60A	6	5	38	101	3838
v11					
50A	1	10	2	550	1100
50A	2	10	2	521	1042
60A	3	5	22	101	2222
v12					
60A	1	5	2	285	570
50A	2	10	2	150	300
50A	3	10	3	395	1185
60A	4	5	16	101	1616
v13					
50A	1	10	2	550	1100
50A	2	10	2	521	1042
60A	3	5	22	101	2222
v14					
50A	1	10	2	925	1850
50A	2	10	1	280	280
50A	3	10	1	175	175
50A	4	10	2	900	1800
50A	5	10	1	275	275
60A	6	5	38	101	3838
v15					
50A	1	10	2	840	1680
50A	2	10	2	814	1628
60A	3	5	31	101	3131

RESUMO AÇO CA 50-60			
AÇO	BIT (mm)	COMPR (m)	PESO (kg)
60A	5	206	32
50A	10	211	130
Peso Total		60A =	32 kg
Peso Total		50A =	130 kg

Desenho produzido por versão acadêmica, proibido uso comercial

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

CONCRETO
fck = 25 MPA

CLIENTE
Daniel de Carvalho Araujo

OBRA
TCC DANIEL

TÍTULO
Vigas Cobertura

v9 / v10 / v11 / v12 / v13
v14 / v15

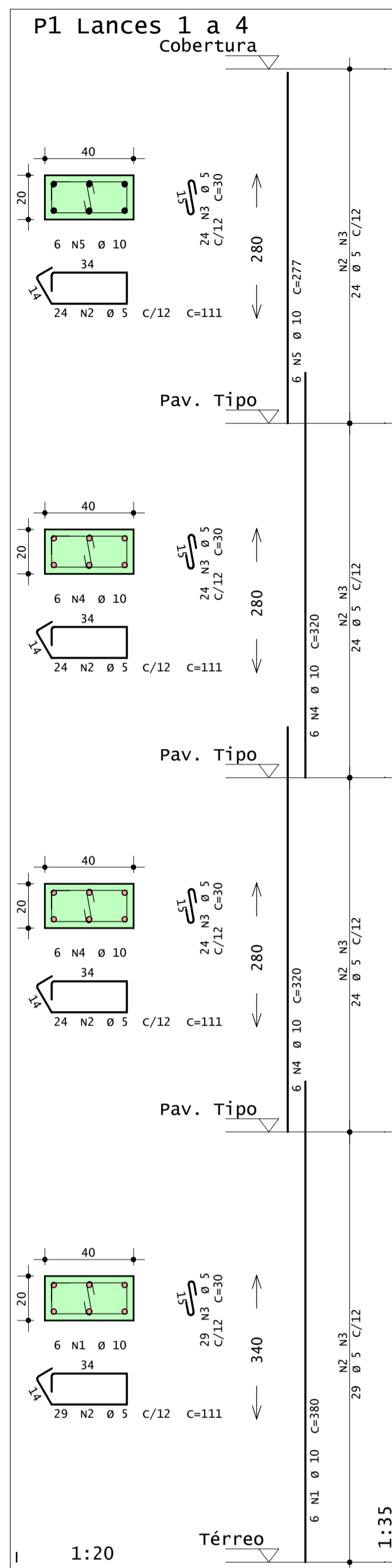
DATA: 25/04/2021 ESCALA: 1:50 DESENHO: DAN-PAV-LA3-012-R00 COORD: ENG: 00

OBRA N.º
0010

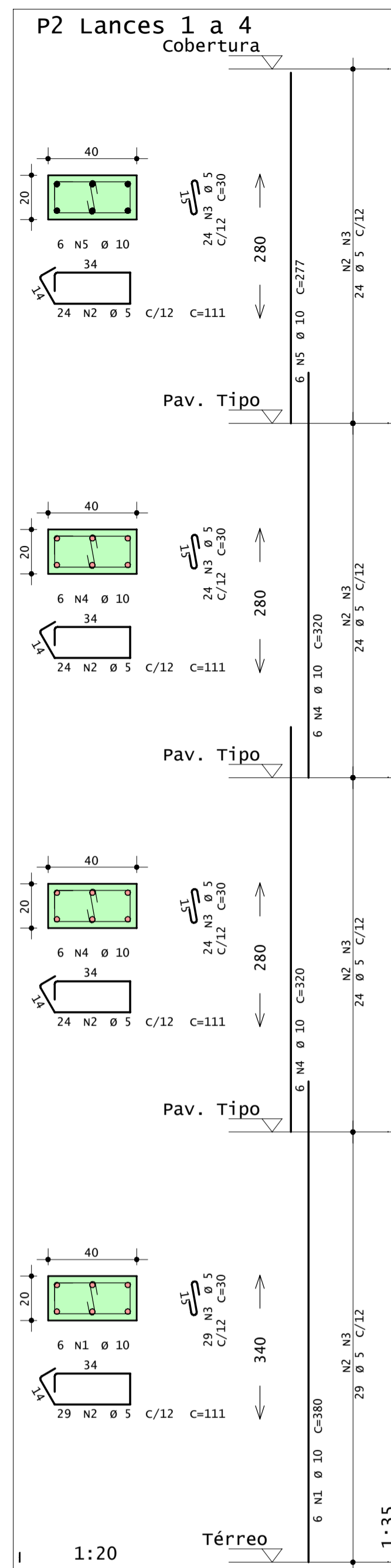
DES. N.º
007

REV. N.º
00

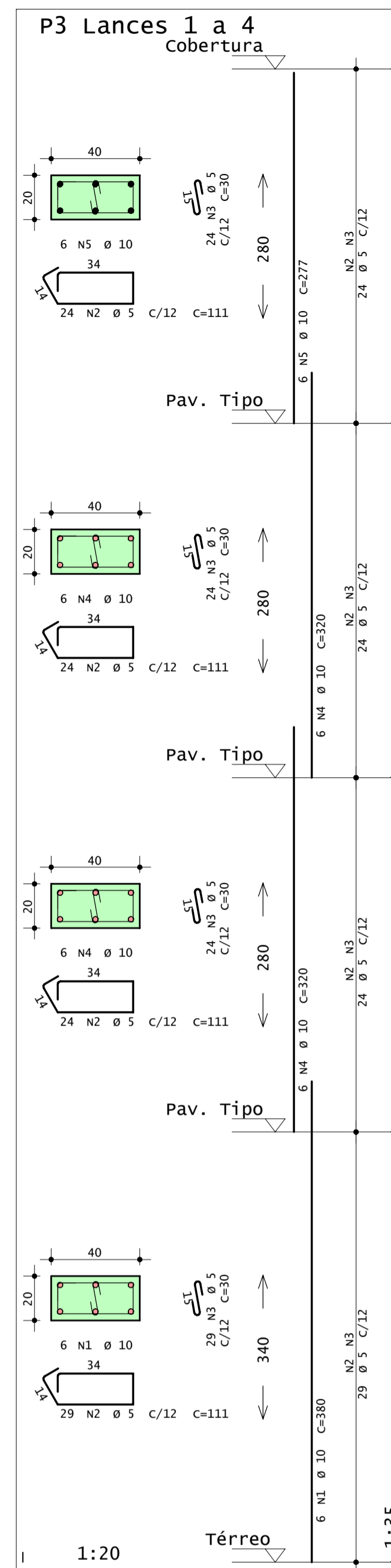
Desenho produzido por versão acadêmica, proibido uso comercial



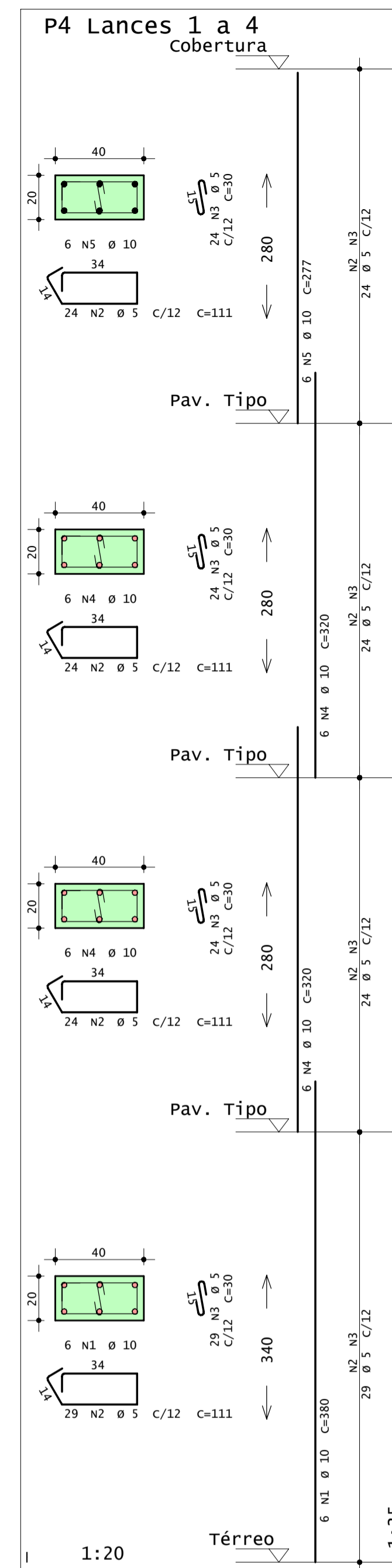
Desenho produzido por versão acadêmica, proibido uso comercial



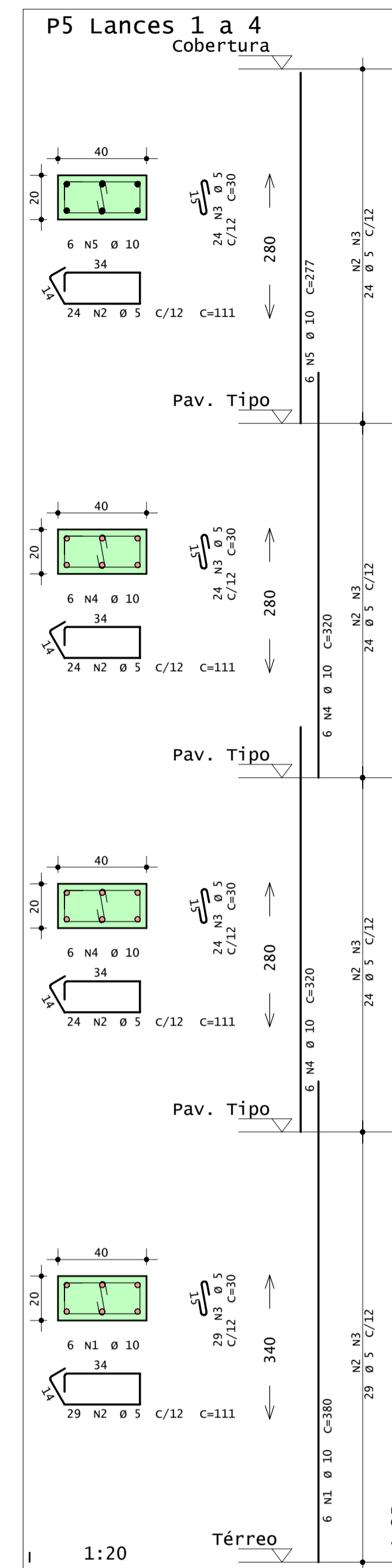
Desenho produzido por versão acadêmica, proibido uso comercial



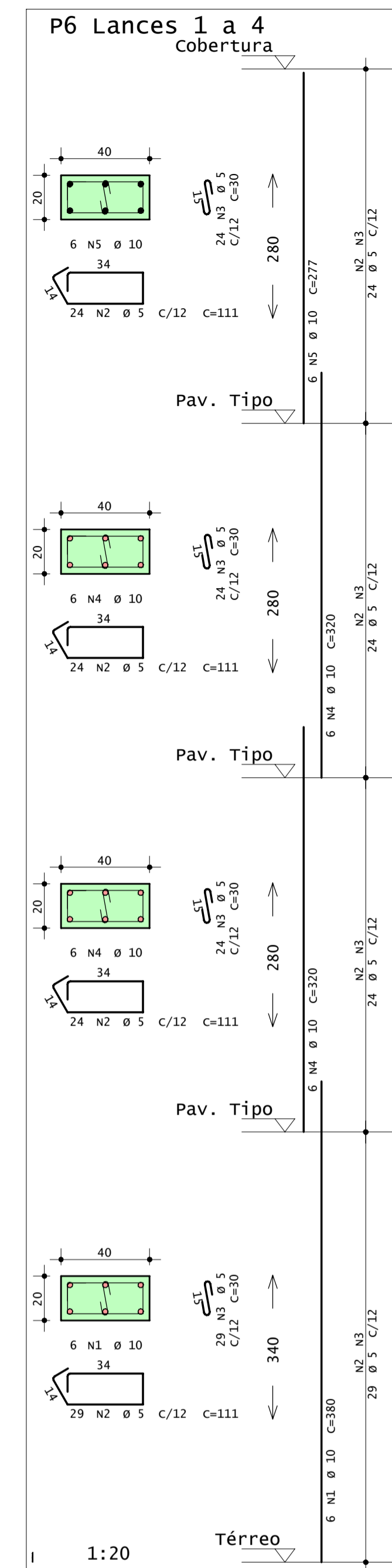
Desenho produzido por versão acadêmica, proibido uso comercial



Desenho produzido por versão acadêmica, proibido uso comercial



Desenho produzido por versão acadêmica, proibido uso comercial



Desenho produzido por versão acadêmica, proibido uso comercial

ACO	POS	BIT (mm)	QUANT	COMPRIMENTO UNIT (cm)	TOTAL (cm)
P1 Lances 1 a 4					
50A	1	10	6	380	2280
60A	2	5	101	111	11211
60A	3	5	101	30	3030
50A	4	10	12	320	3840
50A	5	10	6	277	1662
P2 Lances 1 a 4					
50A	1	10	6	380	2280
60A	2	5	101	111	11211
60A	3	5	101	30	3030
50A	4	10	12	320	3840
50A	5	10	6	277	1662
P3 Lances 1 a 4					
50A	1	10	6	380	2280
60A	2	5	101	111	11211
60A	3	5	101	30	3030
50A	4	10	12	320	3840
50A	5	10	6	277	1662
P4 Lances 1 a 4					
50A	1	10	6	380	2280
60A	2	5	101	111	11211
60A	3	5	101	30	3030
50A	4	10	12	320	3840
50A	5	10	6	277	1662
P5 Lances 1 a 4					
50A	1	10	6	380	2280
60A	2	5	101	111	11211
60A	3	5	101	30	3030
50A	4	10	12	320	3840
50A	5	10	6	277	1662
P6 Lances 1 a 4					
50A	1	10	6	380	2280
60A	2	5	101	111	11211
60A	3	5	101	30	3030
50A	4	10	12	320	3840
50A	5	10	6	277	1662

RESUMO AÇO CA 50-60				PESO (kg)
ACO	BIT (mm)	COMPR (m)	PESO	
60A	5	854	132	288
50A	10	467	132	288
Peso Total			60A =	132 kg
Peso Total			50A =	288 kg

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

CONCRETO
fck = 25 MPA

CLIENTE
Daniel de Carvalho Araujo

OBRA
TCC DANIEL

TITULO
Pilares

P1 Lances 1 a 4
P2 Lances 1 a 4
P3 Lances 1 a 4
P4 Lances 1 a 4
P5 Lances 1 a 4
P6 Lances 1 a 4

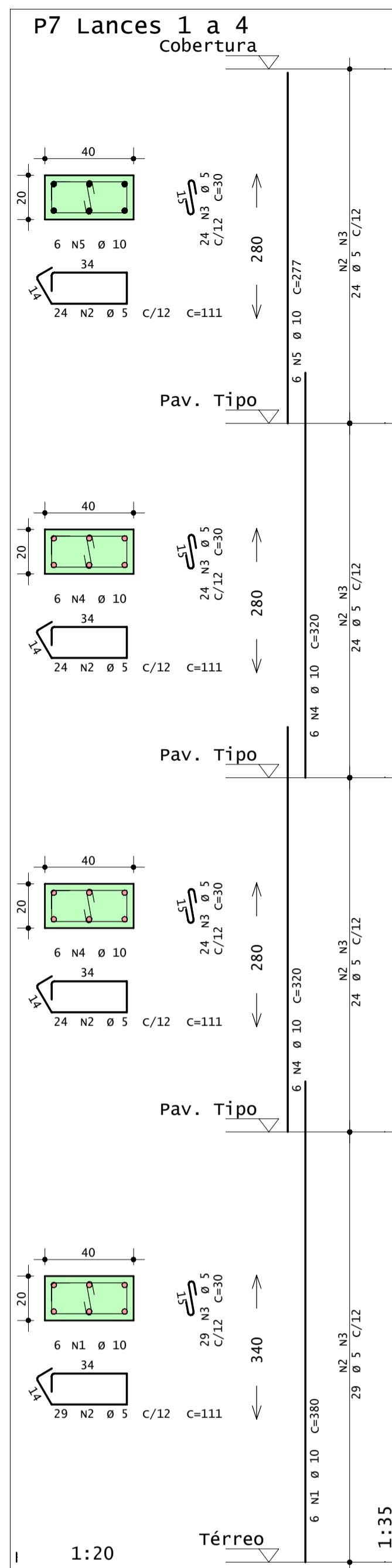
DATA: 26/04/2021 ESCALA: 1:20 DESENHO: DAN-PIL-PTL-006-R00 COORD.: ENG.º

OBRA N.º
0010

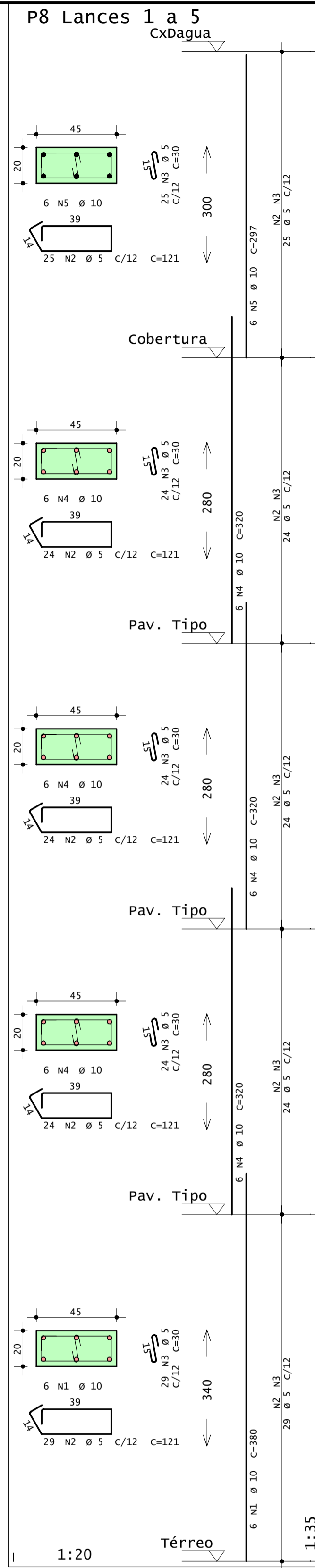
DES. N.º
008

REV. N.º
00

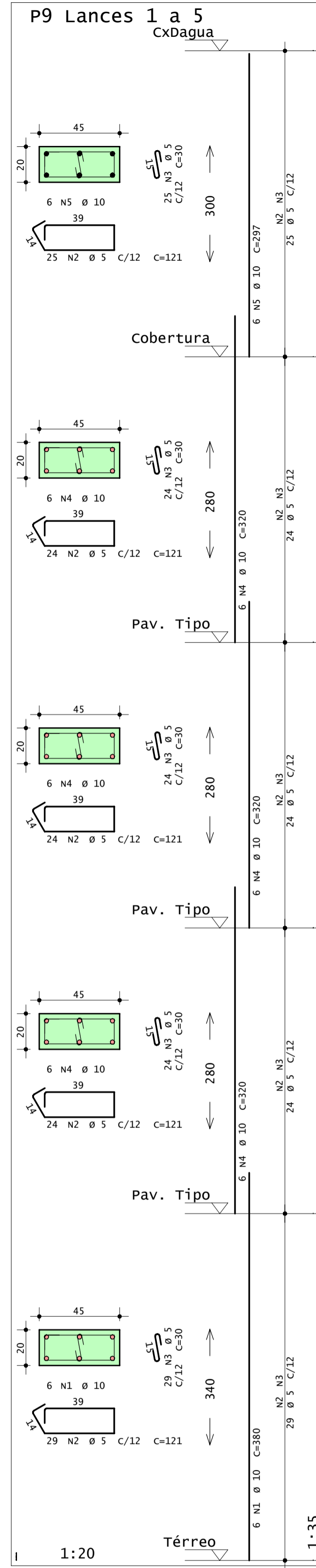
Desenho produzido por versão acadêmica, proibido uso comercial



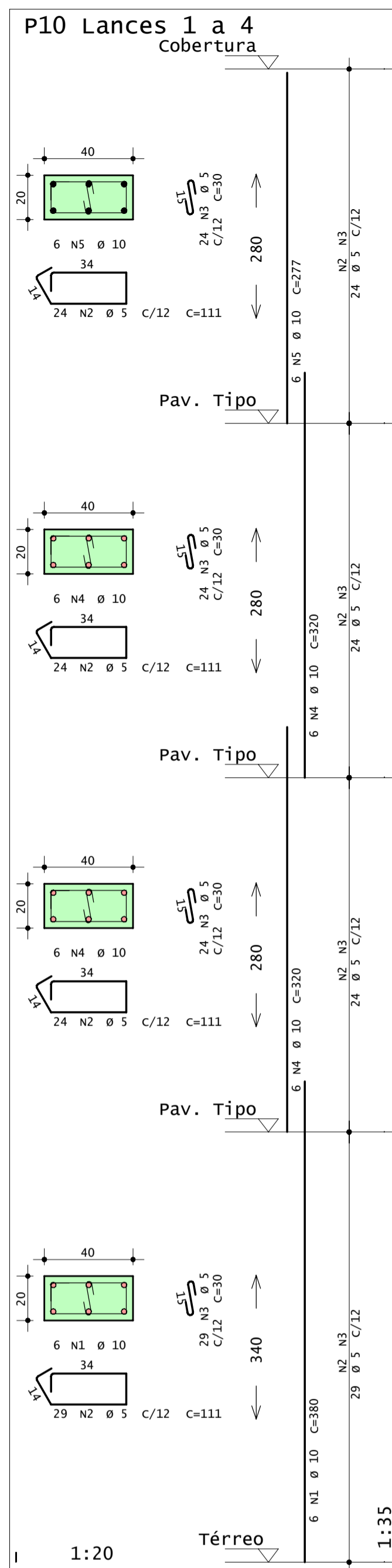
Desenho produzido por versão acadêmica, proibido uso comercial



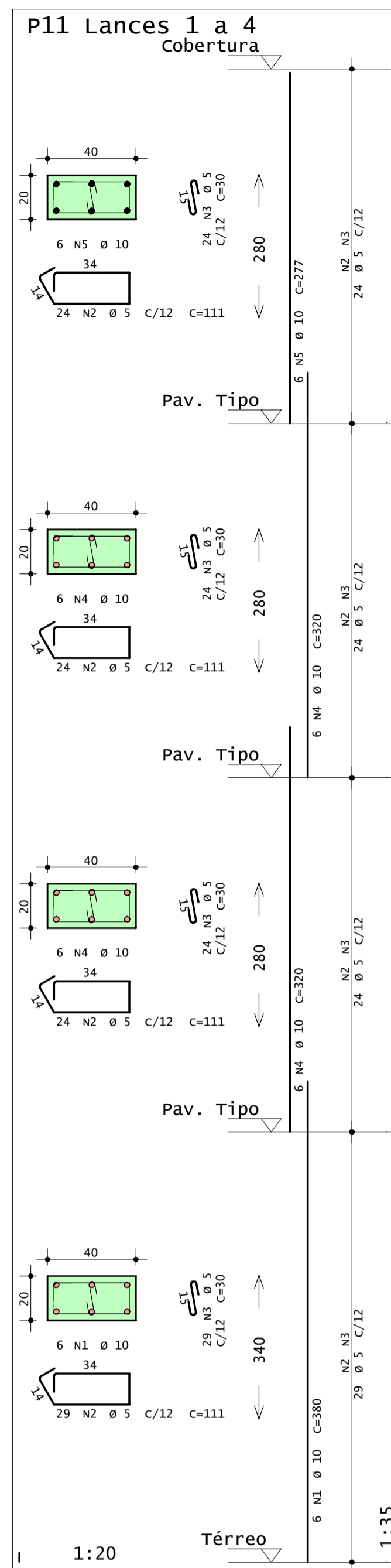
Desenho produzido por versão acadêmica, proibido uso comercial



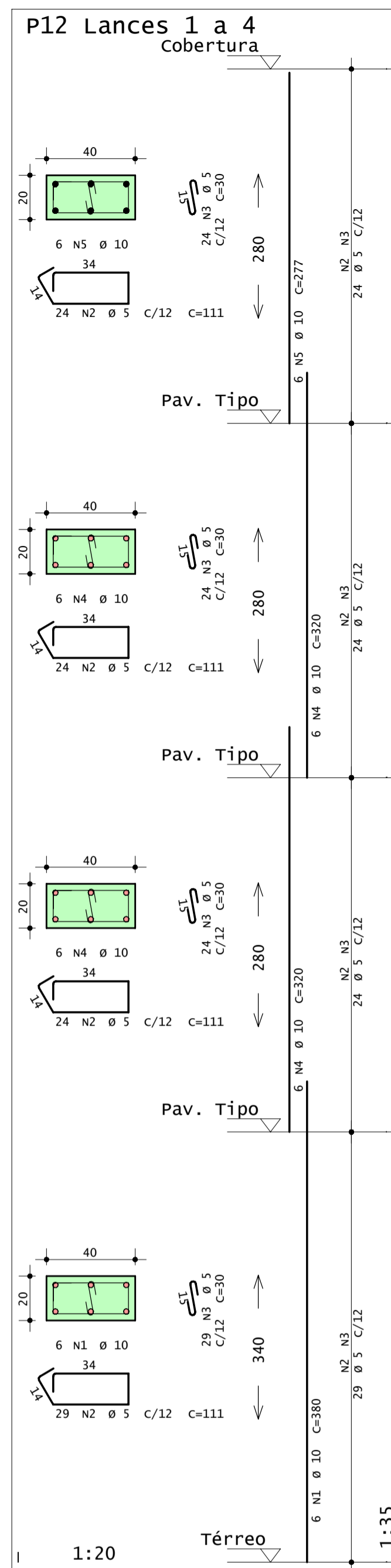
Desenho produzido por versão acadêmica, proibido uso comercial



Desenho produzido por versão acadêmica, proibido uso comercial



Desenho produzido por versão acadêmica, proibido uso comercial



Desenho produzido por versão acadêmica, proibido uso comercial

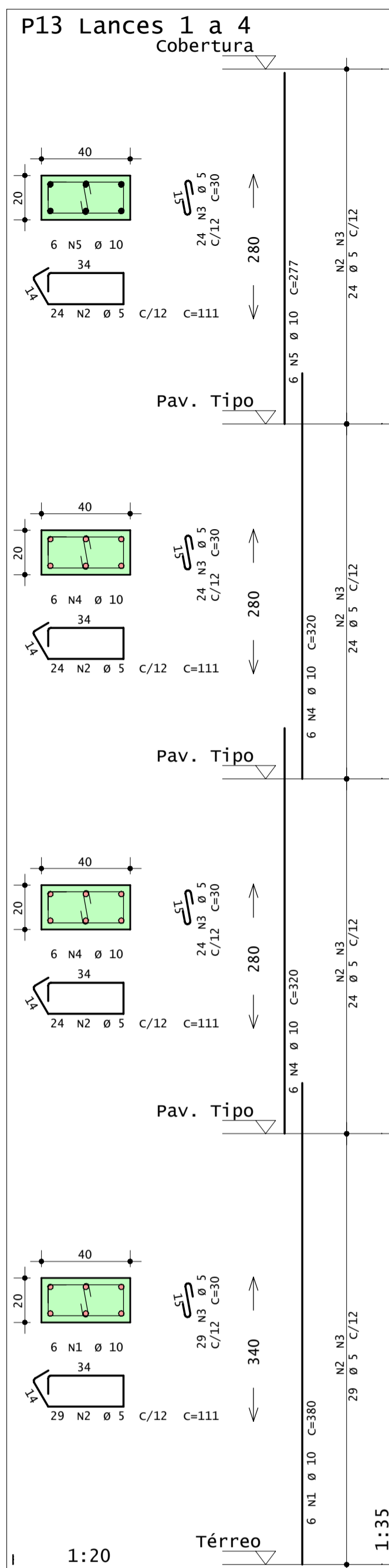
LAÇAS	LAÇA	POS	BIT (mm)	QUANT	COMPRIMENTO UNIT (cm)	TOTAL (cm)
P7 Lances 1 a 4	50A	1	10	6	380	2280
	60A	2	5	101	111	11211
	60A	3	5	101	30	3030
	50A	4	10	12	320	3840
	50A	5	10	6	277	1662
P8 Lances 1 a 5	50A	1	10	6	380	2280
	60A	2	5	126	121	15246
	60A	3	5	126	30	3780
	50A	4	10	18	320	5760
	50A	5	10	6	297	1782
P9 Lances 1 a 5	50A	1	10	6	380	2280
	60A	2	5	126	121	15246
	60A	3	5	126	30	3780
	50A	4	10	18	320	5760
	50A	5	10	6	297	1782
P10 Lances 1 a 4	50A	1	10	6	380	2280
	60A	2	5	101	111	11211
	60A	3	5	101	30	3030
	50A	4	10	12	320	3840
	50A	5	10	6	277	1662
P11 Lances 1 a 4	50A	1	10	6	380	2280
	60A	2	5	101	111	11211
	60A	3	5	101	30	3030
	50A	4	10	12	320	3840
	50A	5	10	6	277	1662
P12 Lances 1 a 4	50A	1	10	6	380	2280
	60A	2	5	101	111	11211
	60A	3	5	101	30	3030
	50A	4	10	12	320	3840
	50A	5	10	6	277	1662

LAÇA	RESUMO	BIT	CA	50-60	PESO
LAÇA	COMPR	(mm)	(m)	(kg)	(kg)
60A	5	5	950	146	146
50A	10	10	508	313	313
Peso Total				60A =	146 kg
Peso Total				50A =	313 kg

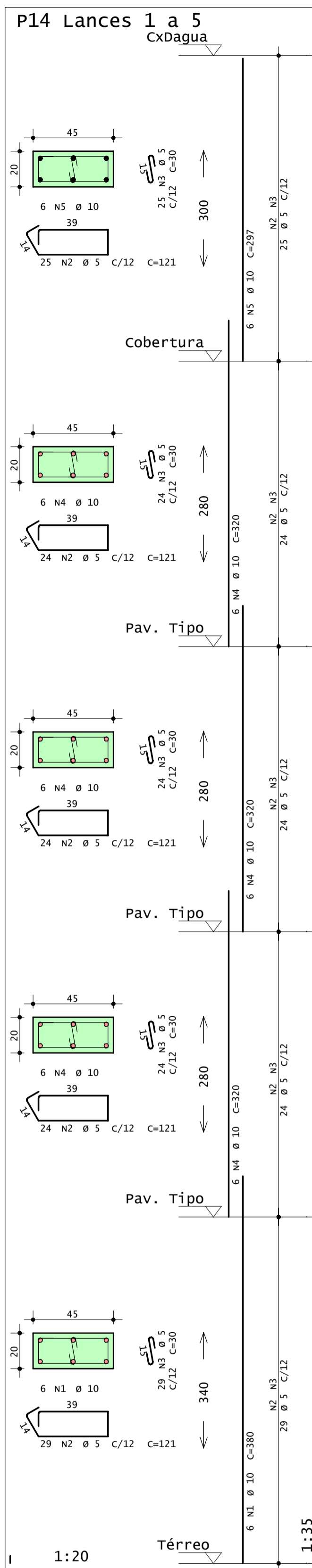
TQS Informática Ltda
RUA PINHEIROS, 706 C/2 - TEL: (011)3083-2722 - CEP 05422-001 - SÃO PAULO

CONCRETO fck = 25 MPA	OBRA N.º 0010
CLIENTE Daniel de Carvalho Araujo	DES. N.º 009
OBRA TCC DANIEL	REV. N.º 00
TITULO Pilares P7 Lances 1 a 4 P8 Lances 1 a 5 P9 Lances 1 a 4 P10 Lances 1 a 4 P11 Lances 1 a 4 P12 Lances 1 a 4	ENG.º
DATA 26/04/2021	ESCALA 1:20
DESENHO DANI-PTL-007-R00	COORD.

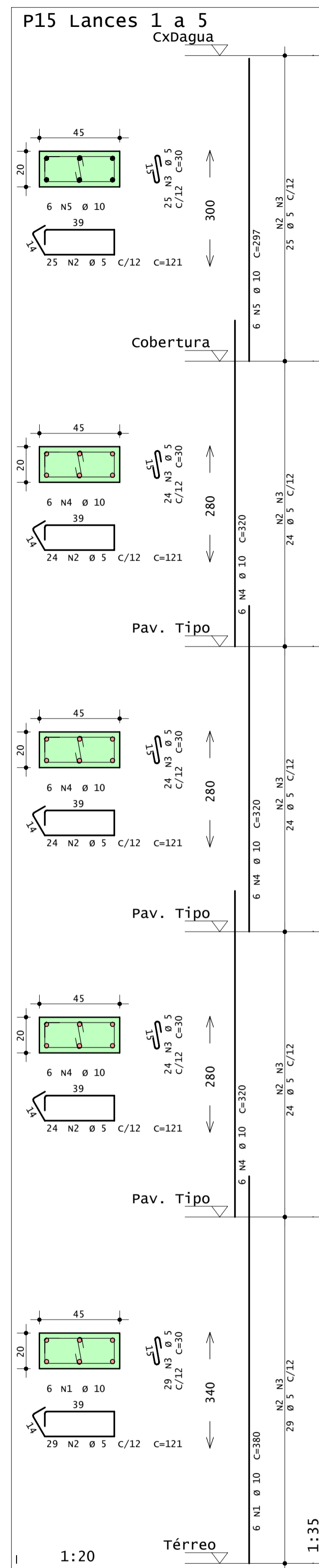
Desenho produzido por versão acadêmica, proibido uso comercial



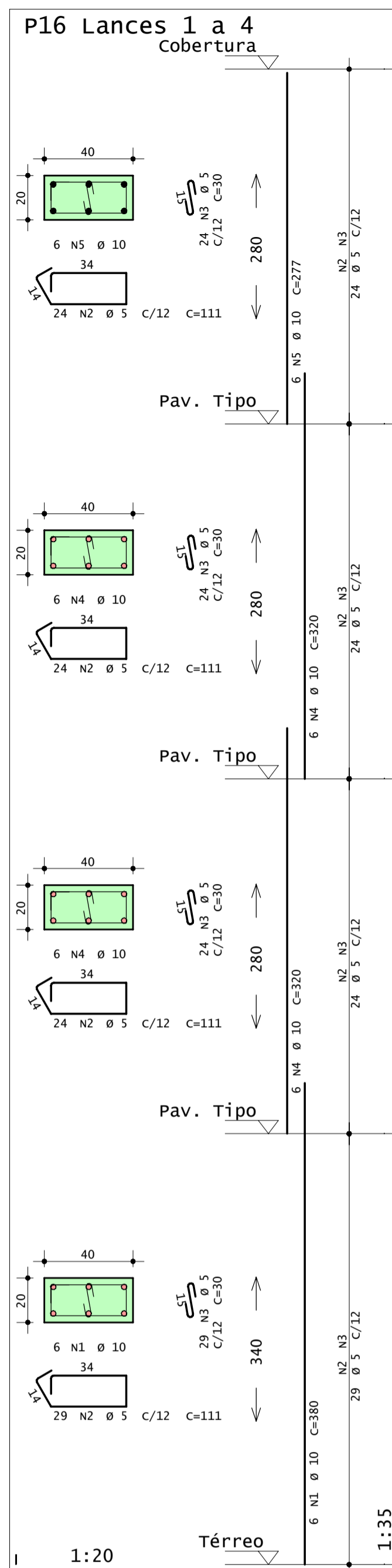
Desenho produzido por versão acadêmica, proibido uso comercial



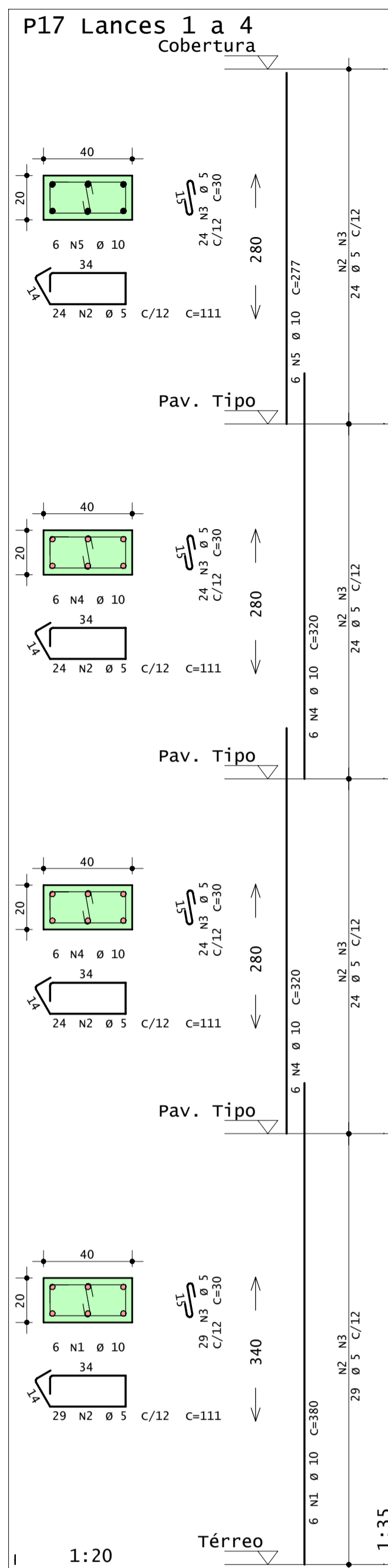
Desenho produzido por versão acadêmica, proibido uso comercial



Desenho produzido por versão acadêmica, proibido uso comercial



Desenho produzido por versão acadêmica, proibido uso comercial



Desenho produzido por versão acadêmica, proibido uso comercial

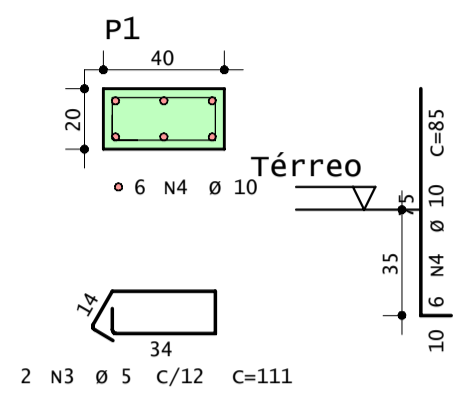
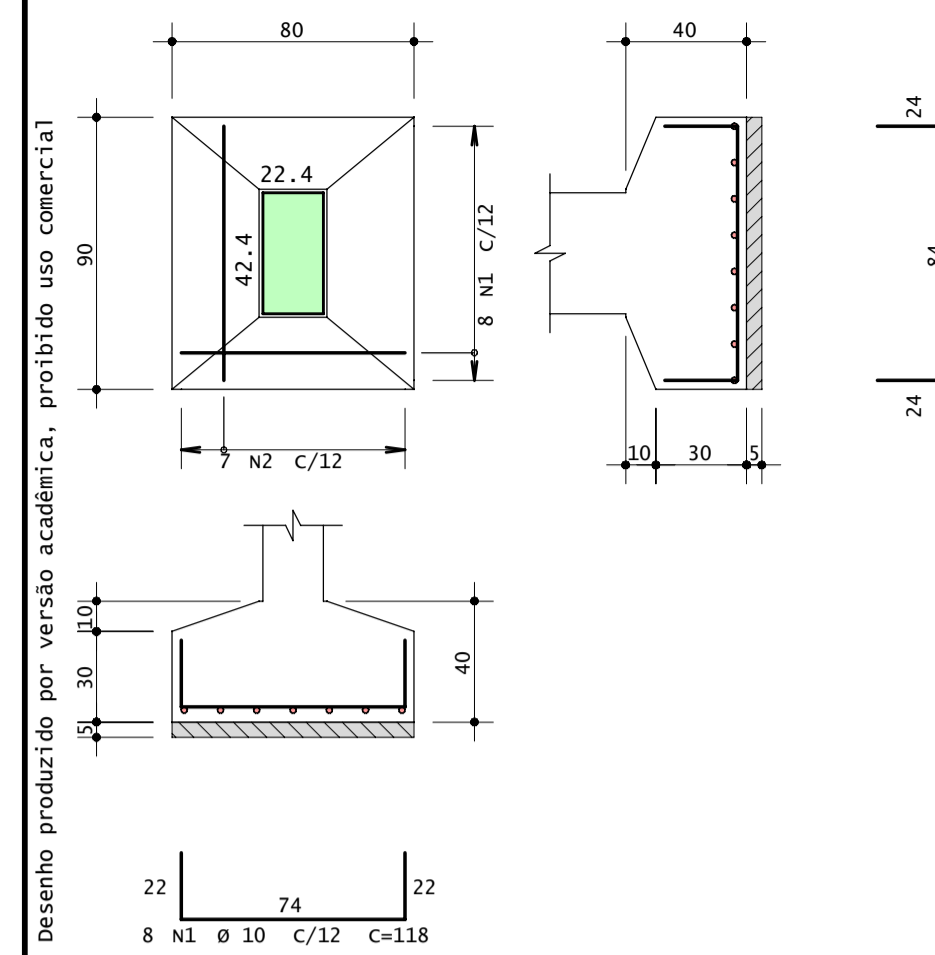
LAÇOS	POS	BIT (mm)	QUANT	COMPRIMENTO UNIT (cm)	TOTAL (cm)
P13 Lances 1 a 4					
50A	1	10	6	380	2280
60A	2	5	101	111	11211
60A	3	5	101	30	3030
50A	4	10	12	320	3840
50A	5	10	6	277	1662
P14 Lances 1 a 5					
50A	1	10	6	380	2280
60A	2	5	126	121	15246
60A	3	5	126	30	3780
50A	4	10	18	320	5760
50A	5	10	6	297	1782
P15 Lances 1 a 5					
50A	1	10	6	380	2280
60A	2	5	126	121	15246
60A	3	5	126	30	3780
50A	4	10	18	320	5760
50A	5	10	6	297	1782
P16 Lances 1 a 4					
50A	1	10	6	380	2280
60A	2	5	101	111	11211
60A	3	5	101	30	3030
50A	4	10	12	320	3840
50A	5	10	6	277	1662
P17 Lances 1 a 4					
50A	1	10	6	380	2280
60A	2	5	101	111	11211
60A	3	5	101	30	3030
50A	4	10	12	320	3840
50A	5	10	6	277	1662

RESUMO AÇO CA 50-60			
AÇO	BIT (mm)	COMPR (m)	PESO (kg)
60A	5	808	124
50A	10	430	265
Peso Total	60A =		124 kg
Peso Total	50A =		265 kg

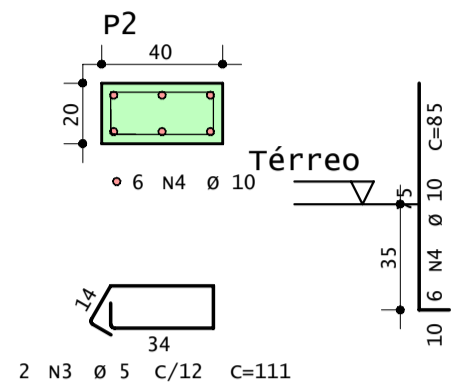
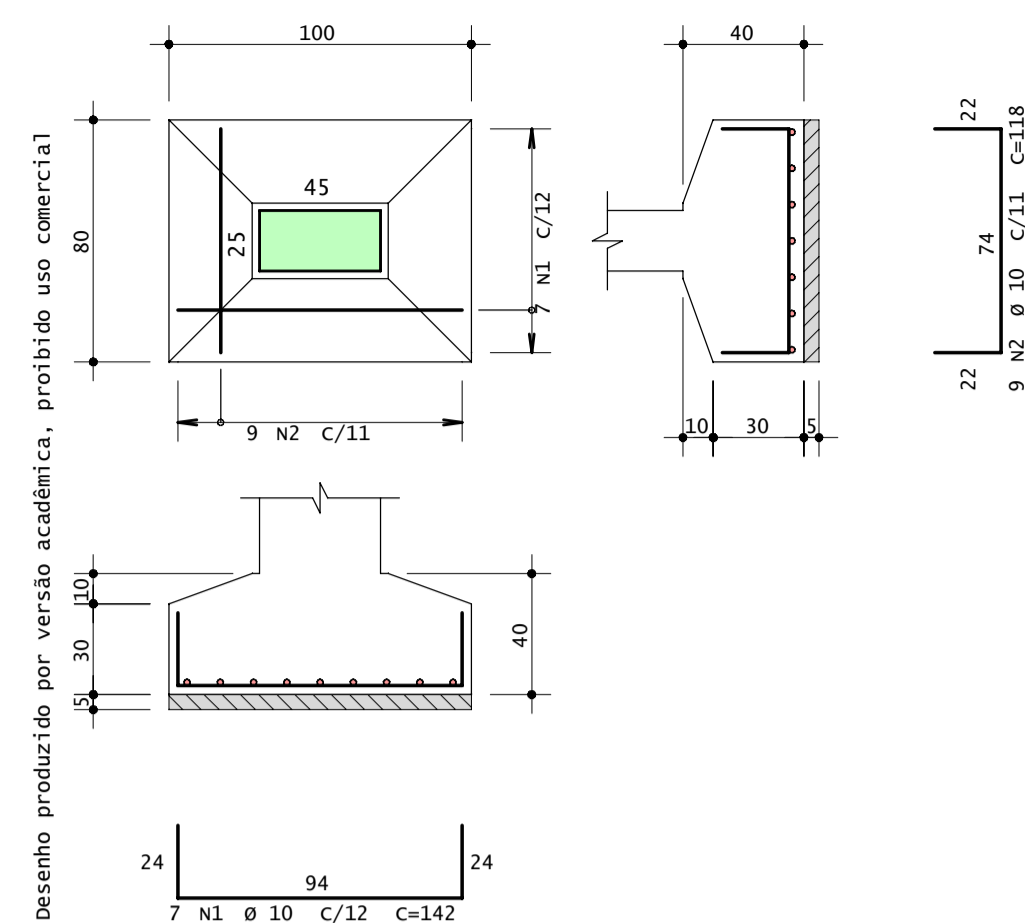
TQS Informática Ltda
RUA PINHEIROS, 706 C/2 - TEL: (011)3083-2722 - CEP 05422-001 - SÃO PAULO

CONCRETO fck = 25 MPA	OBRA N.º 0010
CLIENTE Daniel de Carvalho Araujo	DES. N.º 010
OBRA TCC DANIEL	REV. N.º 00
TÍTULO Pilares	
P13 Lances 1 a 4 P14 Lances 1 a 5 P15 Lances 1 a 5 P16 Lances 1 a 4 P17 Lances 1 a 4	
DATA 23/04/2021	ESCALA 1:20
DESENHO DANI-PTL-008-R00	COORD. ENG.º

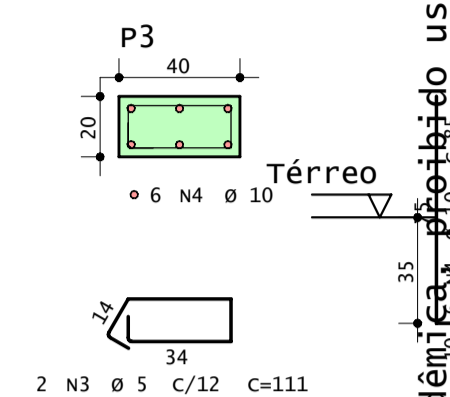
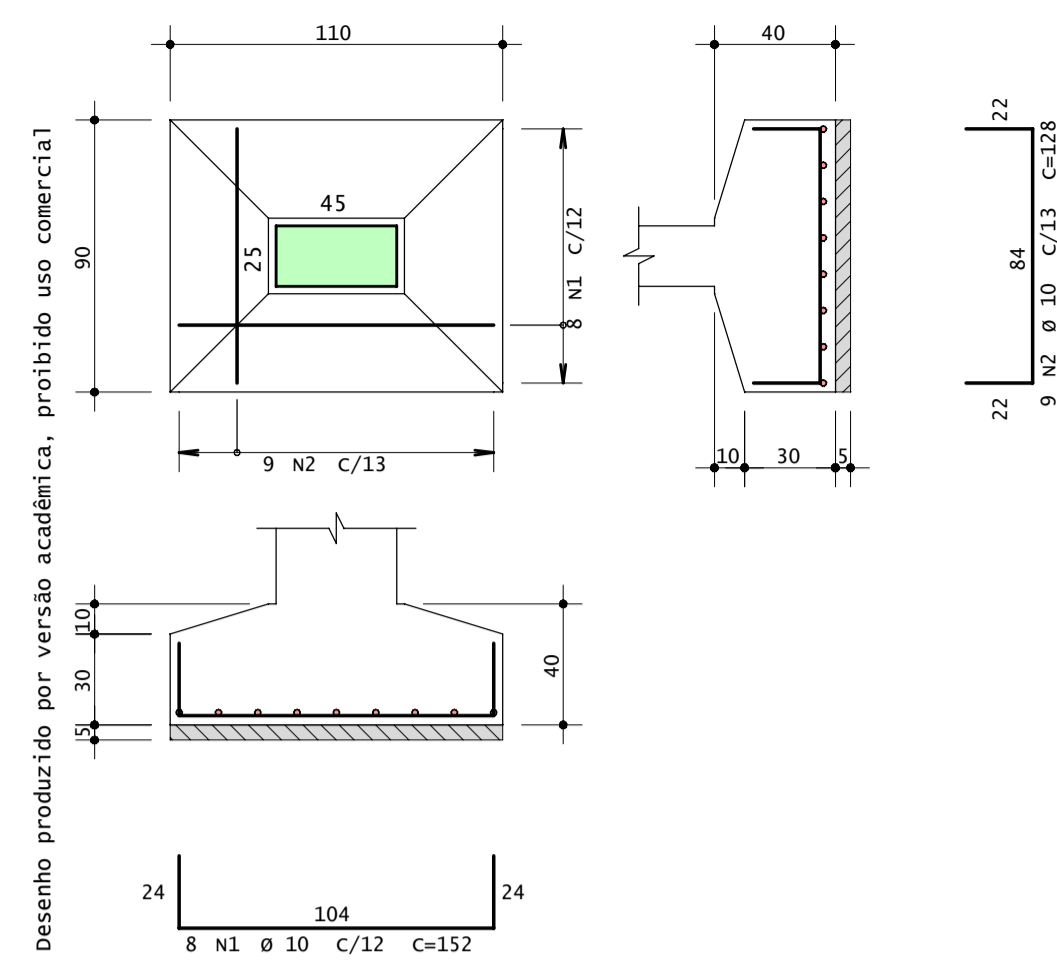
S1=S5=S5=S6=S11=S12=S12=S17=S17
(ESCALA 1:25)



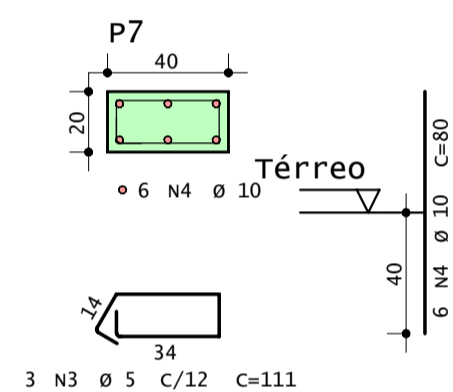
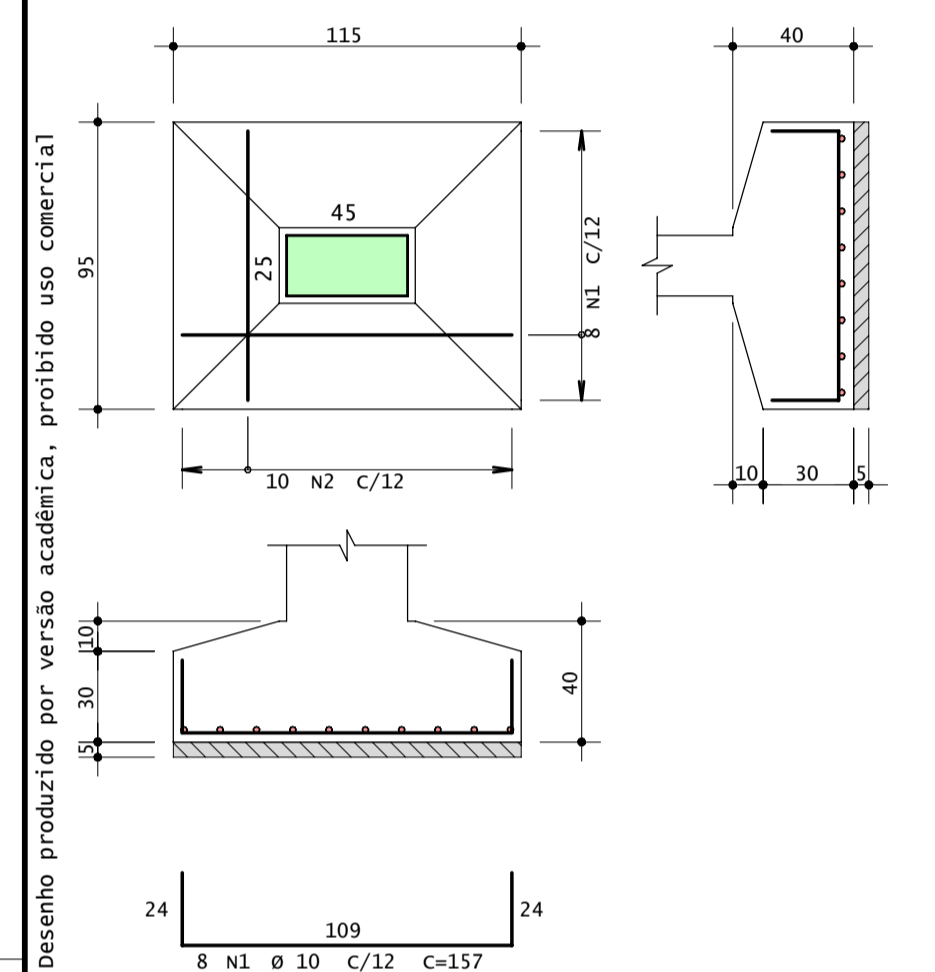
S2=S4
(ESCALA 1:25)



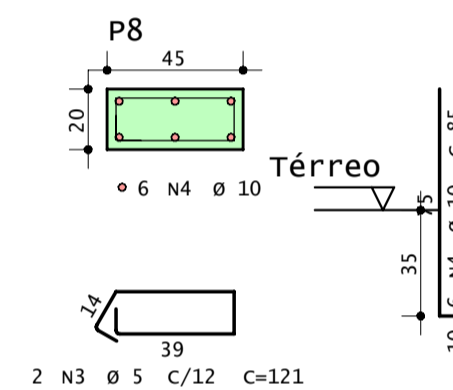
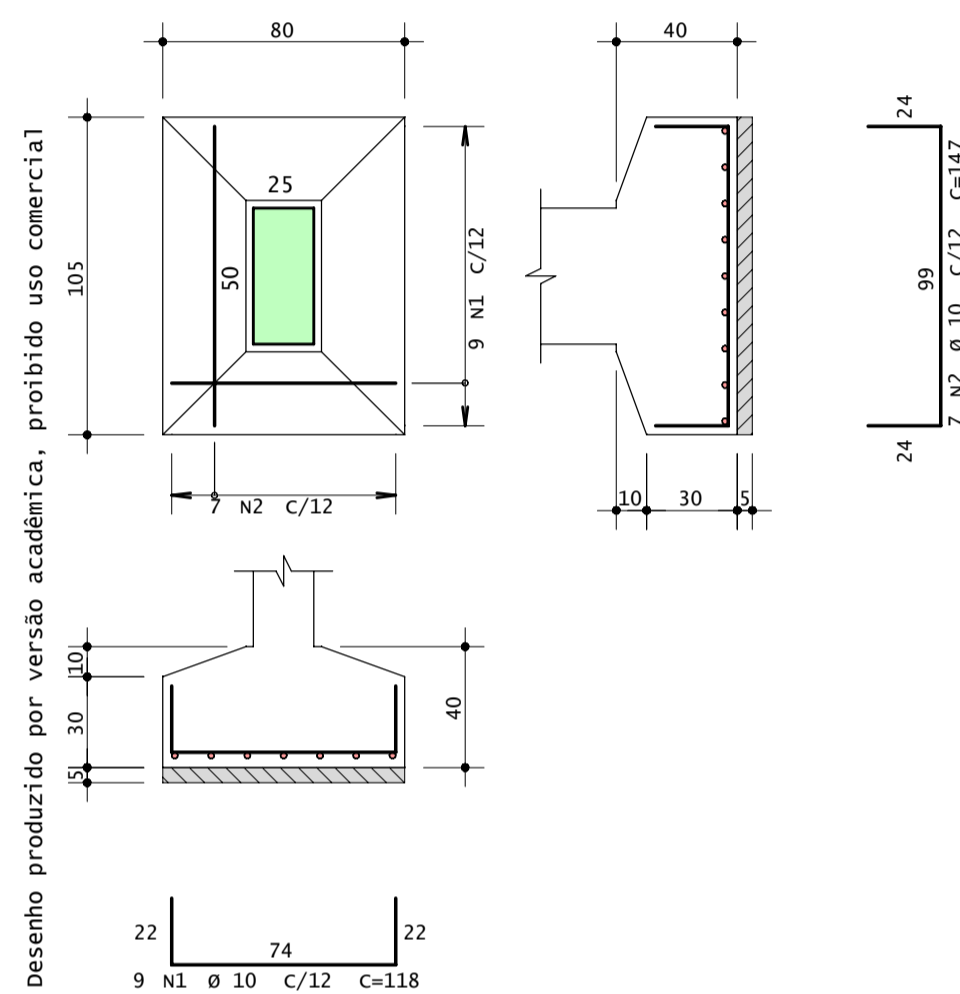
S3
(ESCALA 1:25)



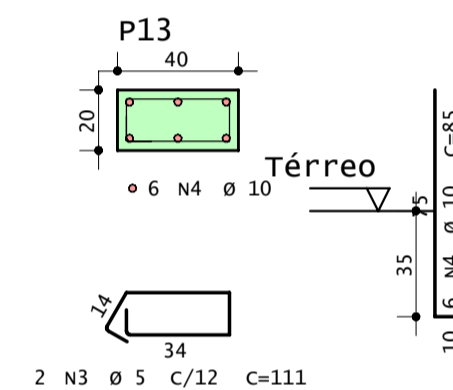
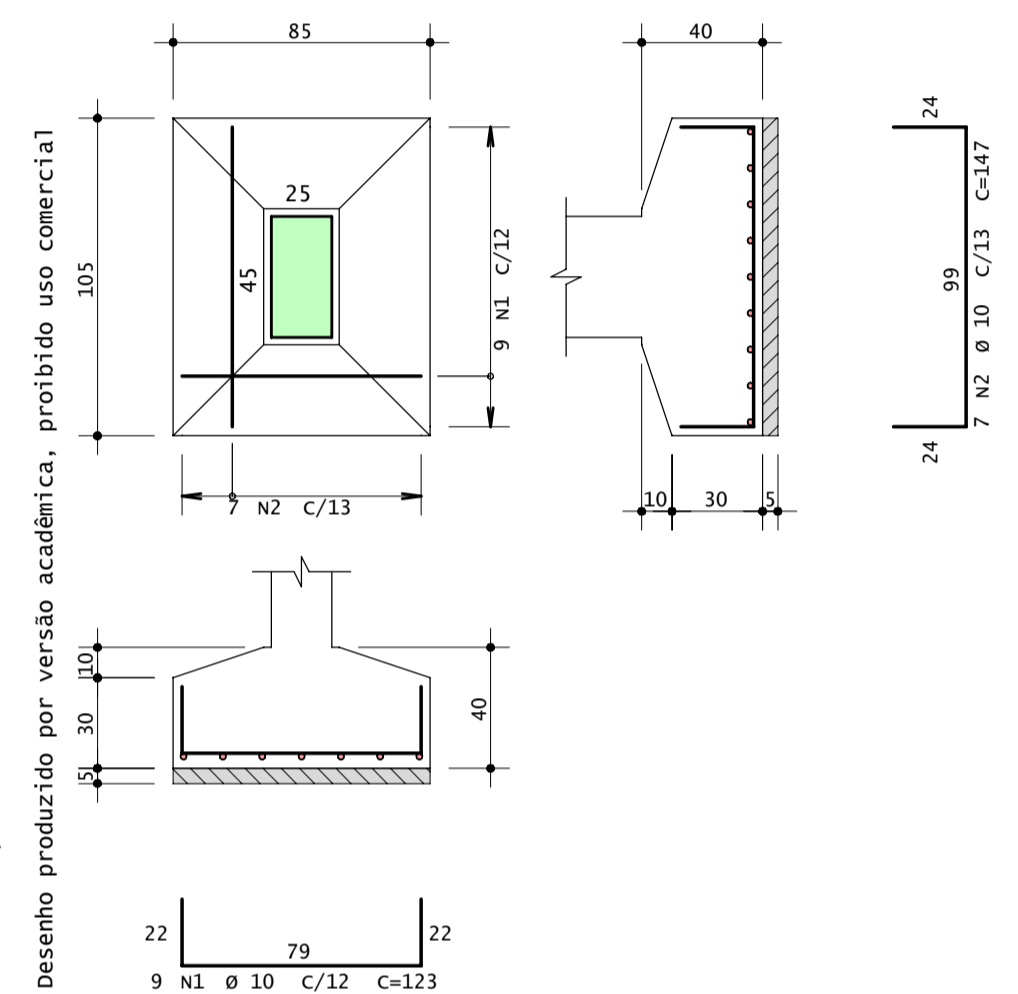
S7=S10
(ESCALA 1:25)



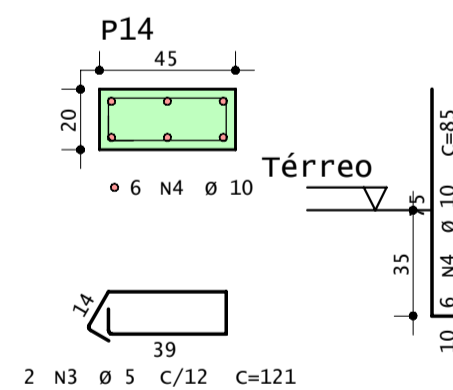
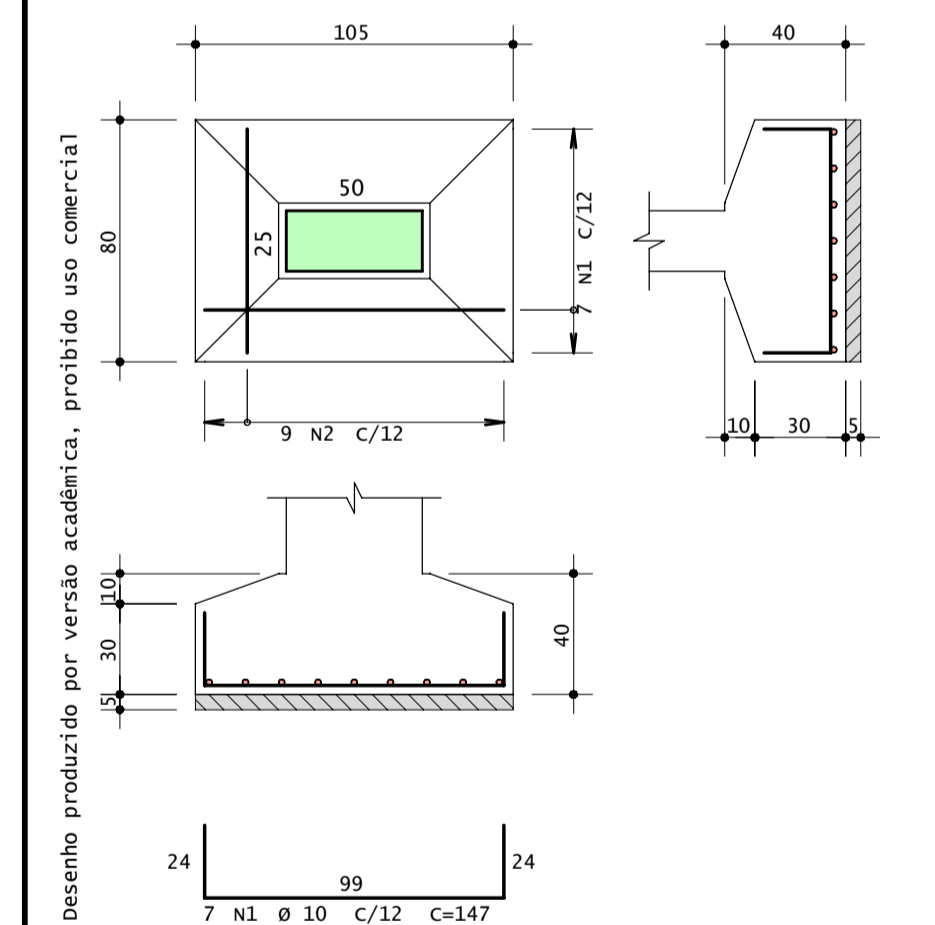
S8=S9
(ESCALA 1:25)



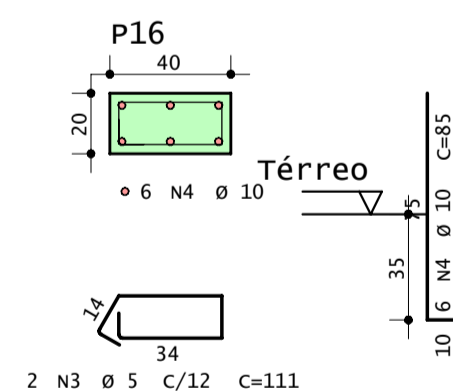
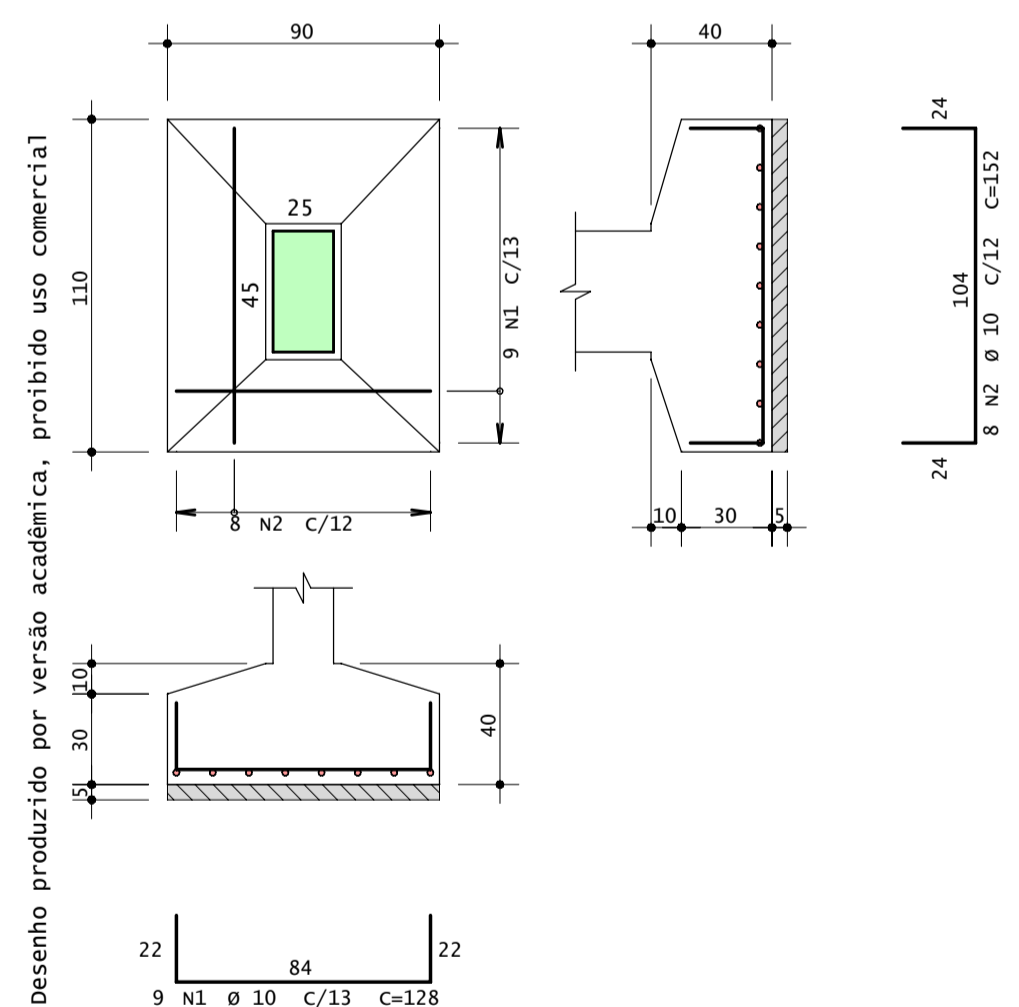
S13
(ESCALA 1:25)



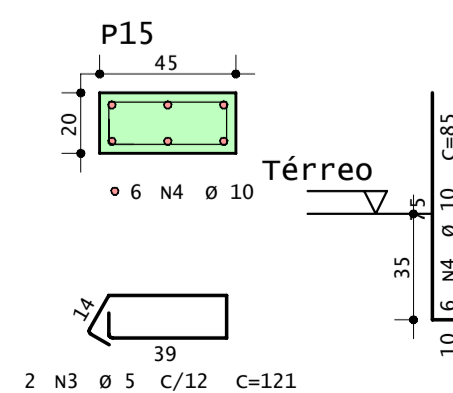
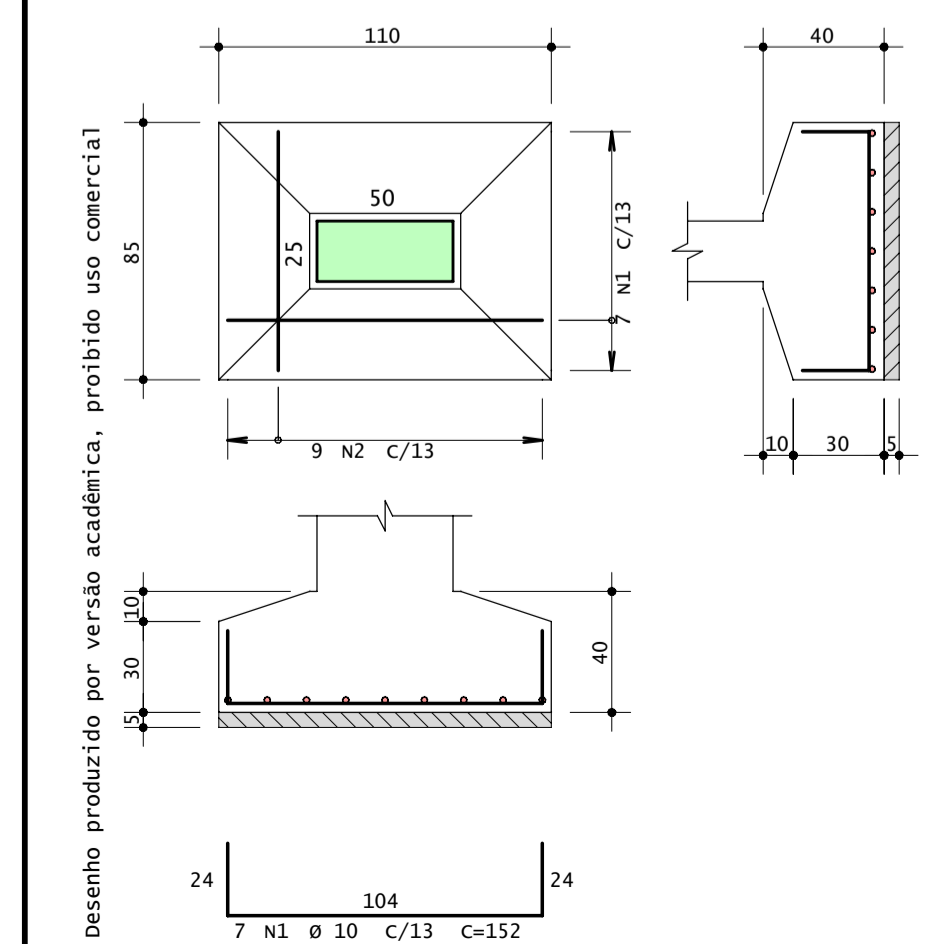
S14
(ESCALA 1:25)



S16
(ESCALA 1:25)



S15
(ESCALA 1:25)



ACO	POS	BIT (mm)	QUANT	COMPRIMENTO UNIT (cm)	TOTAL (cm)
S1=S5=S5=S6=S11=S12=S12=S17=S17 (X9)					
50A	1	10	72	118	8496
50A	2	10	63	132	8316
60A	3	5	18	111	1998
50A	4	10	54	85	4590
S2=S4 (X2)					
50A	1	10	14	142	1988
50A	2	10	18	118	2124
60A	3	5	4	111	444
50A	4	10	12	85	1020
S3					
50A	1	10	8	152	1216
50A	2	10	9	128	1152
60A	3	5	2	111	222
50A	4	10	6	85	510
S7=S10 (X2)					
50A	1	10	16	157	2512
50A	2	10	20	133	2660
60A	3	5	6	111	666
50A	4	10	12	80	960
S8=S9 (X2)					
50A	1	10	18	118	2124
50A	2	10	14	147	2058
60A	3	5	4	121	484
50A	4	10	12	85	1020
S13					
50A	1	10	9	123	1107
50A	2	10	7	147	1029
60A	3	5	2	111	222
50A	4	10	6	85	510
S14					
50A	1	10	7	147	1029
50A	2	10	9	118	1062
60A	3	5	2	121	242
50A	4	10	6	85	510
S15					
50A	1	10	7	152	1064
50A	2	10	8	152	1216
60A	3	5	2	121	242
50A	4	10	6	85	510
S16					
50A	1	10	9	128	1152
50A	2	10	8	152	1216
60A	3	5	2	111	222
50A	4	10	6	85	510

RESUMO AÇO CA 50-60			
ACO	BIT (mm)	COMPR (m)	PESO (kg)
60A	5	47	7
50A	10	516	318
Peso Total		60A =	7 kg
Peso Total		50A =	318 kg

Desenho produzido por versão acadêmica, proibido uso comercial

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

CONCRETO fck = 25 MPA	OBRA N.º 0010
CLIENTE Daniel de Carvalho Araujo	DES. N.º 011
OBRA TCC DANIEL	REV. N.º 00
TITULO Sapatas	
S1=S5=S5=S6=S11=S12=S12=S17=S17 S2=S4 / S3 / S7=S10 S8=S9 / S13 / S14 / S15 S16	
DATA 26/04/2021	ESCALA 1:25
DESENHO DANI-PTL-015-R00	COORD. ENG.º