

**UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL
ESCOLA DE ENGENHARIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL**

Marcos Wilson Ogata

**DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURA EM CONCRETO ARMADO:
PROJETO DE EDIFICAÇÃO COMERCIAL**

Porto Alegre
Janeiro de 2020

MARCOS WILSON OGATA

**Dimensionamento de Estrutura em Concreto Armado:
Projeto de Edificação Comercial**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado à Comissão de Graduação do Curso de Engenharia Civil da Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, como parte dos requisitos para obtenção do título de Engenheiro Civil

Orientador: Alexandre Rodrigues Pacheco

Porto Alegre
Janeiro de 2020

MARCOS WILSON OGATA

**Dimensionamento de Estrutura em Concreto Armado:
Projeto de Edificação Comercial**

Este Trabalho de Diplomação foi julgado adequado como pré-requisito para a obtenção do título de ENGENHEIRO CIVIL e aprovado em sua forma final pela Banca Examinadora, pelo Professor Orientador e pela Comissão de Graduação do curso de Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, janeiro de 2020

BANCA EXAMINADORA

Prof. Alexandre Rodrigues Pacheco (UFRGS)
PhD. Pela The Pennsylvania State University, EUA
Orientador

Prof. Roberto Domingos Rios (UFRGS)
Dr. Pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Prof. Ronald José Ellwanger (UFRGS)
Dr. Pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Dedico este trabalho à minha mãe, Maria de Lourdes, e a
minha falecida tia Leda, pelo apoio e por sempre estarem
ao meu lado nos momentos mais difíceis.

AGRADECIMENTOS

Agradeço à minha mãe Maria de Lourdes, pela educação, pelos ensinamentos e pelo incentivo que ajudaram na formação do meu caráter e me fizeram chegar até aqui.

Agradeço ao Prof. Alexandre Rodrigues Pacheco, pela pronta disponibilidade em auxiliar na elaboração do trabalho e de aceitar ser meu orientador, possibilitando que o trabalho pudesse ser entregue e apresentado.

Agradeço à minha melhor amiga Caroline Borba dos Santos, por toda a cumplicidade, companheirismo e apoio que me deu ao longo dos anos a motivação necessária para concluir o curso e seguir meus sonhos.

Agradeço a todos os professores do corpo docente do curso de Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul por todo o conhecimento e experiências adquiridos durante o curso.

Agradeço aos meus amigos cujo apoio foi fundamental para minha formação.

“Hope is what make us strong. It is why we are here. It is
what we fight with when all else is lost.”

Pandora

RESUMO

Cada vez mais é imprescindível ao engenheiro civil o entendimento completo de todas as variáveis envolvidas na execução de um edifício, tanto na fase de obra como na de projeto. O avanço tecnológico permitiu ao engenheiro realizar diversos estudos, aprofundando mais o conhecimento a respeito de concepções e comportamentos de estruturas de concreto armado. O trabalho teve como objetivo integrar os elementos principais envolvidos na confecção de um projeto estrutural, organizando-os numa sequência lógica de etapas a serem cumpridas. Com este trabalho, busca-se definir os parâmetros principais norteadores deste tipo de projeto - visando a análise estrutural, o dimensionamento e a verificação de estruturas de concreto armado corriqueiras em edificações comerciais. O projeto foi feito em cima de um projeto arquitetônico elaborado na etapa de estudo preliminar. Num primeiro momento, o trabalho foca na definição e organização de metodologias para realizar o dimensionamento de diversos elementos estruturais de concreto armado, dentre eles: lajes nervuradas, lajes lisas, vigas, pilares, escadas e rampas. Na sequência, esta metodologia é aplicada ao edifício em questão, bem como são definidos os critérios de análise estrutural. Em seguida, mostra-se os resultados obtidos com o dimensionamento, bem como observações a respeito dos mesmos, validando a coerência do projeto. Por fim, são feitos comentários finais a respeito do trabalho como um todo e sugestões de trabalhos futuros.

Palavras-chave: Concreto Armado. Projeto Estrutural. Dimensionamento de edificações comerciais. Projeto Executivo.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Mapa de localização do terreno.	20
Figura 2 – Fluxograma do projeto desenvolvido.	22
Figura 3 – Corte esquemático da edificação.	23
Figura 4 – Diagrama tensão-deformação para aço de armaduras passivas.	28
Figura 5 – Classes de agressividade ambiental.	29
Figura 6 – Correspondência entre a CAA e o cobrimento nominal para $\Delta c = 10\text{mm}$	29
Figura 7 – Imperfeições geométricas globais.	30
Figura 8 – Ajuste do diagrama de tensões parábola-retângulo.	32
Figura 9 – Domínios de deformação.	33
Figura 10 – Geometria da seção T.	37
Figura 11 – Definição da superfície crítica C' de pilares internos.	41
Figura 12 – Detalhe dos conectores.	42
Figura 13 – Definição dos contornos críticos.	43
Figura 14 – Geometria dos ganchos de barras tracionadas.	46
Figura 15 – Convenção de solicitações para as lajes.	50
Figura 16 – Geometria de uma laje nervurada.	51
Figura 17 – Parâmetros para o método da rigidez média.	52
Figura 18 – Tabela para obtenção do parâmetro $\xi(t)$	54
Figura 19 – Detalhamento de armaduras para lajes lisas.	56
Figura 20 – Parâmetros geométricos da escada.	57
Figura 21 – Deslocamento do diagrama de momento fletor.	59
Figura 22 – Interface do software P-Calc.	62
Figura 23 – Proteção contra flambagem das barras.	63
Figura 24 – Demarcação da junta na planta dos pilotis.	68
Figura 25 – Áreas de influência para pré-dimensionamento dos pilares da torre.	70
Figura 26 – Consideração da carga de vento nos pavimentos.	83
Figura 27 – Modelo estrutural implementado.	85
Figura 28 – Consideração da ligação excêntrica entre pilar e viga.	86
Figura 29 – Modelo estrutural para análise das lajes do estacionamento.	87
Figura 30 – Modelos de análise para as lajes da torre.	87
Figura 31 – Linhas de momentos utilizadas para o dimensionamento das lajes lisas.	98
Figura 32 – Flechas das lajes no pavimento pilotis.	103
Figura 33 – Geometria da escada.	108

Figura 34 – Modelo estrutural e solicitações da escada.....	110
Figura 35 – Modelo estrutural e cálculo da flecha.....	111
Figura 36 – Envoltórias de esforços para a viga VT01 do pavimento Tipo 1.....	112
Figura 37 – Envoltórias de esforços para a viga VT01 do pavimento Tipo 4.....	112
Figura 38 – Envoltórias de esforços para a viga VT01 do pavimento Tipo 9.....	113
Figura 39 – Modelo estrutural das vigas VT14, VT16 e VT18.....	116

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 – Taxas mínimas de armadura de flexão para vigas.....	35
Quadro 2 – Dimensões para consideração da ancoragem.	46
Quadro 3 – Expressões para o cálculo dos esforços em lajes armadas em 1 direção.	48
Quadro 4 – Fórmulas para o cálculo dos esforços em lajes armadas em 2 direções.	49
Quadro 5 – Limites para deslocamentos	55
Quadro 6 – Parâmetros gerais do concreto.....	65
Quadro 7 - Parâmetros da armadura passiva.	66
Quadro 8 – Parâmetros de projeto para as lajes nervuradas.....	72
Quadro 9 – Levantamento do consumo de água na edificação.	73
Quadro 10 – Valores mínimos das cargas verticais.	75
Quadro 11 – Resumo das cargas superficiais para a estrutura com a torre.....	76
Quadro 12 – Parâmetros de dimensionamento das armaduras transversais das vigas.....	114

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Pré-dimensionamento dos pilares da torre.	71
Tabela 2 – Cargas superficiais de revestimento.	72
Tabela 3 – Resumo das cargas superficiais para a estrutura sem a torre.	76
Tabela 4 – Cálculo da força horizontal equivalente na estrutura com a torre.	77
Tabela 5 – Cálculo da força horizontal equivalente na estrutura sem a torre.	78
Tabela 6 – Cálculo dos parâmetros gerais de vento.....	80
Tabela 7 – Cargas de vento nas direções X(0°) e Y(90°).	82
Tabela 8 – Cargas de vento nas direções Y(270°) e X(180°).....	82
Tabela 9 – Taxas de carga distribuída, em cada pavimento, na direção Y(90°).	84
Tabela 10 – Taxas de carga para a ação do vento na direção X(0°).....	84
Tabela 11 – Cargas lineares uniformes implementadas no SAP2000.	88
Tabela 12 – Combinações de ações utilizadas no projeto.	89
Tabela 13 – Combinações de ações utilizadas no projeto (continuação).....	90
Tabela 14 – Cálculo do parâmetro gama z na direção Y90.....	91
Tabela 15 – Cálculo do parâmetro gama z na direção X0.	91
Tabela 16 – Armaduras positivas na direção X das lajes do pavimento tipo.....	93
Tabela 17 – Armaduras positivas na direção Y das lajes do pavimento tipo.	93
Tabela 18 – Armaduras negativas das lajes do pavimento tipo.....	94
Tabela 19 – Verificação da flexão da mesa das lajes nervuradas.....	95
Tabela 20 – Solicitações características das lajes da cobertura.....	95
Tabela 21 – Armaduras positivas na direção X das lajes da cobertura.....	96
Tabela 22 – Armaduras positivas na direção Y das lajes da cobertura.....	96
Tabela 23 – Armaduras negativas das lajes da cobertura.	97
Tabela 24 – Solicitações características das lajes dos reservatórios.....	97
Tabela 25 – Armaduras positivas nas direções X e Y das lajes dos reservatórios.	97
Tabela 26 – Armaduras para a linha de pilares LPX01.	99
Tabela 27 – Armaduras para a linha de pilares LPX02.	99
Tabela 28 – Armaduras para a linha de pilares LPX03.	100
Tabela 29 – Armaduras para a linha de pilares LPX04.	100
Tabela 30 – Armaduras para a linha de pilares LPX05.	101
Tabela 31 – Armaduras para a linha de pilares LPX06	101
Tabela 32 – Armaduras para a linha de pilares LPX07.	101
Tabela 33 – Armaduras para a linha de pilares LPY01.	101

Tabela 34 – Armaduras para a linha de pilares LPY02.	102
Tabela 35 – Armaduras para a linha de pilares LPY03.	102
Tabela 36 – Armaduras para a linha de pilares LPY04 a LPY09.....	102
Tabela 37 – Armaduras para a linha de pilares LPY10.	102
Tabela 38 – Armaduras para a linha de pilares LPY11.	103
Tabela 39 – Verificação das flechas no pavimento pilotis.....	104
Tabela 40 – Verificação das flechas nas lajes do pavimento tipo.	104
Tabela 41 – Verificação das flechas nas lajes do pavimento cobertura.....	105
Tabela 42 – Verificação ao cisalhamento das lajes do pavimento tipo.	105
Tabela 43 – Verificação ao cisalhamento das lajes do pavimento cobertura.....	106
Tabela 44 – Verificação ao cisalhamento das lajes dos reservatórios.	106
Tabela 45 – Verificação da necessidade de armadura de punção.....	107
Tabela 46 – Cálculo da armadura de punção.....	107
Tabela 47 – Armaduras longitudinais das vigas de contraventamento.....	114
Tabela 48 – Armaduras transversais das vigas de contraventamento.....	115
Tabela 49 – Carregamentos e solicitações para as vigas contraventadas.....	115
Tabela 50 – Dimensionamento das armaduras longitudinais das vigas contraventadas.....	116
Tabela 51 – Escolha das armaduras para as vigas contraventadas.	117
Tabela 52 – Dimensionamento das armaduras transversais das vigas contraventadas.....	117
Tabela 53 – Dimensionamento dos pilares P11 e P16.....	118

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas

CAA – Classe de Agressividade Ambiental

CF – Combinação Frequente

CQP – Combinação Quase Permanente

ELS – Estado Limite de Serviço

ELU – Estado Limite Último

NBR – Norma Brasileira

UFRGS – Universidade Federal do Rio Grande do Sul

LISTA DE SÍMBOLOS

A_s - Armadura longitudinal de aço

A_{sw} - Armadura transversal de aço

α_c - Coeficiente de redução da resistência do concreto à compressão devido ao efeito Rüsçh

α_E - Coeficiente função do tipo de agregado graúdo, para o cálculo de E_{cs}

α_i - Coeficiente função de f_{ck} para cálculo do módulo secante

b_f - Largura da mesa da seção T

b_m - Largura média da nervura

b_s - Distância entre eixos das nervuras

b_w - Largura da alma da seção

d - Altura útil da seção de concreto armado

E_{ci} - Módulo de elasticidade tangente inicial do concreto

E_{cs} - Módulo de elasticidade secante do concreto

E_s - Módulo de elasticidade do aço

ε_{c2} - Deformação específica de encurtamento do concreto no início do patamar plástico

ε_{cu} - Deformação específica de encurtamento do concreto na ruptura

ε_{yd} - Deformação específica de escoamento do aço, de cálculo

f_c - Resistência de cálculo do concreto, considerando efeito Rüsçh

f_{cd} - Resistência de cálculo do concreto, apenas minorando a resistência

f_{ck} - Resistência característica à compressão do concreto

f_{ctm} - Resistência média à tração do concreto

f_{yd} - Tensão de cálculo do escoamento do aço

F_d - Ação de cálculo

F_k - Ação característica

h_f - Espessura da mesa da seção T

h - Altura da seção transversal

ξ - Coeficiente função do tempo para consideração dos efeitos de fluência

λ - Coeficiente que substitui o diagrama de tensão-deformação do concreto de parábola-retângulo para retângulo, conforme mostrado na figura

M_d - Momento fletor solicitante de cálculo

ρ - Taxa mecânica de armadura de aço

s_w - Espaçamento entre armaduras transversais

τ_{Rd} - Tensão resistente de cálculo ao cisalhamento

τ_{Sd} - Tensão solicitante de cálculo ao cisalhamento

V_{sd} - Esforço cortante solicitante de cálculo

V_{sk} - Esforço cortante característico

x - Altura da linha neutra da seção, considerando o diagrama parábola-retângulo de tensões

y - Altura da linha neutra da seção, considerando o diagrama retangular de tensões

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	19
2	DIRETRIZES DE PROJETO.....	21
2.1	OBJETIVOS.....	21
2.1.1	Objetivo principal	21
2.1.2	Objetivo secundário	21
2.2	PREMISSAS DE PROJETO.....	21
2.3	DELIMITAÇÃO.....	21
2.4	DELINEAMENTO.....	22
3	DESCRIÇÃO DA EDIFICAÇÃO.....	23
4	METODOLOGIA.....	24
4.1	GENERALIDADES DE ESTRUTURAS EM CONCRETO ARMADO.....	24
4.1.1	Estados limites.....	24
4.1.1.1	Estados limites últimos (ELU)	24
4.1.1.2	Estados limites de serviço (ELS).....	24
4.1.2	Ações e combinações	25
4.1.2.1	Ações permanentes	25
4.1.2.2	Ações variáveis.....	25
4.1.2.3	Combinações	25
4.1.3	Parâmetros dos materiais.....	27
4.1.3.1	Concreto	27
4.1.3.2	Aço para armaduras passivas	28
4.1.3.3	Classe de agressividade ambiental e cobrimento	29
4.1.4	Estabilidade global das estruturas de concreto.....	30
4.1.4.1	Imperfeições globais	30
4.1.4.2	Parâmetro de estabilidade γ_z	31
4.1.5	Domínios de deformação	32
4.1.6	Dimensionamento das armaduras	34
4.1.6.1	Armaduras mínimas e máximas	34
4.1.6.2	Armaduras longitudinais	35
4.1.6.3	Armaduras transversais	39
4.1.6.4	Armaduras de punção	40
4.1.6.5	Ancoragem das armaduras longitudinais	44
4.2	CÁLCULO DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS.....	47

4.2.1 Lajes nervuradas	47
4.2.1.1 Considerações gerais.....	47
4.2.1.2 Obtenção das solicitações.....	47
4.2.1.3 Critérios de projeto	50
4.2.1.4 Verificação de deformações excessivas	53
4.2.1.5 Verificação ao corte como laje maciça	55
4.2.2 Lajes lisas	55
4.2.3 Escada	57
4.2.3.1 Considerações gerais.....	57
4.2.3.2 Obtenção dos esforços e dimensionamento das armaduras	57
4.2.4 Vigas	58
4.2.4.1 Considerações gerais.....	58
4.2.4.2 Carregamentos atuantes	58
4.2.4.3 Detalhamento das armaduras.....	59
4.2.5 Pilares.....	60
4.2.5.1 Considerações gerais.....	60
4.2.5.2 Efeitos locais de 2ª ordem	60
4.2.5.3 Dimensionamento à flexo compressão oblíqua.....	62
4.2.5.4 Proteção contra flambagem.....	63
5 APLICAÇÃO DA METODOLOGIA.....	65
5.1 MATERIAIS EMPREGADOS	65
5.1.1 Concreto	65
5.1.2 Armaduras passivas	65
5.1.3 Classe de agressividade ambiental.....	66
5.2 SISTEMA ESTRUTURAL ADOTADO.....	66
5.2.1 Pavimentos pilotis e térreo	66
5.2.2 Junta de dilatação estrutural	67
5.2.3 Pavimentos tipo, cobertura e reservatórios	68
5.2.4 Pré-dimensionamento	69
5.3 DEFINIÇÃO DOS CARREGAMENTOS.....	72
5.3.1 Cargas permanentes	72
5.3.1.1 Peso próprio das lajes.....	72
5.3.1.2 Peso próprio do revestimento	72
5.3.1.3 Reservatórios	73
5.3.1.4 Peso próprio de elementos construtivos.....	73

5.3.2 Cargas variáveis.....	74
5.3.3 Resumo das cargas superficiais	75
5.3.4 Cargas devido às imperfeições globais	76
5.3.5 Cargas de vento	78
5.4 ANÁLISE ESTRUTURAL.....	85
5.4.1 Modelos estruturais do SAP2000	85
5.4.1.1 Modelo para dimensionamento de pilares e vigas.....	85
5.4.1.2 Modelos para dimensionamento das lajes.....	86
5.4.2 Aplicação dos carregamentos	88
5.4.3 Definição das combinações	88
5.4.4 Estabilidade global.....	90
5.5 DIMENSIONAMENTO	92
5.5.1 Lajes nervuradas	92
5.5.1.1 Dimensionamento a flexão simples dos pavimentos tipos.....	92
5.5.1.2 Dimensionamento à flexão simples dos pavimentos cobertura e reservatórios	95
5.5.1.3 Dimensionamento à flexão simples dos pavimentos pilotis.....	98
5.5.1.4 Verificação da flecha admissível.....	103
5.5.1.5 Verificação ao cisalhamento	105
5.5.1.6 Verificação à punção.....	106
5.5.2 Escada	108
5.5.2.1 Considerações gerais.....	108
5.5.2.2 Cálculo dos esforços	109
5.5.2.3 Dimensionamento das armaduras	110
5.5.3 Vigas	111
5.5.3.1 Dimensionamento das armaduras para as vigas de contraventamento	111
5.5.3.2 Dimensionamento da armadura para as vigas contraventadas	115
5.5.4 Pilares.....	117
6 CONSIDERAÇÕES FINAIS	119
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	120
ANEXO A – PLANILHAS DE DIMENSIONAMENTO	122
ANEXO B – PRANCHAS DO PROJETO.....	123

1 INTRODUÇÃO

Um dos ramos de grande importância na construção civil é o de projetos de edificações, que se tornam cada vez mais sofisticados com a modernização das ferramentas disponíveis no mercado. Sendo assim, a visão, tanto espacial como técnica, do funcionamento da edificação leva o engenheiro civil a um novo paradigma de como pensar a construção, e também modelar seus projetos, integrando todas as disciplinas envolvidas na execução do mesmo.

A elaboração dos projetos estruturais envolve o cálculo e otimização dos elementos que suportarão as cargas do edifício, tanto as permanentes como as variáveis. Este projeto deve ser concebido de forma a haver uma integração estética e econômica com o projeto arquitetônico, evitando ao máximo interferências que afetem negativamente o mesmo. Busca-se também, no projeto estrutural, minimizar os custos na execução do edifício, gerando menos consumo de material e mão de obra. Logo, a adequada compreensão de todo o processo projetual e executivo é de extrema importância para a formação profissional, uma vez que encontra grande área de aplicação no mercado e possibilidade de inovações.

Tendo em vista estes fatores, o tema deste Trabalho de Conclusão de Curso visa a elaboração de um projeto estrutural em concreto armado, a fim de identificar, de forma abrangente, os principais pontos de importância na concepção, análise, dimensionamento e verificação do mesmo. Para isto, foi utilizado como base um projeto arquitetônico existente, originado de um estudo preliminar, para uma edificação comercial de 15 pavimentos. O terreno está localizado na Av. Padre Cacique, esquina com a rua Dr. Otávio Dutra, em Porto Alegre. Este terreno é mostrado na figura seguinte:

Figura 1 – Mapa de localização do terreno.



(fonte: GOOGLE, 2019)

Por se tratar de uma edificação comercial, logo possuindo vãos maiores e carregamentos consideráveis, foi adotada a solução de lajes nervuradas. Isto tende a minimizar o consumo de concreto e a tornar a estrutura mais leve. Será utilizado, também, o sistema aporticado de vigas e pilares, para resistir às ações horizontais do vento na torre da edificação. Toda a estrutura foi dimensionada de forma a não ser necessário o uso de protensão nos elementos estruturais do edifício.

2 DIRETRIZES DE PROJETO

2.1 OBJETIVOS

Os objetivos do trabalho estão classificados em principal e secundário, sendo descritos nos itens a seguir.

2.1.1 Objetivo principal

O objetivo principal é a elaboração de um projeto estrutural, em concreto armado, de um edifício comercial de 15 pavimentos.

2.1.2 Objetivo secundário

O objetivo secundário do trabalho é a organização da metodologia necessária para a análise, dimensionamento, verificação e detalhamento da edificação em concreto armado considerada.

2.2 PREMISSAS DE PROJETO

O trabalho tem como premissas:

- a) Utilização de lajes nervuradas, a fim de vencer maiores vãos;
- b) Pé direito mínimo de 2,60 metros no interior das salas comerciais;
- c) Pilares dispostos de forma a viabilizar as vagas do estacionamento;
- d) Seguir o mais fielmente possível o projeto arquitetônico, interferindo minimamente nos espaços projetados em estudo preliminar;

2.3 DELIMITAÇÃO

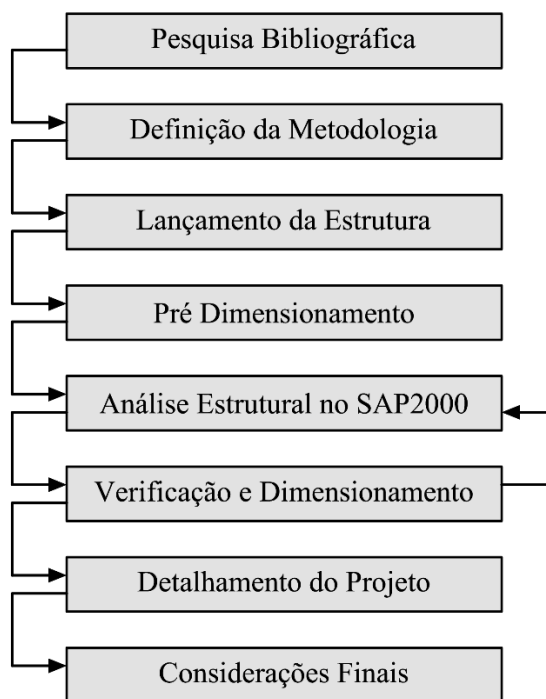
São delimitações do trabalho:

- a) não realização da análise dinâmica da estrutura;
- b) ausência de verificação estrutural em caso de incêndio;
- c) não ter como foco elementos ligados a orçamentos e gestão da construção, se limitando apenas ao levantamento dos quantitativos, quando for conveniente;
- d) não desenvolvimento do projeto das fundações, por necessitar de estudos de sondagem do solo que não foram executados.

2.4 DELINEAMENTO

O projeto foi realizado considerando as etapas definidas no fluxograma abaixo:

Figura 2 – Fluxograma do projeto desenvolvido.



(fonte: elaborado pelo autor)

A pesquisa bibliográfica buscou definir os critérios de projeto e dimensionamento que foram utilizados. Além disto, buscou-se referencial teórico a fim de proporcionar um embasamento técnico suficiente para a elaboração do projeto. Tal base foi composta por softwares, monografias, dissertações, livros, e, principalmente, recomendações de normas técnicas.

Com isto, pode-se definir a metodologia, premissas e a sequência projetual a ser adotada. Inicialmente, fez-se um lançamento da estrutura, com base na definição de estruturas de contraventamento, estruturas contraventadas, posicionamento de vigas e pilares, bem como a definição das lajes. Numa etapa posterior, foi feito o pré-dimensionamento destes elementos, tendo como base as recomendações de diversos autores e verificações em softwares.

Uma vez montada a estrutura, foram lançados no SAP2000 diversos modelos estruturais para nortear o dimensionamento do projeto. A análise estrutural destes modelos foi feita com base em combinações de ações definidas pelo autor, com enfoque no cálculo ao estado limite último. Os resultados são organizados em tabelas e croquis.

Por fim, foram executados o dimensionamento e detalhamento do projeto.

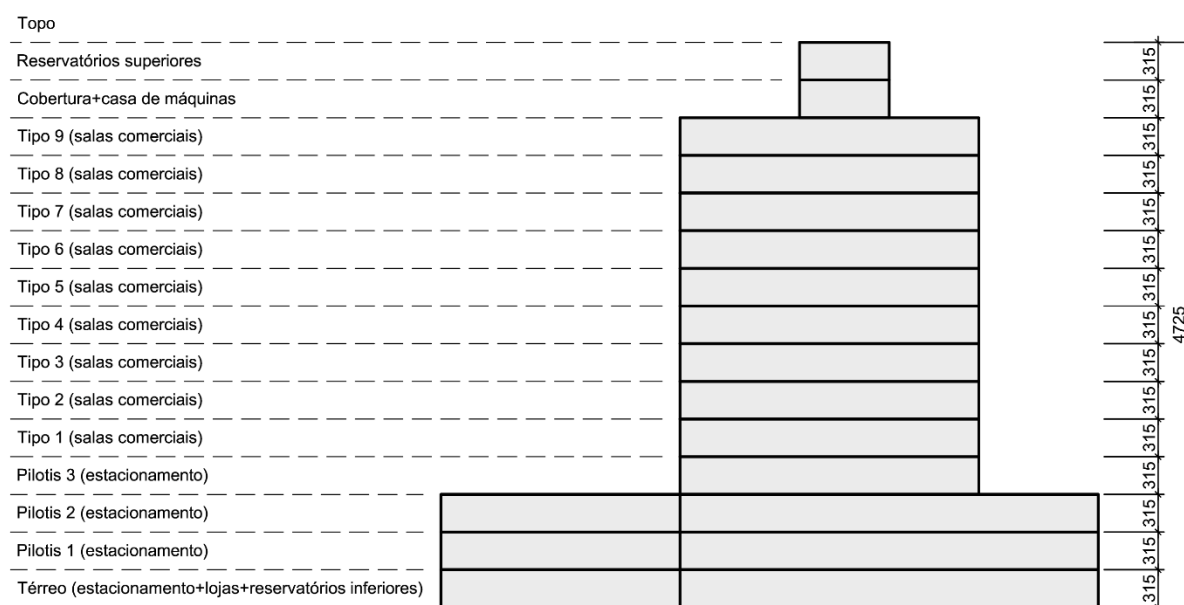
3 DESCRIÇÃO DA EDIFICAÇÃO

O objeto de estudo se trata de uma edificação comercial voltada para o aluguel de escritórios de uso geral. O edifício possui 15 pavimentos, sendo divididos da seguinte maneira:

- Base de 4 andares para pilotis, estacionamentos, lojas e recepção no térreo;
- Corpo de 9 andares para os pavimentos tipo de salas comerciais;
- Coroamento de 2 andares voltados pra casa de máquinas e o reservatório superior.

Estas características são mostradas na figura a seguir:

Figura 3 – Corte esquemático da edificação.



(fonte: elaborado pelo autor)

Arquiteticamente, não há a necessidade de se esconder a estrutura na vedação, como é típico de edificações residenciais. Isto se deve ao fato de a estrutura estar sendo aproveitada para compor a fachada da edificação. Logo a exposição da mesma não trará prejuízos estéticos. Desenhos do projeto arquitetônico são mostrados no Anexo B deste documento.

4 METODOLOGIA

4.1 GENERALIDADES DE ESTRUTURAS EM CONCRETO ARMADO

4.1.1 Estados limites

As estruturas de concreto armado são dimensionadas pelo método semiprobabilístico dos estados limites. CARVALHO (2014, p. 48) explica o funcionamento deste método:

- a) Adotar os valores característicos para as resistências e para as ações; dessa forma aceita-se que, *a priori*, as resistências efetivas possam ser inferiores aos seus valores característicos e que as ações efetivas possam ser superiores aos seus valores característicos; e
- b) Cobrir os demais elementos de incerteza existentes no cálculo estrutural pela transformação dos valores característicos em valores de cálculo: minoram-se as resistências e majoram-se as ações.

Estes estados são classificados em dois tipos: estados limites últimos e de serviço.

4.1.1.1 Estados limites últimos (ELU)

A norma NBR 6118 (ABNT, 2014, p. 4) define como estado limite último:

Estado-limite relacionado ao colapso, ou a qualquer outra forma de ruína estrutural, que determina a paralisação do uso da estrutura.

ARAÚJO (2010, v. 1, p. 60) explica que as estruturas de concreto armado devem atender aos seguintes estados limites últimos:

- a) Ruptura ou deformação plástica excessiva dos materiais;
- b) Instabilidade do equilíbrio, considerando os efeitos de segunda ordem;
- c) Perda do equilíbrio da estrutura, admitida como um corpo rígido;
- d) Estado limite último provocado por solicitações dinâmicas;
- e) Transformação da estrutura, no todo ou em parte, em um sistema hipostático.

Para o presente trabalho será verificado o ELU de ruptura ou deformação plástica excessiva.

4.1.1.2 Estados limites de serviço (ELS)

A norma NBR 6118 define como estados limites de serviço:

Estados limites de serviço são aqueles relacionados ao conforto do usuário e à durabilidade, aparência e boa utilização das estruturas, seja em relação aos usuários, seja em relação às máquinas e aos equipamentos suportados pelas estruturas.

De acordo com ARAÚJO (2010, v. 1, p. 60), “no projeto das estruturas usuais de concreto armado, são considerados o estado limite de deformações excessivas e o estado limite de

abertura das fissuras”. Logo, “[...] o requisito de segurança está relacionado com os estados limites últimos, enquanto a durabilidade, a aparência e o conforto estão ligados aos estados limites de serviço.”.

Então, conclui-se que, nos estados limites de serviço, são utilizados parâmetros de durabilidade e aceitabilidade para que a estrutura tenha desempenho adequado ao longo de sua vida útil.

4.1.2 Ações e combinações

ARAÚJO (2010, p. 63) define ações como sendo “[...] as causas que provocam esforços ou deformações nas estruturas.”. Estas ações podem ser de vários tipos: permanentes, variáveis, construtivas, entre outros. Porém as ações que são mais relevantes para o projeto são as do tipo permanentes diretas, bem como as ações variáveis.

4.1.2.1 Ações permanentes

A NBR 8681 (ABNT, 2003, p. 3) explica que as ações permanentes diretas são “[...] os pesos próprios dos elementos da construção, incluindo-se o peso próprio da estrutura e de todos os elementos construtivos permanentes [...]”. Para o projeto não foram utilizadas ações permanentes indiretas, que incluem protensão, recalques de apoio e retração dos materiais.

4.1.2.2 Ações variáveis

Sobre os valores característicos das ações variáveis, a NBR 8681 (ABNT, 2003, p. 4) explica que estes são “[...] estabelecidos por consenso e indicados em normas específicas, correspondem a valores que têm de 25 a 35% de probabilidade de serem ultrapassados no sentido desfavorável, durante um período de 50 anos.”. As ações variáveis mais significativas para o projeto são as cargas acidentais, devido a utilização do edifício, e as cargas de vento.

Os valores mínimos de cargas acidentais que foram utilizados no projeto constam na NBR 6120/2019. As cargas de vento atuantes no edifício foram calculadas de acordo com as recomendações da NBR 6123/1988.

4.1.2.3 Combinações

As combinações últimas foram do tipo normais, aplicáveis para o ELU, por considerar o esgotamento da capacidade resistente dos elementos estruturais. Estas combinações são necessárias para a verificação do dimensionamento da estrutura, e foram montadas conforme a fórmula abaixo, extraída da NBR 8681 (ABNT, 2003, p. 7):

$$F_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{gi} \cdot F_{Gi,k} + \gamma_q \cdot \left[F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \psi_{0j} \cdot F_{Qj,k} \right] \quad (\text{fórmula 1})$$

Sendo:

F_d = ação de projeto;

$F_{Gi,k}$ = ação permanente característica;

γ_{gi} = coeficiente de ponderação das ações permanentes;

$F_{Q1,k}$ = ação variável principal;

$F_{Qj,k}$ = ação variável secundária;

γ_q = coeficiente de ponderação das ações variáveis;

ψ_{0j} = coeficiente de ponderação das ações variáveis secundárias.

Cabe salientar que o ψ_{0j} considera que as ações variáveis não atuam todas simultaneamente, podendo-se minorar as ações variáveis secundárias.

As combinações de serviço serão de dois tipos: quase permanentes (CQP), usadas para verificação de flechas excessivas; e combinações frequentes (CF), para verificação do máximo deslocamento horizontal e para o estado limite de formação de fissuras. Para a primeira as ações $F_{d,ser}$ são dadas pela expressão abaixo, retirada do item 11.8.3.2 da NBR 6118 (ABNT, 2014, p. 69):

$$F_{d,ser} = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + \sum_{j=1}^n \psi_{2j} \cdot F_{Qj,k} \quad (\text{fórmula 2})$$

Onde ψ_{2j} é o fator de redução de combinação quase permanente, em geral igual a 0,40. As combinações frequentes, por outro lado, são definidas como:

$$F_{d,ser} = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + \psi_1 \cdot F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \psi_{2j} \cdot F_{Qj,k} \quad (\text{fórmula 3})$$

Sendo ψ_1 é o fator de redução de combinação frequente.

4.1.3 Parâmetros dos materiais

4.1.3.1 Concreto

As propriedades do concreto foram obtidas de acordo com o item 8.2 da NBR 6118 (ABNT, 2014, p. 22-28). Para concretos pertencentes ao Grupo I (classes de resistência até C50), as seguintes propriedades foram obtidas:

- a) **Resistência característica à compressão (fck):** correspondente à resistência obtida na idade de 28 dias, com uma probabilidade de 5% de ser inferior.
- b) **Resistência à tração:** dada pela expressão a seguir:

$$f_{ctm} = 0,3 f_{ck}^{2/3} \quad (\text{fórmula 4})$$

Com a resistência média a tração, pode-se calcular os limites característicos inferiores e superiores:

$$f_{ctk,inf} = 0,7 f_{ctm} \quad (\text{fórmula 5})$$

$$f_{ctk,sup} = 1,3 f_{ctm} \quad (\text{fórmula 6})$$

- c) **Módulo de elasticidade inicial:**

$$E_{ci} = \alpha_E \cdot 5600 \sqrt{f_{ck}} \quad (\text{fórmula 7})$$

Adota-se $\alpha_E = 1,0$, referente à agregados graúdos de granito e gnaiss.

- d) **Módulo de elasticidade secante:** obtido a partir de um coeficiente α_i , dado por:

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

Pode-se obter o módulo secante:

$$E_{cs} = \alpha_i \cdot E_{ci} \quad (\text{fórmula 9})$$

- e) **Resistência à compressão de cálculo:** considerando o efeito Rüsçh, através do coeficiente α_c , e minorando a resistência característica pelo coeficiente de ponderação γ_c (em geral igual a 1,40), chega-se ao seguinte valor de cálculo:

$$f_c = \alpha_c \cdot f_{cd} = \alpha_c \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (\text{fórmula 10})$$

f) **Deformações específicas:** para concretos de classes até C50 as deformações específicas necessárias para o dimensionamento são de dois tipos:

Encurtamento do concreto no início do patamar plástico: $\varepsilon_{c2} = 2,0\%$

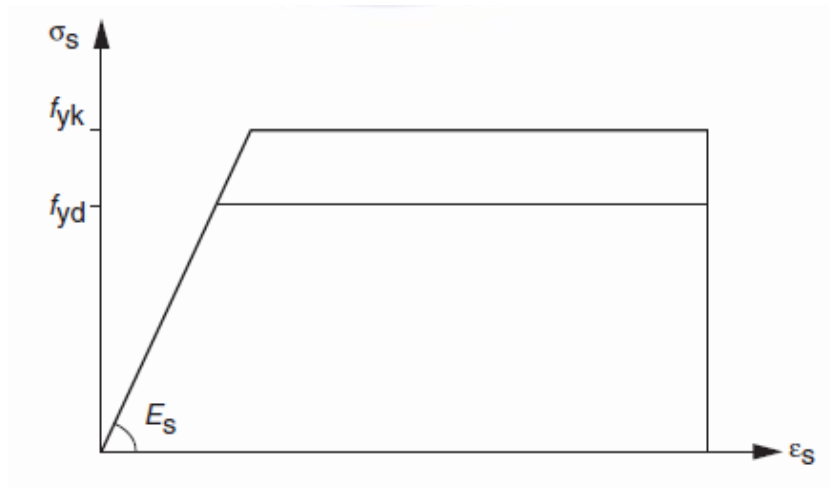
Encurtamento do concreto na ruptura: $\varepsilon_{cu} = 3,5\%$

g) **Coefficiente de Poisson:** ν é considerado constante e igual a 0,20.

4.1.3.2 Aço para armaduras passivas

Para os cálculos das armaduras foi utilizado o diagrama simplificado mostrado na figura 8.4 da NBR 6118 (ABNT, p. 29). Tal figura é apresentada logo abaixo:

Figura 4 – Diagrama tensão-deformação para aço de armaduras passivas.



(fonte: NBR 6118, 2014, figura 8.4, p. 29)

Sendo:

E_s = módulo de elasticidade do aço.

f_{yk} = resistência característica do aço;

$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$ = resistência de cálculo do aço, onde:

γ_s = coeficiente de ponderação do aço, em geral igual a 1,15.

4.1.3.3 Classe de agressividade ambiental e cobrimento

A classe de agressividade ambiental, denotada pela sigla CAA, é necessária para definir os cobrimentos mínimos que os elementos estruturais devem ter. Esta classificação é dada pela tabela 6.1 da NBR 6118 (ABNT, 2014, p. 17), mostrada abaixo:

Figura 5 – Classes de agressividade ambiental.

Classe de agressividade ambiental	Agressividade	Classificação geral do tipo de ambiente para efeito de projeto	Risco de deterioração da estrutura
	I	Fraca	Rural
II	Moderada	Submersa	Pequeno
III	Forte	Urbana ^{a, b}	Grande
IV	Muito forte	Marinha ^a Industrial ^{a, b} Industrial ^{a, c} Respingos de maré	Elevado

(fonte: NBR 6118, 2014, tabela 6.1, p. 17)

Com a classe de agressividade definida, pode-se obter os cobrimentos mínimos necessários com base na tabela 6.1 da NBR 6118, apresentada a seguir:

Figura 6 – Correspondência entre a CAA e o cobrimento nominal para $\Delta c = 10\text{mm}$.

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

^a Cobrimento nominal da bainha ou dos fios, cabos e cordoalhas. O cobrimento da armadura passiva deve respeitar os cobrimentos para concreto armado.

^b Para a face superior de lajes e vigas que serão revestidas com argamassa de contrapiso, com revestimentos finais secos tipo carpete e madeira, com argamassa de revestimento e acabamento, como pisos de elevado desempenho, pisos cerâmicos, pisos asfálticos e outros, as exigências desta Tabela podem ser substituídas pelas de 7.4.7.5, respeitado um cobrimento nominal $\geq 15\text{ mm}$.

^c Nas superfícies expostas a ambientes agressivos, como reservatórios, estações de tratamento de água e esgoto, condutos de esgoto, canaletas de efluentes e outras obras em ambientes química e intensamente agressivos, devem ser atendidos os cobrimentos da classe de agressividade IV.

^d No trecho dos pilares em contato com o solo junto aos elementos de fundação, a armadura deve ter cobrimento nominal $\geq 45\text{ mm}$.

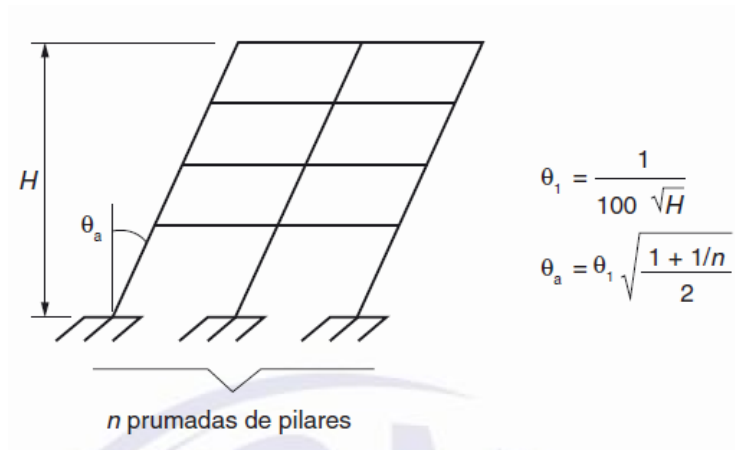
(fonte: NBR 6118, 2014, tabela 7.2, p. 20)

4.1.4 Estabilidade global das estruturas de concreto

4.1.4.1 Imperfeições globais

A NBR 6118 (ABNT, 2014, p. 58) estabelece que, para estruturas reticuladas, “[...] sejam elas contraventadas ou não, deve ser considerado um desaprumo dos elementos verticais[...]”. Este desaprumo é obtido com base na figura abaixo, extraída da mesma norma:

Figura 7 – Imperfeições geométricas globais.



(fonte: NBR 6118, 2014, figura 11.1, p. 59)

Sendo:

$\theta_{1min} = 1/300$ para estruturas reticuladas e imperfeições locais;

$\theta_{1max} = 1/200$;

H = altura total da edificação, em metros.

Pode-se converter, de maneira simplificada, este desaprumo em um esforço horizontal equivalente, através da seguinte expressão:

$$H_d = P_d \cdot \theta_1 \quad (\text{fórmula 11})$$

Sendo:

H_d = força horizontal equivalente do desaprumo;

P_d = carga total de um pavimento, em kN.

A NBR 6118 admite também que, para ações combinadas de vento e desaprumo, seja usado o valor real do desaprumo, sem necessidade de considerar o θ_{1min} . É permitido que esta carga equivalente atue na mesma direção e sentido da ação do vento, portanto somando-se a esta.

4.1.4.2 Parâmetro de estabilidade γ_z

Ao se fazer a análise estrutural do edifício pode ser necessária a verificação de efeitos globais de 2ª ordem, devido a não linearidade geométrica dos elementos. Estes efeitos são mais expressivos em estruturas deslocáveis, ou seja, com baixa rigidez às ações laterais como o vento. A NBR 6118 (ABNT, 2014, p. 103) permite a dispensa desta verificação desde que a estrutura seja de nós fixos, ou seja:

[...] quando os deslocamentos horizontais dos nós são pequenos e, por decorrência, os efeitos globais de 2ª ordem são desprezíveis (inferiores a 10% dos respectivos esforços de 1ª ordem. Nestas estruturas, basta considerar os efeitos locais e localizados de 2ª ordem.

Em edifícios de grande porte assimétricos pode-se usar como parâmetro de estabilidade o coeficiente γ_z , definido pela NBR 6118 (ABNT, 2014, p. 105) como:

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1tot,d}}} \quad (\text{fórmula 12})$$

Sendo:

$M_{1tot,d}$ = 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, em kNm;

$\Delta M_{tot,d}$ = 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 na análise de 1ª ordem, em kNm.

Independente da estrutura ser de nós fixos ou móveis é necessário considerar também a não linearidade física dos materiais. Logo, para obter os valores dos deslocamentos e avaliar a necessidade de considerar efeitos de 2ª ordem devidos à não linearidade geométrica, pode-se fazer uma análise linear de 1ª ordem, considerando as rigidezes dos elementos estruturais de acordo com o item 15.7.3 da NBR 6118 (ABNT, 2014, p. 106), conforme segue abaixo:

- a) Lajes: $(EI)_{sec} = 0,3 \cdot E_c \cdot I_c$;
- b) Vigas: $(EI)_{sec} = 0,4 \cdot E_c \cdot I_c$ se $A'_s \neq A_s$;
- c) Pilares: $(EI)_{sec} = 0,8 \cdot E_c \cdot I_c$.

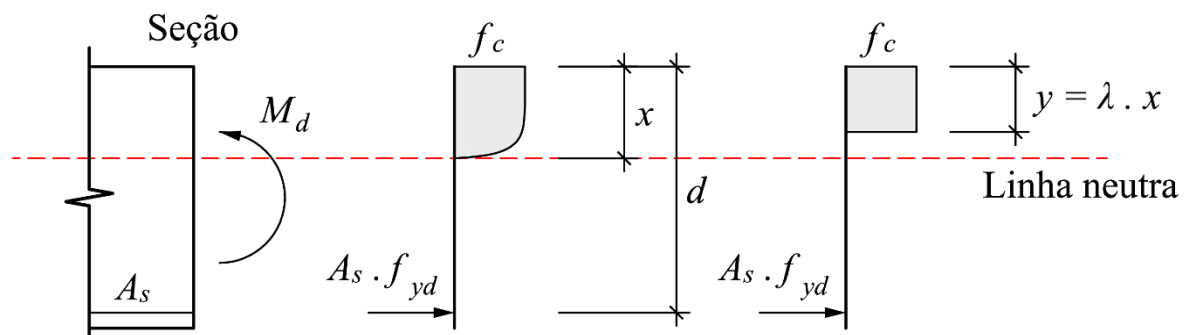
Onde E_c pode ser considerado como sendo o módulo de deformação secante do concreto majorado em 10% e I_c o momento de inércia da seção bruta de concreto.

Para o cálculo do parâmetro γ_z é adotado um valor único de deslocamento médio para cada andar do edifício. A NBR 6118 considera a estrutura como de nós fixos desde que $\gamma_z \leq 1,10$.

4.1.5 Domínios de deformação

Para o dimensionamento à flexão simples no ELU, foi utilizada a metodologia recomendada por ARAÚJO (2014, v. 1, p. 85-96). Neste processo de cálculo, considera-se que o concreto não mais resiste à tração, sendo uma característica típica do Estádio III de flexão, onde o concreto não obedece à Lei de Hooke. Logo, o concreto apresentará comportamento plástico não linear na zona comprimida. A determinação da linha neutra, neste caso, pode ser feita com um ajuste no diagrama de tensões parábola-retângulo, como mostrado a seguir:

Figura 8 – Ajuste do diagrama de tensões parábola-retângulo.



(fonte: adaptado de ARAÚJO, 2010)

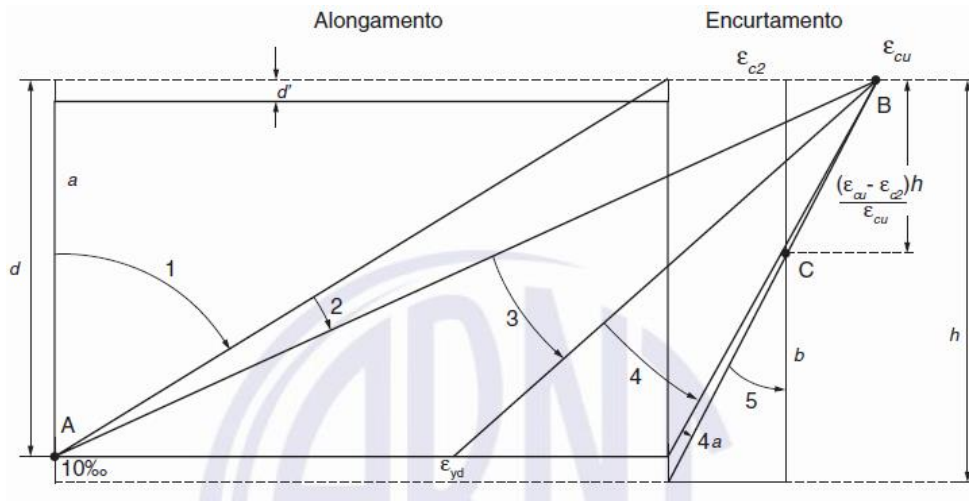
O coeficiente λ é igual a 0,80 para concretos de classe até C50, conforme mostra o item 17.2.2 da NBR 6118 (ABNT, 2014, p. 121).

A ductilidade dos elementos estruturais é explicada pelo item 14.6.4.3 da NBR 6118 (ABNT, 2014, p. 91), onde é citado que “A capacidade de rotação dos elementos estruturais é função da posição da linha neutra no ELU. Quanto menor for x/d , tanto maior será essa capacidade.”. Este item recomenda que, para um adequado comportamento dútil nas vigas e lajes, a posição da linha neutra deve atender aos seguintes parâmetros:

- $x/d \leq 0,45$ para concretos com $f_{ck} \leq 50MPa$;
- $x/d \leq 0,35$ para concretos com $f_{ck} > 50MPa$.

O ELU é definido quando a distribuição final de deformações da seção pertence a algum dos domínios de deformação, mostrados na figura abaixo, extraída da NBR 6118:

Figura 9 – Domínios de deformação.



(fonte: NBR 6118, 2014, figura 17.1, p. 122)

A NBR 6118 lista e descreve os possíveis domínios de deformação no ELU:

- Reta a: tração uniforme;
- Domínio 1: tração não uniforme, sem compressão;
- Domínio 2: flexão simples ou composta sem ruptura à compressão do concreto ($\epsilon_c < \epsilon_{cu}$ e com o máximo alongamento permitido);
- Domínio 3: flexão simples (seção subarmada) ou composta com ruptura à compressão do concreto e com escoamento do aço
- Domínio 4: flexão simples (seção superarmada) ou composta com ruptura à compressão do concreto e aço tracionado sem escoamento ($\epsilon_s < \epsilon_{yd}$)
- Domínio 4a: flexão composta com armaduras comprimidas;
- Domínio 5: compressão não uniforme, sem tração
- Reta b: compressão uniforme.

Com os limites estabelecidos, pode-se obter a posição da linha neutra entre os domínios de deformação, para esforços de flexão simples. Isto se dá através das expressões abaixo, específicas para concretos do Grupo I:

$$x_{23} = d \cdot \frac{\epsilon_{cu}}{(\epsilon_{cu} + 10\text{‰})} \quad (\text{fórmula 13})$$

$$x_{\text{lim}} = d \cdot \frac{\varepsilon_{cu} \cdot E_s}{(f_{yd} + \varepsilon_{cu} \cdot E_s)} \quad (\text{fórmula 14})$$

Sendo:

x_{23} = limite entre os domínios 2 e 3;

x_{lim} = limite entre os domínios 3 e 4.

Para concretos do Grupo I os valores de x_{23} e x_{lim} correspondem a, respectivamente, 0,259d e 0,628d. Isto é válido pois a deformação última do concreto ε_{cu} não varia neste grupo.

O limite para a posição da linha neutra é dado então por:

$$x_{\text{máx}} = \text{mín}(x_{\text{lim}}, x_{\text{dátíl}}) \quad (\text{fórmula 15})$$

As vigas e lajes sempre serão dimensionadas de forma a se manterem nos domínios 2 ou 3, otimizando a estrutura e aproveitando melhor a capacidade resistente da seção. Isto será garantido fixando $x = x_{\text{máx}}$ sempre quando, no cálculo da posição da linha neutra, a mesma ultrapassar o limite. Com isto será dimensionada uma armadura de compressão A'_s que resistirá ao momento fletor restante da armadura de tração.

Os pilares podem estar em qualquer domínio de deformação, uma vez que podem sofrer flexão composta reta, flexão composta oblíqua ou apenas esforço normal baricêntrico.

4.1.6 Dimensionamento das armaduras

4.1.6.1 Armaduras mínimas e máximas

A armadura mínima a ser colocada nas vigas deve respeitar os seguintes limites:

$$A_{s,\text{mín}} = \rho_{\text{mín}} \cdot A_c = \rho_{\text{mín}} \cdot b \cdot h \quad (\text{fórmula 16})$$

Onde $\rho_{\text{mín}}$ é a taxa mínima de armadura, dada conforme o indicado no quadro abaixo, extraído da NBR 6118, onde se pressupõe o uso de seção retangular, além de considerar aço CA-50, $d/h=0,80$, $\gamma_c = 1,40$ e $\gamma_s = 1,15$:

Quadro 1 – Taxas mínimas de armadura de flexão para vigas

Valores de $\rho_{\min} (A_{s,\min} / A_c)$ em %, em função da classe do concreto.														
C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50	C55	C60	C65	C70	C75	C80	C85	C90
0,150	0,150	0,150	0,164	0,179	0,194	0,208	0,210	0,219	0,226	0,233	0,239	0,245	0,251	0,256

(fonte: adaptado da NBR 6118, 2014, tabela 17.3, p. 130)

Os pilares, de acordo com o item 17.3.5.3.1 da NBR 6118 (ABNT, 2014, p. 132), devem ter sua armadura longitudinal mínima calculada por:

$$A_{s,\min} = 0,15 \cdot \frac{N_d}{f_{yd}} \geq 0,004 \cdot A_c \quad (\text{fórmula 17})$$

Sendo:

N_d = esforço normal solicitante de projeto atuante no pilar;

A_c = área da seção transversal bruta de concreto.

Para pilares pouco solicitados pode-se adotar como limite mínimo 0,40% da área de concreto. Porém, para pilares que recebem cargas normais consideráveis, deve-se calcular individualmente, para cada lance, a armadura mínima necessária.

A armadura máxima a ser colocada na seção de vigas, considerando armadura de tração e compressão somadas, não deve superar 4% da área bruta de concreto, conforme indica o item 17.3.5.2.4 da NBR 6118 (ABNT, 2014, p. 132). Para pilares esta proporção é alterada para 8% da área bruta, porque há a necessidade de traspasse de barras entre um pavimento e outro.

4.1.6.2 Armaduras longitudinais

As armaduras longitudinais das vigas, bem como as regiões onde há momentos negativos nas lajes, são dimensionadas à flexão simples de uma seção retangular. Este procedimento se divide em dois casos, conforme indica a metodologia mostrada por CARVALHO (2014, v. 1, p. 131-147), sendo função do momento solicitante de cálculo e da seção transversal:

Armadura simples: quando a armadura de tração, sozinha, é capaz de resistir ao momento solicitante de cálculo. Neste caso o dimensionamento é feito exatamente como é realizado para as lajes maciças, ou seja, com a aplicação das seguintes expressões:

$$y = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_d}{b \cdot f_c}} \quad (\text{fórmula 18})$$

Sendo:

M_d = momento solicitante de cálculo, em kNcm;

$y = \lambda x$ = altura do retângulo equivalente do diagrama de tensões, em cm;

d = altura útil da armadura longitudinal, em cm;

b = largura da seção transversal, em cm.

Em seguida, aplicando-se o equilíbrio na seção, obtém-se a armadura longitudinal A_s conforme a expressão abaixo:

$$A_s = \frac{b \cdot y \cdot f_c}{f_{yd}} \quad (\text{fórmula 19})$$

Armadura dupla: quando é necessária armadura adicional de compressão para resistir aos esforços de momento fletor, a fim de que a armadura se mantenha nos domínios 2 e 3 (seção subarmada). Assim sendo, aplica-se a seguinte formulação:

$$M_{d,\text{lim}} = b \cdot y_{\text{máx}} \cdot f_c \cdot (d - 0,50y) \quad (\text{fórmula 20})$$

Onde:

$M_{d,\text{lim}}$ = momento limite resistido pela seção de concreto, em kNcm;

$y_{\text{máx}} = \text{mín}(\lambda x_{\text{lim}}, \lambda x_{\text{dútil}})$ = limite fixado para a altura da linha neutra, a fim de atender às condições de ductilidade do material.

A armadura de compressão é calculada para resistir ao momento que excede $M_{d,\text{lim}}$, sendo obtida pela fórmula abaixo:

$$A_s' = \frac{M_d - M_{d,\text{lim}}}{\sigma_2 (d - d')} \quad (\text{fórmula 21})$$

A armadura de tração é então calculada da seguinte forma:

$$A_s = \frac{b \cdot y_{\text{máx}} \cdot f_c + A_s' \cdot \sigma_2}{f_{yd}} \quad (\text{fórmula 22})$$

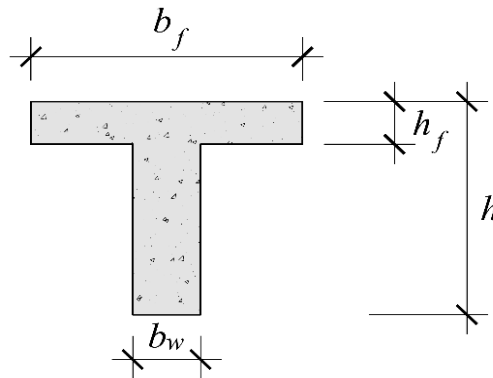
Sendo:

A_s' = área de aço na zona comprimida, em cm²;

σ_2 = tensão na armadura de compressão, em kN/cm².

As lajes nervuradas podem ser dimensionadas à flexão simples para uma seção T, ou seja, uma viga retangular considerando uma largura colaborante equivalente à distância entre os eixos da nervura. Sua geometria é mostrada a seguir:

Figura 10 – Geometria da seção T.



(fonte: elaborado pelo autor)

Sendo:

h_f = espessura da mesa, em cm;

h = altura da seção transversal, em cm;

b_f = largura da mesa, em cm;

b_w = largura da alma, em cm.

O cálculo da armadura longitudinal da seção T é dividido em três casos, conforme mostra o método de cálculo de CARVALHO (2014, v.1, p. 147-161):

Área comprimida de concreto dentro da mesa ($y \leq h_f$): neste caso normalmente a altura da linha neutra não ultrapassa o limite $y_{m\acute{a}x}$, podendo a seção ser dimensionada como se fosse uma seção retangular, usando a mesma formulação das vigas.

Área comprimida de concreto fora da mesa ($h_f < y \leq y_{m\acute{a}x}$): neste caso é usada armadura simples e o dimensionamento é feito adaptando-se as equações de equilíbrio pra seção T, resultando nas seguintes expressões:

$$A_s = \frac{b_w \cdot y \cdot f_c + f_c \cdot (b_f - b_w) \cdot h_f}{f_{yd}} \quad (\text{fórmula 23})$$

$$M_d = b_w \cdot y \cdot f_c \cdot (d - 0,5y) + f_c \cdot (b_f - b_w) \cdot h_f \cdot (d - 0,5h_f) \quad (\text{fórmula 24})$$

Área comprimida de concreto fora da mesa ($y > y_{m\acute{a}x}$): neste caso é usada armadura dupla. Para isto é calculado o momento correspondente à seção T, quando $y = y_{m\acute{a}x}$, conforme a expressão mostrada a seguir:

$$M_{d,m\acute{a}x} = b_w \cdot y_{m\acute{a}x} \cdot f_c \cdot (d - 0,5y_{m\acute{a}x}) + f_c \cdot (b_f - b_w) \cdot h_f \cdot (d - 0,5h_f) \quad (\text{fórmula 25})$$

O momento restante $\Delta M_d = M_d - M_{d,m\acute{a}x}$ será absorvido em boa parte pela armadura de compressão. Então as equações de equilíbrio se tornam as seguintes:

$$A_s' = \frac{M_d - M_{d,m\acute{a}x}}{\sigma_2 \cdot (d - d')} \quad (\text{fórmula 26})$$

$$A_s = \frac{f_c \cdot [(b_f - b_w) \cdot h_f + b_w \cdot y_{m\acute{a}x}] + A_s' \cdot \sigma_2}{f_{yd}} \quad (\text{fórmula 27})$$

A tensão na armadura de compressão σ_2 é determinada através da compatibilidade de deformações do diagrama de tensão-deformação do aço, tendo obtido a deformação ε_{s2} pela expressão seguinte:

$$\varepsilon_{s2} = \varepsilon_{cu} \cdot \frac{y_{m\acute{a}x} - \lambda d'}{y_{m\acute{a}x}} \quad (\text{fórmula 28})$$

No caso de lajes nervuradas, procura-se evitar que seja necessária a armadura de compressão. Isto é possível uma vez que, devido à geometria da laje e configuração dos carregamentos, pode-se concluir que, na maioria dos casos, a linha neutra estará dentro da mesa da seção T.

No cálculo das armaduras positivas foi considerado o maior momento obtido no vão da laje, nas direções x e y para lajes armadas em duas direções. Para lajes armadas em uma direção considera-se a mesma biapoiada, o que resulta em maior momento positivo, sendo a favor da segurança. Na direção do maior vão é calculada a armadura mínima de distribuição, dada por:

$$A_{s,distr} = \begin{cases} A_{s,princ} / 5 \\ A_{s,mín} / 2 \\ 0,90\text{cm}^2 / m \end{cases} \quad (\text{fórmula 29})$$

4.1.6.3 Armaduras transversais

As armaduras transversais são dimensionadas para resistir principalmente aos esforços de corte. Porém, no caso de haver momento torçor necessário ao equilíbrio da estrutura, deve ser utilizada a armadura transversal também para a torção que, em conjunto com a armadura longitudinal, compõem o modelo de treliça espacial resistente.

Para o cálculo da armadura de esforço cortante é utilizado o Modelo I de cálculo do esforço cortante, presente no item 17.4.2.2 da NBR 6118 (ABNT, 2014, p. 135). Neste modelo, considera-se que apenas a alma, de largura b_w resistirá ao esforço cortante.

- a) **Verificação das bielas comprimidas de concreto:** utiliza-se a seguinte formulação para obter a tensão resistente nas bielas:

$$\alpha_V = 1 - \frac{f_{ck}}{250} \quad (\text{fórmula 30})$$

$$\tau_{Rd2} = 0,27 \cdot \alpha_V \cdot f_{cd} \quad (\text{fórmula 31})$$

Sendo τ_{wu} a tensão última resistida pela biela de concreto. tal valor deve ser maior que a tensão solicitante τ_{sd} , dada por:

$$\tau_{sd} = \frac{V_{sd}}{b_w \cdot d} \quad (\text{fórmula 32})$$

- b) **Cálculo da parcela resistida pelo concreto τ_{co} :** dada pela fórmula:

$$\tau_{co} = 0,60 \cdot f_{ctd} = 0,60 \cdot \frac{f_{ctk,inf}}{\gamma_c} \quad (\text{fórmula 33})$$

- c) **Cálculo da área de armadura transversal:** obtida em função do espaçamento s_w entre estribos, e dada pela fórmula:

$$A_{sw} = \frac{\tau_{sd} - \tau_{co}}{0,90 \cdot f_{ywd}} \cdot b_w \cdot s_w \quad (\text{fórmula 34})$$

Sendo:

A_{sw} = armadura transversal, em cm^2 ;

s_w = espaçamento entre estribos, em cm;

$f_{ywd} \leq 43,5 \text{ kN} / \text{cm}^2$ = tensão de cálculo na armadura transversal passiva.

O espaçamento deve atender aos seguintes limites, dados pelo item 18.3.3.2 da NBR 6118 (ABNT, 2014, p. 149):

$$\text{a) Se } \tau_{sd} \leq 0,67 \cdot \tau_{Rd2} \Rightarrow s_{w,m\acute{a}x} = 0,6 \cdot d \leq 300\text{mm};$$

$$\text{b) Se } \tau_{sd} > 0,67 \cdot \tau_{Rd2} \Rightarrow s_{w,m\acute{a}x} = 0,3 \cdot d \leq 200\text{mm}.$$

Definido o espaçamento, o valor de A_{sw} é distribuído entre os dois ramos do estribo. No caso de esforços acentuados, pode-se colocar mais estribos, aumentando o número de ramos.

Para otimizar o detalhamento da estrutura também pode ser alterado o espaçamento entre estribos ao longo da viga, uma vez que o valor máximo do esforço de corte se limita apenas à região dos apoios. Logo, no vão de cada trecho, há a possibilidade de colocar armadura mínima de corte, dada também em função do espaçamento s_w através da expressão do item 17.4.1.1 da NBR 6118 (ABNT, 2014, p. 133):

$$A_{sw,min} \geq 0,20 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{ywk}} \cdot b_w \cdot s_w \quad (\text{fórmula 35})$$

Sendo f_{ywk} a tensão de escoamento da armadura transversal passiva. Logo, com a armadura mínima é obtido o esforço cortante correspondente a esta armadura:

$$V_{sd,min} = \tau_{co} \cdot b_w \cdot d + \frac{0,90 \cdot A_{sw,min} \cdot d \cdot f_{ywd}}{s_w} \quad (\text{fórmula 36})$$

Quanto à torção, a NBR 6118 permite o seguinte (ABNT, 2014, p. 138):

Quando a torção não for necessária ao equilíbrio, caso da torção de compatibilidade, é possível desprezá-la, desde que o elemento estrutural tenha a capacidade adequada de adaptação plástica e que todos os outros esforços sejam calculados sem considerar os efeitos por ela provocados.

Dito isto, para as vigas pode ser considerada uma redução na rigidez à torção para 15% da rigidez original, redistribuindo os esforços solicitantes. Isto é válido pois, uma vez fissurada, a viga perde boa parte da sua capacidade resistente para este esforço.

4.1.6.4 Armaduras de punção

Quando ocorre ações concentradas consideráveis em uma peça estrutural, é necessária a verificação do esforço de punção. ARAÚJO (2014, v. 4, p. 225) define punção como:

[...] o estado limite último por cisalhamento no entorno de forças concentradas (cargas ou reações). Sua análise é diferente daquela realizada para o estado limite

último de força cortante, sendo de fundamental importância no caso de lajes lisas e cogumelo.

Para combater estes esforços, podem ser usados: placas metálicas, estribos, barras dobradas, *shearheads* ou conectores. O dimensionamento destas armaduras é feito de acordo com o item 19.5 da NBR 6118 (ABNT, 2014, p. 160-169). Neste item é mostrado o modelo de cálculo utilizado pela norma, que “[...] corresponde à verificação do cisalhamento em duas ou mais superfícies críticas definidas no entorno de forças concentradas.”. A norma também define estas superfícies críticas da seguinte maneira:

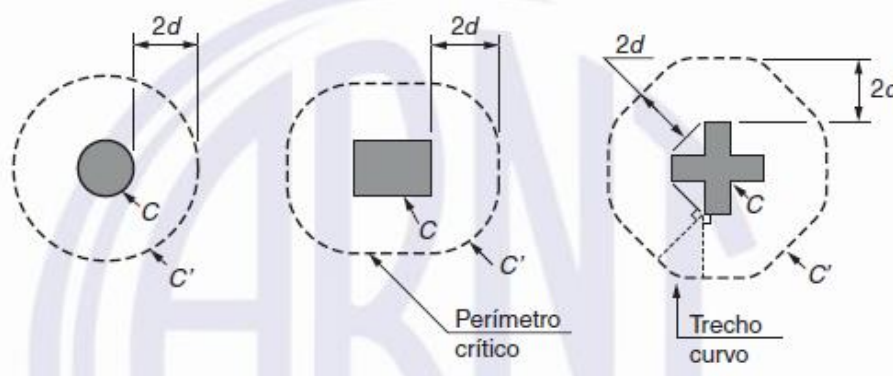
Na primeira superfície crítica (contorno C), do pilar ou da carga concentrada, deve ser verificada indiretamente a tensão de compressão diagonal do concreto, através da tensão de cisalhamento.

Na segunda superfície crítica (contorno C') afastada $2d$ do pilar ou carga concentrada, deve ser verificada a capacidade da ligação à punção, associada à resistência à tração diagonal. Essa verificação também é feita através de uma tensão de cisalhamento, no contorno C'. [...]

A terceira superfície crítica (contorno C'') apenas deve ser verificada quando for necessário colocar armadura transversal.

O contorno C' é mostrado na figura abaixo:

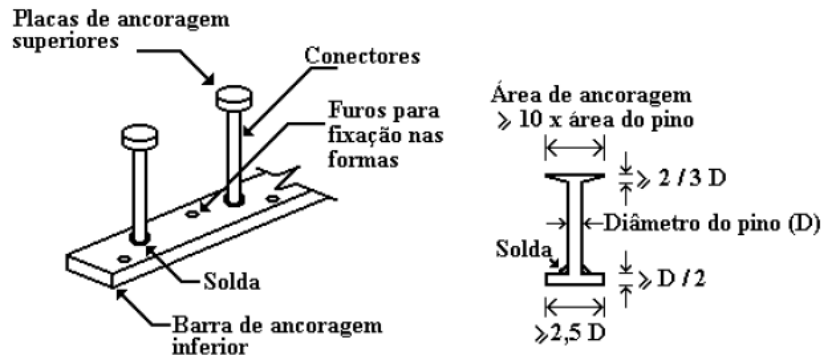
Figura 11 – Definição da superfície crítica C' de pilares internos.



(fonte: NBR 6118, 2014, figura 19.2, p. 161)

A norma dá preferência ao uso de conectores como armadura de combate à punção, recomendando que tenham ao menos três linhas deles, que possuam extremidades alargadas e sejam dispostos radialmente a partir do contorno do pilar. Um detalhe recomendado destas armaduras é mostrado por MELGES (1995, p. 34):

Figura 12 – Detalhe dos conectores.



(fonte: MELGES, 1995, p. 34)

O contorno C, definido anteriormente, deve ser obrigatoriamente verificado. Caso não o seja, é necessário redimensionar o pilar ou aumentar o f_{ck} do concreto, uma vez que a biela não resiste ao esforço de corte gerado pela punção.

Primeiramente, é calculada a tensão solicitante de punção ao longo do perímetro crítico:

$$\tau_{sd} = \frac{V_{sd}}{\mu \cdot d} \quad (\text{fórmula 37})$$

Sendo:

μ = perímetro referente ao contorno crítico;

Em seguida, é calculada a tensão resistente τ_{Rd2} do concreto. Caso $\tau_{sd} < \tau_{Rd2}$ a seção no primeiro perímetro crítico resiste à solicitação.

Agora é necessário verificar a necessidade de armadura de punção para o segundo perímetro crítico. Nele é calculada a resistência oferecida pelas bielas comprimidas de concreto, sem considerar a protensão, da seguinte forma:

$$\tau_{Rd1} = 0,13 \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{20}{d}} \right) \cdot (100 \cdot \rho \cdot f_{ck})^{1/3} \quad (\text{fórmula 38})$$

Sendo:

$\rho = \sqrt{\rho_x \cdot \rho_y}$ = taxa geométrica de armadura;

$$\rho_x = \frac{A_{xr}}{h_f \cdot b_s + b_w \cdot (d - h_f)}$$

$$\rho_x = \frac{A_{sy}}{h_f \cdot b_s + b_w \cdot (d - h_f)}$$

Caso a tensão resistente τ_{Rd1} seja maior que a tensão solicitante no contorno C' , não é necessária a armadura de punção, sendo utilizada então apenas uma armadura mínima obrigatória, dada de acordo com o item 19.5.3.5 da NBR 6118 (ABNT, 2014, p. 168). Porém, na maioria dos casos, isto não se verifica, sendo necessário então dimensionar a armadura de punção para resistir a este esforço. O cálculo é realizado com auxílio da equação a seguir:

$$\tau_{Rd3} = 0,10 \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{20}{d}} \right) \cdot (100 \cdot \rho \cdot f_{ck})^{1/3} + 1,5 \cdot \frac{d}{s_r} \cdot \frac{A_{sw} \cdot \sin \alpha \cdot f_{ywd}}{\mu \cdot d} \quad (\text{fórmula 39})$$

Sendo:

A_{sw} = armadura transversal, distribuídas, neste caso, ao longo de uma linha homotética a C' ;

s_r = espaçamento radiais entre linhas de armaduras de punção, não maior que $0,75d$;

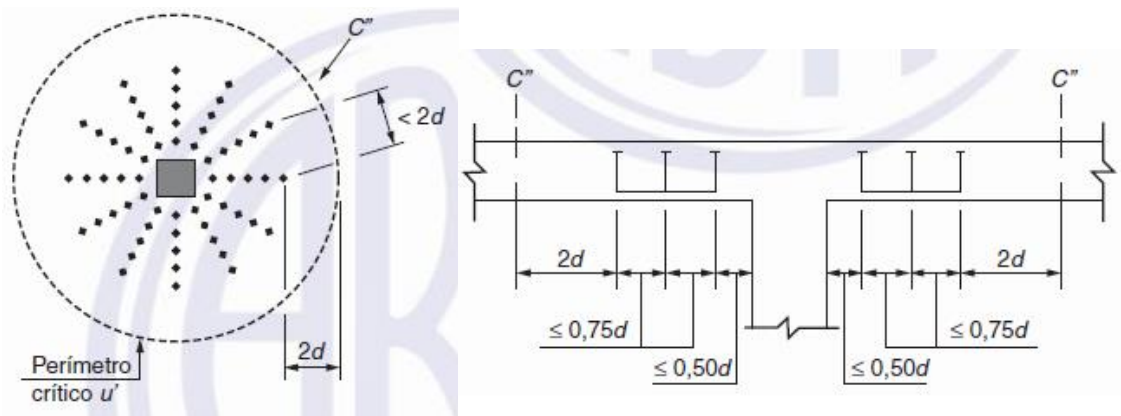
$f_{ywd} = 30 \text{ kN/cm}^2$, para armaduras tipo conectores.

Com esta equação, e a tensão solicitante no contorno C' , se dimensiona a armadura transversal necessária. A partir disto, a norma recomenda o seguinte:

Quando for necessário utilizar armadura transversal, ela deve ser estendida em contornos paralelos a C' até que, em um contorno C'' afastado $2d$ do último contorno de armadura [...] não seja mais necessária armadura, isto é, $\tau_{Sd} \leq \tau_{Rd1}$.

Estas definições são mostradas na figura a seguir:

Figura 13 – Definição dos contornos críticos.



(fonte: adaptado de NBR 6118, 2014, figura 19.8 e 19.9, p. 167)

Como não se sabe inicialmente a quantidade de armaduras, faz-se necessário estimar uma quantidade. A partir disto, se faz a verificação para o contorno crítico C”, se o mesmo continua necessitando de armadura ou não, caracterizando um processo iterativo.

4.1.6.5 Ancoragem das armaduras longitudinais

Primeiramente, se obtém o comprimento de ancoragem básico, definido pela NBR 6118 (ABNT, 2014, p. 37) da seguinte forma:

Define-se comprimento de ancoragem básico como o comprimento reto de uma barra de armadura passiva necessário para ancorar a força limite $A_s \cdot f_{yd}$ nessa barra, admitindo-se, ao longo desse comprimento, resistência de aderência uniforme [...]

Este comprimento é necessário para que a hipótese de o aço trabalhar conjuntamente com o concreto seja válida, transmitindo os esforços adequadamente. Seu valor é obtido pela expressão abaixo, retirado do item 9.4.2.4 da NBR 6118 (ABNT, 2014, p. 37):

$$l_b = \frac{\phi \cdot f_{yd}}{4 \cdot f_{bd}} \geq 25\phi \quad (\text{fórmula 40})$$

Sendo:

l_b = comprimento de ancoragem básico;

ϕ = diâmetro da barra.

f_{bd} = resistência de aderência de cálculo entre a armadura e o concreto, calculada conforme a expressão abaixo obtida do item 9.3.2.1 da NBR 6118 (ABNT, 2014, p. 34):

$$f_{bd} = \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \eta_3 \cdot f_{ctd} \quad (\text{fórmula 41})$$

Os coeficientes de ponderação de f_{bd} são dados conforme abaixo:

$$\eta_1 = \begin{cases} 1,0 & \text{para barras lisas} \\ 1,4 & \text{para barras entalhadas} \\ 2,25 & \text{para barras nervuradas (alta resistência)} \end{cases}$$

$$\eta_2 = \begin{cases} 1,0 & \text{para situações de boa aderência} \\ 0,7 & \text{para situações de má aderência} \end{cases}$$

$$\eta_2 = \begin{cases} 1,0 & \text{para } \phi < 32\text{mm} \\ \frac{132 - \phi}{100} & \text{para } \phi \geq 32\text{mm} \end{cases}$$

Então, considerando que o aço é de alta resistência e $\phi < 32\text{mm}$, pode-se obter os seguintes comprimentos de ancoragem básicos:

$$\text{Boa aderência: } f_{bd} = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,754 = 1,754\text{MPa} \Rightarrow l_b \simeq 62\phi$$

$$\text{Má aderência: } f_{bd} = 1,0 \cdot 0,7 \cdot 1,0 \cdot 1,754 = 1,228\text{MPa} \Rightarrow l_b \simeq 89\phi$$

A NBR 6118 (ABNT, 2014, p.36) indica que a ancoragem por aderência pode ser feita “[...] com ou sem gancho [...] não sendo recomendado o gancho para barras de $\phi > 32\text{mm}$ ou para feixes de barras.”. Assim sendo, pode-se calcular um comprimento de ancoragem necessário, por meio da equação do item 9.4.2.5 da mesma norma:

$$l_{b,nec} = \alpha \cdot l_b \cdot \frac{A_{s,calc}}{A_{s,ef}} \geq l_{b,mín} \quad (\text{fórmula 42})$$

Sendo:

$$\alpha = \begin{cases} 1,0 & \text{para barras sem gancho} \\ 0,7 & \text{para barras com gancho} \end{cases}$$

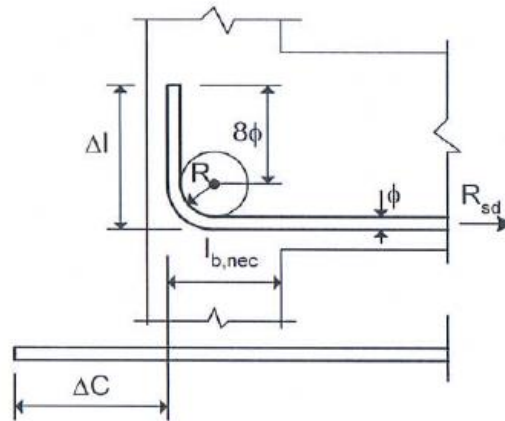
$A_{s,calc}$ = armadura de aço calculada;

$A_{s,ef}$ = armadura de aço efetivamente colocada;

$$l_{b,mín} \geq \begin{cases} 0,3 \cdot l_b \\ 10\phi \\ 100\text{mm} \end{cases}$$

Sempre que possível se utilizará ganchos para melhorar as condições de aderência e diminuir o comprimento necessário de ancoragem. Os comprimentos dos ganchos para ângulos retos, a 45° internos e semicircular são definidos conforme ARAÚJO (2014, v. 1, p. 392):

Figura 14 – Geometria dos ganchos de barras tracionadas.



(fonte: ARAÚJO, 2014, v. 1, p. 392)

Sendo:

 R = raio de dobramento; Δl = comprimento total da ponta; ΔC = acréscimo de comprimento para 1 gancho.

Este mesmo autor montou uma tabela destes parâmetros em função do diâmetro da barra, como é mostrado abaixo:

Quadro 2 – Dimensões para consideração da ancoragem.

\varnothing (mm)	$l_{b,min}$ (cm)	R (cm)	Δl (cm)	ΔC (cm)	Δl^* (cm)	ΔC^* (cm)
6,3	6	1,60	8	7	10	9
8,0	6,4	2,00	10	8	10	8
10,0	8	2,50	12	10	15	13
12,5	10	3,15	15	12	15	12
16,0	13	4,00	19	15	20	16
20,0	19	8,00	26	20	30	24
25,0	24	10,00	33	26	35	28

(fonte: adaptado de ARAÚJO, 2014, v. 1, p. 392)

Os parâmetros Δl^* e ΔC^* são valores adotados para o projeto, pois são valores práticos utilizados em obra. No caso da ancoragem em apoios intermediários, pode-se utilizar o critério do comprimento ser igual a dez vezes o diâmetro da barra longitudinal.

4.2 CÁLCULO DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS

4.2.1 Lajes nervuradas

4.2.1.1 Considerações gerais

Admite-se, para fins de dimensionamento, que o concreto possui baixa resistência aos esforços de tração. Por isso é geralmente desprezada a sua colaboração na resistência a tais esforços, exceto nos casos de fissuração ou verificações ao corte.

Sendo assim, então existe uma ampla região da peça, seja ela viga ou laje, que não colabora na resistência aos esforços principais, embora seja importante para garantir a aderência entre os materiais. Logo, tal região é considerada inerte na resistência, podendo ser reduzida, o que diminui o peso próprio da laje e da estrutura como um todo.

É uma prática comum substituir parte do concreto tracionado por material inerte mais leve, como é o caso de peças cerâmicas, placas de isopor, entre outros. Isto permite redução no custo e no peso próprio, não sobrecarregando as vigas e pilares. Atualmente, com o desenvolvimento de formas de materiais plásticos, é possível usar peças de fácil remoção, deixando determinados espaços vazios na região tracionada.

Para grandes vãos, as espessuras de lajes maciças que seriam necessárias tornam quase impeditivas o seu uso, pois gerariam grandes volumes de concreto e, conseqüentemente, aumento do peso da mesma, onde boa parte do concreto não está sendo aproveitado para resistir aos esforços. Assim, surge a necessidade do uso de lajes nervuradas.

4.2.1.2 Obtenção das solicitações

As lajes foram dimensionadas isoladamente, uma vez que elas absorvem apenas carregamentos verticais. Assim sendo, elas foram dimensionadas no estado limite último, ELU, considerando-se a seguinte combinação de ações:

$$F_{d,i} = F_{G,i} + F_{Q,i} \quad (\text{fórmula 43})$$

O coeficiente de ponderação é o mesmo para todos os tipos de carregamento e, portanto, ele pode ser incluído diretamente no equacionamento à flexão de seções T. Para atender ao critério de aceitabilidade sensorial, as lajes foram verificadas ao estado limite de serviço, ELS, para deformações excessivas, obtendo-se solicitações com a seguinte combinação:

$$F_{d,i} = F_{G,i} + \psi \cdot F_{Q,i} \quad (\text{fórmula 44})$$

Onde $\psi = 0,40$.

Para fins de dimensionamento, as lajes podem se classificar em dois tipos: armadas em 1 direção; armadas em 2 direções ou “em cruz”. SOUZA (1994, p. 100) explica que as lajes armadas em 1 direção ocorrem nos seguintes casos:

[...] ou no caso de só existirem apoios em dois bordos opostos, sendo os outros dois bordos livres, ou no caso em que a maior dimensão, em lajes apoiadas nos quatro bordos, for maior que duas vezes a menor dimensão. Pode-se ainda ter o caso de laje com engaste somente em um bordo, e a laje também ser armada em uma só direção (caso usual em marquises e varandas).

Para calcular as solicitações destas lajes o mesmo autor sugere o seguinte procedimento:

[...] podemos destacar da laje uma faixa que vai de um apoio ao outro, com largura unitária, e as solicitações são calculadas como se a laje fosse composta por uma série de vigas paralelas, já que não há deformações diferenciais entre uma faixa e as demais faixas vizinhas.

Logo, as equações, obtidas da teoria da mecânica estrutural, considerando o regime elástico linear, carga uniformemente distribuída p e vão efetivo L , são as seguintes:

Quadro 3 – Expressões para o cálculo dos esforços em lajes armadas em 1 direção.

Vinculação	Momento no vão M_v	Momento no engaste M_e	Reação à direita	Reação à esquerda	Flecha máxima
Apoio-Apoio	$\frac{p \cdot L^2}{8}$	-	$\frac{p \cdot L}{2}$	$\frac{p \cdot L}{2}$	$\frac{5}{384} \cdot \frac{p \cdot L^4}{EI}$
Apoio-Engaste	$\frac{9 \cdot p \cdot L^2}{128}$	$\frac{p \cdot L^2}{8}$	$\frac{3 \cdot p \cdot L}{8}$	$\frac{5 \cdot p \cdot L}{8}$	$\frac{1}{185} \cdot \frac{p \cdot L^4}{EI}$
Engaste-Engaste	$\frac{p \cdot L^2}{24}$	$\frac{p \cdot L^2}{12}$	$\frac{p \cdot L}{2}$	$\frac{p \cdot L}{2}$	$\frac{1}{384} \cdot \frac{p \cdot L^4}{EI}$
Engaste-Livre	-	$\frac{p \cdot L^2}{2}$	$p \cdot L$	-	$\frac{1}{8} \cdot \frac{p \cdot L^4}{EI}$

(fonte: elaborado pelo autor)

As solicitações das lajes armadas em duas direções podem ser obtidas com auxílio das tabelas de lajes elaboradas por ARAÚJO (2010, v. 2, p. 338-346). Boa parte destas tabelas consideram a análise de placas de Kirchhoff no regime elástico linear e com carregamentos uniformemente distribuídos q . Para aplicação destas tabelas devem-se ter definidos os vãos l_x (na direção x) e l_y (na direção y) da laje em estudo. Logo, tendo a relação entre estes vãos, pode-se obter as solicitações consultando os coeficientes das tabelas e aplicando as fórmulas mostradas no quadro a seguir:

Quadro 4 – Fórmulas para o cálculo dos esforços em lajes armadas em 2 direções.

Equações para $l_x / l_y < 1,0$	Equações para $l_x / l_y > 1,0$	Unidade
$M_{xe} = 0,001 \cdot m_{xe} \cdot q \cdot l_x^2$	$M_{xe} = 0,001 \cdot m_{xe} \cdot q \cdot l_y^2$	kNm/m
$M_{ye} = 0,001 \cdot m_{ye} \cdot q \cdot l_x^2$	$M_{ye} = 0,001 \cdot m_{ye} \cdot q \cdot l_y^2$	kNm/m
$M_x = 0,001 \cdot m_x \cdot q \cdot l_x^2$	$M_x = 0,001 \cdot m_x \cdot q \cdot l_y^2$	kNm/m
$M_y = 0,001 \cdot m_y \cdot q \cdot l_x^2$	$M_y = 0,001 \cdot m_y \cdot q \cdot l_y^2$	kNm/m
$M_{xy} = 0,001 \cdot m_{xy} \cdot q \cdot l_x^2$	$M_{xy} = 0,001 \cdot m_{xy} \cdot q \cdot l_y^2$	kNm/m
$R_{xe} = 0,001 \cdot r_{xe} \cdot q \cdot l_x$	$R_{xe} = 0,001 \cdot r_{xe} \cdot q \cdot l_y$	kN/m
$R_x = 0,001 \cdot r_x \cdot q \cdot l_x$	$R_x = 0,001 \cdot r_x \cdot q \cdot l_y$	kN/m
$R_{ye} = 0,001 \cdot r_{ye} \cdot q \cdot l_x$	$R_{ye} = 0,001 \cdot r_{ye} \cdot q \cdot l_y$	kN/m
$R_y = 0,001 \cdot r_y \cdot q \cdot l_x$	$R_y = 0,001 \cdot r_y \cdot q \cdot l_y$	kN/m
$W_c = 0,001 \cdot w_c \cdot \frac{q_{ELS} \cdot l_x^2}{D}$	$W_c = 0,001 \cdot w_c \cdot \frac{q_{ELS} \cdot l_y^2}{D}$	m

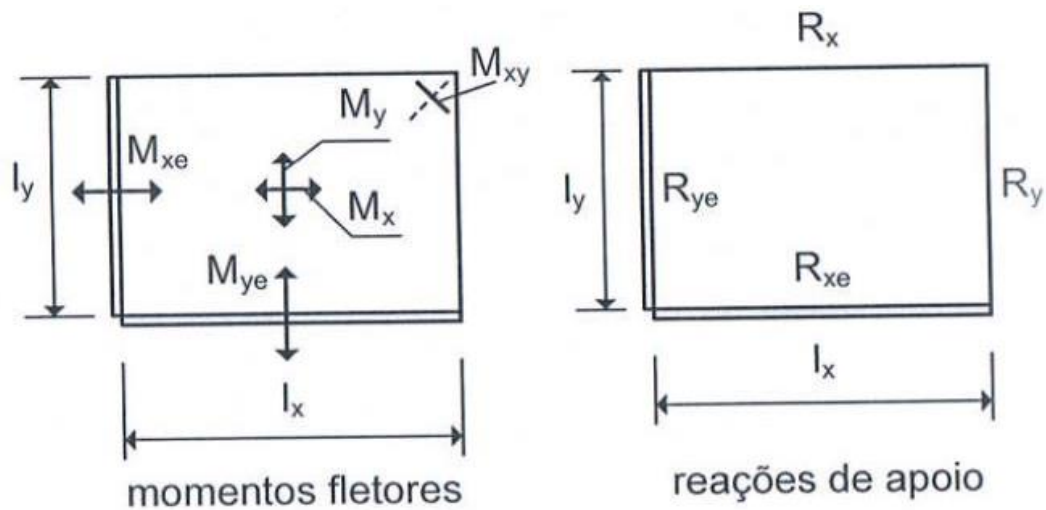
(fonte: adaptado de ARAÚJO, 2010, v. 2, p. 338-346)

Sendo:

 W_c = flecha no centro da laje; M_x, M_y = momentos positivos no centro da laje nas direções de l_x e l_y , respectivamente; M_{xe}, M_{ye} = momentos negativos nos engastes nas direções de l_x e l_y , respectivamente; M_{xy} = momento torções nos cantos simplesmente apoiados; R_x, R_y = reações de apoio por unidade de comprimento nos lados l_x e l_y , quando estes bordos forem simplesmente apoiados; R_{xe}, R_{ye} = reações de apoio por unidade de comprimento nos lados l_x e l_y , quando estes bordos forem engastados; q_{ELS} = carregamento de projeto, no estado limite de deformações excessivas. D = rigidez à flexão da placa, em kNm²; $m_x, m_y, m_{xe}, m_{ye}, m_{xy}, r_x, r_y, r_{xe}, r_{ye}, w_c$ = coeficientes extraídos das tabelas.

Estas definições estão ilustradas na figura a seguir:

Figura 15 – Convenção de solicitações para as lajes.



(fonte: ARAÚJO, 2010, v. 2, p. 338)

Paras lajes com geometria mais complexa recomenda-se a modelagem por elementos de placa usando um software de elementos finitos, como o SAP2000, por exemplo. Nesta análise, considera-se as mesmas combinações de carregamentos citadas anteriormente. Com os resultados obtidos, pode-se dimensionar à flexão e se fazer verificação à punção dos pilares.

Os esforços obtidos tanto pelo método de Araújo como pelo método dos elementos finitos são dados em kNm/m. Logo, faz-se necessário fazer uma adaptação para kNm/nerv, ao se dimensionar as armaduras. Isto se faz multiplicando o valor obtido pelo espaçamento entre nervura, na mesma unidade de comprimento.

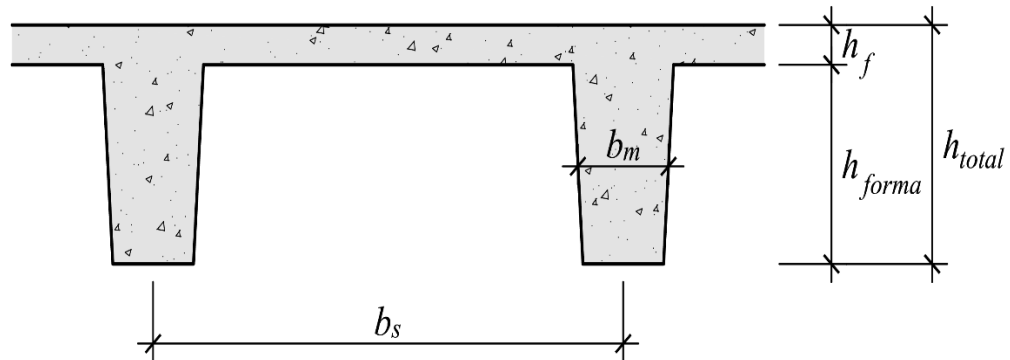
4.2.1.3 Critérios de projeto

As lajes nervuradas têm duas partes principais:

- a) **mesa:** uma pequena camada de concreto, da ordem de 5cm geralmente;
- b) **nervuras:** são as regiões tracionadas onde é localizada a armadura necessária pra resistir aos esforços de tração.

As dimensões importantes para especificar este tipo de laje são mostradas a seguir:

Figura 16 – Geometria de uma laje nervurada.



(fonte: elaborado pelo autor)

Sendo:

b_s = distância entre eixos, variando de 60 a 110 cm;

b_m = largura média da nervura;

h_f = espessura da mesa, sendo usual o valor de 4 a 5 cm;

h_{forma} = altura da forma;

h_{total} = altura total da laje, contabilizada no pré-dimensionamento.

A NBR 6118 permite que as lajes nervuradas sejam modeladas como se fossem lajes maciças de espessura com rigidez equivalente. Mas isto só é possível desde que sejam atendidos os critérios mostrados no item 13.2.4.2 da mesma norma (ABNT, 2014, p. 74), descritos abaixo:

- a) para lajes com espaçamento entre eixos de nervuras menor ou igual a 65 cm, pode ser dispensada a verificação da flexão da mesa, e para a verificação do cisalhamento da região das nervuras, permite-se a consideração dos critérios de laje;
- b) para lajes com espaçamento entre eixos de nervuras entre 65 cm e 110 cm, exige-se a verificação da flexão da mesa, e as nervuras devem ser verificadas ao cisalhamento como vigas; permite-se essa verificação como lajes se o espaçamento entre eixos de nervuras for até 90 cm e a largura média das nervuras for maior que 12 cm;
- c) para lajes nervuradas com espaçamento entre eixos de nervuras maior que 110 cm, a mesa deve ser projetada como laje maciça, apoiada na grelha de vigas, respeitando-se os seus limites mínimos de espessura.

ARAÚJO (2014, v. 4, p. 196-197) justifica a aplicabilidade deste método:

[...] Isto é permitido porque, nos casos correntes de pisos de edifícios sujeitos a cargas distribuídas de valor moderado, as espessuras mínimas exigidas são suficientes para conferir à mesa uma rigidez capaz de assegurar o seu funcionamento

conjunto com as nervuras. Dessa forma, ficam restabelecidas as hipóteses da teoria de placas de Kirchhoff, o que permite substituir a laje nervurada por uma laje maciça de mesma rigidez à flexão.

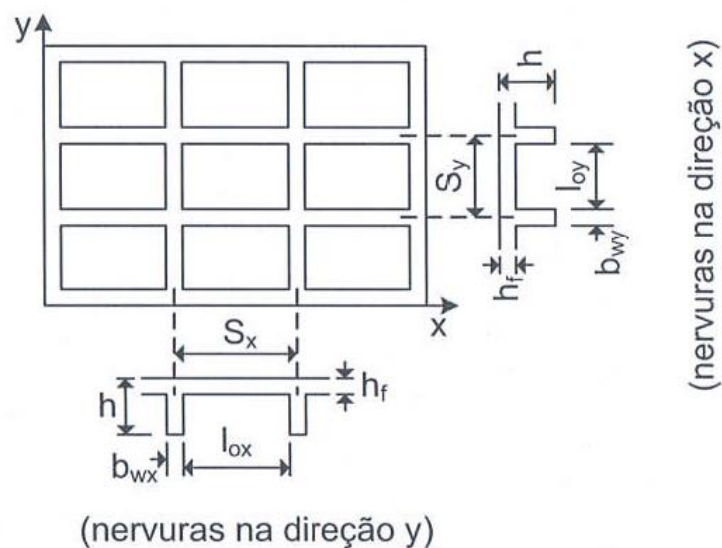
O autor sugere também dois métodos para o cálculo da espessura equivalente:

Para efeito de projeto, pode-se determinar a espessura equivalente da laje nervurada por dois processos simplificados: pela igualdade de rigidez média; pela igualdade do momento de inércia de seções T formadas pelas nervuras e pela mesa.

ARAÚJO (2006) fez uma estudo comparativo entre estes dois métodos simplificados e o método dos elementos finitos. O autor concluiu deste estudo que “[...] a rigidez média é aquela que mais se aproxima da rigidez equivalente das lajes nervradas.”. Logo, este foi o método adotado para o projeto.

Para a aplicação deste processo de cálculo deve-se considerar a figura mostrada abaixo, extraída de ARAÚJO (2014, v. 4, p. 182):

Figura 17 – Parâmetros para o método da rigidez média.



(fonte: ARAÚJO, 2014, v. 4, p. 182)

O método da rigidez média consiste em obter as rigidezes das nervuras D_1 e da mesa D_2 , através da aplicação das seguintes fórmulas:

$$D_1 = \frac{E_{cs} \cdot h^3}{12(1-\nu^2)} \quad (\text{fórmula 45})$$

$$D_2 = \frac{E_{cs} \cdot h_f^3}{12(1-\nu^2)} \quad (\text{fórmula 46})$$

A rigidez equivalente é então obtida por:

$$D_e = (1 - \xi) D_1 + \xi D_2 \quad (\text{fórmula 47})$$

Onde ξ é dado por:

$$\xi = \frac{l_{ox} \cdot l_{oy}}{S_x \cdot S_y} \quad (\text{fórmula 48})$$

Então a espessura equivalente é calculada pela expressão abaixo:

$$h_{eq} = \left[(1 - \xi) \cdot h^3 + \xi \cdot h_f^3 \right]^{1/3} \quad (\text{fórmula 49})$$

Esta espessura equivalente, em geral, é fornecida pelos fabricantes de lajes nervuradas. O método utilizado pelos mesmos é o da rigidez equivalente.

A NBR 6118 restringe que as nervuras não podem ser inferiores a 5 cm, para garantir o cobrimento mínimo de 2,5 cm para as armaduras. Ela também especifica para as mesas que:

[...] Para tubulações com diâmetro \emptyset maior que 10 mm, a mesa deve ter a espessura mínima de $4 \text{ cm} + \emptyset$, ou $4 \text{ cm} + 2\emptyset$ no caso de haver cruzamento destas tubulações.

Na maioria dos casos, para passagem de tubulações de instalação elétrica, a espessura da mesa estará em torno de 5 centímetros.

4.2.1.4 Verificação de deformações excessivas

Antes de prosseguir ao dimensionamento, verifica-se o ELS de deformações excessivas. Este cálculo é feito com base no módulo de rigidez à flexão D que, para placas finas de Kirchhoff, é dada de acordo com a expressão:

$$D = \frac{E_{cs} \cdot h_{eq}^3}{12(1 - \nu^2)} \quad (\text{fórmula 50})$$

Sendo

h_{eq} = espessura equivalente da laje nervurada, em metros.

Com esta rigidez é calculada a flecha imediata das lajes. Para as lajes armadas em 2 direções foram utilizadas as expressões sugeridas por ARAÚJO (2010, v. 2, p. 339). As lajes armadas em 1 direção foram calculadas pelo modelo de viga elástica com largura de 1 metro. Todas estas formulações já foram apresentadas anteriormente no item 4.2.1.2.

Uma vez obtidas as flechas imediatas, são calculadas as flechas finais, ou seja, para $t = \infty$, considerando a majoração da mesma por um coeficiente α_f . Este coeficiente é obtido através da expressão da NBR 6118 (ABNT, 2014, p. 126) mostrada abaixo:

$$\alpha_f = \frac{\Delta\xi}{1+50\rho'} \quad (\text{fórmula 51})$$

Sendo:

α_f a flecha diferida no tempo;

$$\rho' = \frac{A_s'}{bd}$$

$$\Delta\xi = \xi(t) - \xi(t_o) = \xi(t)$$

O parâmetro $\xi(t)$ é dado em função do tempo. A tabela abaixo mostra que, para um tempo maior que 70 meses o seu valor pode ser considerado 2,0:

Figura 18 – Tabela para obtenção do parâmetro $\xi(t)$.

Tempo (t) meses	0	0,5	1	2	3	4	5	10	20	40	≥ 70
Coeficiente $\xi(t)$	0	0,54	0,68	0,84	0,95	1,04	1,12	1,36	1,64	1,89	2

(fonte: NBR 6118, 2014, tabela 17.1, p. 127)

Com isto, pode-se obter a flecha final através da seguinte expressão:

$$f(t_\infty) = (1 + \alpha_f) \cdot f(t_o) \quad (\text{fórmula 52})$$

Esta flecha final não deve superar 1/250 do menor vão, conforme mostra o quadro da NBR 6118 abaixo:

Quadro 5 – Limites para deslocamentos

Tipo de efeito	Razão da limitação	Exemplo	Deslocamento a considerar	Deslocamento limite
Aceitabilidade sensorial	Visual	Deslocamentos visíveis em elementos estruturais	Total	1/250
	Outro	Vibrações sentidas no piso	Devido a cargas acidentais	1/250

(fonte: adaptado da NBR 6118, 2014, tabela 13.3 p. 77)

4.2.1.5 Verificação ao corte como laje maciça

A verificação ao cisalhamento é feita em cada bordo da laje, que deve atender ao critério básico do esforço solicitante ser menor que o resistente, ou seja, $V_{sd} \leq V_{Rd}$. Para se verificar isto, o item 19.4.1 da NBR 6118 (ABNT, 2014, p. 159) indica a seguinte expressão:

$$V_{Rd} = b_w \cdot d \cdot \tau_{Rd} \cdot k (1,2 + 40\rho_1) \quad (\text{fórmula 53})$$

Sendo:

$$\tau_{Rd} = 0,25 \cdot f_{ctd}$$

$$k = 1,6 - d \geq 1,0$$

$$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{b_w \cdot d} \leq 0,02$$

No cálculo de ρ_1 , define-se A_{s1} como sendo a área da armadura de tração que se estende até não menos que $d + l_{b,nec}$ além da seção considerada.

Na verificação, desprezou-se os efeitos das forças de protensão por não existirem no projeto.

4.2.2 Lajes lisas

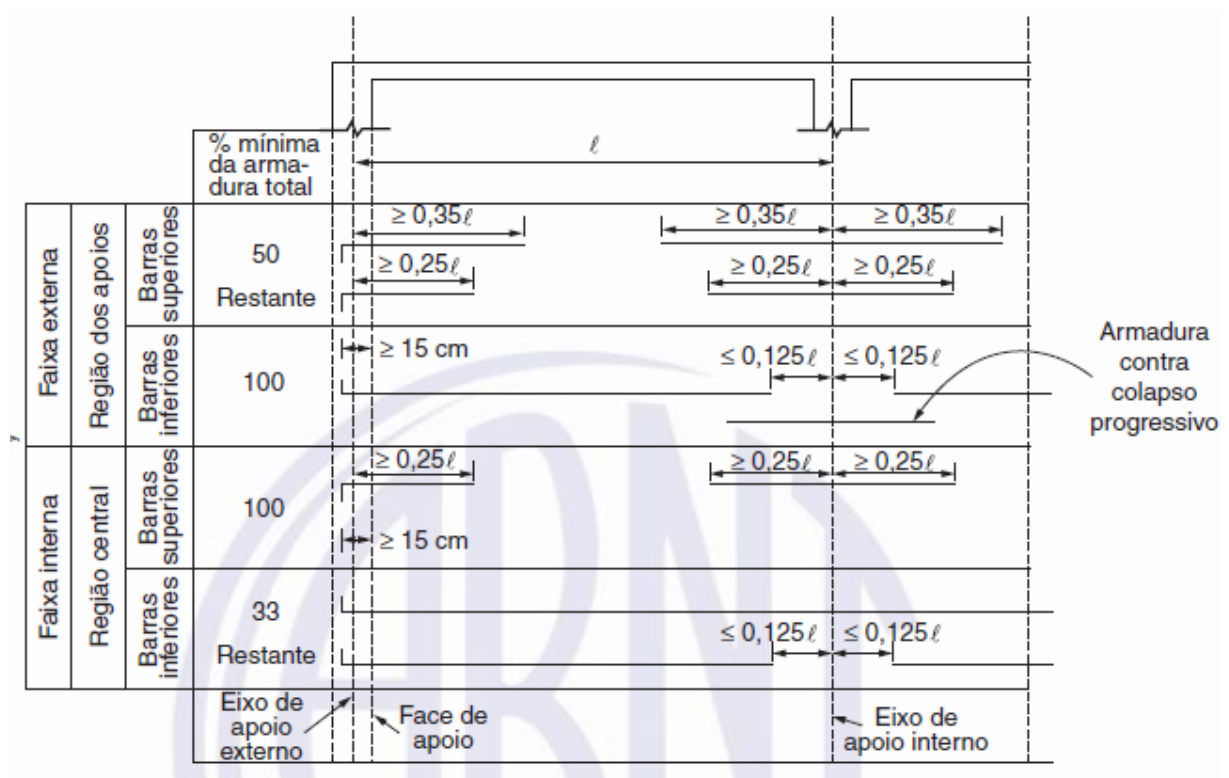
Lajes lisas são aquelas que se apoiam diretamente nos pilares, portanto sem vigas internas. Nas situações onde a planta da laje é regular, com pilares igualmente espaçados e carregamento uniformemente distribuído, pode-se utilizar métodos aproximados, como o método dos pórticos equivalentes, para a obtenção das solicitações atuantes. Caso contrário, recomenda-se utilizar métodos numéricos, como o Método dos Elementos Finitos.

Pode-se associar este tipo estrutural com o de lajes nervuradas, constituindo as *waffle slabs*. Este modelo tem como vantagens a redução do número de vigas e consequente diminuição do volume de concreto, apenas sendo necessário uma região maciça no entorno dos pilares, para minimizar os efeitos de punção. FIGUEIREDO (1989, p. 20) sugere que uma alternativa interessante é colocar vigas de borda. O autor comenta que, apesar de perder algumas das vantagens do sistema estrutural de laje lisa, há os seguintes ganhos ao adotar este modelo:

- Como os pilares externos são mais susceptíveis de sofrerem punção, em função do menor perímetro crítico que apresentam, vigas colocadas nas bordas são convenientes pois eliminam este problema;
- As bordas externas dos painéis apresentam grandes deslocamentos transversais em função da falta de continuidade, além de que nesses locais eles são mais perceptíveis, o que pode ser contornado com o emprego de vigas de borda;
- As vigas de borda (não invertidas) também ajudam a evitar a propagação do fogo em caso de incêndio

Uma vez obtidas as solicitações, são dimensionadas as armaduras longitudinais nas regiões do vão e próximas dos pilares. Para o detalhamento das lajes lisas, recomenda-se subdividir as mesmas em faixas, tanto na direção x como na y. A NBR 6118 indica uma forma de detalhar estas armaduras de flexão:

Figura 19 – Detalhamento de armaduras para lajes lisas.



(fonte: NBR 6118, 2014, figura 20.2, p. 171)

4.2.3 Escada

4.2.3.1 Considerações gerais

O projeto da escada foi feito como independente da estrutura. Além disto, ela atendeu aos parâmetros mínimos de conforto. Tais requisitos são enunciados no item 6.8 da norma de acessibilidade, a NBR 9050 (ABNT, 2015, p. 62), da seguinte forma:

As dimensões dos pisos e espelhos devem ser constantes em toda a escada ou degraus isolados. Para o dimensionamento, devem ser atendidas as seguintes condições:

- a) $0,63 \text{ m} \leq p + 2e \leq 0,64 \text{ m}$;
- b) pisos (p): $0,28 \text{ m} \leq p \leq 0,32 \text{ m}$;
- c) espelhos (e): $0,16 \text{ m} \leq e \leq 0,18 \text{ m}$.

4.2.3.2 Obtenção dos esforços e dimensionamento das armaduras

Calcula-se, primeiramente, o carregamento devido ao peso próprio que, conforme indica ARAÚJO (2014, v. 4, p. 61), leva em consideração uma espessura média de laje. Esta espessura média é obtida em função dos degraus da seguinte forma:

$$h_m = h_1 + \frac{e}{2} \quad (\text{fórmula 54})$$

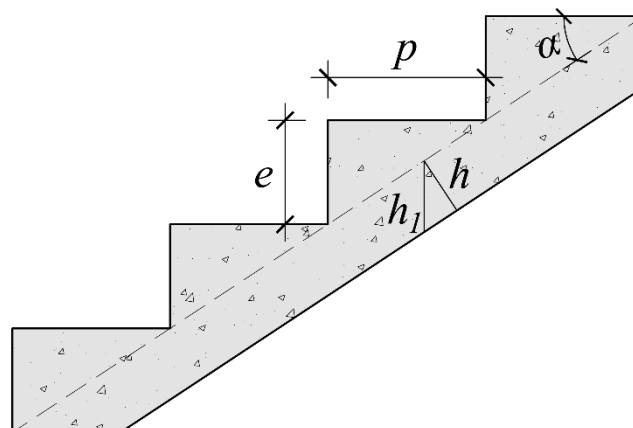
Sendo:

h_m = espessura média da laje, em cm;

e = altura do espelho do degrau, em cm;

h_1 é a projeção da espessura da escada na vertical, conforme mostra a figura abaixo:

Figura 20 – Parâmetros geométricos da escada.



(fonte: adaptado de ARAÚJO, v. 4, 2014)

Seu cálculo é dado pela expressão seguinte:

$$h_1 = \frac{h}{\cos \alpha} \quad (\text{fórmula 55})$$

Considerou-se que a escada possui um reboco de 1,0 centímetro, aproximadamente, para regularização da face inferior.

Para a escada é calculado também a carga do peitoril, assumida neste trabalho como uma carga distribuída linear de 1,50 kN/m, atendendo a altura média de peitoris comuns em escadas. Esta carga será distribuída ao longo da largura da escada, no trecho inclinado.

Finalmente, a escada então é dimensionada por meio da seguinte combinação de ações:

$$F_{d,i} = F_{G,i} + F_{Q,i} \quad (\text{fórmula 56})$$

Tendo as cargas para o patamar e o lance, pode-se usar um software de análise de estruturas planas, como o FTool por exemplo, para a obtenção dos esforços. Calculadas as solicitações, pode-se fazer o dimensionamento da escada como uma laje armada em uma direção.

4.2.4 Vigas

4.2.4.1 Considerações gerais

As vigas serão dimensionadas para receber as solicitações de momento fletor e esforço cortante. Elas podem ser contraventadas ou fazerem parte da estrutura de contraventamento. Caso sejam contraventadas, pode-se fazer a análise estrutural por grelha, sem considerar o efeito das ações horizontais devidas ao vento. Caso contrário, é necessário o processamento global da estrutura, a fim de avaliar o efeito das cargas laterais nas vigas de contraventamento.

As vigas são calculadas por trecho, sempre quando houver mudança de carga ou vinculação. Em cada trecho são extraídas as solicitações máximas de projeto, a partir dos resultados das envoltórias de esforço cortante e momento fletor, oriundas da análise estrutural.

4.2.4.2 Carregamentos atuantes

As cargas permanentes que são descarregadas nas vigas são as seguintes:

- a) Peso próprio das vigas
- b) Peso próprio das paredes:
- c) Reação das lajes: considerada automaticamente pelo software de análise estrutural

As paredes que descarregam nas vigas têm suas cargas distribuídas calculadas de acordo com a expressão abaixo:

$$PAR = (H_{pav} - h) \cdot b \cdot 13kN / m^3 + 2 \cdot (H_{pav} - h) \cdot e_{rev} \cdot 19kN / m^3 \quad (\text{fórmula 57})$$

Sendo:

H_{pav} = altura entre pisos. Para o pavimento tipo, têm-se 315cm;

h = altura da viga;

b = largura do tijolo cerâmico de vedação;

e_{rev} = espessura do revestimento argamassado de cimento e areia.

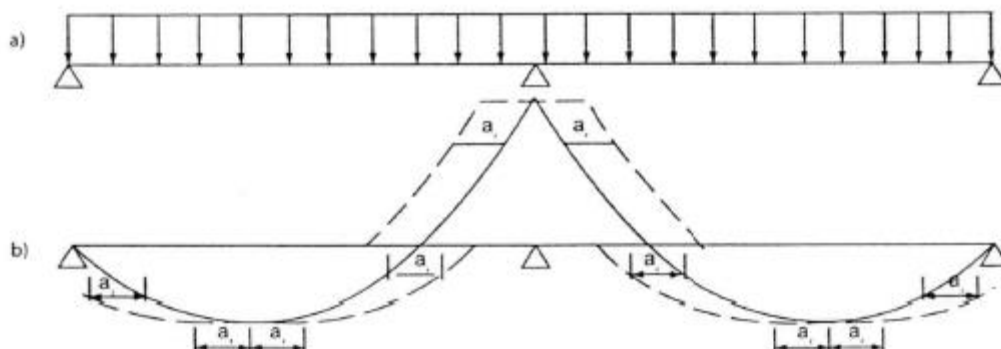
Pode-se também calcular um peso específico médio, ponderado pelas espessuras de cada material. Assim, adota-se um valor único para toda a largura.

4.2.4.3 Detalhamento das armaduras

As vigas são armadas de forma que, no meio do vão, a armadura positiva sempre seja igual ou maior que a negativa. Recomenda-se também que o diâmetro máximo das armaduras das vigas esteja limitado a 16 mm, a fim de facilitar o manuseio das mesmas no canteiro de obras, não exigindo equipamentos especiais de corte e dobra da ferragem.

Já as armaduras negativas são detalhadas considerando a envoltória de momentos negativos, de forma a cobrir completamente os diagramas. CARVALHO (2014, p. 243-247) explica que, devido ao fato de se considerar o modelo da analogia de treliça de Morsch, no cálculo da armadura transversal, é necessário fazer um deslocamento do diagrama de momento fletor. Este deslocamento é feito a uma distância a , conforme mostra a figura a seguir:

Figura 21 – Deslocamento do diagrama de momento fletor.



(fonte: CARVALHO, p. 245)

Conservadoramente, pode-se adotar $a_l = d$. Além disto, a partir do diagrama deslocado, as armaduras longitudinais devem ser adequadamente ancoradas. Ou seja, elas devem se estender até uma distância igual a $l_{b,nec}$, sendo, em geral, igual a 10 vezes o diâmetro da barra.

São definidas, também, armaduras construtivas, ou porta estribos, para facilitar a montagem da viga no canteiro de obras. Esta armadura não é calculada, mas apenas especificada com o mesmo diâmetro do estribo e com traspasse de 20 cm nas barras adjacentes.

4.2.5 Pilares

4.2.5.1 Considerações gerais

Os pilares são projetados com base no que recomenda o item 15.8 da NBR 6118 (ABNT, 2014, p. 107). Este item descreve como devem ser realizadas as análises de elementos isolados. As armaduras são obtidas então por lance de pilar.

Novamente, como os elementos de concreto não possuem rigidez elevada à torção, é feita redução de até 15% da rigidez à torção nos pilares. Isto tem como justificativa os mesmos critérios adotados para as vigas.

Diferentemente das vigas, que são dimensionadas com base na envoltória de solicitações, os pilares são calculados para a combinação crítica que resulta no maior momento fletor oblíquo. Cabe salientar que esta situação não necessariamente ocorre quando há o maior esforço normal atuante no elemento.

O diâmetro das barras longitudinais dos pilares, como recomenda o item 18.4.2.1 da NBR 6118 (ABNT, 2014, p. 151) “[...] não pode ser inferior a 10 mm, nem superior a 1/8 da menor dimensão transversal”. Logo, limitando a menor dimensão em 22 centímetros, o diâmetro máximo que pode ser colocado neste elemento estrutural seria de 25 mm. Além disto, o item 18.4.2.2 (ABNT, 2014, p. 151) recomenda também que “O espaçamento máximo entre eixos das barras [...] deve ser menor ou igual a duas vezes a menor dimensão da seção no trecho considerado, sem exceder 400 mm.”.

4.2.5.2 Efeitos locais de 2ª ordem

A análise de elementos isolados pode ou não incluir efeitos locais de 2ª ordem. Para avaliar esta necessidade é calculada a esbeltez da peça, dada pela expressão abaixo:

$$\lambda = \frac{l_e}{i} \quad (\text{fórmula 58})$$

Sendo:

λ = esbeltez do pilar;

l_e = comprimento efetivo de flambagem;

i = raio de giração.

Os pilares são considerados aqui com extremidades apoiadas, por conta da própria configuração final da deformada do pórtico espacial. Com isto, o comprimento efetivo de flambagem é equivalente ao comprimento do lance de pilar. O valor desta esbeltez é então comparado com a esbeltez limite pra desconsiderar efeitos de 2ª ordem locais, dada pela expressão abaixo:

$$\lambda_1 = \frac{25 + 12,5 \cdot \frac{e_1}{h}}{\alpha_b} \quad (\text{fórmula 59})$$

Sendo:

λ_1 = esbeltez limite pra dispensar efeitos de 2ª ordem locais, com $35 \leq \lambda_1 \leq 90$;

e_1 = excentricidade de primeira ordem, obtida do momento fletor solicitante;

h = medida do pilar na direção considerada.

O coeficiente α_b , para pilares biapoiados sem cargas transversais, é dado por:

$$\alpha_b = 0,60 + 0,40 \cdot \frac{M_B}{M_A} \leq 0,40 \quad (\text{fórmula 60})$$

Sendo:

M_A e M_B = momentos obtidos nos extremos do pilar. Deve ser adotado para M_A o maior valor absoluto ao longo do pilar biapoiado, e para M_B o sinal positivo, se tracionar a mesma face de M_A , e negativo caso contrário.

Caso seja necessário determinar os efeitos locais de 2ª ordem, deve-se seguir o que recomenda o item 15.8.3 da NBR 6118 (ABNT, 2014, p. 108). Neste item os momentos solicitantes de projeto dos pilares podem ser obtidos, por exemplo, pelo método do pilar padrão com curvatura aproximada. Este método é aplicável a “[...] pilares com $\lambda \leq 90$, com seção constante e armadura simétrica e constante ao longo do seu eixo.” (ABNT, 2014, p. 109).

O momento máximo é obtido então com a expressão a seguir:

$$M_{d,tot} = \alpha_b \cdot M_{1d,A} + N_d \cdot \frac{l_e^2}{10} \cdot \frac{1}{r} \geq M_{1d,A} \quad (\text{fórmula 61})$$

Sendo:

$$\frac{1}{r} = \frac{0,005}{h \cdot (\nu + 0,5)} \leq \frac{0,005}{h} = \text{curvatura na seção crítica, devido à não linearidade física;}$$

$$\nu = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}} = \text{força normal adimensional.}$$

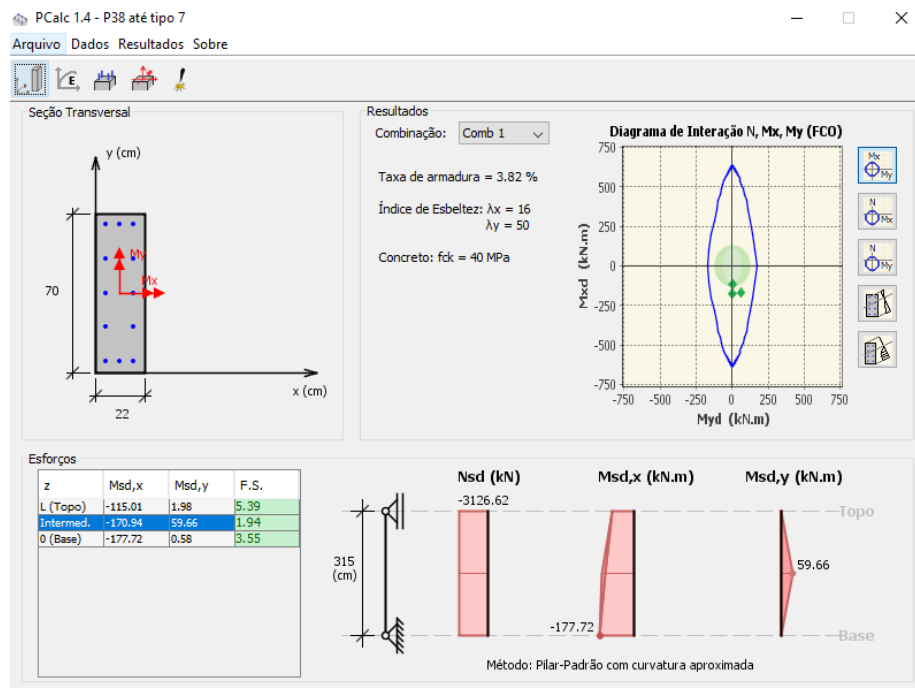
$M_{1d,A}$ = momento obtido na análise estrutural.

Assim é avaliado, para cada lance de pilar, qual a seção mais crítica: a que ocorre no topo, na base ou no meio do lance. Isto é importante uma vez que, caso a seção central seja a crítica, pode ser necessário considerar os efeitos de segunda ordem e de fluência do concreto.

4.2.5.3 Dimensionamento à flexo compressão oblíqua

Uma vez obtidos os momentos e esforços normais de projeto, pode-se dimensionar o pilar por flexo-compressão oblíqua. Isto é realizado aqui com auxílio do software P-Calc, cuja interface é mostrada abaixo:

Figura 22 – Interface do software P-Calc.



(fonte: JUNIOR, 2017)

Este software verifica pilares submetidos à flexo compressão oblíqua no estado limite último de ruptura e instabilidade do equilíbrio. Como saída de resultados ele também fornece: os diagramas de interação entre o esforço normal e momento fletor; envoltória de momentos mínimos; a posição da linha neutra; bem como o gráfico de tensões na seção. Ele também avalia os efeitos locais de 2ª ordem, considerando as premissas dadas pela NBR 6118, dando a opção de escolher o método a ser utilizado.

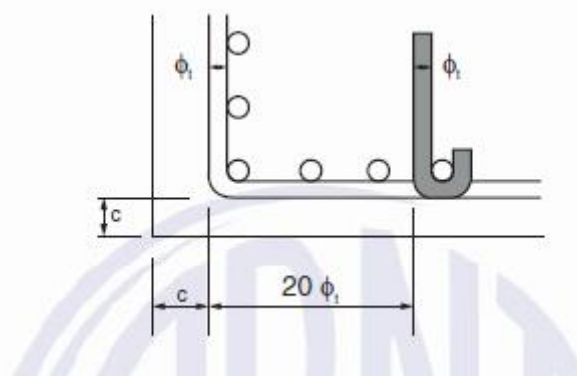
O funcionamento dele consiste em se definir os materiais, método de cálculo, combinações a serem consideradas, bem como a disposição e diâmetro das armaduras. Trata-se de um processo iterativo, onde a partir de tentativas é obtido a armadura que resulte na menor taxa possível e cuja envoltória de momentos resistentes seja maior que a de momentos solicitantes.

4.2.5.4 Proteção contra flambagem

A NBR 6118 (ABNT, 2014, p. 145) recomenda que “Sempre que houver possibilidade de flambagem das barras da armadura, situadas junto à superfície do elemento estrutural, devem ser tomadas precauções para evita-la”. No caso de pilares, por sempre estarem submetidos à compressão, sofrem o risco de flambagem. Logo a proteção contra este efeito é realizada com a colocação de estribos e armaduras suplementares.

Os estribos protegem as armaduras longitudinais até uma distância correspondente a 20 vezes o diâmetro do estribo. Caso haja barras longitudinais que superem esta distância, será necessária a colocação de armaduras suplementares, como mostra a figura a seguir:

Figura 23 – Proteção contra flambagem das barras.



(fonte: NBR 6118, 2014, figura 18.2, p. 146)

O diâmetro dos estribos é calculado para o esforço cortante que atua no pilar. Geralmente estes esforços são menores que os correspondentes à armadura mínima, sendo detalhados como tal. Cabe salientar que os estribos não podem ter diâmetro menor que 5 mm nem a ¼ do

diâmetro da barra isolada (ABNT, 2014, p. 151). Além disto, o espaçamento mínimo entre estes estribos, na direção longitudinal, é dado por:

$$s_{m\acute{a}x} \leq \begin{cases} 20cm \\ \text{menor dimens\~{a}o do pilar} \\ 12 \cdot \phi_i \end{cases} \quad (\text{f\~{o}rmula 62})$$

Sendo:

$s_{m\acute{a}x}$ = espaçamento máximo entre estribos;

ϕ_i = diâmetro do estribo.

5 APLICAÇÃO DA METODOLOGIA

5.1 MATERIAIS EMPREGADOS

5.1.1 Concreto

É utilizado concreto de classe C40, pertencente ao Grupo I, em toda a estrutura. Escolheu-se esta resistência para que seja possível limitar o diâmetro máximo das armaduras nas vigas e lajes em 16 mm. Para os pilares, o diâmetro máximo considerado é de 25 mm porque, ao longo de uma mesma prumada, não seriam necessárias dobras especiais, ocorrendo esta dobra apenas para garantir a ancoragem na fundação, que seria feita em projeto à parte.

Estando o concreto definido, podem-se calcular os seus parâmetros, cujos resultados são mostrados no quadro abaixo:

Quadro 6 – Parâmetros gerais do concreto.

Parâmetro	Símbolo	Valor
Classe de agressividade ambiental	CAA	II
Resistência característica a compressão	f_{ck}	40 MPa
Resistência média a tração	f_{ctm}	3,51 MPa
Resistência característica inferior a tração	$f_{ctk,inf}$	2,46 MPa
Resistência característica superior a tração	$f_{ctk,sup}$	4,56 MPa
Coefficiente Rüsç	α_c	0,85
Tipo de agregado		granito/gnaiss
Coefficiente função do tipo de agregado	α_E	1,00
Módulo de elasticidade inicial	E_{ci}	35417,51 MPa
Coefficiente de correção do módulo	α_i	0,90
Módulo de elasticidade secante	E_{cs}	31875,76 MPa
Resistência de cálculo a compressão	f_c	2,43 kN/cm ²
Deformação específica de início do patamar	ϵ_{c2}	2,00‰
Deformação específica de ruptura	ϵ_{cu}	3,50‰
Coefficiente de Poisson	ν	0,20

(fonte: elaborado pelo autor)

5.1.2 Armaduras passivas

As armaduras passivas foram dimensionadas como sendo de aço CA-50. Isto foi feito mesmo que em alguns casos, como em estribos, se utilize CA-60 devido à disponibilidade de diâmetros menores. Assim sendo os parâmetros do aço são mostrados no quadro a seguir:

Quadro 7 - Parâmetros da armadura passiva.

Parâmetro	Símbolo	Valor
Módulo de elasticidade	E_s	21000 kN/cm ²
Taxa de armadura mínima	$\rho_{mín}$	0,179 %
Resistência característica	f_{yk}	50,00 kN/cm ²
Resistência de cálculo	f_{yd}	43,48 kN/cm ²

(fonte: elaborado pelo autor)

5.1.3 Classe de agressividade ambiental

Foi definido como CAA II, uma vez que a edificação se encontra em área urbana com agressividade moderada, sendo o risco de deterioração pequeno. Com isto, o cobrimento para vigas e pilares ficou definido como sendo de 3,0 centímetros, enquanto que, para lajes, o cobrimento é de 2,5 centímetros.

5.2 SISTEMA ESTRUTURAL ADOTADO

5.2.1 Pavimentos pilotis e térreo

Na área de estacionamentos, é utilizado o modelo de laje nervurada, com vigas nos bordos. Isto foi feito para melhorar a resistência à punção dos pilares de extremidade e de canto, minimizando a armadura dos mesmos. A justificativa da escolha por este sistema se dá pelo fato destes pavimentos serem constituídos apenas pelo estacionamento, sem cargas de elementos construtivos como paredes internas e divisórias, dispensando o uso de vigas internas mais robustas.

O térreo possui vigas baldrame, que se apoiam diretamente nas fundações, servindo também como travamento dos pilares neste nível. O contrapiso, por ser continuamente apoiado no solo, é detalhado com tela soldada. Com isto, apenas foi verificada a resistência da mesma. A espessura mínima recomendada deste contrapiso é de 12 centímetros, uma vez que recebe cargas de estacionamento e de lojas. A cada 5 metros foi executada junta de retração para absorver variações higroscópicas e térmicas. Detalhamento do contrapiso armado é mostrado no Anexo B deste trabalho.

Com isto foram verificados à punção apenas os pilares intermediários. Os pilares de canto e de extremidade tem uma região maciça de comprimento equivalente a, aproximadamente, e no mínimo, 1/6 do vão teórico entre pilares, na direção considerada.

A modelagem destes pavimentos foi feita no SAP2000. Neste modelo estrutural, foram combinados elementos de barra, representando os pilares e vigas de bordo, com elementos de placa. Como os pilares foram modelados como elementos unidimensionais, os mesmos geraram cargas pontuais nas placas. Isto faz com que haja um pico irreal de solicitação no nó de conexão deste pilar. ARAÚJO (2014, p. 215), ao fazer uma análise comparativa do método dos pórticos equivalentes com o dos elementos finitos, constata este mesmo fato:

[...] Neste caso, o MEF mostra um pico de momentos negativos sobre o apoio central, porque o apoio foi localizado em um único nó da malha de elementos finitos (apoio pontual). Considerando-se a largura real do apoio, obtém-se um diagrama arredondado com a redução do pico de momentos negativos.

Logo, é permitido utilizar valores de esforços obtidos nos bordos do pilar. Com isto, foram ajustados os valores gerados pelo software com os esperados num modelo mais real.

5.2.2 Junta de dilatação estrutural

Como a planta destes pavimentos possui dimensões maiores que 30 metros, fez-se necessário a colocação de juntas estruturais. A NBR 6118 no item 3.1.10 (ABNT, 2014, p. 4) define junta de dilatação como sendo:

Qualquer interrupção do concreto com a finalidade de reduzir tensões internas que possam resultar em impedimento a qualquer tipo de movimentação da estrutura, principalmente em decorrência de retração ou abaixamento da temperatura.

MONTOYA (2011, p. 442, tradução nossa) explica que a junta de dilatação “[...] tem por objetivo evitar os problemas que os fenômenos termohigrométricos podem produzir na estrutura.”. O autor também sugere que:

[...] mantendo uma distância entre juntas de dilatação se supõe que os efeitos nocivos, produzidos pelas variações de temperatura e as variações higrométricas nas estruturas de concreto, podem deixar de ser consideradas no projeto[...]

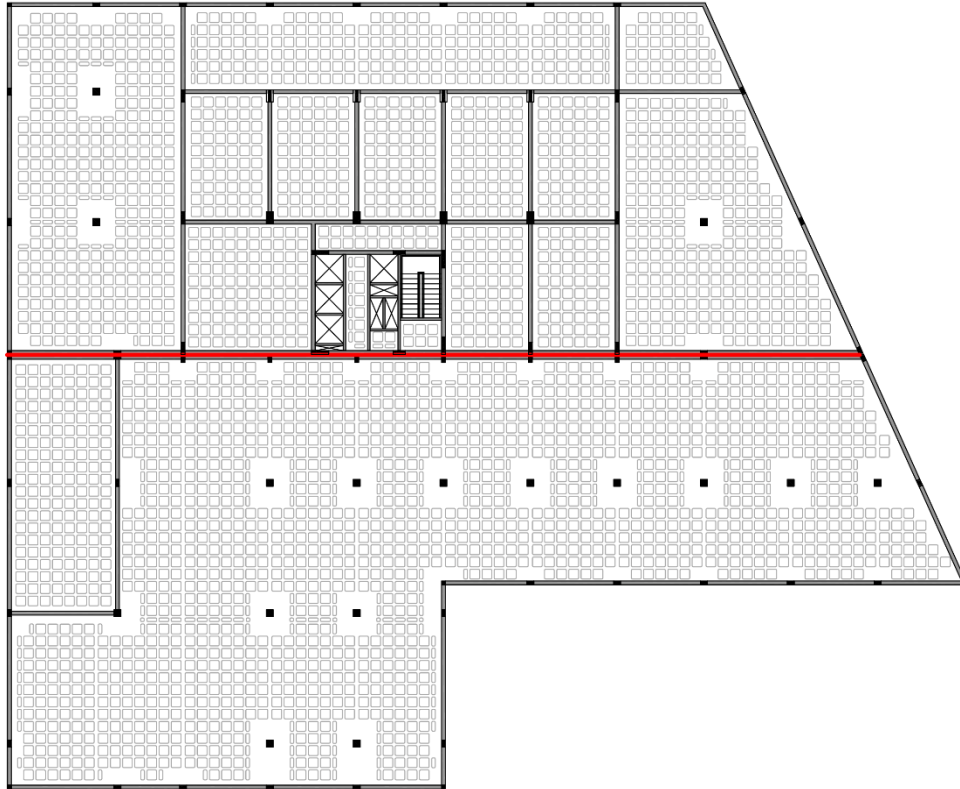
Ou seja, tais juntas são necessárias pra permitir a movimentação térmica entre as estruturas. Como consequência, há a separação física das mesmas, trabalhando independentemente cada uma. Este recurso é necessário também para evitar que ocorram recalques diferenciais elevados, devido à grande diferença de carga entre a torre da edificação e o seu embasamento.

MONTEIRO (2008, p. 79) conclui em seu trabalho que:

Dado que uma estrutura tem que apresentar um bom desempenho, não só na ruptura, que deve ser dúctil, mas também em serviço, que não deve impedir um bom desempenho da mesma, a implementação de juntas de dilatação para pórticos com comprimentos superiores a 30 metros é justificável.

Logo, para fins de projeto, foi colocada uma junta na região demarcada na planta abaixo, separando a torre de boa parte do restante da edificação:

Figura 24 – Demarcação da junta na planta dos pilotis.



(fonte: elaborado pelo autor)

Com isto, foram analisadas duas estruturas: a principal com a torre; e a que contempla apenas os pilotis de estacionamento. Os levantamentos de cargas foram feitos em separado para as duas estruturas. No momento da análise estrutural, estas foram calculadas como dois corpos separados fisicamente.

5.2.3 Pavimentos tipo, cobertura e reservatórios

Foi adotado o modelo de pórtico espacial na torre, atuando como subestrutura de contraventamento, combinado com lajes nervuradas, que serviram como diafragmas rígidos, distribuindo os esforços horizontais entre os elementos resistentes da estrutura. Escolheu-se este modelo para que as lajes tenham espessuras menores, aumentando assim o pé-direito, propiciando um melhor aproveitamento dos espaços.

Procurou-se utilizar a mesma seção em praticamente todos os pilares a fim de facilitar a produção das fôrmas, padronizando o processo executivo. Foram colocados pilares mais

robustos, orientados tanto em x como em y, na região próxima do núcleo, para enrijecer a estrutura sob a ação do vento.

As vigas dos pavimentos foram modeladas como sendo de contraventamento. As vigas do núcleo, por receberem apenas as cargas oriundas das paredes divisórias, foram modeladas com uma rigidez bem baixa. Isto foi feito a fim de que as mesmas não colaborassem com a estrutura de contraventamento, sendo dimensionadas à parte.

5.2.4 Pré-dimensionamento

Para o pré-dimensionamento de lajes e vigas foram utilizadas as recomendações de diversos autores, que compiladas resultaram nos seguintes parâmetros de pré-dimensionamento:

- a) Lajes nervuradas: altura total = 1/30 a 1/33 do vão teórico;
- b) Vigas: alturas da vigas = 1/10 a 1/15 do vão teórico;

REBELLO (2007, p. 206) recomenda que:

Tendo em vista facilitar a execução, em um mesmo pavimento é conveniente o uso de lajes de igual espessura e de no máximo três dimensões diferentes para vigas e pilares. No caso de vários pavimentos, deve-se dar atenção à possibilidade de reaproveitamento das fôrmas, repetindo sempre que possível, dimensões de peças já utilizadas.

Os pilares foram pré-dimensionados através do método indicado por MELO (2013, p. 33-39). Tal método consiste em, num primeiro momento, definirem-se áreas de influência, delimitadas pelas mediatrizes de uma linha imaginária que une os eixos de dois pilares consecutivos. Uma vez obtida as áreas de influência de cada pilar, aplica-se a formulação abaixo:

$$A_{nec} = \frac{\gamma_{corr} \cdot N_k}{\sigma} \quad (\text{fórmula 63})$$

Sendo:

A_{nec} = área necessária para a seção transversal dos pilares, em cm²;

N_k = somatório de todas as cargas normais atuantes no pilar, em kN;

$$\gamma_{corr} = \begin{cases} 2,5 & \text{para pilares de canto} \\ 2,2 & \text{para pilares de extremidade} \\ 1,8 & \text{para pilares centrais} \end{cases}$$

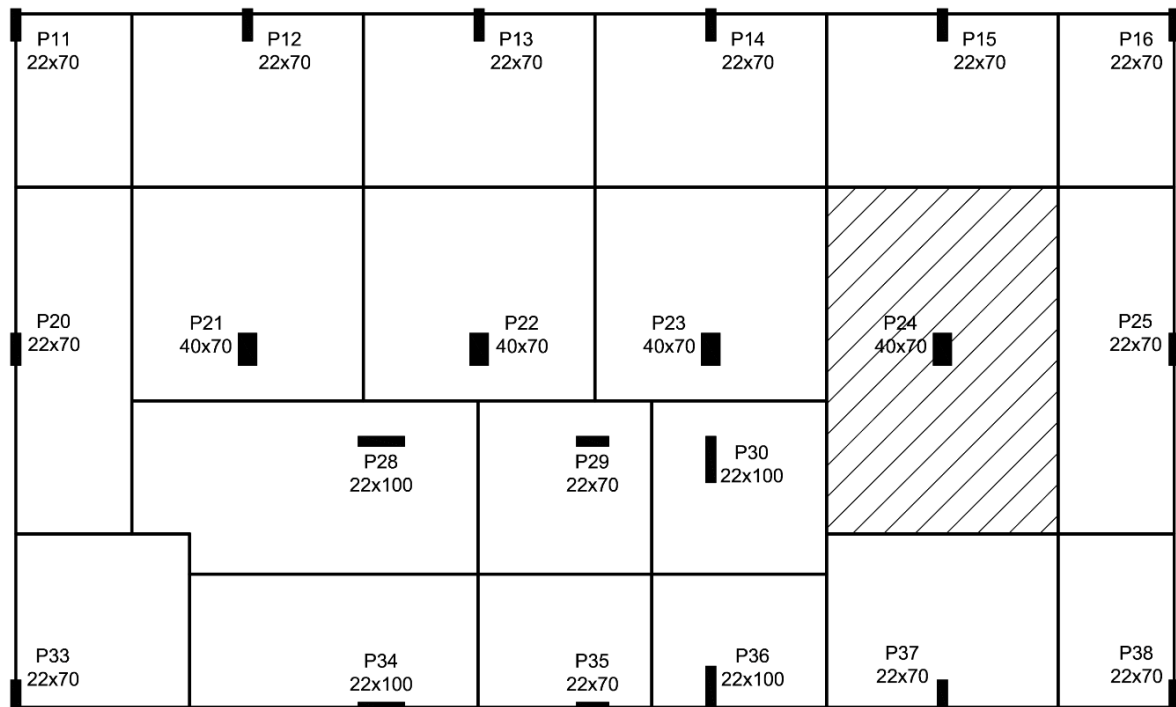
σ = tensão de cálculo, equacionada conforme mostrado a seguir:

$$\sigma = f_c + s \cdot (f_{yd} - f_c) \quad (\text{fórmula 64})$$

Sendo s a taxa de armadura máxima no pilar, que pode variar de 2% a 4%, correspondente a armadura máxima permitida fora da região da emenda, conforme indicado no item 17.3.5.3.2 da NBR 6118 (ABNT, 2014, p. 132).

Para fins de pré-dimensionamento, pode-se considerar uma carga superficial de 12 kN/m² para os pavimentos tipo, enquanto que, para a cobertura, foi considerado 10 kN/m². Estes valores são recomendados por MELO (2007, p. 35) e já incluem, de forma estimada, todas as cargas atuantes no pavimento: peso próprio da estrutura, alvenarias, revestimentos, cargas variáveis, entre outros. Aplicando esta metodologia, chega-se à seguinte geometria na torre:

Figura 25 – Áreas de influência para pré-dimensionamento dos pilares da torre.



(fonte: elaborado pelo autor)

Com isto, têm-se os seguintes resultados para a geometria dos pilares da torre:

Tabela 1 – Pré-dimensionamento dos pilares da torre.

ID	Tipo	Coef.	A (cm ²)	Nk (kN)	A nec (cm ²)	b(cm)	h(cm)	A ef (cm ²)	Folga
P11	Canto	2,5	93750	1331	818	22	70	1540	+47%
P12	Extremo	2,2	187500	2663	1439	22	70	1540	+7%
P13	Extremo	2,2	187500	2663	1439	22	70	1540	+7%
P14	Extremo	2,2	187500	2663	1439	22	70	1540	+7%
P15	Extremo	2,2	187500	2663	1439	22	70	1540	+7%
P16	Canto	2,5	93750	1331	818	22	70	1540	+47%
P20	Extremo	2,2	187500	2663	1439	22	70	1540	+7%
P21	Intermed.	1,8	231250	3284	1452	40	70	2800	+48%
P22	Intermed.	1,8	231250	3284	1452	40	70	2800	+48%
P23	Intermed.	1,8	231250	3284	1452	40	70	2800	+48%
P24	Intermed.	1,8	375000	5325	2355	40	70	2800	+16%
P25	Extremo	2,2	187500	2663	1439	22	70	1540	+7%
P28	Intermed.	1,8	269375	4795	2120	22	100	2200	+4%
P29	Intermed.	1,8	140625	2503	1107	22	70	1540	+28%
P30	Intermed.	1,8	141562,5	2520	1114	22	100	2200	+49%
P33	Canto	2,5	140625	1997	1226	22	70	1540	+20%
P34	Extremo	2,2	178968,75	3186	1722	22	100	2200	+22%
P35	Extremo	2,2	107812,5	1919	1037	22	70	1540	+33%
P36	Extremo	2,2	108531,25	1932	1044	22	100	2200	+53%
P37	Extremo	2,2	187500	2663	1439	22	70	1540	+7%
P38	Canto	2,5	93750	1331	818	22	70	1540	+47%

(fonte: elaborado pelo autor)

Os pilares internos dos pilotis são de 40x40 cm. Isto foi feito para minimizar as armaduras de punção, conferindo aspecto visual mais seguro à estrutura. Nas extremidades, para manter o alinhamento dos pilares, foram projetados pilares de 22x40 cm. Por fim, os pilares de canto foram lançados com seção de 22x22 cm. Estes pilares foram verificados para a possibilidade de sofrerem tração em algum ponto da vida útil dos mesmos.

O vão máximo que é vencido pelas lajes da torre é de 7,50 metros. Logo, pode-se escolher uma espessura dentro da seguinte faixa de valores:

$$\frac{l_{\text{maior}}}{33} \leq h \leq \frac{l_{\text{maior}}}{30} \Rightarrow \frac{750}{33} \leq h \leq \frac{750}{30} \Rightarrow 22,73\text{cm} \leq h \leq 25,00\text{cm}$$

Adotou-se, então, para os pavimentos tipo, uma espessura de 23 centímetros. O mesmo procedimento foi utilizado para as lajes dos estacionamentos:

$$\frac{l_{\text{maior}}}{33} \leq h \leq \frac{l_{\text{maior}}}{30} \Rightarrow \frac{1000}{33} \leq h \leq \frac{1000}{30} \Rightarrow 30,30\text{cm} \leq h \leq 33,33\text{cm}$$

Como para os pilotis são utilizadas lajes sem vigas internas, ou seja, que se apoiam diretamente nos pilares, adota-se a espessura de 31 centímetros.

5.3 DEFINIÇÃO DOS CARREGAMENTOS

5.3.1 Cargas permanentes

Os carregamentos permanentes que atuam nas lajes foram considerados como cargas distribuídas superficiais uniformes. Os carregamentos nas vigas, para fins de dimensionamento, foram distribuídos em linhas, sendo uniformes por trecho. Os pilares servem de apoio, gerando reações de forma concentrada nas vigas. Vigas de menor rigidez que se apoiem nas de maior rigidez, descarregam nestas sob a forma de carga concentrada também. Todas estas cargas são compostas pelos elementos descritos nos itens seguintes.

5.3.1.1 Peso próprio das lajes

Obtido através do catálogo da fabricante ATEX BRASIL. Foi adotado o ATEX700 (ATEX BRASIL, p. 5), cujo espaçamento entre eixos é de 70 cm. Os modelos utilizados, bem como seus locais de aplicação, são mostrados no quadro abaixo:

Quadro 8 – Parâmetros de projeto para as lajes nervuradas.

Pavimento	Altura da forma (cm)	Espessura da mesa (cm)	Altura total (cm)	Altura equivalente (cm)	Largura média (cm)	Peso próprio (kN/m ²)
Tipo e Cobertura	18,0	5,0	23,0	16,2	13,1	2,78
Pilotis e Térreo	26,0	5,0	31,0	21,9	14,2	3,63

(fonte: elaborado pelo autor)

5.3.1.2 Peso próprio do revestimento

A nova versão da NBR 6120 apresenta diversas tabelas, cada uma para um tipo específico de revestimento e material. Estas tabelas, de forma geral, apresentam as cargas superficiais a serem consideradas na análise estrutural. Para as cargas de revestimento do projeto foram usadas as tabelas 4 e 8 desta norma (ABNT, 2019, p. 12-14), obtendo-se o que segue:

Tabela 2 – Cargas superficiais de revestimento.

Material aplicável	Carga superficial (kN/m ²)
Revestimento de pisos de edifícios residenciais e comerciais, com peso específico aparente médio de 20kN/m ³	1,00
Impermeabilizações em coberturas com manta asfáltica e proteção mecânica, sem revestimento e peso específico aparente médio de 18 kN/m ³	1,80
Forro de gesso acartonado, inclui estrutura de suporte	0,25
Rede de distribuição de chuveiros automáticos (sprinklers) com diâmetro nominal até 80mm	0,15
Dutos de ar condicionado com isolamento térmico	0,30

(fonte: adaptado da NBR 6120, 2019, p. 12-14)

O estacionamento não necessita de forros, porém possui uma rede de sprinklers, de ventilação mecânica, entre outras instalações complementares. Para considerar a carga gerada pela estrutura de suporte destes elementos é adicionada também uma carga de $0,25 \text{ kN/m}^2$ à carga permanente atuante nas lajes.

5.3.1.3 Reservatórios

Os reservatórios foram dimensionados conforme o Código de Instalações Prediais de Água e Esgoto (PMPA, 1998, p.12-13), que indica o consumo diário para cada tipo de ambiente. Para ambientes não mostrados neste código, foi arbitrado o mesmo valor de escritórios. Considerando estes fatores, obtém-se o quadro abaixo:

Quadro 9 – Levantamento do consumo de água na edificação.

Ambiente	Consumo (litros/dia)	Densidade	Qtde.	Consumo total (litros)	Total (litros)
Escritórios	50 por pessoa	7m^2 por pessoa	333	16.650	26.000
Lojas	50 por pessoa	7m^2 por pessoa	76	3.800	
Estacionamento	25 por vaga	-	190	4.750	
Demais ambientes	25 por pessoa	7m^2 por pessoa	32	800	

(fonte: elaborado pelo autor)

Como mostra o quadro acima, o volume necessário é de 26.000 litros.

É necessária também uma reserva técnica de incêndio, determinada conforme a Lei Complementar n. 420 (PMPA, 1998). Definindo a ocupação como do tipo D, referente a serviços profissionais, pessoais e técnicos, a edificação é classificada como de risco pequeno, bastando então uma reserva mínima de 6.000 litros.

Deste modo, o volume total, com base em diversos modelos comerciais, é de 32.000 litros. A carga adicional considera os reservatórios cheios. Logo, como o peso específico da água é de 10 kN/m^3 , as cargas superficiais foram distribuídas da seguinte forma:

- a) 2 reservatórios inferiores de 10.000 litros, com massa de 140kg cada um e diâmetro inferior de 2,40m, resultando em uma carga superficial de $22,40 \text{ kN/m}^2$;
- b) 2 reservatórios superiores de 6.000 litros, com massa de 84kg cada um e diâmetro inferior de 2,00m, resultando em uma carga superficial de $19,40 \text{ kN/m}^2$.

5.3.1.4 Peso próprio de elementos construtivos

As paredes externas foram calculadas considerando, conservadoramente, um revestimento argamassado de 3,0 centímetros de cada lado, executado com argamassa de cimento e areia. A tabela 1 da NBR 6120 permite considerar seu peso específico como sendo um valor entre 19 e

23 kN/m³ (ABNT, 2019, p. 8), adotando-se então 19 kN/m³. No momento da execução, a critério do construtor e do projeto arquitetônico, poderiam ser utilizadas espessuras menores que as levantadas no projeto estrutural. Além disto, foi considerado o peso de tijolos cerâmicos vazados com furos horizontais, de espessura de 19 cm, totalizando os 25 cm de espessura. O revestimento das paredes internas tem espessura de 1,75 cm e, o tijolo, largura nominal de 11,5 cm, fechando os 15 cm de largura total.

Para o cálculo das cargas lineares foi obtido um peso específico equivalente, considerando a média dos pesos específicos ponderados pelas espessuras de cada elemento construtivo. Assim, obtém-se os seguintes valores:

a) Paredes externas de 25 cm:

$$PAR = \frac{13kN / m^3 \cdot 0,19m + 19kN / m^3 \cdot (2 \cdot 0,03m)}{0,25m} = 14,44kN / m^3$$

b) Paredes internas de 15 cm:

$$PAR = \frac{13kN / m^3 \cdot 0,115m + 19kN / m^3 \cdot (2 \cdot 0,0175m)}{0,15m} = 14,40kN / m^3$$

O contorno do estacionamento possui um peitoril em alvenaria de 1,25 metros de altura, o que corresponde a uma carga distribuída de 4,50 kN/m, aproximadamente. Este valor inclui a possibilidade de instalação de esquadria, caso seja exigida no projeto arquitetônico executivo.

As paredes que descarregam diretamente nas lajes têm sua resultante de cargas distribuída na área da laje, contando como uma carga permanente adicional para o dimensionamento.

Para as esquadrias, é considerada uma carga de 0,70 kN por área de esquadria. Assim, para as esquadrias da fachada principal, que possuem dimensões 2,55 x 4,78 metros, têm-se o seguinte carregamento:

$$ESQ = 0,70 \cdot 4,78 \cdot 2,55 / 4,78 \cong 1,80kN / m$$

5.3.2 Cargas variáveis

De acordo com a tabela 10 da NBR 6120 (ABNT, 2019, p. 17), têm-se os seguintes valores nominais dos carregamentos variáveis que interessam ao projeto desenvolvido:

Quadro 10 – Valores mínimos das cargas verticais.

Local aplicável	Carga superficial (kN/m ²)
Coberturas com acesso apenas para acesso ou manutenção	1,00
Áreas técnicas - casa de máquinas de elevador de passageiros ($v < 1,0$ m/s)	30,00
Edifícios comerciais - salas de uso geral e sanitários	2,50
Escadas - edifícios comerciais	3,00
Lojas - circulações e lojas em geral	4,00
Vestíbulos de edifícios comerciais ou com acesso ao público	3,00

(fonte: adaptado da NBR 6120, 2019, tabela 10, p. 17-27)

Porém, a tabela 6.2 do Eurocode 1 (EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARTIZATION, 2002, p. 22), apesar de possuir o mesmo valor mínimo, recomenda a utilização de 3,0 kN/m² para a sobrecarga de escritórios e salas de uso geral. Tal valor é razoável, considerando-se a possibilidade da ocupação das salas por escritórios de advocacia, por exemplo, onde a grande quantidade de papéis e arquivos geram uma sobrecarga considerável nas lajes.

A carga variável nos estacionamentos é dada de acordo com a tabela 13 da NBR 6120 (ABNT, 2019, p. 32). Nesta tabela, é considerada a categoria do veículo, bem como seu peso bruto total (PBT). Para edificações comerciais, nos estacionamentos, usualmente circulam veículos de passeio, cujas cargas não costumam superar 30 kN. Logo, de acordo com a tabela da norma, pode-se considerar uma sobrecarga de 3,0 kN/m² para estacionamentos.

5.3.3 Resumo das cargas superficiais

Com base no exposto nos itens anteriores, chega-se ao seguinte quadro resumo, onde as cargas superficiais são dadas em kN/m²:

Quadro 11 – Resumo das cargas superficiais para a estrutura com a torre.

Laje	Ambiente	PP	Revest.	Forro	Total permanente (kN/m ²)	Sobrecarga	Adic.
Cobertura	Terraço inacessível a pessoas	2,78	1,80	0,00	4,58	1,00	0,00
Reservatório	Reservatório superior	3,63	1,00	0,00	4,63	1,00	19,40
Cobertura	Com acesso de pessoas para manutenção	3,63	1,80	0,25	5,68	1,00	0,00
	Casa de máquinas	3,63	1,00	0,25	4,88	1,00	30,00
Tipo 1 ao 9*	Salas comerciais	2,78	1,00	0,25	4,93	3,00	0,00
	Circulação	2,78	1,00	0,25	4,03	3,00	0,00
Pilotis 3	Estacionamento	3,63	1,00	0,25	4,88	3,00	0,00
	Circulação	2,78	1,00	0,25	4,03	3,00	0,00
Pilotis 2	Estacionamento	3,63	1,00	0,25	4,88	3,00	0,00
	Circulação	2,78	1,00	0,25	4,03	3,00	0,00
Pilotis 1	Estacionamento	3,63	1,00	0,25	4,88	3,00	0,00
	Circulação	2,78	1,00	0,25	4,03	3,00	0,00
Térreo	Reservatório inferior	3,00	1,00	0,00	4,00	1,00	22,40
	Lojas	3,00	1,00	0,00	4,00	4,00	0,00
	Circulação, recepção e administração	3,00	1,00	0,00	4,00	3,00	0,00
	Estacionamento	3,00	1,00	0,00	4,00	3,00	0,00

(fonte: elaborado pelo autor)

Para a estrutura sem a torre obtém-se os resultados abaixo:

Tabela 3 – Resumo das cargas superficiais para a estrutura sem a torre.

Laje	Ambiente	PP	Revest.	Forro	Total permanente (kN/m ²)	Sobrecarga	Adic.
Pilotis 3	Estacionamento	3,63	1,00	0,25	4,88	3,00	0,00
Pilotis 2	Estacionamento	3,63	1,00	0,25	4,88	3,00	0,00
Pilotis 1	Estacionamento	3,63	1,00	0,25	4,88	3,00	0,00
Térreo	Estacionamento	3,00	1,00	0,00	4,00	3,00	22,40

(fonte: elaborado pelo autor)

5.3.4 Cargas devido às imperfeições globais

O desaprumo, em radianos, é obtido como mostra abaixo:

$$\theta_1 = \frac{1}{100\sqrt{H}} = \frac{1}{100\sqrt{47,25}} = 0,0015 \text{ rad}$$

$$\theta_a = \theta_1 \cdot \sqrt{\frac{1+1/n}{2}} = 0,0015 \cdot \sqrt{\frac{1+1/15}{2}} = 0,0011 \text{ rad}$$

Para calcular a força horizontal equivalente do desaprumo dos elementos verticais, foram levantadas todas as cargas do edifício. Estas foram divididas em: cargas superficiais, que descarregam nas lajes; e cargas lineares, descarregando em vigas e pilares. Foi levado em conta o peso próprio de todos os elementos construtivos da edificação, incluindo estrutura e vedação. Assim obtém-se o seguinte quadro resumo.

Tabela 4 – Cálculo da força horizontal equivalente na estrutura com a torre.

Pavimento	Total devido às cargas superficiais	Total devido às cargas lineares	Total do pavimento	Área pavimento	Força horizontal equivalente (kN)
Topo	197,51	247,52	445,03	43,13	0,47
Reservatório	260,62	434,01	694,62	43,13	0,74
Cobertura	2095,50	1237,51	3390,63	375,00	3,60
Tipo 9	1783,55	2147,57	3988,74	375,00	4,24
Tipo 8	1783,55	2147,57	3988,74	375,00	4,24
Tipo 7	1783,55	2147,57	3988,74	375,00	4,24
Tipo 6	1783,55	2147,57	3988,74	375,00	4,24
Tipo 5	1783,55	2147,57	3988,74	375,00	4,24
Tipo 4	1783,55	2147,57	3988,74	375,00	4,24
Tipo 3	1783,55	2147,57	3988,74	375,00	4,24
Tipo 2	1783,55	2147,57	3988,74	375,00	4,24
Tipo 1	1783,55	2147,57	3988,74	375,00	4,24
Pilotis 3	4025,55	3078,11	7161,28	890,23	7,61
Pilotis 2	4025,55	3078,11	7161,28	890,23	7,61
Pilotis 1	4025,55	3078,11	7161,28	890,23	7,61
Térreo	3560,90	2605,77	6166,67	890,23	6,55

(fonte: elaborado pelo autor)

Aproveitou-se também para calcular a relação de carga por metro quadrado, um indicativo do correto lançamento das cargas de projeto. Este valor, para edificações convencionais, oscila entre 900 e 1.300 kgf/m². Valores fora desta faixa devem ser avaliados cuidadosamente. Para a estrutura com a torre, chega-se ao valor de 915,41 kgf/m², indicando que o modelo está adequado para se processar a análise estrutural.

Tabela 5 – Cálculo da força horizontal equivalente na estrutura sem a torre.

Pavimento	Total devido às cargas superficiais	Total devido às cargas lineares	Total do pavimento	Área pavimento	Força horizontal equivalente (kN)
Pilotis 3	4796,55	1483,20	6337,37	982,90	6,73
Pilotis 2	4796,55	1483,20	6337,37	982,90	6,73
Pilotis 1	4796,55	1483,20	6337,37	982,90	6,73
Térreo	3931,60	1154,59	5086,19	982,90	5,40

(fonte: elaborado pelo autor)

A relação de carga por metro quadrado para esta estrutura resultou em 612,93 kgf/m². Porém por se tratar apenas de estacionamentos, não caracterizando, portanto, uma estrutura convencional, este valor não é significativo.

A NBR 6118 (ABNT, 2014, p. 59) considera que “Quando 30% da ação do vento for maior que a ação do desaprumo, considera-se somente a ação do vento.”. Porém, de forma conservadora, esta carga horizontal equivalente será somada à ação do vento, mesmo que seja um valor pequeno. Isto simplifica a análise tanto para ELU como para ELS, não necessitando considerar eventuais diferenças que possam ocorrer no desaprumo em cada combinação.

5.3.5 Cargas de vento

Os esforços horizontais oriundos da ação do vento são resistidos pelas subestruturas de contraventamento, definidas no projeto como sendo o pórtico espacial compostos por pilares e vigas. Na região no entorno do núcleo da escada e elevador foram colocados pilares mais robustos, para dar maior rigidez à estrutura e diminuir seus deslocamentos. As lajes têm função de diafragmas rígidos, distribuindo as forças de vento entre os elementos estruturais.

As cargas de vento foram obtidas de acordo com as recomendações da norma NBR 6123/1988. Para este trabalho, foi adotado o procedimento onde a força global do vento sobre uma edificação é calculada através dos coeficientes de arrasto, que considera a resultante de pressões a barlavento e sotavento. Esta força é dada pela expressão abaixo:

$$F_a = C_a \cdot q \cdot A_e \quad (\text{fórmula 65})$$

Onde:

C_a =coeficiente de arrasto;

q = pressão dinâmica do vento, em kN/m;

A_e = área frontal efetiva, ou seja, é a área da projeção ortogonal da edificação, estrutura ou elemento estrutural sobre um plano perpendicular à direção do vento, ou seja, a “área de sombra” do edifício.

O coeficiente de arrasto é obtido da figura 4 da norma NBR 6123 para edificações em zona de baixa turbulência (ABNT, 1988, p. 20). A pressão dinâmica é calculada de acordo com o item 4.2 da mesma norma (ABNT, 1988, p. 4).

Um dos processos de obtenção das ações de vento consiste em subdividir o edifício de forma que a resultante de pressões coincida com a laje do pavimento. Após esta subdivisão é calculada a força de arrasto do vento em cada um dos pavimentos. Esta subdivisão se faz necessária, pois as cargas de vento variam com a altura da estrutura.

O cálculo da pressão dinâmica é feito com base na velocidade característica do vento, função da cota considerada do edifício. Esta velocidade é obtida a partir de uma velocidade básica, extraída do mapa de isopletas apresentado na figura 1 da norma NBR 6123 (ABNT, 1988, p. 6). Com base no mapa, estima-se a velocidade básica para Porto Alegre em 45 m/s.

Esta velocidade precisa ser corrigida, considerando-se fatores de ponderação. Estes fatores contemplam a topografia, dimensões da edificação, bem como a sua ocupação e entorno. A expressão para o cálculo da velocidade característica é dada por:

$$V_k = V_o \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3 \quad (\text{fórmula 66})$$

Onde:

V_o = velocidade básica do vento, em m/s;

S_1 = fator topográfico;

S_2 = fator de rugosidade do terreno, dimensões da edificação e altura sobre o terreno, função da altura do módulo considerado;

S_3 = fator estatístico.

O fator topográfico S_1 é constante e de valor 1,0 pois o terreno está afastado o suficiente de morros e taludes pra ser considerado plano. O fator de rugosidade S_2 foi obtido para a edificação na Categoria IV e Classe B. Isto é justificado pelo fato de a mesma estar localizada em zona de subúrbio, com várias edificações residenciais, bem como sua maior dimensão

horizontal e vertical não superar 50 metros. Esta classificação permite obter o fator de rugosidade com a seguinte expressão:

$$S_2 = b \cdot F_r \cdot \left(\frac{z}{10} \right)^p \quad (\text{fórmula 67})$$

Sendo:

z = cota do pavimento, em m.

Os coeficientes b , p e F_r são obtidos da tabela 1 da NBR 6123 (ABNT, 1988, p. 9). Estes são definidos como parâmetros meteorológicos. Por fim o fator estatístico S_3 se dá pela tipologia do projeto. No caso o mesmo se encaixa no Grupo 2, correspondente as edificações residenciais ou comerciais. Com isto, o fator estatístico fica constante e igual a 1,00.

Então, para cada pavimento, é obtida a pressão dinâmica do vento com o princípio de Bernoulli, adaptada para o ar, mostrada abaixo:

$$q = 0,613 \cdot V_k^2 \quad (\text{fórmula 68})$$

Sendo q dado em N/m².

Finalmente, podem ser obtidas as pressões dinâmicas do vento em todas as fachadas. Os resultados finais são apresentados na tabela seguinte:

Tabela 6 – Cálculo dos parâmetros gerais de vento.

Laje	Nível	Altura z (m)	V_k (m/s)	q (N/m ²)
Topo	15	47,25	45,52	1269,92
Reservatório	14	44,10	45,12	1248,20
Cobertura	13	40,95	44,71	1225,29
Tipo 9	12	37,80	44,26	1201,02
Tipo 8	11	34,65	43,78	1175,17
Tipo 7	10	31,50	43,27	1147,50
Tipo 6	9	28,35	42,70	1117,67
Tipo 5	8	25,20	42,08	1085,24
Tipo 4	7	22,05	41,38	1049,61
Tipo 3	6	18,90	40,59	1009,93
Tipo 2	5	15,75	39,68	964,93
Tipo 1	4	12,60	38,58	912,57
Pilotis 3	3	9,45	37,22	849,25
Pilotis 2	2	6,30	35,38	767,38
Pilotis 1	1	3,15	32,44	645,29
Térreo	0	0,00	0,00	0,00

(fonte: elaborado pelo autor)

O item 6.6.2 da NBR 6123 indica uma metodologia pra considerar a ação oblíqua do vento, que podem gerar efeitos de torção (ABNT, p. 21). Este método considera que a resultante de vento não tem sua linha de ação coincidindo com o eixo vertical geométrico, mas sim que há uma excentricidade de 7,5% em relação a este, para edificações sem efeito de vizinhança. Quando há efeitos de vizinhança este valor se altera pra 15%. Esta excentricidade deve ser considerada tanto do lado direito do eixo vertical como do lado esquerdo.

Este procedimento é necessário apenas para estruturas assimétricas, como é o caso do projeto. Dito isto, salienta-se que a NBR 6123 (ABNT, 1988, P. 21) descreve um critério para considerar estes efeitos de vizinhança:

Os efeitos de vizinhança serão considerados somente até a altura do topo da edificação(ões) situada(s) na(s) proximidade(s), dentro de um círculo de diâmetro igual à altura da edificação em estudo, ou igual a seis vezes o lado menor da edificação, b, adotando-se o menor destes dois valores.

No entorno da edificação projetada há apenas prédios baixos, de no máximo 4 pavimentos. Além disto, a localização é próxima de um parque natural, além do Lago Guaíba, ambas regiões abertas que não tem dimensão suficiente pra gerar o efeito Venturi de afunilamento do vento. Considerando estes fatos, foram desprezados os efeitos de vizinhança.

As ações do vento foram subdivididas em quatro direções:

- a) Direção X (0°): vento que atua na fachada leste da edificação. Para o pavimento pilotis, esta carga de vento foi distribuída proporcionalmente à suas respectivas áreas frontais efetivas. Isto foi necessário pois, uma vez que o vento enxerga apenas a forma do edifício, estruturalmente se comportam de forma independente;
- b) Direção Y (90°): vento que atua na fachada norte da edificação. Neste caso, a estrutura sem a torre praticamente não sofre interferência do vento, sendo este absorvido integralmente pela estrutura com a torre;
- c) Direção X (180°): vento que atua na fachada oeste da edificação. Devido à presença de edificações na vizinhança imediata, há obstrução à passagem do vento nos pilotis. Logo, nesta direção, foi considerada apenas a ação do vento na torre;
- d) Direção Y (270°): vento que atua na fachada sul da edificação. Novamente, há a presença de edificações vizinhas, obstruindo a passagem do vento nos pilotis. Logo, a estrutura sem a torre não sofrerá ação do vento neste sentido. A estrutura com a torre teve ação do vento considerada somente a partir do pavimento tipo.

Os resultados foram os seguintes:

Tabela 7 – Cargas de vento nas direções X(0°) e Y(90°).

Direção X(0°) - estrutura com torre			
Pavimento	Aef (m²)	Ca	Fx (kN)
Topo	9,06	1,40	16,57
Reservatório	18,11	1,40	32,39
Cobertura	32,68	1,20	53,03
Tipo 9	47,25	1,00	60,99
Tipo 8	47,25	1,00	59,76
Tipo 7	47,25	1,00	58,46
Tipo 6	47,25	1,00	57,05
Tipo 5	47,25	1,00	55,52
Tipo 4	47,25	1,00	53,83
Tipo 3	47,25	1,00	51,96
Tipo 2	47,25	1,00	49,83
Tipo 1	47,25	1,00	47,36
Pilotis 3	55,35	1,00	54,61
Pilotis 2	63,44	1,00	56,29
Pilotis 1	63,44	1,00	48,55
Térreo	31,72	1,00	6,55

Direção Y(90°) - estrutura com torre			
Pavimento	Aef (m²)	Ca	Fy (kN)
Topo	11,81	1,40	21,47
Reservatório	23,63	1,40	42,02
Cobertura	51,19	1,33	88,08
Tipo 9	78,75	1,25	122,46
Tipo 8	78,75	1,25	119,92
Tipo 7	78,75	1,25	117,19
Tipo 6	78,75	1,25	114,26
Tipo 5	78,75	1,25	111,07
Tipo 4	78,75	1,25	107,56
Tipo 3	78,75	1,25	103,65
Tipo 2	78,75	1,25	99,22
Tipo 1	78,75	1,25	94,07
Pilotis 3	114,19	1,15	119,13
Pilotis 2	149,63	1,05	128,17
Pilotis 1	149,63	1,05	108,99
Térreo	74,81	0,00	6,55

Direção X (0°) - estrutura sem torre			
Pavimento	Aef (m²)	Ca	Fy (kN)
Pilotis 3	41,31	1,00	41,82
Pilotis 2	78,28	1,00	66,80
Pilotis 1	78,28	1,00	57,24
Térreo	41,31	1,00	5,40

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 8 – Cargas de vento nas direções Y(270°) e X(180°).

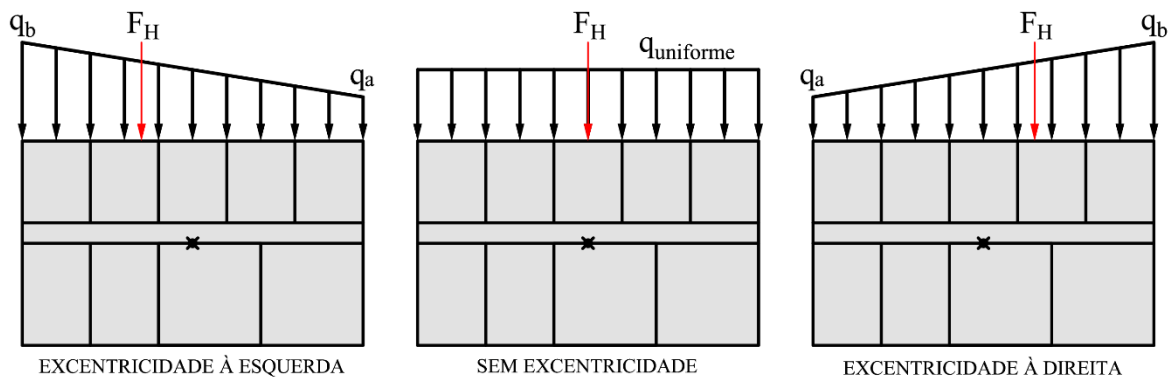
Direção Y(270°) - estrutura com torre			
Pavimento	Aef (m²)	Ca	Fy (kN)
Topo	11,81	1,40	21,47
Reservatório	23,63	1,40	42,02
Cobertura	51,19	1,33	88,08
Tipo 9	78,75	1,25	122,46
Tipo 8	78,75	1,25	119,92
Tipo 7	78,75	1,25	117,19
Tipo 6	78,75	1,25	114,26
Tipo 5	78,75	1,25	111,07
Tipo 4	78,75	1,25	107,56
Tipo 3	78,75	1,25	103,65
Tipo 2	78,75	1,25	99,22
Tipo 1	78,75	1,25	94,07
Pilotis 3	114,19	0,00	0,00
Pilotis 2	149,63	0,00	0,00
Pilotis 1	149,63	0,00	0,00
Térreo	74,81	0,00	0,00

Direção X(180°) - estrutura com torre			
Pavimento	Aef (m²)	Ca	Fx (kN)
Topo	9,06	1,40	16,57
Reservatório	18,11	1,40	32,39
Cobertura	32,68	1,20	53,03
Tipo 9	47,25	1,00	60,99
Tipo 8	47,25	1,00	59,76
Tipo 7	47,25	1,00	58,46
Tipo 6	47,25	1,00	57,05
Tipo 5	47,25	1,00	55,52
Tipo 4	47,25	1,00	53,83
Tipo 3	47,25	1,00	51,96
Tipo 2	47,25	1,00	49,83
Tipo 1	47,25	1,00	47,36
Pilotis 3	55,35	0,00	0,00
Pilotis 2	63,44	0,00	0,00
Pilotis 1	63,44	0,00	0,00
Térreo	31,72	0,00	0,00

(fonte: elaborado pelo autor)

Para implementação do modelo de análise no software, uma vez que a estrutura é deformável, não é adequado inserir apenas a resultante de vento nos pavimentos. É mais conveniente colocar esta resultante como uma carga distribuída ao longo da fachada sob a qual incide o vento. Isto é necessário para que sejam gerados resultados mais coerentes com o modelo estrutural. Logo, para sistematizar o lançamento das ações horizontais, as cargas foram distribuídas linearmente por pavimento, no mesmo plano da laje. Assim, em cada fachada, foram inseridos três casos de carga de vento, como mostra a figura a seguir:

Figura 26 – Consideração da carga de vento nos pavimentos.



(fonte: elaborado pelo autor)

Os casos com carga distribuída trapezoidal foram necessários a fim de considerar a resultante de ação do vento agindo com excentricidade, como comentado anteriormente. Se definiram as grandezas q_a , q_b e $q_{uniforme}$ para representarem, respectivamente, as taxas de carga menor, maior e uniforme, para o caso sem excentricidade. Por considerações geométricas, sabendo a posição da resultante e seu valor, pode-se determinar estas taxas de carga.

Como há uma junta de dilatação, foi necessário também distribuir o vento em cada uma das estruturas separadas fisicamente. Assim, para os ventos incidindo nas direções $Y(90^\circ)$ e $X(0^\circ)$, obtém-se as seguintes taxas de carga, em projeção de fachada:

Tabela 9 – Taxas de carga distribuída, em cada pavimento, na direção Y(90°).

Pavimento	F _H (kN)	q _a (kN/m)	q _b (kN/m)	q _{uniforme} (kN/m)
Topo	21,47	1,57	4,15	2,86
Reservatório	42,02	3,08	8,12	1,08
Cobertura	88,08	1,94	5,11	3,52
Tipo 9	122,46	2,69	7,10	4,90
Tipo 8	119,92	2,64	6,96	4,80
Tipo 7	117,19	2,58	6,80	4,69
Tipo 6	114,26	2,51	6,63	4,57
Tipo 5	111,07	2,44	6,44	4,44
Tipo 4	107,56	2,37	6,24	4,30
Tipo 3	103,65	2,28	6,01	4,15
Tipo 2	99,22	2,18	5,75	3,97
Tipo 1	94,07	2,07	5,46	3,76
Pilotis 3	119,13	1,19	3,14	2,17
Pilotis 2	128,17	1,28	3,38	2,33
Pilotis 1	108,99	1,09	2,87	1,98
Térreo	6,55	0,07	0,17	0,12

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 10 – Taxas de carga para a ação do vento na direção X(0°)

Pavimento	F _H (kN)	q _a (kN/m)	q _b (kN/m)	q _{uniforme} (kN/m)
Topo	16,57	1,59	4,18	2,88
Reservatório	32,39	3,10	8,17	5,63
Cobertura	53,03	1,94	5,13	3,54
Tipo 9	60,99	2,24	5,90	4,07
Tipo 8	59,76	2,19	5,78	3,98
Tipo 7	58,46	2,14	5,65	3,90
Tipo 6	57,05	2,09	5,51	3,80
Tipo 5	55,52	2,04	5,37	3,70
Tipo 4	53,83	1,97	5,20	3,59
Tipo 3	51,96	1,91	5,02	3,46
Tipo 2	49,83	1,83	4,82	3,32
Tipo 1	47,36	1,74	4,58	3,16
Pilotis 3	54,61	0,67	1,76	1,21
Pilotis 2	56,29	0,18	0,60	1,25
Pilotis 1	48,55	0,15	0,52	1,08
Térreo	6,55	0,02	0,07	0,15

(fonte: elaborado pelo autor)

As direções X180 e Y270 têm os mesmos valores de carga. A única diferença é que, nestas direções, os pavimentos pilotis possuem obstrução de edificações vizinhas, não recebendo cargas de vento consideráveis.

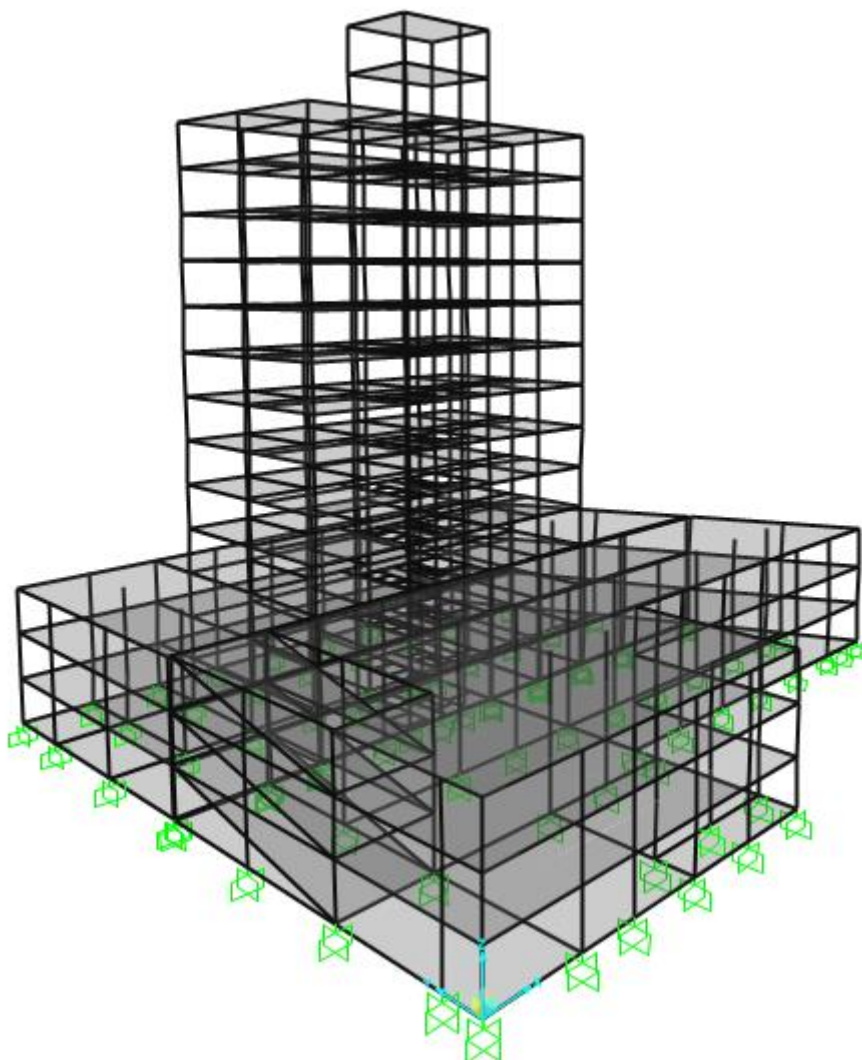
5.4 ANÁLISE ESTRUTURAL

5.4.1 Modelos estruturais do SAP2000

5.4.1.1 Modelo para dimensionamento de pilares e vigas

O modelo estrutural é uma estrutura 3D constituída por barras, que o SAP2000 denomina de *Frames*, combinadas com elementos de placas finas, denominadas de *Thin Shell*. As placas representam a espessura equivalente das lajes nervuradas, enquanto que as barras são os pilares e vigas. Com este modelo foi possível distribuir a ação do vento entre os diversos elementos estruturais. Tal modelo é apresentado abaixo:

Figura 27 – Modelo estrutural implementado.

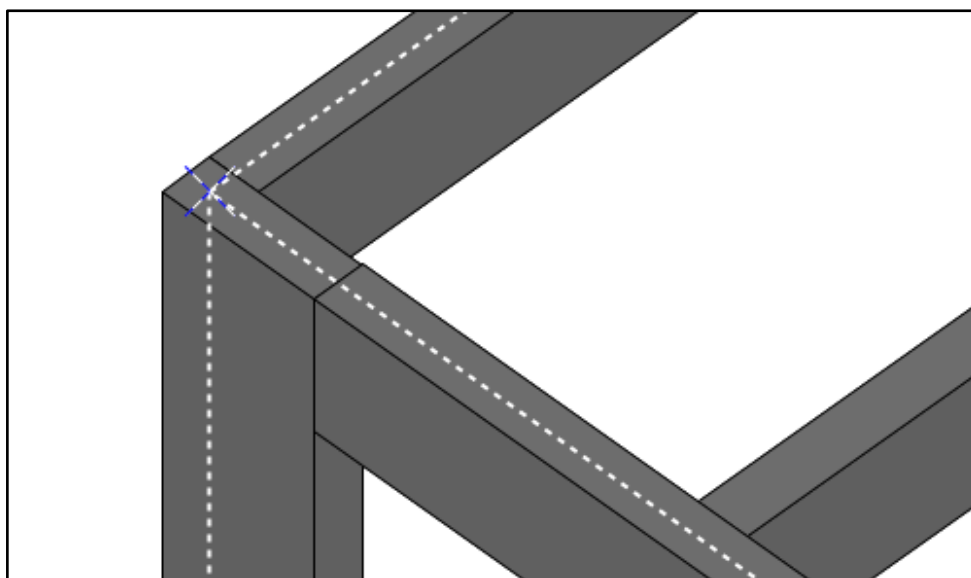


(fonte: COMPUTERS AND STRUCTURES, 2017)

O sistema de eixos global é localizado no canto inferior esquerdo em planta baixa. Os eixos locais x , y e z são denotados, respectivamente, por eixos 1, 2 e 3 no SAP2000. A numeração dos nós e barras segue do eixo x para o eixo y , para só então subir em z .

Como ocorrem diversos casos de ligações excêntricas entre pilares e vigas, foi utilizado o recurso *Insertion Point*, que permite colocar a seção fora do seu eixo baricêntrico longitudinal, calculando automaticamente o efeito da excentricidade e a contribuição de rigidez por conta da posição do pilar. Tal disposição é mostrada na figura abaixo:

Figura 28 – Consideração da ligação excêntrica entre pilar e viga.



(fonte: COMPUTERS AND STRUCTURES, 2017)

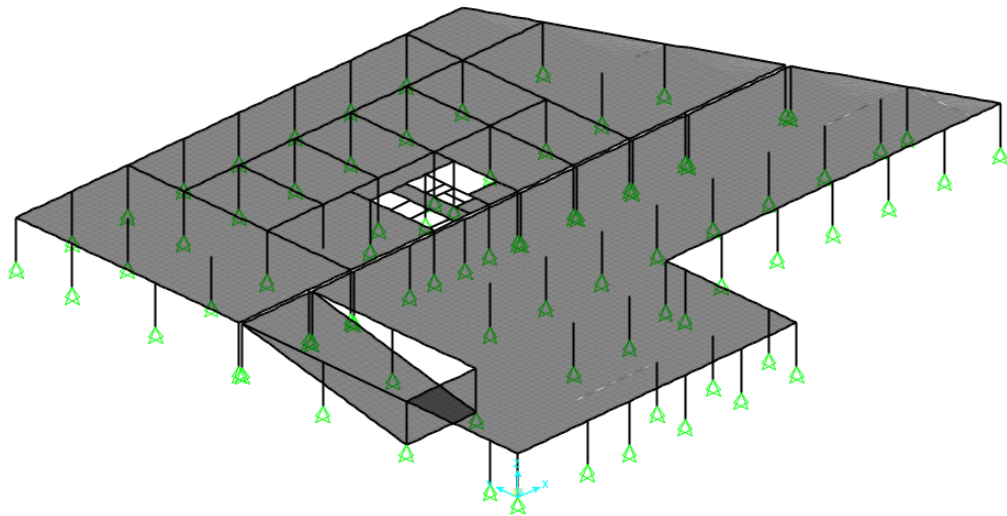
5.4.1.2 Modelos para dimensionamento das lajes

As lajes dos pilotis, reservatórios, cobertura e casa de máquinas foram modeladas com elementos de placa no SAP2000. Isto foi necessário especialmente para as lajes que recebem cargas do reservatório superior e da casa de máquinas. Como há cargas elevadas nestes pavimentos não vale mais a hipótese de bordos rígidos, preconizado pelas tabelas de Araújo. Logo, deve-se levar em conta a rigidez das vigas, para obter solicitações com maior precisão.

O SAP2000 gera como resultados pertinentes ao projeto: os momentos solicitantes M_{11} , na direção do eixo x local; momentos M_{22} , na direção do eixo y local; esforço cortante $VMÁX$, na direção do eixo z local. O software localizou o sistema de eixos local das lajes de forma a coincidir com o sistema de eixos global, diminuindo eventuais confusões. Por fim, salienta-se que as unidades, tanto de momento como de força, geradas pelo software são dadas por unidade de comprimento, ou seja, kNm/m e kN/m .

Para o dimensionamento das lajes do estacionamento foi utilizado o seguinte modelo:

Figura 29 – Modelo estrutural para análise das lajes do estacionamento.

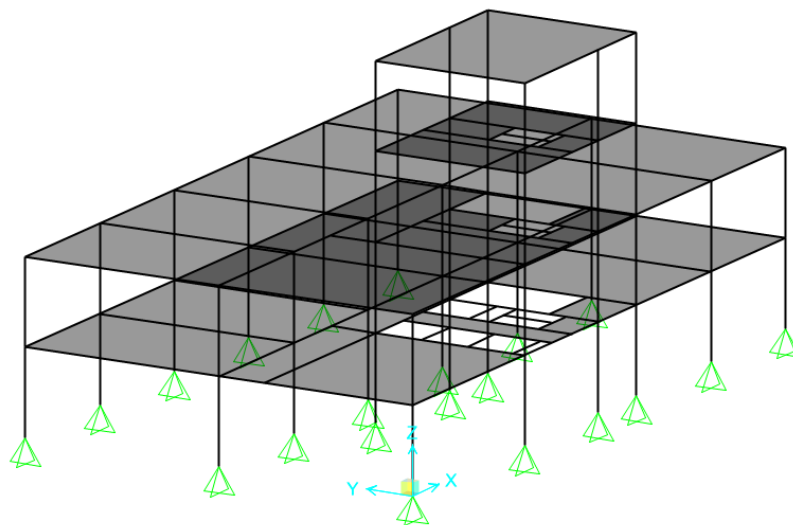


(fonte: COMPUTERS AND STRUCTURES, 2017)

Para este modelo os elementos de placa foram subdivididos em uma malha de 25x25cm. Isto permitiu obter os resultados de esforços com precisão adequada para o cálculo. Este modelo foi utilizado para dimensionar também a rampa de acesso aos estacionamentos. Como foi considerado que estas lajes não absorverão esforços horizontais, apenas os redistribuindo para a estrutura de contraventamento, elas foram analisadas de forma isolada.

As lajes dos pavimentos tipo foram analisadas e dimensionadas com o auxílio das tabelas de Araújo. Para fins de verificação e validação dos resultados, compararam-se os mesmos com a implementação do pavimento no SAP2000, chegando no seguinte modelo para a torre:

Figura 30 – Modelos de análise para as lajes da torre.



(fonte: COMPUTERS AND STRUCTURES, 2017)

Este modelo também possui malha de 25x25cm. Além disto, aproveitou-se o mesmo arquivo para analisar também as lajes da cobertura e dos reservatórios. Isto foi possível pois não foram inseridas as cargas de vento nestes modelos, que serão utilizadas na análise global.

5.4.2 Aplicação dos carregamentos

O SAP2000 possui a opção de inserir carregamentos distribuídos superficiais nos elementos *Shell*. Assim, para cada caso de carga, foi colocada esta carga superficial. Nas vigas foram colocadas cargas distribuídas uniformes correspondentes aos elementos construtivos que descarregam na mesma. As reações das lajes nestas vigas foram obtidas automaticamente ao se processar a análise integrada dos elementos de placa com a estrutura de barras. Os carregamentos inseridos no programa foram os seguintes:

Tabela 11 – Cargas lineares uniformes implementadas no SAP2000.

Elemento estrutural	Carga	Valor	
Vigas com seção 22x60cm	parede 25cm	9,21	kN/m
Vigas com seção 22x60cm	mureta 125cm	4,50	kN/m
Vigas com seção 22x60cm	esquadria	1,80	kN/m
Vigas com seção 22x60cm	esquadria + parede 25cm	5,50	kN/m
Vigas com seção 14x45cm	parede 15cm	5,83	kN/m
Vigas com seção 12x30cm	parede 15cm	6,16	kN/m
Vigas com seção 14x40cm	reação escada	21,80	kN/m

(fonte: elaborado pelo autor)

Pela própria configuração do modelo estrutural não foi necessário o cálculo em separado das reações destas nas vigas de suporte. Estas reações foram obtidas automaticamente pelo software ao calcular as cargas nas lajes junto com a estrutura de pórtico espacial.

5.4.3 Definição das combinações

Foram montadas majoritariamente combinações normais para os dimensionamentos no estado limite último. Estas combinações foram divididas nos seguintes casos:

- a) Carga de vento como sendo a ação variável principal;
- b) Sobrecarga de utilização como sendo a ação variável principal;
- c) Edifício sem ação da carga de vento;
- d) Edifício sem ação da sobrecarga de utilização.

Estas duas últimas são necessárias para verificar se, em algum momento da vida útil da estrutura, ocorreu pilares tracionados.

O fato de o edifício ser assimétrico nas quatro direções fez com que fosse necessário considerar a ação oblíqua do vento. Como comentado anteriormente, isto é feito aplicando-se uma excentricidade em relação ao eixo vertical geométrico. Logo, para cada direção, foram considerados três casos: vento agindo no eixo central; vento agindo com excentricidade à esquerda; e vento agindo com excentricidade à direita.

Além disto, foi feita a combinação frequente, denotada por CF, a fim de verificar o máximo deslocamento horizontal. Foi implementada a combinação quase permanente CQP para verificação da flecha excessiva em vigas. Como o enfoque do presente trabalho está no dimensionamento ao estado limite último, estas duas combinações adicionais foram colocadas apenas no caso do vento na direção Y90, sendo utilizadas para verificações pontuais onde as solicitações nos elementos fossem elevadas.

Chegam-se às seguintes tabelas com as combinações implementadas:

Tabela 12 – Combinações de ações utilizadas no projeto.

Combinação	Tipo	Combinação de ações							
C1	Normal	1,30	P.P. +	1,40	P.E. +	1,40	Q +	0,00	VENTO
C2	Normal	1,30	P.P. +	1,40	P.E. +	0,00	Q +	1,40	VENTO X0 centro
C3	Normal	1,30	P.P. +	1,40	P.E. +	0,00	Q +	1,40	VENTO X0 direita
C4	Normal	1,30	P.P. +	1,40	P.E. +	0,00	Q +	1,40	VENTO X0 esquerda
C5	Normal	1,30	P.P. +	1,40	P.E. +	0,00	Q +	1,40	VENTO Y90 centro
C6	Normal	1,30	P.P. +	1,40	P.E. +	0,00	Q +	1,40	VENTO Y90 direita
C7	Normal	1,30	P.P. +	1,40	P.E. +	0,00	Q +	1,40	VENTO Y90 esquerda
C8	Normal	1,30	P.P. +	1,40	P.E. +	0,00	Q +	1,40	VENTO X180 centro
C9	Normal	1,30	P.P. +	1,40	P.E. +	0,00	Q +	1,40	VENTO X180 direita
C10	Normal	1,30	P.P. +	1,40	P.E. +	0,00	Q +	1,40	VENTO X180 esquerda
C11	Normal	1,30	P.P. +	1,40	P.E. +	0,00	Q +	1,40	VENTO Y270 centro
C12	Normal	1,30	P.P. +	1,40	P.E. +	0,00	Q +	1,40	VENTO Y270 direita
C13	Normal	1,30	P.P. +	1,40	P.E. +	0,00	Q +	1,40	VENTO Y270 esquerda

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 13 – Combinações de ações utilizadas no projeto (continuação).

Combinação	Tipo	Combinação de ações						
C14	Normal	1,30	P.P.	+ 1,40	P.E.	+ 0,98	Q + 1,40	VENTO X0 centro
C15	Normal	1,30	P.P.	+ 1,40	P.E.	+ 0,98	Q + 1,40	VENTO X0 direita
C16	Normal	1,30	P.P.	+ 1,40	P.E.	+ 0,98	Q + 1,40	VENTO X0 esquerda
C17	Normal	1,30	P.P.	+ 1,40	P.E.	+ 0,98	Q + 1,40	VENTO Y90 centro
C18	Normal	1,30	P.P.	+ 1,40	P.E.	+ 0,98	Q + 1,40	VENTO Y90 direita
C19	Normal	1,30	P.P.	+ 1,40	P.E.	+ 0,98	Q + 1,40	VENTO Y90 esquerda
C20	Normal	1,30	P.P.	+ 1,40	P.E.	+ 0,98	Q + 1,40	VENTO X180 centro
C21	Normal	1,30	P.P.	+ 1,40	P.E.	+ 0,98	Q + 1,40	VENTO X180 direita
C22	Normal	1,30	P.P.	+ 1,40	P.E.	+ 0,98	Q + 1,40	VENTO X180 esquerda
C23	Normal	1,30	P.P.	+ 1,40	P.E.	+ 0,98	Q + 1,40	VENTO Y270 centro
C24	Normal	1,30	P.P.	+ 1,40	P.E.	+ 0,98	Q + 1,40	VENTO Y270 direita
C25	Normal	1,30	P.P.	+ 1,40	P.E.	+ 0,98	Q + 1,40	VENTO Y270 esquerda
C26	Normal	1,30	P.P.	+ 1,40	P.E.	+ 1,40	Q + 0,84	VENTO X0 centro
C27	Normal	1,30	P.P.	+ 1,40	P.E.	+ 1,40	Q + 0,84	VENTO X0 direita
C28	Normal	1,30	P.P.	+ 1,40	P.E.	+ 1,40	Q + 0,84	VENTO X0 esquerda
C29	Normal	1,30	P.P.	+ 1,40	P.E.	+ 1,40	Q + 0,84	VENTO Y90 centro
C30	Normal	1,30	P.P.	+ 1,40	P.E.	+ 1,40	Q + 0,84	VENTO Y90 direita
C31	Normal	1,30	P.P.	+ 1,40	P.E.	+ 1,40	Q + 0,84	VENTO Y90 esquerda
C32	Normal	1,30	P.P.	+ 1,40	P.E.	+ 1,40	Q + 0,84	VENTO X180 centro
C33	Normal	1,30	P.P.	+ 1,40	P.E.	+ 1,40	Q + 0,84	VENTO X180 direita
C34	Normal	1,30	P.P.	+ 1,40	P.E.	+ 1,40	Q + 0,84	VENTO X180 esquerda
C35	Normal	1,30	P.P.	+ 1,40	P.E.	+ 1,40	Q + 0,84	VENTO Y270 centro
C36	Normal	1,30	P.P.	+ 1,40	P.E.	+ 1,40	Q + 0,84	VENTO Y270 direita
C37	Normal	1,30	P.P.	+ 1,40	P.E.	+ 1,40	Q + 0,84	VENTO Y270 esquerda
C38	Normal	1,00	P.P.	+ 1,00	P.E.	+ 0,00	Q + 1,40	VENTO X0 centro
C39	Normal	1,00	P.P.	+ 1,00	P.E.	+ 0,00	Q + 1,40	VENTO X0 direita
C40	Normal	1,00	P.P.	+ 1,00	P.E.	+ 0,00	Q + 1,40	VENTO X0 esquerda
C41	Normal	1,00	P.P.	+ 1,00	P.E.	+ 0,00	Q + 1,40	VENTO Y90 centro
C42	Normal	1,00	P.P.	+ 1,00	P.E.	+ 0,00	Q + 1,40	VENTO Y90 direita
C43	Normal	1,00	P.P.	+ 1,00	P.E.	+ 0,00	Q + 1,40	VENTO Y90 esquerda
C44	Normal	1,00	P.P.	+ 1,00	P.E.	+ 0,00	Q + 1,40	VENTO X180 centro
C45	Normal	1,00	P.P.	+ 1,00	P.E.	+ 0,00	Q + 1,40	VENTO X180 direita
C46	Normal	1,00	P.P.	+ 1,00	P.E.	+ 0,00	Q + 1,40	VENTO X180 esquerda
C47	Normal	1,00	P.P.	+ 1,00	P.E.	+ 0,00	Q + 1,40	VENTO Y270 centro
C48	Normal	1,00	P.P.	+ 1,00	P.E.	+ 0,00	Q + 1,40	VENTO Y270 direita
C49	Normal	1,00	P.P.	+ 1,00	P.E.	+ 0,00	Q + 1,40	VENTO Y270 esquerda
CQP	Quase perm.	1,00	P.P.	+ 1,00	P.E.	+ 0,40	Q + 0,00	VENTO
CF	Frequente	1,00	P.P.	+ 1,00	P.E.	+ 0,40	Q + 0,30	VENTO

(fonte: elaborado pelo autor)

5.4.4 Estabilidade global

O parâmetro γ_z foi calculado considerando os maiores deslocamentos que ocorreram nas direções x e y. Tais situações ocorrem para o vento atuante nas direções Y90 e o X0, com a carga variável sendo a ação principal da combinação. Com isto as ações horizontais são minoradas, enquanto as verticais são majoradas, resultando em um coeficiente maior. Os resultados são mostrados nas tabelas seguintes:

Tabela 14 – Cálculo do parâmetro gama z na direção Y90.

Direção Y (90°) - estrutura com torre						
Pavimento	Fhi,d (kN)	h (m)	M1,tot (kNm)	u máx (cm)	Pi,d (kN)	ΔMtot,d (kNm)
Topo	18,04	47,25	852,31	6,70	638,92	42,81
Reservatório	35,30	44,10	1556,67	6,39	969,48	61,95
Cobertura	73,99	40,95	3029,78	6,13	6726,79	412,35
Tipo 9	102,87	37,80	3888,43	5,81	6743,07	391,77
Tipo 8	100,73	34,65	3490,35	5,44	6743,07	366,82
Tipo 7	98,44	31,50	3100,98	5,01	6743,07	337,83
Tipo 6	95,98	28,35	2720,95	4,52	6743,07	304,79
Tipo 5	93,30	25,20	2351,05	3,97	6743,07	267,70
Tipo 4	90,35	22,05	1992,20	3,37	6743,07	227,24
Tipo 3	87,07	18,90	1645,59	2,73	6743,07	184,09
Tipo 2	83,35	15,75	1312,72	2,05	6743,07	138,23
Tipo 1	79,02	12,60	995,63	1,37	6743,07	92,38
Pilotis 3	100,07	9,45	945,63	0,79	12920,70	102,07
Pilotis 2	107,66	6,30	678,27	0,47	12920,70	60,73
Pilotis 1	91,55	3,15	288,38	0,18	12920,70	23,26
Térreo	5,50	0,00	0,00	0,00	12430,47	0,00
		Total	28848,95	Total		3014,02
		Gama z	1,12			

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 15 – Cálculo do parâmetro gama z na direção X0.

Direção X (0°) - estrutura com torre						
Pavimento	Fhi,d (kN)	h (m)	M1,tot (kNm)	u máx (cm)	Pi,d (kN)	ΔMtot,d (kNm)
Topo	13,92	47,25	657,81	4,48	638,92	28,62
Reservatório	27,21	44,10	1199,83	4,14	969,48	40,14
Cobertura	44,54	40,95	1824,11	3,80	6726,79	255,62
Tipo 9	51,23	37,80	1936,42	3,56	6743,07	240,05
Tipo 8	50,20	34,65	1739,51	3,31	6743,07	223,20
Tipo 7	49,10	31,50	1546,78	3,03	6743,07	204,32
Tipo 6	47,92	28,35	1358,53	2,72	6743,07	183,41
Tipo 5	46,63	25,20	1175,15	2,37	6743,07	159,81
Tipo 4	45,22	22,05	997,07	2,00	6743,07	134,86
Tipo 3	43,64	18,90	824,87	1,60	6743,07	107,89
Tipo 2	41,86	15,75	659,26	1,17	6743,07	78,89
Tipo 1	39,78	12,60	501,23	0,74	6743,07	49,90
Pilotis 3	45,87	9,45	433,50	0,40	12920,70	51,68
Pilotis 2	47,29	6,30	297,90	0,24	12920,70	31,01
Pilotis 1	40,78	3,15	128,45	0,10	12920,70	12,92
Térreo	5,50	0,00	0,00	0,00	12430,47	0,00
		Total	15280,41	Total		1802,32
		Gama z	1,13			

(fonte: elaborado pelo autor)

Apesar do edifício apresentar maior dimensão em planta na direção x, o coeficiente gama z determinante foi justamente nesta direção. Isto evidencia o fato de que a rigidez as ações

horizontais em x é menor do que na direção y, que possui mais subestruturas de contraventamento. Isto se justifica também pelo fato de menos pilares estarem orientados em x, por conta dos espaços para vagas nos estacionamentos.

Como o valor é maior que 1,10 a estrutura pode ser considerada como de nós móveis. Porém, o item 15.7.2 da NBR 6118 (ABNT, 2014, p. 106) permite uma aproximação da análise de segunda ordem, desde que $\gamma_z \leq 1,30$. Esta simplificação consiste no seguinte:

Uma solução aproximada para a determinação dos esforços globais de 2ª ordem consiste na avaliação dos esforços finais (1ª ordem + 2ª ordem) a partir da majoração adicional dos esforços horizontais da combinação de carregamento considerada por $0,95\gamma_z$. Esse processo só é válido para $\gamma_z \leq 1,30$.

Com isto, não há a necessidade de se utilizar um processo mais refinado de cálculo da não linearidade geométrica, como por exemplo o processo P-delta. Então, se faz uma segunda análise, majorando os coeficientes desfavoráveis da ação do vento e do desaprumo em 1,08.

O deslocamento horizontal máximo encontrado, no topo da edificação, foi de 1,85cm para a combinação CF. A NBR 6118 estabelece como limite 1/1700 da altura total da edificação. Logo, como a altura é de 47,25 metros, o limite é de 2,77 centímetros, sendo atendido então este critério.

5.5 DIMENSIONAMENTO

O dimensionamento foi realizado com o auxílio de planilhas eletrônicas desenvolvidas pelo autor no Microsoft Excel. Também foi utilizado o software P-Calc, fornecido pelo engenheiro Sander Cardoso Júnior, para fins acadêmicos.

5.5.1 Lajes nervuradas

As armaduras calculadas para cada laje são mostradas abaixo:

5.5.1.1 Dimensionamento a flexão simples dos pavimentos tipos

A armadura mínima é dada por:

$$h = 23\text{cm} \Rightarrow A_{s,\text{mín}} = \rho_{\text{mín}} \cdot A_c = 0,179\% \cdot (70 \cdot 5 + 18 \cdot 13,1) = 1,05\text{cm}^2$$

$$h = 31\text{cm} \Rightarrow A_{s,\text{mín}} = \rho_{\text{mín}} \cdot A_c = 0,179\% \cdot (70 \cdot 5 + 26 \cdot 14,2) = 1,29\text{cm}^2$$

Se adotou, para a armadura negativa, espaçamentos múltiplos de 5,0 centímetros. Tal medida se dá em função da facilidade de marcação do espaçamento, bem como a posterior inspeção visual da montagem por conta do responsável técnico da obra.

Como o espaçamento entre eixos é de 70 cm é necessário verificar a mesa à flexão como laje.

As armaduras positivas foram colocadas dentro das nervuras da laje, obedecendo a seguinte relação:

$$A_{s,ef} = \frac{\pi \cdot D_{barra}^2}{4} \cdot n \quad (\text{fórmula 69})$$

Sendo D_{barra} o diâmetro da barra e n o número de barras colocadas na nervura. Aplicando esta metodologia, obtém-se os resultados abaixo:

Tabela 16 – Armaduras positivas na direção X das lajes do pavimento tipo.

Laje	Mk (kNm/nerv)	y (cm)	A calc (cm ² /nerv)	domínio	Ø (mm)	n	As ef (cm ² /nerv)
LT01	6,48	0,27	1,05	2	10	2	1,57
LT02	5,11	0,21	1,05	2	10	2	1,57
LT03	5,11	0,21	1,05	2	10	2	1,57
LT04	5,11	0,21	1,05	2	10	2	1,57
LT05	6,48	0,27	1,05	2	10	2	1,57
LT06	12,81	0,53	2,09	2	10	3	2,36
LT07*	distribuída	distribuída	0,90	distribuída	10	2	1,57
LT08	7,22	0,30	1,17	2	10	2	1,57
LT09	7,24	0,30	1,18	2	10	2	1,57
LT10*	distribuída	distribuída	0,90	distribuída	10	2	1,57
LT11	0,41	0,02	1,05	2	10	2	1,57
LT12	1,52	0,06	1,05	2	10	2	1,57

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 17 – Armaduras positivas na direção Y das lajes do pavimento tipo.

Laje	Mk (kNm/nerv)	y (cm)	A calc (cm ² /nerv)	domínio	Ø (mm)	n	As ef (cm ² /nerv)
LT01	3,22	0,13	1,05	2	10	2	1,57
LT02	1,98	0,08	1,05	2	10	2	1,57
LT03	1,98	0,08	1,05	2	10	2	1,57
LT04	1,98	0,08	1,05	2	10	2	1,57
LT05	3,22	0,13	1,05	2	10	2	1,57
LT06	10,72	0,45	1,74	2	10	3	2,36
LT07*	1,06	0,04	1,05	2	10	2	1,57
LT08	3,59	0,15	1,05	2	10	2	1,57
LT09	3,60	0,15	1,05	2	10	2	1,57
LT10*	1,38	0,06	1,05	2	10	2	1,57
LT11	0,22	0,01	1,05	2	10	2	1,57
LT12	0,80	0,03	1,05	2	10	2	1,57

(fonte: elaborado pelo autor)

Sempre que possível foi utilizado o mesmo diâmetro de 10mm, a fim de evitar confusões na montagem das lajes. Além disto, nas lajes LT06 e LT09, que recebem diretamente a carga de parede, foi previsto reforço no entorno destas paredes, com mesmo diâmetro e espaçados de 5

centímetros, a ser colocado na mesa da laje nervurada devido à disponibilidade de espaço. Nas regiões dos furos para shafts foram colocadas armaduras nas bordas, com diâmetro igual a 10 mm e comprimento suficiente para ancorar as mesmas.

As armaduras negativas de continuidade foram dimensionadas para uma seção retangular. Isto foi necessário, pois o momento fletor é negativo, logo a zona comprimida se encontra na nervura. Consequentemente, a largura b considerada no dimensionamento foi a correspondente à largura média da nervura. Com isto, os resultados para o pavimento tipo foram os seguintes:

Tabela 18 – Armaduras negativas das lajes do pavimento tipo.

Continuidade	Mk médio (kN/nerv)	y (cm)	A calc (cm ² /nerv)	domínio	Ø (mm)	s (cm)	As ef (cm ² /nerv)
LT01/LT02	-12,17	2,89	2,11	2	8	15	2,35
LT02/LT03	-10,57	2,48	1,81	2	8	15	2,35
LT03/LT04	-10,57	2,48	1,81	2	8	15	2,35
LT04/LT05	-12,17	2,89	2,11	2	8	15	2,35
LT01/LT06	-19,73	4,95	3,62	2	10	15	3,67
LT02/LT06	-18,42	4,58	3,35	2	10	15	3,67
LT02/LT07	-2,83	0,63	1,05	2	8	20	1,76
LT03/LT07	-2,83	0,63	1,05	2	8	20	1,76
LT04/LT08	-9,43	2,20	1,61	2	8	20	1,76
LT05/LT09	-9,43	2,20	1,61	2	8	20	1,76
LT08/LT09	-11,34	2,67	1,96	2	8	15	2,35

(fonte: elaborado pelo autor)

Estas armaduras foram distribuídas ao longo da largura da mesa, com um espaçamento arbitrado. Com isto se obteve a armadura efetiva de acordo com a expressão abaixo:

$$A_{s,ef} = \frac{\pi \cdot D_{barra}^2 \cdot b_s}{4 \cdot s} \quad (\text{fórmula 70})$$

Sendo:

b_s = espaçamento entre os eixos das nervuras, em cm;

s = espaçamento entre barras, em cm.

Na mesa foi colocada uma armadura de distribuição, que deve ser confeccionada com malha de tela soldada Ø4,2mm, com espaçamento de 15 centímetros. Este produto é vendido em rolos, geralmente. Tal armadura resiste às solicitações de flexão simples da mesa, obtidas como mostra a tabela abaixo:

Tabela 19 – Verificação da flexão da mesa das lajes nervuradas.

bs (cm)	hf (cm)	q (kN/m ²)	Mk (kNm/nerv)	y (cm)	As calc (cm ² /nerv)	As mín	Ø (mm)	s (cm)	As ef (cm ² /nerv)
70	5	5,5	0,236	0,08	0,31	0,63	4,2	15	0,65

(fonte: elaborado pelo autor)

Foi considerado o caso mais crítico de laje armada em uma direção biapoiada, que fornece o maior momento fletor de cálculo no vão. Mesmo assim, resultou em armadura mínima.

5.5.1.2 Dimensionamento à flexão simples dos pavimentos cobertura e reservatórios

As solicitações das lajes, nestes pavimentos, foram obtidas considerando os momentos M11 e M22, gerados pelo SAP2000. A metodologia de dimensionamento é semelhante ao enunciado no item anterior. Logo os resultados obtidos são:

Tabela 20 – Solicitações características das lajes da cobertura.

Laje	Positivo		Negativo		Reações	
	M11 (kNm/nerv)	M22 (kNm/nerv)	M11 (kNm/nerv)	M22 (kNm/nerv)	Rx (kN/nerv)	Ry (kN/nerv)
LC01	4,98	4,22	8,26	18,03	12,47	5,47
LC02	3,18	3,86	8,26	8,17	10,27	6,68
LC03	3,66	3,89	9,14	8,37	10,16	6,68
LC04	3,34	3,74	9,16	6,86	10,14	6,57
LC05	4,99	4,32	10,39	8,02	12,81	6,58
LC06	6,62	7,92	10,39	18,03	14,58	8,49
LC07	1,42	0,00	10,89	7,12	5,40	1,74
LC08	3,29	3,34	10,45	6,86	13,64	6,46
LC09	5,11	4,36	10,45	8,02	9,46	7,00
LC10	20,21	23,95	0,00	0,00	22,35	11,75
LC11	14,83	16,71	0,00	0,00	0,00	11,87
LC12	11,80	14,57	0,00	0,00	0,00	11,33
LC13	2,42	0,00	0,00	0,00	0,00	6,17

(fonte: elaborado pelo autor)

As lajes LC10, LC11, LC12 e LC13 correspondem à casa de máquinas. Logo, nesta região foi colocada uma laje nervurada com espessura maior, de 31 centímetros. Isto foi necessário, para que a mesma consiga absorver a sobrecarga considerável deste ambiente. Os demais espaços deste pavimento foram especificados com espessura de 23 centímetros. Logo, os resultados das armaduras são:

Tabela 21 – Armaduras positivas na direção X das lajes da cobertura.

Laje	Mk (kNm/nerv)	y (cm)	A calc (cm ² /nerv)	domínio	Ø (mm)	n	As ef (cm ² /nerv)
LC01	4,98	0,21	1,05	2	10	2	1,57
LC02	3,18	0,13	1,05	2	10	2	1,57
LC03	3,66	0,15	1,05	2	10	2	1,57
LC04	3,34	0,14	1,05	2	10	2	1,57
LC05	4,99	0,21	1,05	2	10	2	1,57
LC06	6,62	0,27	1,07	2	10	2	1,57
LC07	1,42	0,06	1,05	2	10	2	1,57
LC08	3,29	0,14	1,05	2	10	2	1,57
LC09	5,11	0,21	1,05	2	10	2	1,57
LC10	20,21	0,60	2,35	2	12,5	2	2,45
LC11	14,83	0,44	1,72	2	12,5	2	2,45
LC12	11,80	0,35	1,36	2	10	2	1,57
LC13	2,42	0,07	1,29	2	10	2	1,57

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 22 – Armaduras positivas na direção Y das lajes da cobertura.

Laje	Mk (kNm/nerv)	y (cm)	A calc (cm ² /nerv)	domínio	Ø (mm)	n	As ef (cm ² /nerv)
LC01	4,22	0,17	1,05	2	10	2	1,57
LC02	3,86	0,16	1,05	2	10	2	1,57
LC03	3,89	0,16	1,05	2	10	2	1,57
LC04	3,74	0,15	1,05	2	10	2	1,57
LC05	4,32	0,18	1,05	2	10	2	1,57
LC06	7,92	0,33	1,29	2	10	2	1,57
LC07	distribuída	distribuída	0,90	distribuída	10	2	1,57
LC08	3,34	0,14	1,05	2	10	2	1,57
LC09	4,36	0,18	1,05	2	10	2	1,57
LC10	23,95	1,01	3,96	2	16	2	4,02
LC11	16,71	0,70	2,74	2	16	2	4,02
LC12	14,57	0,61	2,38	2	12,5	2	2,45
LC13	distribuída	distribuída	0,90	distribuída	10	2	1,57

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 23 – Armaduras negativas das lajes da cobertura.

Continuidade	Mk (kN/nerv)	y (cm)	A calc (cm ² /nerv)	domínio	Ø (mm)	s (cm)	As ef (cm ² /nerv)
LC01/LC02	8,26	1,91	1,40	2	8	20	1,76
LC02/LC03	8,26	1,91	1,40	2	8	20	1,76
LC03/LC04	9,14	2,12	1,55	2	8	20	1,76
LC04/LC05	9,16	2,13	1,56	2	8	20	1,76
LC01/LC06	18,03	4,46	3,27	2	10	15	3,67
LC02/LC06	18,03	4,46	3,27	2	10	15	3,67
LC02/LC07	7,12	1,63	1,19	2	8	20	1,76
LC03/LC07	7,12	1,63	1,19	2	8	20	1,76
LC04/LC08	6,86	1,57	1,15	2	8	20	1,76
LC05/LC09	8,02	1,85	1,35	2	8	20	1,76
LC06/LC10	18,03	4,46	3,27	2	10	15	3,67

(fonte: elaborado pelo autor)

As lajes dos reservatórios superiores seguiram metodologia semelhante. Logo, os resultados para estes pavimentos são:

Tabela 24 – Solicitações características das lajes dos reservatórios.

Laje	M11 (kNm/nerv)	M22 (kNm/nerv)	Rx (kN/nerv)	Ry (kN/nerv)
LR01	16,00	28,78	37,19	19,32
LR02	13,53	21,41	25,11	10,19
LR03	13,96	14,20	31,50	31,47
LR04	8,49	26,20	9,31	17,23
LR05	4,59	6,94	7,71	7,61

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 25 – Armaduras positivas nas direções X e Y das lajes dos reservatórios.

Dimensionamento da armadura positiva em x							
Laje	Mk (kNm/nerv)	y (cm)	A calc (cm ² /nerv)	domínio	Ø (mm)	n	As ef (cm ² /nerv)
LR01	16,00	0,47	1,86	2	12,5	2	2,45
LR02	13,53	0,40	1,57	2	12,5	2	2,45
LR03	13,96	0,41	1,62	2	12,5	2	2,45
LR04	8,49	0,25	1,29	2	12,5	2	2,45
LR05	4,59	0,19	1,05	2	12,5	2	2,45
Dimensionamento da armadura positiva em y							
Laje	Mk (kNm/nerv)	y (cm)	A calc (cm ² /nerv)	domínio	Ø (mm)	n	As ef (cm ² /nerv)
LR01	28,78	0,86	3,36	2	16	2	4,02
LR02	21,41	0,64	2,49	2	12,5	2	2,45
LR03	14,20	0,42	1,65	2	12,5	2	2,45
LR04	26,20	0,78	3,06	2	16	2	4,02
LR05	6,94	0,20	1,29	2	10	2	1,57

(fonte: elaborado pelo autor)

5.5.1.3 Dimensionamento à flexão simples dos pavimentos pilotis

As lajes foram dimensionadas considerando os momentos M_{11} e M_{22} gerados pelo SAP2000. Para organizar o detalhamento, se definiram linhas de momentos nas direções X e Y, conforme mostrado abaixo:

Figura 31 – Linhas de momentos utilizadas para o dimensionamento das lajes lisas.



(fonte: elaborado pelo autor)

Em cada linha, houve subdivisão em trechos, correspondendo a momentos no vão (positivos) e nos apoios (negativos). A disposição das armaduras de flexão foi padronizada, de forma que não houvesse grandes variações de barras, dificultando o controle em obra. Os momentos, obtidos em kNm/m pelo software, foram convertidos em kNm/nervura para o correto dimensionamento. Com isto, obteve-se os seguintes resultados:

Tabela 26 – Armaduras para a linha de pilares LPX01.

ID	Sinal	Mk (kNm/nerv)	y (cm)	As (cm ² /nerv)	Ø (mm)	s (cm)	nº barras /nervura	As ef (cm ² /nerv)
Ma	-	5,26	0,16	1,18	10	20		2,75
Mab	+	14,83	0,44	1,72	12,5		2	2,45
Mb	-	61,70	1,88	7,34	12,5	10		8,59
Mbc	+	4,19	0,12	1,18	10		2	1,57
Mc	-	41,03	1,23	4,82	12,5	15		5,73
Mcd	+	10,10	0,30	1,18	10		2	1,57
Md	-	8,79	0,26	1,18	10	20		2,75

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 27 – Armaduras para a linha de pilares LPX02.

ID	Sinal	Mk (kNm/nerv)	y (cm)	As (cm ² /nerv)	Ø (mm)	s (cm)	nº barras /nervura	As ef (cm ² /nerv)
Ma	-	107,51	3,36	13,15	16	10		14,07
Mab	+	29,57	0,88	3,45	16		2	4,02
Mb	-	89,47	2,77	10,82	16	10		14,07
Mbc	+	3,37	0,10	1,18	10		2	1,57
Mc	-	54,79	1,66	6,49	16	20		7,04
Mcd	+	10,83	0,32	1,25	10		2	1,57
Md	-	41,97	1,26	4,94	12,5	15		5,73
Mde	+	2,97	0,09	1,18	10		2	1,57
Me	-	11,70	0,35	1,35	10	20		2,75
Mef	+	3,45	0,10	1,18	10		2	1,57
Mf	-	12,40	0,37	1,44	10	20		2,75
Mfg	+	3,31	0,10	1,18	10		2	1,57
Mg	-	12,08	0,36	1,40	10	20		2,75
Mgh	+	3,16	0,09	1,18	10		2	1,57
Mh	-	12,31	0,36	1,43	10	20		2,75
Mhi	+	4,80	0,14	1,18	10		2	1,57
Mi	-	13,62	0,40	1,58	10	20		2,75
Mij	+	3,65	0,11	1,18	10		2	1,57
Mj	-	4,73	0,14	1,18	10	20		2,75

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 28 – Armaduras para a linha de pilares LPX03.

ID	Sinal	Mk (kNm/nerv)	y (cm)	As (cm ² /nerv)	Ø (mm)	s (cm)	nº barras /nervura	As ef (cm ² /nerv)
Ma	-	56,84	1,72	6,74	16	20		7,04
Mab	+	29,56	0,88	3,45	16		2	4,02
Mb	-	91,74	2,84	11,11	16	10		14,07
Mbc	+	4,59	0,14	1,18	10		2	1,57
Mc	-	48,08	1,45	5,68	12,5	15		5,73
Mcd	+	9,61	0,28	1,18	10		2	1,57
Md	-	48,78	1,47	5,76	12,5	15		5,73
Mde	+	8,71	0,26	1,18	10		2	1,57
Me	-	51,98	1,57	6,15	16	20		7,04
Mef	+	9,12	0,27	1,18	10		2	1,57
Mf	-	50,23	1,52	5,94	12,5	15		5,73
Mfg	+	8,72	0,26	1,18	10		2	1,57
Mg	-	40,86	1,23	4,80	12,5	15		5,73
Mgh	+	9,35	0,28	1,18	10		2	1,57
Mh	-	62,64	1,91	7,46	16	20		7,04
Mhi	+	10,02	0,30	1,18	10		2	1,57
Mi	-	35,27	1,06	4,13	12,5	20		4,30
Mij	+	2,49	0,07	1,18	10		2	1,57
Mj	-	0,76	0,02	1,18	10	20		2,75

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 29 – Armaduras para a linha de pilares LPX04.

ID	Sinal	Mk (kNm/nerv)	y (cm)	As (cm ² /nerv)	Ø (mm)	s (cm)	nº barras /nervura	As ef (cm ² /nerv)
Ma	-	13,83	0,41	1,60	16	20		7,04
Mab	+	9,65	0,29	1,18	16		2	4,02
Mb	-	14,58	0,43	1,69	16	10		14,07
Mbc	+	2,88	0,08	1,18	10		2	1,57
Mc	-	13,17	0,39	1,53	12,5	15		5,73
Mcd	+	5,36	0,16	1,18	10		2	1,57
Md	-	13,93	0,41	1,61	12,5	15		5,73
Mde	+	5,01	0,15	1,18	10		2	1,57
Me	-	9,58	0,28	1,18	16	20		7,04
Mef	+	5,13	0,15	1,18	10		2	1,57
Mf	-	10,53	0,31	1,22	12,5	15		5,73
Mfg	+	3,98	0,12	1,18	10		2	1,57
Mg	-	17,06	0,51	1,98	12,5	15		5,73
Mgh	+	9,21	0,27	1,18	10		2	1,57
Mh	-	3,58	0,11	1,18	16	20		7,04

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 30 – Armaduras para a linha de pilares LPX05.

ID	Sinal	Mk (kNm/nerv)	y (cm)	As (cm ² /nerv)	Ø (mm)	s (cm)	nº barras /nervura	As ef (cm ² /nerv)
Ma	-	15,53	0,46	1,80	10	20		2,75
Mab	+	13,55	0,40	1,57	10		2	1,57
Mb	-	73,65	2,26	8,83	16	15		9,38
Mbc	+	7,91	0,23	1,18	10		2	1,57
Mc	-	24,41	0,73	2,84	10	20		2,75

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 31 – Armaduras para a linha de pilares LPX06

ID	Sinal	Mk (kNm/nerv)	y (cm)	As (cm ² /nerv)	Ø (mm)	s (cm)	nº barras /nervura	As ef (cm ² /nerv)
Ma	-	12,57	0,37	1,45	10	20		2,75
Mab	+	11,87	0,35	1,37	10		2	1,57
Mb	-	59,84	1,82	7,11	16	20		7,04
Mbc	+	7,10	0,21	1,18	16		2	4,02
Mc	-	9,17	0,27	1,18	10	20		2,75

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 32 – Armaduras para a linha de pilares LPX07.

ID	Sinal	Mk (kNm/nerv)	y (cm)	As (cm ² /nerv)	Ø (mm)	s (cm)	nº barras /nervura	As ef (cm ² /nerv)
Ma	-	32,85	0,98	3,85	12,5	20		4,30
Mab	+	8,13	0,24	1,18	10		2	1,57
Mb	-	72,46	2,22	8,68	16	15		9,38
Mbc	+	15,83	0,47	1,84	10		2	1,57
Mc	-	8,65	0,26	1,18	10	20		2,75

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 33 – Armaduras para a linha de pilares LPY01.

ID	Sinal	Mk (kNm/nerv)	y (cm)	As (cm ² /nerv)	Ø (mm)	s (cm)	nº barras /nervura	As ef (cm ² /nerv)
Ma	-	33,29	1,00	3,90	12,5	20		4,30
Mab	+	32,84	0,98	3,84	16		2	4,02
Mb	-	94,30	2,93	11,44	16	10		14,07

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 34 – Armaduras para a linha de pilares LPY02.

ID	Sinal	Mk (kNm/nerv)	y (cm)	As (cm ² /nerv)	Ø (mm)	s (cm)	nº barras /nervura	As ef (cm ² /nerv)
Ma	-	16,91	0,50	1,96	10	20		2,75
Mab	+	5,38	0,16	1,18	10		2	1,57
Mb	-	62,92	1,92	7,49	16	15		9,38
Mbc	+	21,24	0,63	2,47	12,5		2	2,45
Mc	-	78,71	2,42	9,46	16	15		9,38
Mcd	+	14,79	0,44	1,71	12,5		2	2,45
Md	-	82,19	2,53	9,90	16	15		9,38
,Mde	+	23,12	0,69	2,69	12,5		2	2,45
Me	-	9,38	0,28	1,18	10	20		2,75

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 35 – Armaduras para a linha de pilares LPY03.

ID	Sinal	Mk (kNm/nerv)	y (cm)	As (cm ² /nerv)	Ø (mm)	s (cm)	nº barras /nervura	As ef (cm ² /nerv)
Ma	-	1,22	0,04	1,18	10	20		2,75
Mab	+	0,83	0,02	1,18	10		2	1,57
Mb	-	39,86	1,20	4,68	12,5	15		5,73
Mbc	+	14,98	0,44	1,74	12,5		2	2,45
Mc	-	55,34	1,68	6,56	16	20		7,04
Mcd	+	9,95	0,29	1,18	12,5		2	2,45
Md	-	49,31	1,49	5,83	12,5	15		5,73
,Mde	+	21,34	0,63	2,48	12,5		2	2,45
Me	-	10,69	0,32	1,24	10	20		2,75

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 36 – Armaduras para a linha de pilares LPY04 a LPY09.

ID	Sinal	Mk (kNm/nerv)	y (cm)	As (cm ² /nerv)	Ø (mm)	s (cm)	nº barras /nervura	As ef (cm ² /nerv)
Ma	-	10,22	0,30	1,18	10	20		2,75
Mab	+	11,05	0,33	1,28	10		2	1,57
Mb	-	63,84	1,95	7,61	16	15		9,38
Mbc	+	21,67	0,64	2,52	12,5		2	2,45
Mc	-	14,22	0,42	1,65	10	20		2,75

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 37 – Armaduras para a linha de pilares LPY10.

ID	Sinal	Mk (kNm/nerv)	y (cm)	As (cm ² /nerv)	Ø (mm)	s (cm)	nº barras /nervura	As ef (cm ² /nerv)
Ma	+	16,62	0,49	1,93	12,5		2	2,45
Mab	-	81,05	2,50	9,76	16	15		9,38
Mb	+	12,93	0,38	1,50	10		2	1,57
Mbc	-	59,09	1,80	7,02	16	20		7,04
Mc	+	9,03	0,27	1,18	10		2	1,57

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 38 – Armaduras para a linha de pilares LPY11.

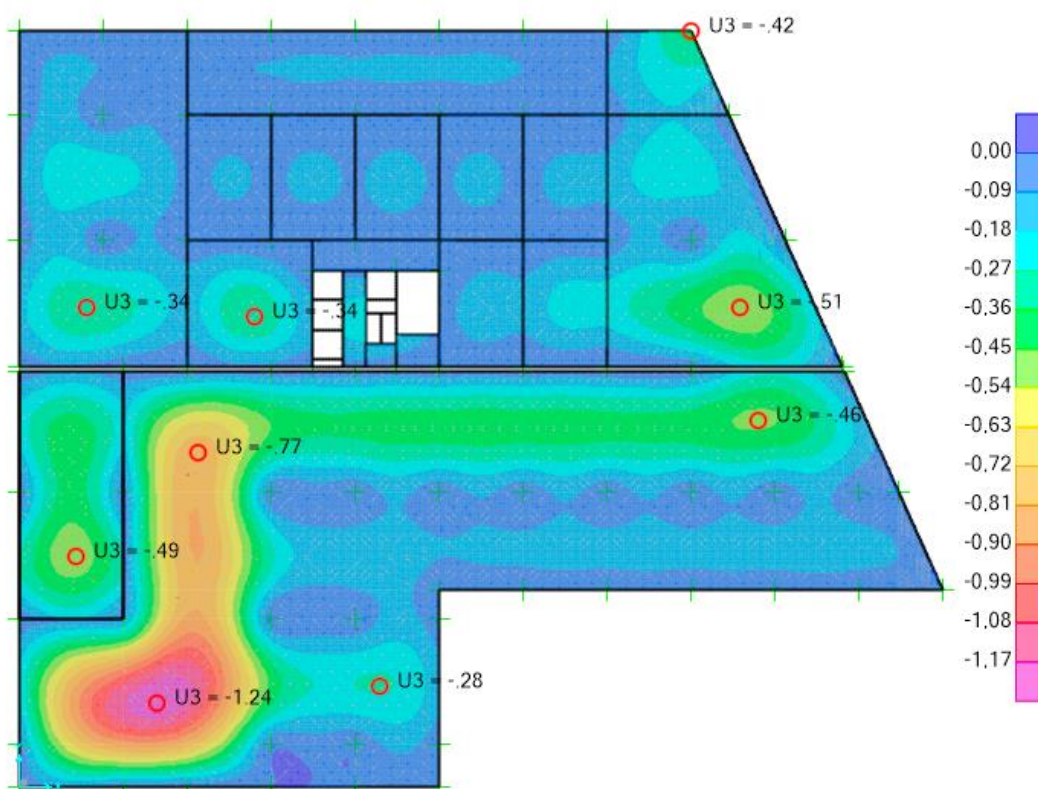
ID	Sinal	Mk (kNm/nerv)	y (cm)	As (cm ² /nerv)	Ø (mm)	s (cm)	nº barras /nervura	As ef (cm ² /nerv)
Ma	-	15,44	0,46	1,79	10	20		2,75
Mab	+	21,04	0,63	2,45	12,5		2	2,45
Mb	-	62,55	1,90	7,45	16	15		9,38
Mbc	+	10,82	0,32	1,25	10		2	1,57
Mc	-	8,76	0,26	1,18	10	20		2,75

(fonte: elaborado pelo autor)

5.5.1.4 Verificação da flecha admissível

O pavimento pilotis foi lançado no SAP2000 para verificação das flechas, no estado limite de serviço. Para verificar o atendimento às exigências normativas, foram marcados os pontos onde ocorreram os maiores deslocamentos, sendo os outros valores menores e que consequentemente atendem ao ELS. Os resultados são mostrados abaixo:

Figura 32 – Flechas das lajes no pavimento pilotis.



(fonte: elaborado pelo autor)

No canto superior direito da figura há um balanço, por isto se verificou esta laje em separado. Isto foi necessário tendo em vista que o critério para lajes em balanço é de 1/250 do vão do balanço. Com isto se obtém a seguinte tabela:

Tabela 39 – Verificação das flechas no pavimento pilotis.

Flecha (cm)	Flecha diferida no tempo (cm)	Flecha limite (cm)	Status
0,34	1,02	2,00	ok
0,42	1,26	2,00	ok
0,51	1,53	2,00	ok
0,77	2,31	3,51	ok
0,49	1,47	2,40	ok
1,24	3,72	4,00	ok
0,28	0,84	2,00	ok

(fonte: elaborado pelo autor)

O cálculo das flechas nas lajes do pavimento tipo foi feito com auxílio das tabelas de Araújo. Seus resultados são mostrados na tabela abaixo:

Tabela 40 – Verificação das flechas nas lajes do pavimento tipo.

Laje	q ELS (kN/m ²)	wc	flecha imediata (cm)	flecha final (cm)	flecha limite (cm)	Status
LT01	5,71	3,90	0,12	0,36	2,00	ok
LT02	5,79	2,33	0,07	0,21	2,00	ok
LT03	5,79	2,33	0,07	0,21	2,00	ok
LT04	5,79	2,33	0,07	0,21	2,00	ok
LT05	5,71	3,90	0,12	0,36	2,00	ok
LT06	7,07	2,78	0,53	1,59	3,00	ok
LT07*	5,23	-	0,000033	0,000100	0,70	ok
LT08	6,57	3,90	0,14	0,41	2,00	ok
LT09	6,60	3,90	0,14	0,41	2,00	ok
LT10*	5,23	-	0,000043	0,0001303	0,60	ok
LT11	5,23	3,86	0,00	0,00	0,52	ok
LT12	5,23	3,86	0,01	0,02	0,77	ok

(fonte: elaborado pelo autor)

As flechas das lajes da cobertura foram extraídas diretamente do SAP2000. Com isto, chegou-se à seguinte tabela:

Tabela 41 – Verificação das flechas nas lajes do pavimento cobertura.

Laje	flecha imediata (cm)	flecha final (cm)	flecha limite (cm)	Status
LC01	0,25	0,75	2,00	ok
LC02	0,20	0,60	2,00	ok
LC03	0,22	0,66	2,00	ok
LC04	0,22	0,66	2,00	ok
LC05	0,26	0,78	2,00	ok
LC06	0,55	1,65	3,00	ok
LC07	0,16	0,48	0,70	ok
LC08	0,20	0,60	2,00	ok
LC09	0,28	0,84	2,00	ok
LC10	0,60	1,80	2,30	ok
LC11	0,60	1,80	2,30	ok
LC12	0,60	1,80	2,30	ok
LC13	0,60	1,80	2,30	ok

(fonte: elaborado pelo autor)

As vigas internas que compõem o interior do pavimento reservatório não possuem rigidez suficiente pra engastar as lajes adjacentes. Conseqüentemente, todo o pavimento se deformará como se fosse uma laje única. Logo se verificou a flecha do pavimento como um todo, chegando ao valor da flecha final de 2,13 cm. Este valor atende ao limite de 2,30 cm.

5.5.1.5 Verificação ao cisalhamento

Como se pode perceber, pelos resultados a seguir, tanto as lajes dos pavimentos tipo como da cobertura não necessitam de armadura complementar pra resistir ao cisalhamento:

Tabela 42 – Verificação ao cisalhamento das lajes do pavimento tipo.

Laje	Reações	Vsd (kN/nerv)	Vrd1 (kN/nerv)	Status
LT01	11,47	16,05	25,07	ok
LT02	10,19	14,27	24,24	ok
LT03	10,19	14,27	24,24	ok
LT04	10,19	14,27	25,07	ok
LT05	11,47	16,05	28,31	ok
LT06	20,15	28,22	28,31	ok
LT07*	5,38	7,54	23,63	ok
LT08	12,77	17,87	23,63	ok
LT09	12,81	17,94	23,63	ok
LT10*	5,27	7,38	23,63	ok
LT11	3,08	4,32	19,31	ok
LT12	5,95	8,33	19,31	ok

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 43 – Verificação ao cisalhamento das lajes do pavimento cobertura.

Laje	Reações	Vsd (kN/nerv)	Vrd1 (kN/nerv)	Status
LC01	12,47	17,45	23,63	ok
LC02	10,27	14,38	23,63	ok
LC03	10,16	14,22	23,63	ok
LC04	10,14	14,20	23,63	ok
LC05	12,81	17,93	28,31	ok
LC06	14,58	20,41	28,31	ok
LC07	5,40	7,56	23,63	ok
LC08	13,64	19,09	23,63	ok
LC09	9,46	13,25	23,63	ok
LC10	22,35	31,29	31,70	ok
LC11	11,87	16,62	36,11	ok
LC12	11,33	15,86	27,62	ok
LC13	6,17	8,63	27,62	ok

(fonte: elaborado pelo autor)

As lajes dos reservatórios, por outro lado, não verificaram ao cisalhamento. Logo fez-se necessário colocar estribos nas proximidades dos bordos, a fim de combater os esforços nestas regiões. O dimensionamento destes estribos segue as mesmas premissas dadas no item 4.1.6.3, explicitadas neste documento. A verificação é mostrada abaixo:

Tabela 44 – Verificação ao cisalhamento das lajes dos reservatórios.

Laje	Reações	Vsd (kN/nerv)	Vrd1 (kN/nerv)	Status
LR01	37,19	52,07	30,99	não ok
LR02	25,11	35,15	27,62	não ok
LR03	31,50	44,10	27,62	não ok
LR04	17,23	24,12	27,62	ok
LR05	7,71	10,79	27,62	ok

(fonte: elaborado pelo autor)

5.5.1.6 Verificação à punção

Os esforços de punção foram obtidos pela solicitação VMAX, gerada pelo SAP2000. Como há vigas nos bordos externos da laje, foram verificados apenas os pilares internos à punção. Assim sendo, primeiramente, se verificou a necessidade de armadura de punção:

Tabela 45 – Verificação da necessidade de armadura de punção.

Pilar	b (cm)	h (cm)	Asx (cm ²)	Asy (cm ²)	Vk (kN)	τ_{sd} (kN/cm ²)	τ_{sd}' (kN/cm ²)	τ_{Rd1} (kN/cm ²)	Necessita As punção?
P10	40	40	7,04	7,04	603,75	0,189	0,059	0,058	Sim
P19	40	40	9,38	9,38	692,28	0,216	0,068	0,064	Sim
P26	40	40	9,38	9,38	813,55	0,254	0,079	0,064	Sim
P53	40	40	14,07	9,38	1117,71	0,349	0,109	0,069	Sim
P54	40	40	5,73	5,73	579,78	0,181	0,057	0,054	Sim
P55	40	40	5,73	9,38	651,03	0,203	0,064	0,059	Sim
P56	40	40	5,73	9,38	651,83	0,204	0,064	0,059	Sim
P57	40	40	5,73	9,38	649,33	0,203	0,063	0,059	Sim
P58	40	40	5,73	9,38	651,01	0,203	0,064	0,059	Sim
P59	40	40	5,73	9,38	676,15	0,211	0,066	0,059	Sim
P60	40	40	5,73	9,38	308,27	0,096	0,030	0,059	Não
P71	40	40	14,07	14,07	1338,00	0,418	0,131	0,073	Sim
P72	40	40	7,04	9,38	537,31	0,168	0,052	0,061	Não
P75	40	40	8,59	9,38	978,46	0,306	0,096	0,063	Sim
P76	40	40	5,73	9,38	552,25	0,173	0,054	0,059	Não

(fonte: elaborado pelo autor)

Como se pode observar, os pilares P60, P72 e P76 dispensam armadura de punção. Logo, apenas é exigido uma armadura mínima, visto que a estabilidade global da estrutura do estacionamento é garantida pela laje lisa. Isto se deve ao fato destes pilares estarem próximos das bordas da laje, estando em uma região mais rígida.

Para os pilares que necessitam de conectores é montada a seguinte tabela:

Tabela 46 – Cálculo da armadura de punção.

Pilar	Asw/st (cm ² /cm)	sr (cm)	Asw (cm ²)	nº linhas de conectores	nº conectores por perímetro	Ø (mm)	Asw ef (cm ²)	μ'' (cm)	τ_{sd}'' (kN/cm ²)	Status
P10	0,16	15	2,41	6	8	6,3	2,49	794,60	0,038	ok
P19	0,21	15	3,12	6	8	8,0	4,02	794,60	0,044	ok
P26	0,34	15	5,14	6	8	10,0	6,28	794,60	0,051	ok
P53	0,64	15	9,62	8	8	12,5	9,82	888,85	0,063	ok
P54	0,17	15	2,52	6	8	8,0	4,02	794,60	0,036	ok
P55	0,21	15	3,09	6	8	8,0	4,02	794,60	0,041	ok
P56	0,21	15	3,11	6	8	8,0	4,02	794,60	0,041	ok
P57	0,20	15	3,06	6	8	8,0	4,02	794,60	0,041	ok
P58	0,21	15	3,09	6	8	8,0	4,02	794,60	0,041	ok
P59	0,23	15	3,51	6	8	8,0	4,02	794,60	0,043	ok
P60	mínima	15	1,18	6	8	6,3	2,49	794,60	0,019	ok
P71	0,84	15	12,66	10	8	16,0	16,08	983,10	0,068	ok
P72	mínima	15	1,18	6	8	6,3	2,49	794,60	0,034	ok
P75	0,53	15	8,01	6	8	12,5	9,82	794,60	0,062	ok
P76	mínima	15	1,18	6	8	6,3	2,49	794,60	0,035	ok

(fonte: elaborado pelo autor)

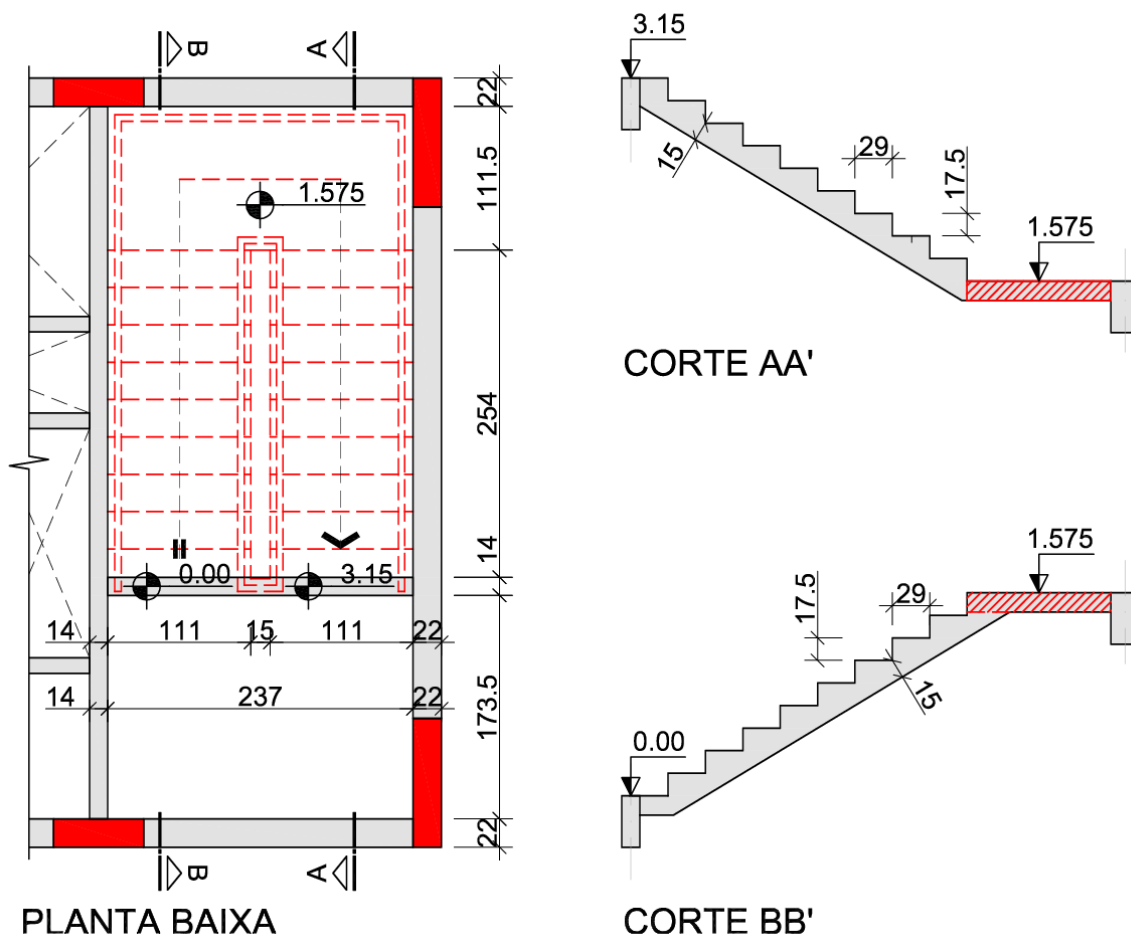
5.5.2 Escada

5.5.2.1 Considerações gerais

A escada deveria ser executada com concreto produzido *in loco*. Logo, não pode ser considerado um f_{ck} muito alto, para que não seja exigido controle tecnológico muito rigoroso. Assim sendo, especialmente para a escada, foi adotado um f_{ck} de 25 MPa.

A escada é em forma de U, com dois lances e patamar intermediário. Seu apoio se dá por meio de vigas de concreto, dimensionadas em conjunto com a estrutura. Como a altura entre pisos é de 315 centímetros, são colocados 18 degraus, cujas altura dos espelhos e largura dos pisos são, respectivamente, 17,5 e 29,0 centímetros. O vão que a escada vence é entre 3 e 4 metros, Logo, adota-se uma espessura de 15 centímetros, cuja geometria é mostrada a seguir:

Figura 33 – Geometria da escada.



(fonte: elaborado pelo autor)

5.5.2.2 Cálculo dos esforços

O carregamento no patamar é definido como sendo:

- a) Peso próprio: $25kN / m^3 \cdot 0,15m = 3,75kN / m^2$
- b) Revestimento: $0,70kN / m^2$
- c) Reboco na face inferior: $0,20kN / m^2$
- d) Carga permanente: $F_{G1} = 3,75 + 0,70 + 0,20 = 4,65kN / m^2$
- e) Sobrecarga: $F_{Q1} = 3,00kN / m^2$
- f) Carga total: $F_{d1} = F_{G1} + F_{Q1} = 7,65kN / m^2$

Calcula-se o peso próprio da escada, no trecho inclinado, da seguinte forma:

$$\cos \alpha = \frac{e}{\sqrt{e^2 + p^2}} = \frac{29}{\sqrt{29^2 + 17,5^2}} = 0,856$$

$$h_1 = \frac{15cm}{0,856} = 17,52cm$$

$$h_m = h_1 + \frac{e}{2} = 17,52 + \frac{17,5}{2} = 26,27cm$$

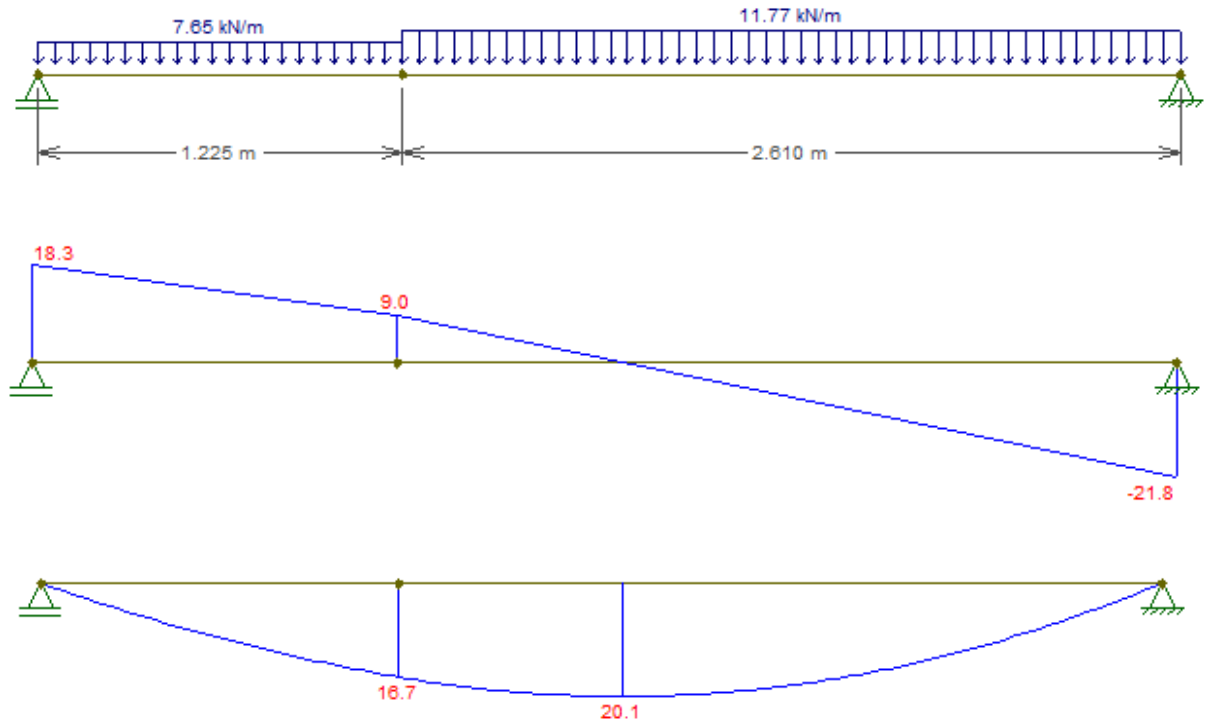
$$\text{Peso próprio} = 25 \cdot 0,2627 \approx 6,57kN / m^2$$

Com isto obtém-se os carregamentos para o trecho inclinado:

- a) Reboco na face inferior: $0,20kN / m^2$
- b) Carga do peitoril: $1,50 / 1,15m = 1,30kN / m^2$
- c) Carga permanente: $F_{G2} = 6,57 + 0,70 + 0,20 + 1,30 = 8,77kN / m^2$
- d) Sobrecarga: $F_{Q2} = 3,00kN / m^2$
- e) Carga total: $F_{d2} = 8,77 + 3,00 = 11,77kN / m^2$

Inserindo o modelo de viga biapoiada com seção de 100x15cm no FTool, obtém-se os diagramas de solicitações mostrados abaixo:

Figura 34 – Modelo estrutural e solicitações da escada.



(fonte: MARTHA, 2019)

5.5.2.3 Dimensionamento das armaduras

Considera-se f_{ck} 25 MPa e uma altura útil de $d = h - cob - \phi / 2 = 15 - 2,5 - 0,5 = 12\text{cm}$.

Assim, a armadura principal é dada por:

$$y = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_d}{b \cdot f_c}} = 12 - \sqrt{12^2 - \frac{2 \cdot 1,40 \cdot 2010}{100 \cdot \frac{0,85 \cdot 2,5}{1,4}}} = 1,66\text{cm}$$

Verificando-se a ductilidade:

$$y = \lambda x \Rightarrow x = \frac{1,66}{0,80} = 2,07\text{cm} \Rightarrow \frac{x}{d} = \frac{2,07}{12,00} = 0,17 < 0,45 \Rightarrow \text{ok!}$$

Calculando-se a armadura principal:

$$A_s = \frac{b \cdot y \cdot f_c}{f_{yd}} = \frac{100 \cdot 1,66 \cdot \frac{0,85 \cdot 2,5}{1,4}}{43,48} = 5,79\text{cm}^2 / \text{m} (\phi 10,0\text{c} / 12,5\text{cm})$$

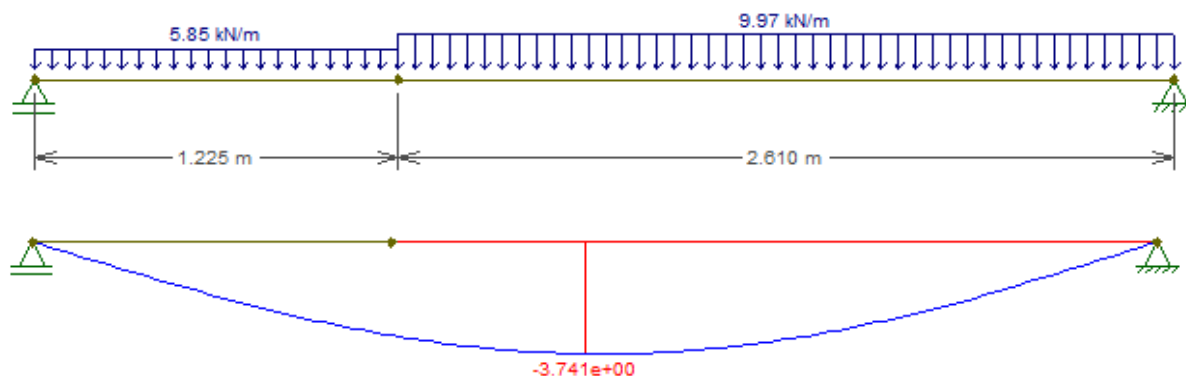
A armadura de distribuição é obtida por:

$$A_{s,\text{mín}} = \rho_{\text{mín}} \cdot b \cdot h = 0,0015 \cdot 100 \cdot 15 = 2,25\text{cm}^2 / \text{m}$$

$$A_{s,distr} \geq \begin{cases} A_{s,princ} / 5 = 1,16 \text{ cm}^2 / \text{ m} \\ A_{s,mín} / 2 = 1,13 \text{ cm}^2 / \text{ m} \\ 0,90 \text{ cm}^2 / \text{ m} \end{cases} \Rightarrow A_{s,distr} = 1,16 \text{ cm}^2 / \text{ m} (\phi 5,0 \text{ c} / 15 \text{ cm})$$

A seguir, pode ser verificada a flecha admissível para a escada, considerando a combinação de serviço correspondente, obtida também do FTool:

Figura 35 – Modelo estrutural e cálculo da flecha.



(fonte: MARTHA, 2019)

A flecha imediata, como mostra a imagem anterior, é de 0,37 cm, aproximadamente. Assim, a flecha diferida no tempo é de 1,11 cm. Como a flecha admissível para este elemento é de 1,53 cm, ou seja, 1/250 do vão, o estado limite é atendido.

A verificação ao corte é feita como mostrado abaixo, considerando o ELU:

$$V_{Rd} = b_w \cdot d \cdot \tau_{Rd} \cdot k (1,2 + 40\rho_1)$$

$$V_{Rd} = 100 \cdot 12 \cdot \left(0,25 \cdot \left(0,70 \cdot 0,30 \cdot \frac{25^{2/3}}{1,4 \cdot 10} \right) \right) \cdot (1,6 - 0,12) \cdot \left(1,2 + \frac{5,79}{100 \cdot 12} \right) = 79,32 \text{ kN}$$

O esforço cortante resistente, calculado acima, é maior que o solicitante, de $V_{Sd} = 1,4 \cdot 21,8 = 30,52 \text{ kN}$. Logo, pode-se dispensar a armadura para resistir ao cisalhamento.

O detalhamento da escada é mostrado no Anexo B deste trabalho.

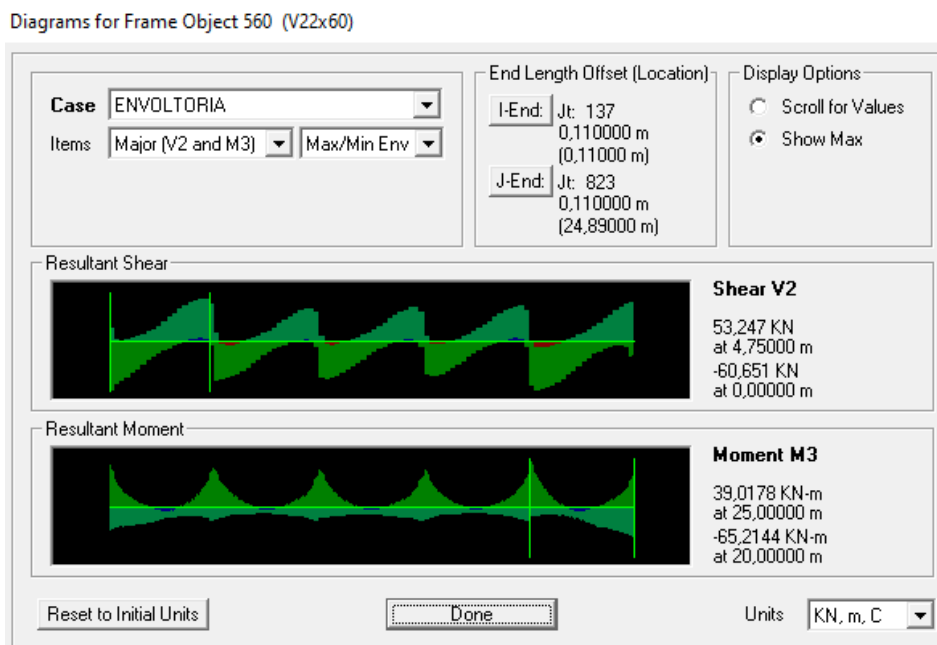
5.5.3 Vigas

5.5.3.1 Dimensionamento das armaduras para as vigas de contraventamento

Grande parte das vigas do pavimento tipo são de contraventamento. Logo, as mesmas foram dimensionadas à flexão e ao cisalhamento oriundos da análise global. Uma vez que os resultados da análise estrutural não variaram muito, considerando três andares consecutivos, o

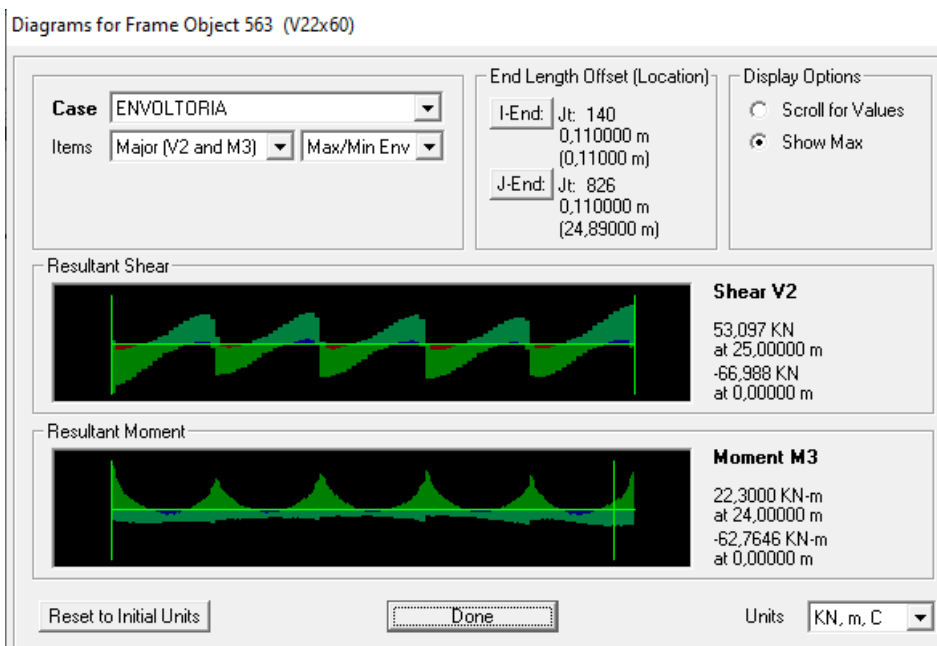
detalhamento e cálculo foram feitos agrupando-se as vigas em três tipos: vigas do tipo 1 ao 3; do tipo 4 ao 6; e do tipo 7 ao 9. As vigas dos pilotes, cobertura e reservatório superior foram dimensionadas individualmente, não sendo possível agrupá-las. Para ilustrar o motivo deste agrupamento são mostradas abaixo a evolução, ao longo dos pavimentos, das envoltórias de solicitações para a viga VT01:

Figura 36 – Envoltórias de esforços para a viga VT01 do pavimento Tipo 1.



(fonte: COMPUTERS AND STRUCTURES, 2017)

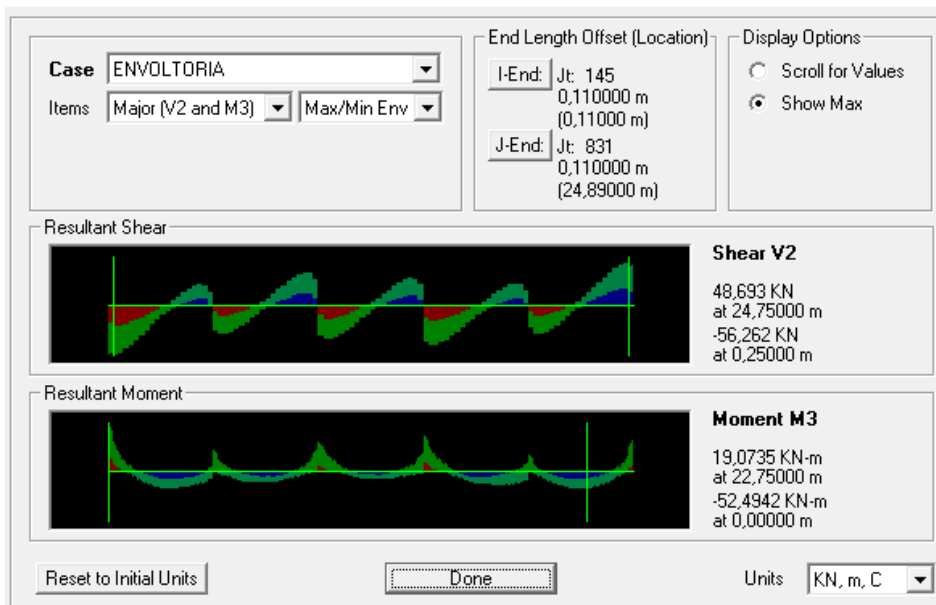
Figura 37 – Envoltórias de esforços para a viga VT01 do pavimento Tipo 4.



(fonte: COMPUTERS AND STRUCTURES, 2017)

Figura 38 – Envoltórias de esforços para a viga VT01 do pavimento Tipo 9.

Diagrams for Frame Object 568 (V22x60)



(fonte: elaborado pelo autor)

Todas as vigas de contraventamento da torre puderam ser calculadas com armadura simples. Ao se realizar a análise estrutural, constatou-se também que a viga VT01 não apresentou momentos negativos elevados. Isto se deve ao fato de a orientação dos pilares estar na direção de sua menor rigidez, não absorvendo momentos tão significativos quanto os da direção y. O mesmo não ocorre para as vigas VT12 e VT15, por exemplo, que, cujos pilares são orientados em y, absorvem momentos negativos da ordem de 300 kNm, seis vezes mais que a VT01.

Em relação ao esforço cortante constatou-se que os mesmos foram importantes apenas na direção y. Isto se deve à relação de vãos por altura na direção x ser maior que na direção y, ocorrendo uma maior distribuição dos esforços. Os estribos que resultaram em espaçamentos menores foram detalhados assim até o trecho onde o cortante era maior que o cortante mínimo, sendo mostrada esta distância nas pranchas de detalhamento.

Para o detalhamento adotou-se, como premissa de projeto, que, para as barras adjacentes que forem de mesmo diâmetro e o comprimento da armadura construtiva menor que 150 cm, fossem unidos os trechos correspondentes. Isto deve evitar cortes desnecessários nas armaduras. Além disto, a disposição das barras longitudinais segue o item 18.4.2.2 da NBR 6118 (ABNT, 2014, p. 151), que estabelece que o espaçamento entre as mesmas deve ser maior ou igual a 2 cm, basicamente. Foi deixado também, na região central da seção, um espaço de no mínimo 3,5 cm para a passagem do vibrador.

Devido ao grande volume de resultados gerados no dimensionamento, foi apenas mostrado neste trabalho o procedimento feito para o pavimento do reservatório superior. A metodologia utilizada para os demais pavimentos foi semelhante, e as máscaras utilizadas são apresentadas no Anexo A. Assim, para o dimensionamento à flexão foram gerados os seguintes resultados:

Tabela 47 – Armaduras longitudinais das vigas de contraventamento.

Trecho		b (cm)	h (cm)	d (cm)	Md (kNcm)	Tipo?	y (cm)	Dom	As calc (cm ²)
V15 01 a	apoio	22	60	55	13918,70	Simplex	4,96	2	6,10
V15 01 a	vão	22	60	55	4306,06	Simplex	1,49	2	2,36
V15 01 ab	apoio	22	60	55	7723,73	Simplex	2,69	2	3,31
V15 01 b	vão	22	60	55	1510,26	Simplex	0,52	2	2,36
V15 01 b	apoio	22	60	55	1773,16	Simplex	0,61	2	2,36
V15 02 a	apoio	22	60	55	13606,36	Simplex	4,84	2	5,95
V15 02 a	vão	22	60	55	4348,38	Simplex	1,50	2	2,36
V15 02 ab	apoio	22	60	55	6720,52	Simplex	2,34	2	2,87
V15 02 b	vão	22	60	55	1628,87	Simplex	0,56	2	2,36
V15 02 b	apoio	22	60	55	1261,43	Simplex	0,43	2	2,36
V15 03 a	apoio	22	60	55	14156,02	Simplex	5,05	2	6,20
V15 03 a	vão	22	60	55	8322,58	Simplex	2,91	2	3,57
V15 03 a	apoio	22	60	55	13844,99	Simplex	4,93	2	6,06
V15 04 a	apoio	22	60	55	19395,20	Simplex	7,05	2	8,67
V15 04 a	vão	22	60	55	5215,20	Simplex	1,80	2	2,36
V15 04 a	apoio	22	60	55	19492,99	Simplex	7,09	2	8,71

(fonte: elaborado pelo autor)

Os parâmetros gerais de dimensionamento ao esforço cortante são os seguintes:

Quadro 12 – Parâmetros de dimensionamento das armaduras transversais das vigas.

Concreto C40			
	Símbolo	Valor	Un.
Resistência característica à compressão do concreto	f_{ck}	40	MPa
Coefficiente	α_{v2}	0,84	-
Tensão resistente	τ_{Rd2}	0,65	kN/cm ²
Tensão resistida pelo concreto	τ_{co}	0,105	kN/cm ²
Ângulo do modelo de cálculo	θ	45	°
Aço CA-50			
	Símbolo	Valor	Un.
Tensão característica de escoamento	f_{ywk}	50	kN/cm ²
Tensão de cálculo do escoamento	f_{ywd}	43,48	kN/cm ²
Taxa mecânica mínima de armadura transversal	ρ_{min}	0,140	%

(fonte: elaborado pelo autor)

Assim, os resultados para os estribos são:

Tabela 48 – Armaduras transversais das vigas de contraventamento.

Trecho		b (cm)	h (cm)	d (cm)	Vsd (kN)	τ_{sd} (kN)	Vrd mín (kN)	Barras	Asw calc (cm ²)	Asw ef (cm ²)
V15 01 a	esquerda	22	60	55	162,00	0,13	193,82	2 Ø 6,3 c/ 15,0 cm	0,4632	0,62
V15 01 a	direita	22	60	55	212,42	0,18	193,82	2 Ø 6,3 c/ 15,0 cm	0,5928	0,62
V15 01 b	esquerda	22	60	55	204,29	0,17	193,82	2 Ø 6,3 c/ 15,0 cm	0,5361	0,62
V15 01 b	direita	22	60	55	46,26	0,04	193,82	2 Ø 6,3 c/ 15,0 cm	0,4632	0,62
V15 02 a	direita	22	60	55	162,49	0,13	193,82	2 Ø 6,3 c/ 15,0 cm	0,4632	0,62
V15 02 a	esquerda	22	60	55	208,05	0,17	193,82	2 Ø 6,3 c/ 15,0 cm	0,5623	0,62
V15 02 b	direita	22	60	55	211,21	0,17	193,82	2 Ø 6,3 c/ 15,0 cm	0,5843	0,62
V15 02 b	esquerda	22	60	55	38,60	0,03	193,82	2 Ø 6,3 c/ 15,0 cm	0,4632	0,62
V15 03 a	esquerda	22	60	55	211,75	0,18	193,82	2 Ø 6,3 c/ 15,0 cm	0,5881	0,62
V15 03 a	direita	22	60	55	209,18	0,17	193,82	2 Ø 6,3 c/ 15,0 cm	0,5702	0,62
V15 04 a	esquerda	22	60	55	242,60	0,20	193,82	2 Ø 6,3 c/ 10,0 cm	0,5354	0,62
V15 04 a	direita	22	60	55	243,28	0,20	193,82	2 Ø 6,3 c/ 10,0 cm	0,5386	0,62

(fonte: elaborado pelo autor)

5.5.3.2 Dimensionamento da armadura para as vigas contraventadas

As vigas do núcleo, que recebem principalmente as cargas de paredes divisórias, foram dimensionadas como estrutura contraventada. Isto permite que seja utilizada a mesma solução para todos os pavimentos, não necessitando de detalhamento especial em cada um deles. Para assegurar o comportamento de estrutura contraventada, estas mesmas vigas foram projetadas com seções bem menores que as de contraventamento, possuindo rigidez muito inferior e não colaborando o suficiente para a rigidez global da estrutura.

Assim, as cargas e solicitações para cada viga são mostradas abaixo:

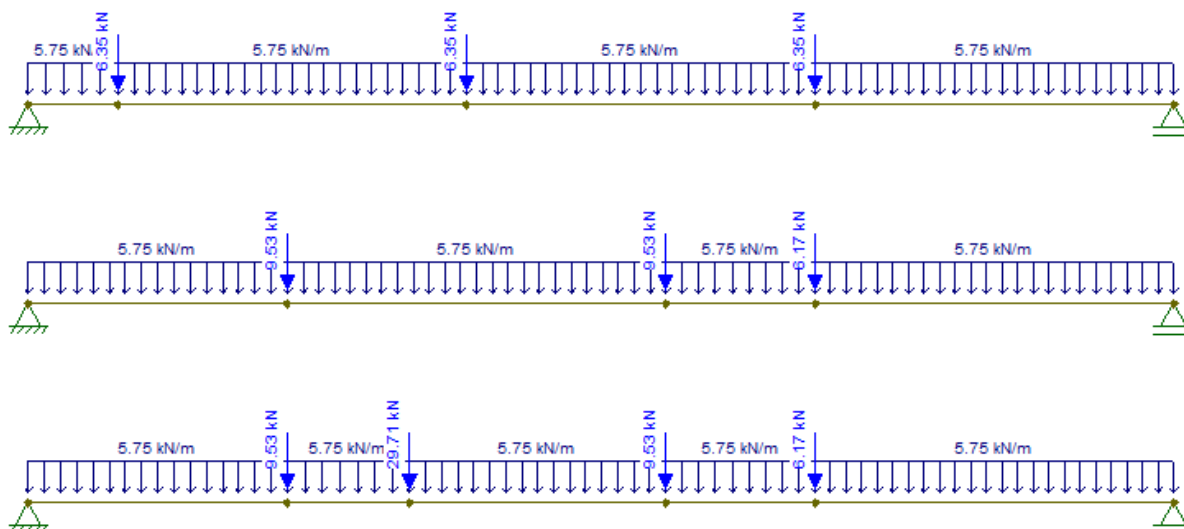
Tabela 49 – Carregamentos e solicitações para as vigas contraventadas.

Viga	Seção	Carga (kN/m)	Vão teórico (m)	Cortante (kN)	Fletor (kNm)
VT04	12x30	7,06	1,80	6,35	2,86
VT05	12x30	7,06	1,75	6,17	2,70
VT06	12x30	7,06	1,75	9,53	2,70
VT07	12x30	7,06	1,80	6,35	2,86
VT08	12x30	7,06	1,75	9,53	2,70
VT09	12x30	7,06	1,80	6,35	2,86
VT14	14x45	7,41	5,75	28,29	37,97
VT16	14x45	7,41	5,75	30,06	48,66
VT17	12x30	7,06	1,90	6,70	3,18
VT18	14x45	7,41	5,75	49,88	79,12
VE01	14x40	23,30	2,55	29,71	18,94
VE02	22x40	19,70	2,55	25,12	16,01

(fonte: elaborado pelo autor)

Os esforços internos das vigas biapoiadas, com carregamento uniformemente distribuído, foram calculadas com equações da isostática. Para as demais vigas contraventadas a obtenção das solicitações foi feita com auxílio do FTool. Estas vigas são mostradas abaixo:

Figura 39 – Modelo estrutural das vigas VT14, VT16 e VT18.



(fonte: MARTHA, 2019)

Como se pode observar abaixo, as armaduras longitudinais para as vigas resultaram em armaduras simples. Isto se deve ao pequeno momento fletor a que são submetidas:

Tabela 50 – Dimensionamento das armaduras longitudinais das vigas contraventadas.

Trecho		b (cm)	h (cm)	d (cm)	d' (cm)	Md (kNcm)	Tipo?	y (cm)	Dom	As calc (cm ²)
VE 01	vão	14	40	35	5	2651,39	Simple	2,30	2	1,80
VE 02	vão	22	40	35	5	2241,74	Simple	1,22	2	1,58
VT 04	vão	12	30	25	5	400,08	Simple	0,56	2	0,64
VT 05	vão	12	30	25	5	378,15	Simple	0,52	2	0,64
VT 06	vão	12	30	25	5	378,15	Simple	0,52	2	0,64
VT 07	vão	12	30	25	5	400,08	Simple	0,56	2	0,64
VT 08	vão	12	30	25	5	378,15	Simple	0,52	2	0,64
VT 09	vão	12	30	25	5	400,08	Simple	0,56	2	0,64
VT 14	vão	14	45	40	5	5315,66	Simple	4,12	2	3,22
VT 16	vão	14	45	40	5	6812,30	Simple	5,37	2	4,20
VT 17	vão	12	30	25	5	445,76	Simple	0,62	2	0,64
VT 18	vão	14	45	40	5	11076,10	Simple	9,20	3	7,20

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 51 – Escolha das armaduras para as vigas contraventadas.

Trecho	Posição	barras	As ef (cm ²)	ρ (%)
VE 01	vão	2 Ø 12,5 (1c)	2,454	0,44%
VE 02	vão	2 Ø 12,5 (1c)	2,454	0,28%
VT 04	vão	2 Ø 8,0 (1c)	1,005	0,28%
VT 05	vão	2 Ø 8,0 (1c)	1,005	0,28%
VT 06	vão	2 Ø 8,0 (1c)	1,005	0,28%
VT 07	vão	2 Ø 8,0 (1c)	1,005	0,28%
VT 08	vão	2 Ø 8,0 (1c)	1,005	0,28%
VT 09	vão	2 Ø 8,0 (1c)	1,005	0,28%
VT 14	vão	2 Ø 12,5 + 2 Ø 12,5 (2c)	4,909	0,78%
VT 16	vão	2 Ø 12,5 + 2 Ø 12,5 (2c)	4,909	0,78%
VT 17	vão	2 Ø 8,0 (1c)	1,005	0,28%
VT 18	vão	2 Ø 16,0 + 2 Ø 16,0 (2c)	8,042	1,28%

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 52 – Dimensionamento das armaduras transversais das vigas contraventadas.

Trecho	b (cm)	h (cm)	d (cm)	Vsd (kN)	τsd (kN)	Vrd mín (kN)	Barras	Asw calc (cm ²)	Asw ef (cm ²)
VE 01	14	40	35	41,59	0,08	85,90	2 Ø 5,0 c/ 15,0 cm	0,3759	0,39
VE 02	22	40	35	35,17	0,05	134,99	2 Ø 5,0 c/ 10,0 cm	0,3926	0,39
VT 04	12	30	25	8,89	0,03	52,59	2 Ø 5,0 c/ 15,0 cm	0,3222	0,39
VT 05	12	30	25	8,64	0,03	52,59	2 Ø 5,0 c/ 15,0 cm	0,3222	0,39
VT 06	12	30	25	13,34	0,04	52,59	2 Ø 5,0 c/ 15,0 cm	0,3222	0,39
VT 07	12	30	25	8,89	0,03	52,59	2 Ø 5,0 c/ 15,0 cm	0,3222	0,39
VT 08	12	30	25	13,34	0,04	52,59	2 Ø 5,0 c/ 15,0 cm	0,3222	0,39
VT 09	12	30	25	8,89	0,03	52,59	2 Ø 5,0 c/ 15,0 cm	0,3222	0,39
VT 14	14	45	40	39,61	0,07	98,17	2 Ø 5,0 c/ 15,0 cm	0,3759	0,39
VT 16	14	45	40	42,08	0,08	98,17	2 Ø 5,0 c/ 15,0 cm	0,3759	0,39
VT 17	12	30	25	9,38	0,03	52,59	2 Ø 5,0 c/ 15,0 cm	0,3222	0,39
VT 18	14	45	40	69,83	0,12	98,17	2 Ø 5,0 c/ 15,0 cm	0,3759	0,39

(fonte: elaborado pelo autor)

5.5.4 Pilares

Ao se verificar a envoltória de solicitações de corte, constatou-se que tais esforços eram menores que o esforço correspondente à armadura mínima. Assim, todos os pilares foram detalhados com estribos de diâmetro 6,3 mm espaçados de 15 cm. Foi adotado este espaçamento para que seja um múltiplo da distância entre pisos de 315 cm, facilitando a montagem e marcação dos estribos.

Nas planilhas de dimensionamento são colocadas as combinações que geraram os maiores momentos oblíquos em cada pilar, visto que estes são os esforços determinantes no

dimensionamento. A tabela a seguir ilustra o procedimento feito para os pilares P11 e P16, sendo esta metodologia replicada para os demais pilares:

Tabela 53 – Dimensionamento dos pilares P11 e P16.

Pavto.	Posição	Comb. Crítica	P (kN)	M2 (kNm)	M3 (kNm)	Asx (cm ²)	Asy (cm ²)	ρ (%)
Pilotis 1	topo	C25	-2824,00	53,96	3,11	2 Ø 20,0	4 Ø 20,0	1,63
	base			-80,52	-3,27			
Pilotis 2	topo	C25	-2466,21	83,93	6,94	2 Ø 16,0	4 Ø 16,0	1,04
	base			-70,88	-7,34			
Pilotis 3	topo	C24	-2053,37	55,72	10,47	2 Ø 10,0	4 Ø 10,0	0,41
	base			-79,63	-10,65			
Tipo 1	topo	C25	-1780,58	142,87	3,32	2 Ø 10,0	4 Ø 10,0	0,41
	base			-317,76	2,41			
Tipo 2	topo	C25	-1606,99	159,49	6,07	2 Ø 10,0	4 Ø 10,0	0,41
	base			-159,36	-4,75			
Tipo 3	topo	C25	-1426,34	168,45	9,77	2 Ø 10,0	4 Ø 10,0	0,41
	base			-150,79	-8,98			
Tipo 4	topo	C25	-1243,13	163,33	13,73	2 Ø 10,0	4 Ø 10,0	0,41
	base			-135,36	-13,23			
Tipo 5	topo	C25	-1059,88	155,98	17,33	2 Ø 10,0	4 Ø 10,0	0,41
	base			-125,24	-17,02			
Tipo 6	topo	C25	-877,99	146,93	20,51	2 Ø 10,0	4 Ø 10,0	0,41
	base			-114,28	-20,37			
Tipo 7	topo	C25	-698,58	136,05	23,30	2 Ø 10,0	4 Ø 10,0	0,41
	base			-102,67	-23,30			
Tipo 8	topo	C25	-522,53	126,92	25,76	2 Ø 10,0	4 Ø 10,0	0,41
	base			-91,42	-25,88			
Tipo 9	topo	C37	-361,69	99,14	27,28	2 Ø 10,0	4 Ø 10,0	0,41
	base			-77,05	-31,59			
Cobertura	topo	C36	-183,35	154,89	37,06	2 Ø 10,0	4 Ø 10,0	0,41
	base			-93,32	-38,73			

(fonte: elaborado pelo autor)

6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

O projeto de estruturas de concreto armado envolve diversos detalhes que devem ser cuidadosamente analisados, desde critérios de ruptura até estados limites de serviço. A necessidade de se entender a modelagem das estruturas é crucial para a formação de um engenheiro calculista. Somente assim é possível, ainda na fase de concepção estrutural, definir-se como a estrutura vai se comportar e se prever possíveis problemas que podem ocorrer. Este trabalho foi importante para entender o funcionamento de toda a sequência de etapas que envolve um projeto estrutural, bem como suas nuances e peculiaridades.

Além de se entender todo o processo de projeto, foi importante se projetar sempre se pensando na viabilidade das soluções. Isto significa que não adianta se modelar uma estrutura perfeita computacionalmente se a mesma não é possível de ser executada. É necessário entender o contexto em que esta estrutura está inserida, seu entorno, o comportamento do solo, disponibilidade de material e mão de obra, prazos de execução, entre outros vários fatores. O desafio reside em compatibilizar o modelo de cálculo mais eficiente do ponto de vista técnico e econômico.

Fica como sugestão para trabalhos futuros:

- a) Execução do projeto da infraestrutura da edificação, considerando um laudo de sondagem compatível com o terreno;
- b) Execução de projeto estrutural para a mesma edificação, considerando como estrutura metálica, para fins de comparação;
- c) Estudo sobre a disposição e projeto de juntas de dilatação mais detalhado.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ARAÚJO, J. M. de. **Curso de concreto armado**. 4. ed. Rio Grande: Dunas, 2014. v. 1.

ARAÚJO, J. M. de. **Curso de concreto armado**. 3. ed. Rio Grande: Dunas, 2010. v. 2.

ARAÚJO, J. M. de. **Curso de concreto armado**. 4. ed. Rio Grande: Dunas, 2014. v. 4.

ARAÚJO, J. M. de. **Projeto estrutural de edifícios de concreto armado**. 3 ed. Rio Grande: Dunas, 2014.

ARAÚJO, J. M. de. de. **A rigidez equivalente das lajes nervuradas de concreto armado**. Revista Teoria e Prática na Engenharia Civil, n. 8, p. 1-9, abril, 2006.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: projeto de estruturas de concreto – procedimento. Rio de Janeiro, 2014.

_____. **NBR 6120**: ações para o cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro, 2019.

_____. **NBR 6123**: forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro, 1988.

_____. **NBR 8681**: ações e segurança nas estruturas – procedimento. Rio de Janeiro, 2003.

_____. **NBR 9050**. Acessibilidade a edificações, mobiliário, espaços e equipamentos urbanos. Rio de Janeiro, 2015.

ATEX BRASIL. **Catálogo técnico**. Cachoeirinha, 2017. Disponível em: <<https://www.atex.com.br/pt/apoio-tecnico/>>. Acesso em: 1 set. 2019.

CARVALHO, R. C.; FIGUEIREDO FILHO, J. R. de. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado**. 4 ed. EdUFSCar, São Carlos, SP, 2014. v. 1.

COMPUTERS AND STRUCTURES INC. **SAP2000**: software para análise estrutural e dinâmica, linear e não-linear por elementos finitos – Versão 19.0.0. Berkeley, USA, 2017.

COMPUTERS AND STRUCTURES INC. **CSI Analysis Reference Manual**: for SAP2000, ETABS, SAFE and CSIBridge. Berkeley, USA, 2011. Disponível em: <<http://docs.csiamerica.com/manuals/misc/CSI%2520Analysis%2520Reference%2520Manual%25202011-12.pdf>>. Acesso em: 24 set. 2019.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **Eurocode 1**: actions on structures – part 1-1: general actions – densities, self-weight, imposed loads for buildings. Brussels, 2002.

FIGUEIREDO FILHO, J.R. **Sistemas estruturais de lajes sem vigas: subsídios para o projeto e execução**. São Carlos. Tese (doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Carlos, São Carlos, 1989.

GOOGLE, INC. **Google Maps**. Disponível em: <<http://www.google.com/maps/>>. Acesso em 10 nov. 2019.

JUNIOR, S. D. C. **P-Calc**: sistema computacional para análise não linear de pilares de concreto armado – versão v1.4.0. Rio de Janeiro: UFRJ, 2017. Disponível em: <<http://sites.google.com/a/pcalc.com.br/home/download>>. Acesso em 27 out. 2019.

MARTHA, L. F. **FTOOL**: um programa gráfico-interativo para ensino de comportamento de estruturas – versão 4.00. Rio de Janeiro: PUCRJ, 2017. *Software* de análise bidimensional de estruturas. Disponível em: <<http://www.ftool.com.br/Ftool/>>. Acesso em: 07 ago. 2019.

MELGES, J. L. P. **Punção em lajes: exemplos de cálculo e análise teórico-experimental**. 1995. 252p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Faculdade de Engenharia Civil, Universidade de São Carlos, São Carlos, 1995.

MELO, P. R. **Pré-dimensionamento de estruturas de madeira, de aço e de concreto para auxílio à concepção de projetos arquitetônicos**. 2013. 113p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Federal de Uberlândia, Uberlândia, 2013.

MONTEIRO, Q. A. B. **Avaliação da necessidade de juntas de dilatação em estruturas porticadas de betão armado**. 2008. 105p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto, Porto, 2008,

MONTOYA, P. J.; MESEGUER, Á. G.; CABRÉ, F. M. **Hormigón armado**. 15. ed. Barcelona: Gustavo Gili, 2011.

PORTO ALEGRE. Departamento Municipal de Água e Esgotos. **Decreto n. 9369**, de 29 de dezembro de 1988. Regulamenta a Lei Complementar n. 170, de 31/12/1987, alterada pela Lei Complementar n. 180, de 18/08/1988 que estabelece normas para instalações hidrossanitárias e serviços públicos de abastecimento de água e esgotamento sanitário prestado pelo Departamento Municipal de Água e Esgotos. Porto Alegre, 1988. Disponível em: <http://lproweb.procempa.com.br/pmpa/prefpoa/dmae/usu_doc/cip9369-decreto.pdf>. Acesso em: 1 set. 2019.

_____. Secretaria Municipal de Obras e Viação. **Lei Complementar n. 420**, de 1 de setembro de 1998. Institui o código de proteção contra incêndio de Porto Alegre e dá outras providências. Porto Alegre, 1998. Disponível em: <http://lproweb.procempa.com.br/pmpa/prefpoa/smov/usu_doc/incendio.pdf>. Acesso em: 1 set. 2019.

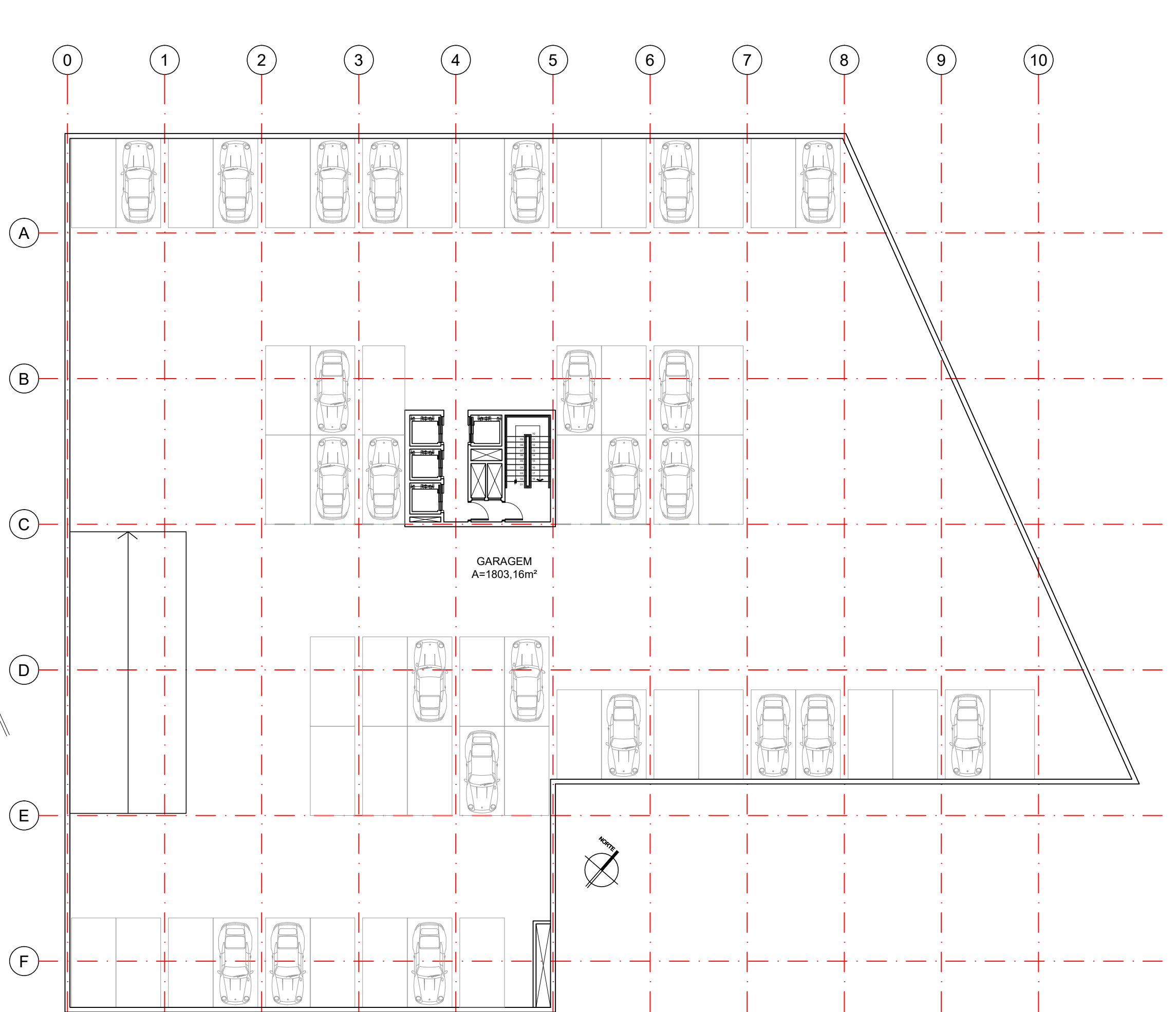
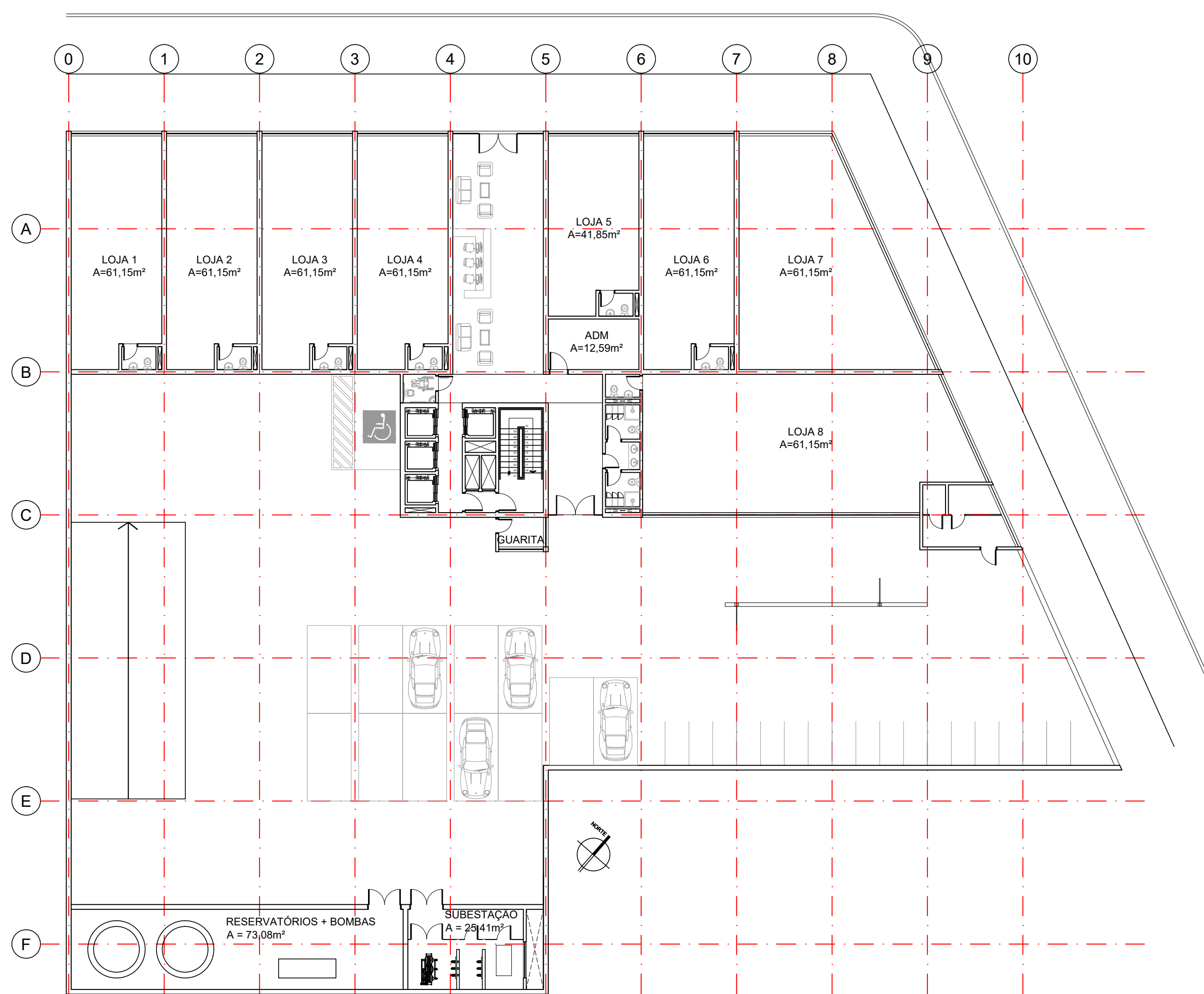
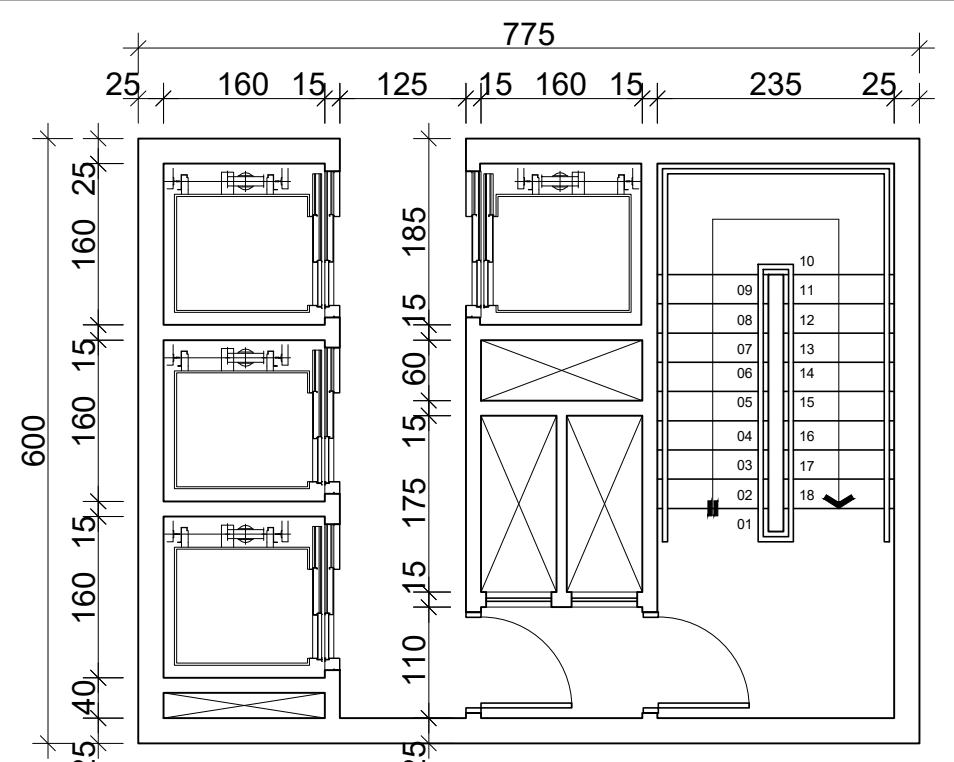
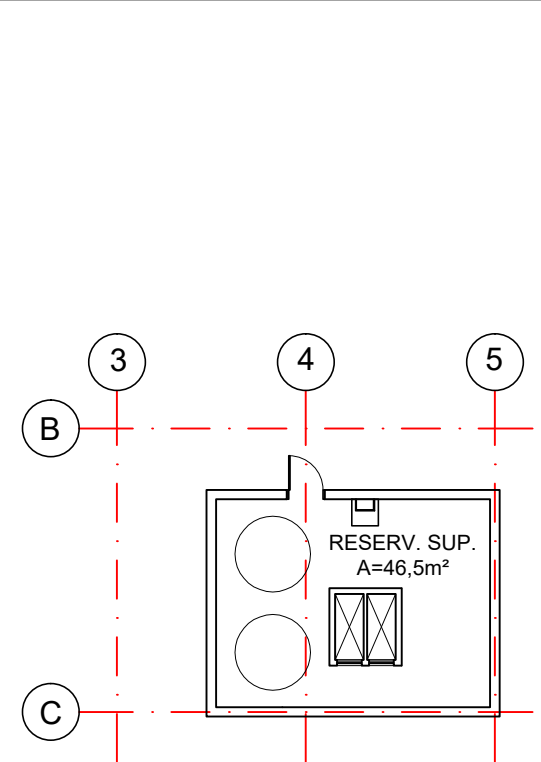
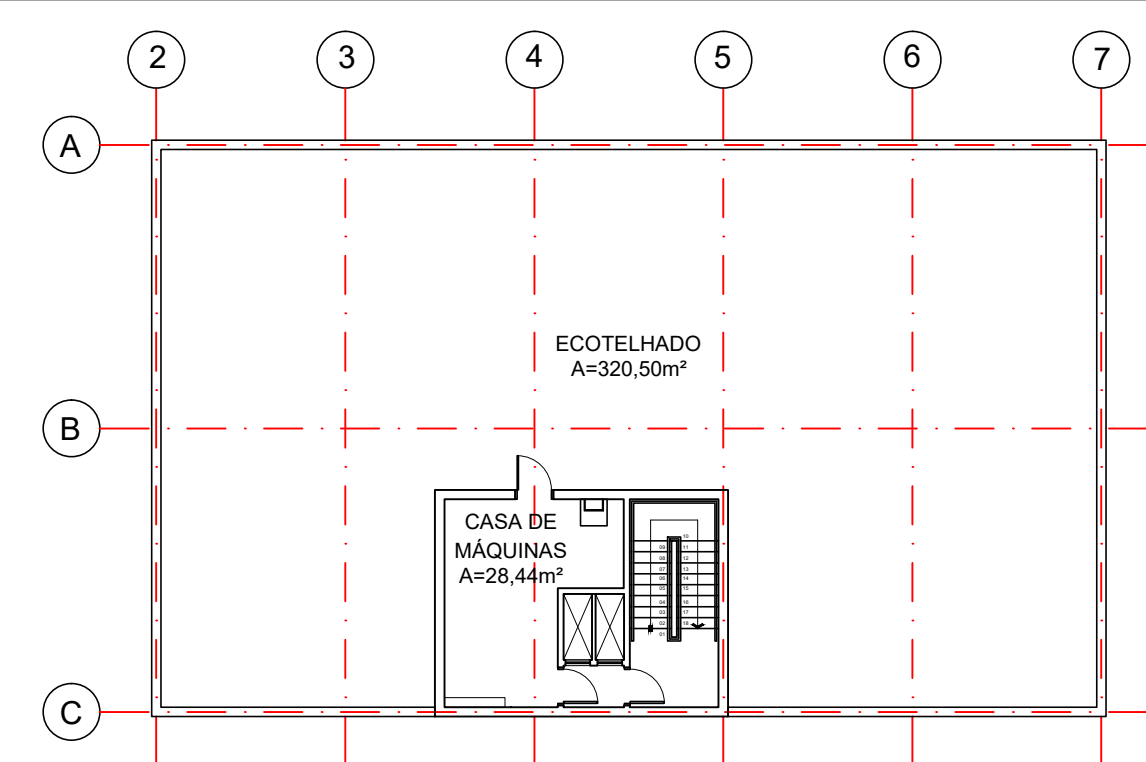
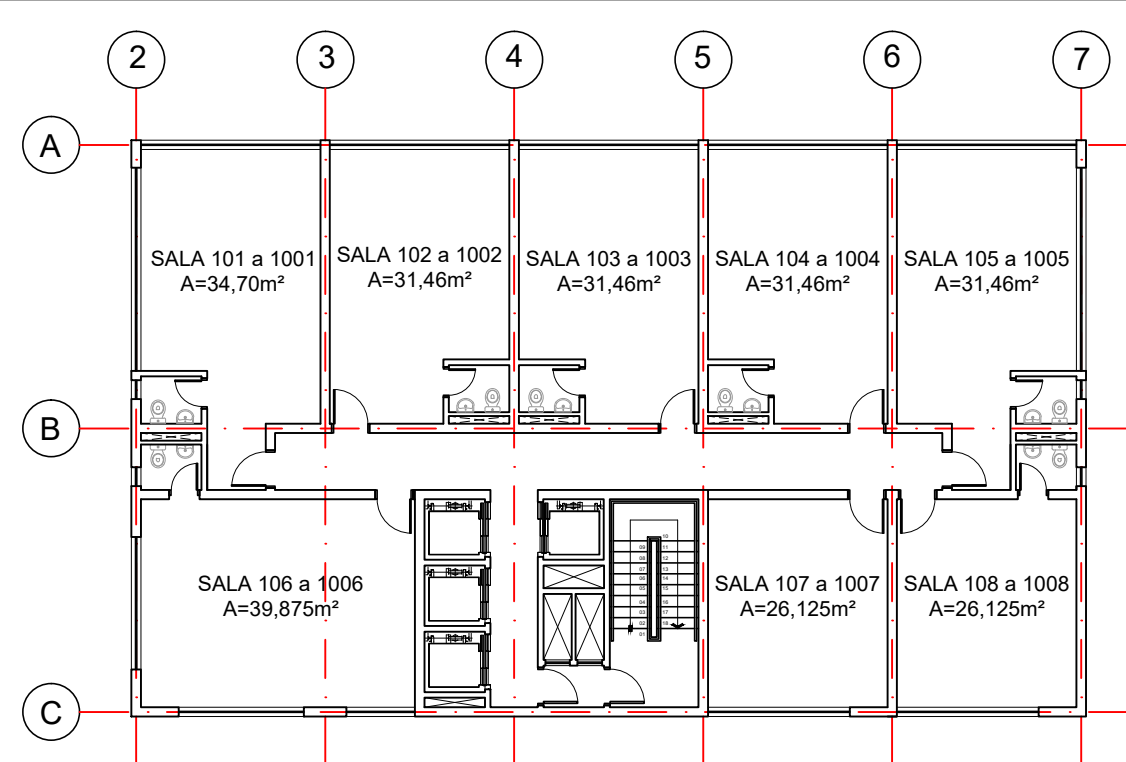
SOUZA, V.C.M; CUNHA, A.J.P. **Lajes em concreto armado e protendido**. Niterói, Ed. da Universidade Federal Fluminense, 580p, 1994.

ANEXO A – PLANILHAS DE DIMENSIONAMENTO

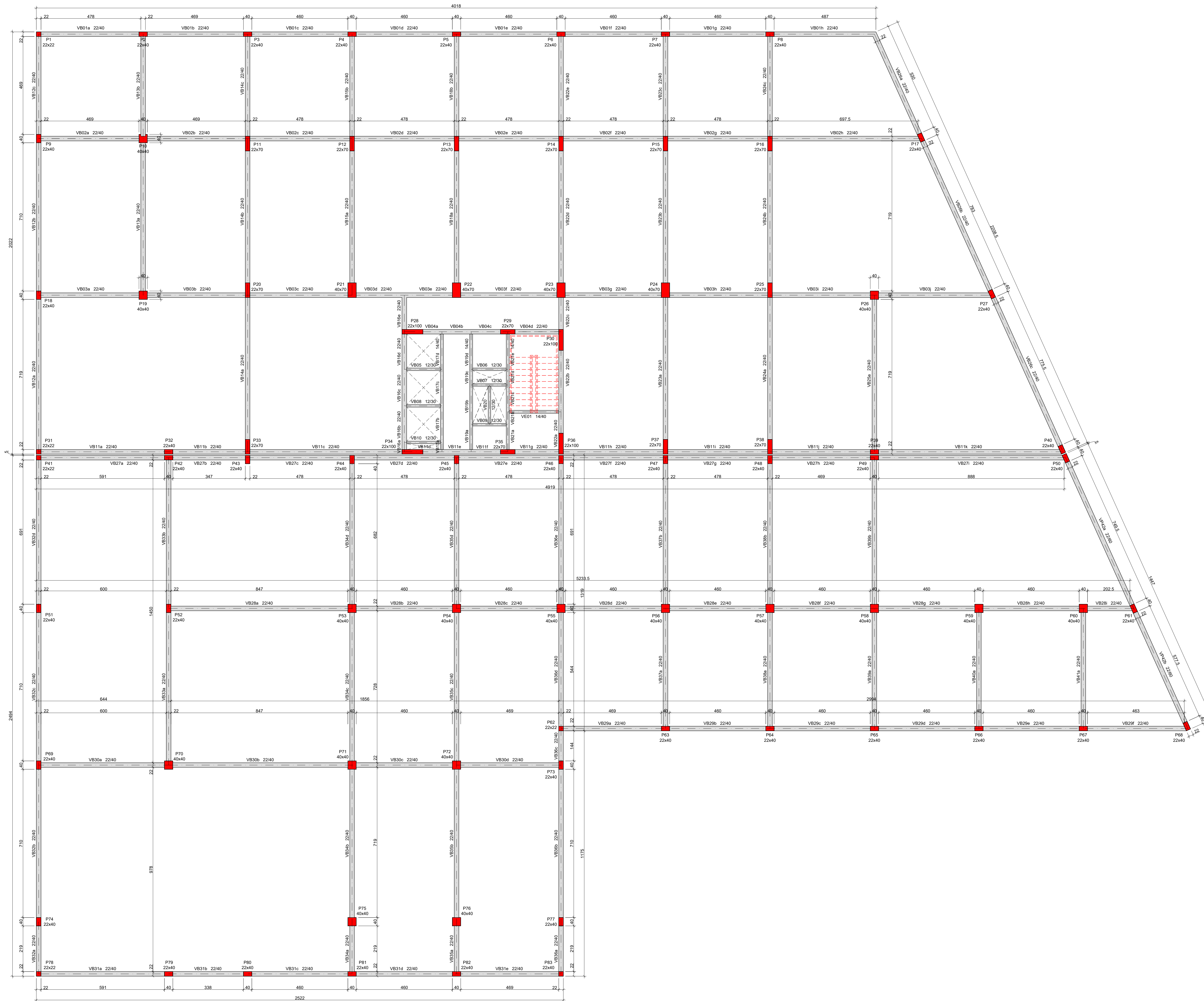
Trecho	b (cm)	h (cm)	d (cm)	d' (cm)	Md (kNcm)	x calc (cm)	x 23 (cm)	x 34 (cm)	x dutil (cm)	As, min (cm²)	Tipo?	y (cm)	Dom	As calc (cm²)	Mdlim (kNcm)	ϵ_2 (%)	σ_2 (kN/cm²)	As' calc (cm²)
V16 01 a	apóio	22	40	35	5	6692,95	4,73	9,07	21,99	15,75	1,58	3,78	2	4,65				
V16 01 a	vão	22	40	35	5	1731,66	1,17	9,07	21,99	15,75	1,58	0,94	2	1,58				
V16 01 ab	apóio	22	40	35	5	1161,55	0,78	9,07	21,99	15,75	1,58	0,63	2	1,58				
V16 01 b	vão	22	40	35	5	1796,94	1,22	9,07	21,99	15,75	1,58	0,97	2	1,58				
V16 01 b	apóio	22	40	35	5	1841,45	1,25	9,07	21,99	15,75	1,58	1,00	2	1,58				
V16 02 a	apóio	22	40	35	5	6404,55	4,51	9,07	21,99	15,75	1,58	3,61	2	4,44				
V16 02 a	vão	22	40	35	5	1701,27	1,15	9,07	21,99	15,75	1,58	0,92	2	1,58				
V16 02 ab	apóio	22	40	35	5	1162,65	0,78	9,07	21,99	15,75	1,58	0,63	2	1,58				
V16 02 b	vão	22	40	35	5	1427,59	0,96	9,07	21,99	15,75	1,58	0,77	2	1,58				
V16 02 b	apóio	22	40	35	5	1593,26	1,08	9,07	21,99	15,75	1,58	0,86	2	1,58				
V16 03 a	apóio	22	40	35	5	4893,06	3,40	9,07	21,99	15,75	1,58	2,72	2	3,35				
V16 03 a	vão	22	40	35	5	2687,48	1,83	9,07	21,99	15,75	1,58	1,47	2	1,80				
V16 03 a	apóio	22	40	35	5	4737,25	3,29	9,07	21,99	15,75	1,58	2,63	2	3,23				
V16 04 a	apóio	22	40	35	5	6785,36	4,80	9,07	21,99	15,75	1,58	3,84	2	4,72				
V16 04 a	vão	22	40	35	5	1651,60	1,12	9,07	21,99	15,75	1,58	0,89	2	1,58				
V16 04 a	apóio	22	40	35	5	7029,10	4,98	9,07	21,99	15,75	1,58	3,99	2	4,90				

Trecho	b (cm)	h (cm)	d (cm)	Vsd (kN)	τ_{sd} (kN)	Atende bielas?	Vrd min (kN)	Asw/s mín (cm²)	s máx (cm)	Barras	Asw calc (cm²)	Aswef (cm²)	
V16 01 a	esquerda	22	40	35	69,35	0,09	Sim	123,34	0,0309	21,0	2 Ø 6,3 c/ 20,0 cm	0,6176	0,62
V16 01 a	direita	22	40	35	57,36	0,07	Sim	123,34	0,0309	21,0	2 Ø 6,3 c/ 20,0 cm	0,6176	0,62
V16 01 b	esquerda	22	40	35	38,34	0,05	Sim	123,34	0,0309	21,0	2 Ø 6,3 c/ 20,0 cm	0,6176	0,62
V16 01 b	direita	22	40	35	34,83	0,05	Sim	123,34	0,0309	21,0	2 Ø 6,3 c/ 20,0 cm	0,6176	0,62
V16 02 a	esquerda	22	40	35	68,16	0,09	Sim	123,34	0,0309	21,0	2 Ø 6,3 c/ 20,0 cm	0,6176	0,62
V16 02 a	direita	22	40	35	55,47	0,07	Sim	123,34	0,0309	21,0	2 Ø 6,3 c/ 20,0 cm	0,6176	0,62
V16 02 b	esquerda	22	40	35	40,88	0,05	Sim	123,34	0,0309	21,0	2 Ø 6,3 c/ 20,0 cm	0,6176	0,62
V16 02 b	direita	22	40	35	32,32	0,04	Sim	123,34	0,0309	21,0	2 Ø 6,3 c/ 20,0 cm	0,6176	0,62
V16 03 a	esquerda	22	40	35	66,89	0,09	Sim	123,34	0,0309	21,0	2 Ø 6,3 c/ 20,0 cm	0,6176	0,62
V16 03 a	direita	22	40	35	65,74	0,09	Sim	123,34	0,0309	21,0	2 Ø 6,3 c/ 20,0 cm	0,6176	0,62
V16 04 a	esquerda	22	40	35	74,95	0,10	Sim	123,34	0,0309	21,0	2 Ø 6,3 c/ 20,0 cm	0,6176	0,62
V16 04 a	direita	22	40	35	76,47	0,10	Sim	123,34	0,0309	21,0	2 Ø 6,3 c/ 20,0 cm	0,6176	0,62

ANEXO B – PRANCHAS DO PROJETO



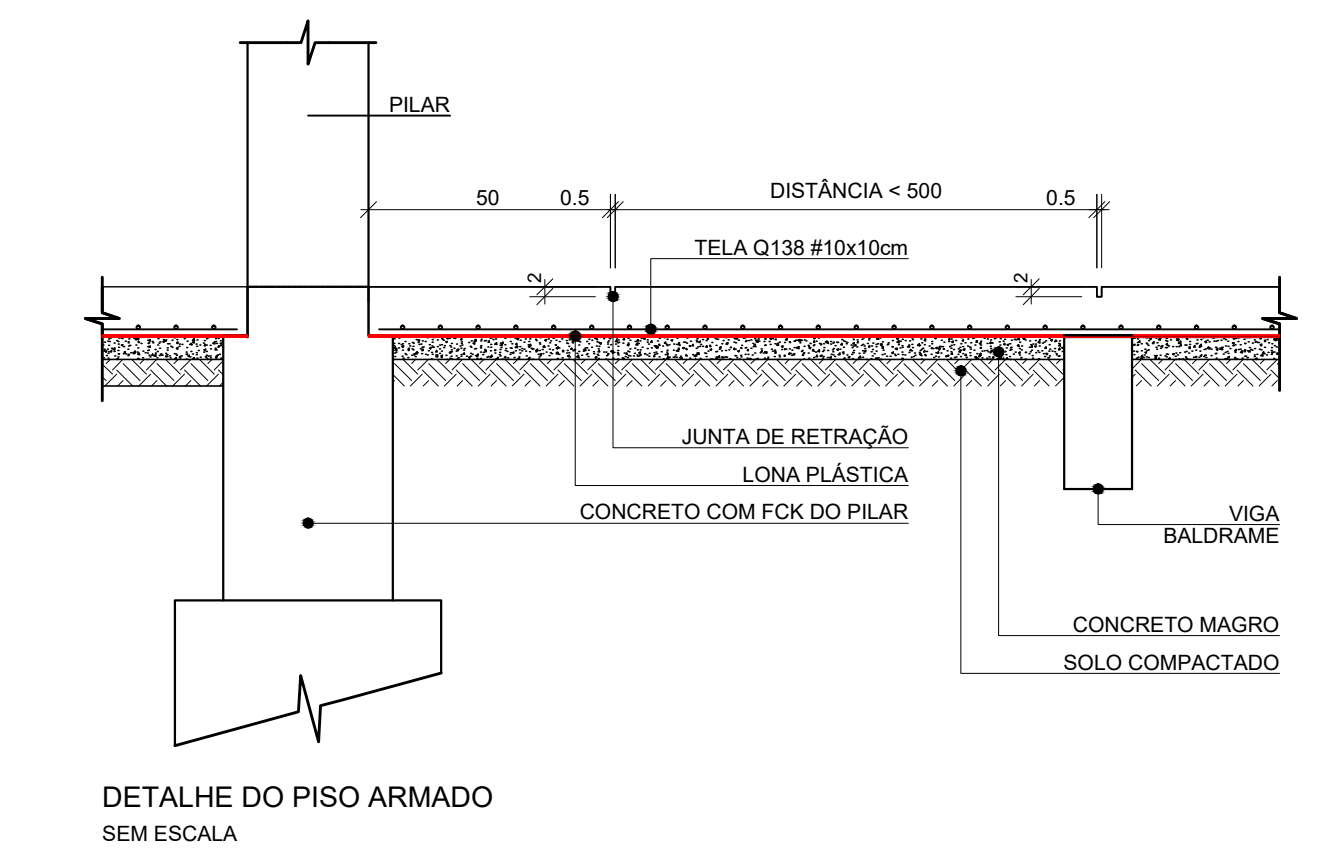
<p>UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL</p>	PROJETO ESTRUTURAL EDIFICAÇÃO COMERCIAL	
	LOCAL: Av. Padre Cacique esquina Otávio Dutra Porto Alegre - RS	ESCALA indicada
RESPONSÁVEIS TÉCNICOS: Acad. Marcos Wilson Ogata	DATA: 28/11/19	PRANCHA 01/01
DESCRIÇÃO: Projeto arquitetônico Plantas baixas		
PROPRIETÁRIO: Universidade Federal do Rio Grande do Sul		



- OBSERVAÇÕES**
- 1) A EXECUÇÃO DA ESTRUTURA DEVE SEGUIR AS PRESCRIÇÕES DA NBR 6118/2014;
 - 2) A DOBRA DAS ARMADURAS DEVERÃO SEGUIR AS PRESCRIÇÕES DA NBR 6118/2014;
 - 3) A LOCAÇÃO DA ESTRUTURA DEVERÁ SER COMPATIBILIZADA COM AS MEDIDAS DO TERRENO E NÃO DEVE SER FEITA ACUMULANDO ERROS;
 - 4) A EXECUÇÃO DA ESTRUTURA DEVERÁ INICIAR APÓS A COMPATIBILIZAÇÃO COM OS PROJETOS ARQUITETÔNICOS E COMPLEMENTARES;
 - 5) AS FORMAS NÃO PODERÃO APRESENTAR DEFORMAÇÕES EXCESSIVAS;
 - 6) A CURA DEVERÁ SER FEITA DURANTE OS SETE PRIMEIROS DIAS A PARTIR DO LANÇAMENTO DO CONCRETO, DEVENDO SER RIGOROSAMENTE INSPECIONADO;
 - 7) QUALQUER ALTERAÇÃO DE RESISTÊNCIA OU DIMENSÕES DEVERÃO SER COMUNICADAS;
 - 8) O CONCRETO DEVERÁ SER DOSADO SEGUINDO A SUA RESISTÊNCIA AOS 28 DIAS (fck);
 - 9) CASO SEJA NECESSÁRIO EMENDA DE BARRAS NÃO ESPECIFICADA NESTE PROJETO ESTA DEVERÁ SER FEITA CONFORME AS ESPECIFICAÇÕES DO ITEM 9 DA NBR 6118/2014;
 - 10) DIMENSÕES DAS BITOLAS EM mm. COTAS EM cm.

ESPECIFICAÇÕES DE PROJETO (NBR-6118: 2014)

COBRIMENTOS (CAA II)	RESISTÊNCIAS DO CONCRETO
PILARES: 3.0 cm	PILARES: C40 Fck = 40 MPa
VIGAS: 3.0 cm	VIGAS: C40 Fck = 40 MPa
LAJES: 2.5 cm	LAJES: C40 Fck = 40 MPa
ESCALADA: 2.5 cm	ESCALADA: C25 Fck = 25 MPa



PROJETO ESTRUTURAL
EDIFICAÇÃO COMERCIAL

LOCAL: Av. Padre Cacicque esquina Otávio Dutra
Porto Alegre - RS

RESPONSÁVEIS TÉCNICOS:
Acad. Marcos Wilson Ogata

DESCRIÇÃO:
Planta de geometria
Pavimento baldrame

ESCALA
indicada

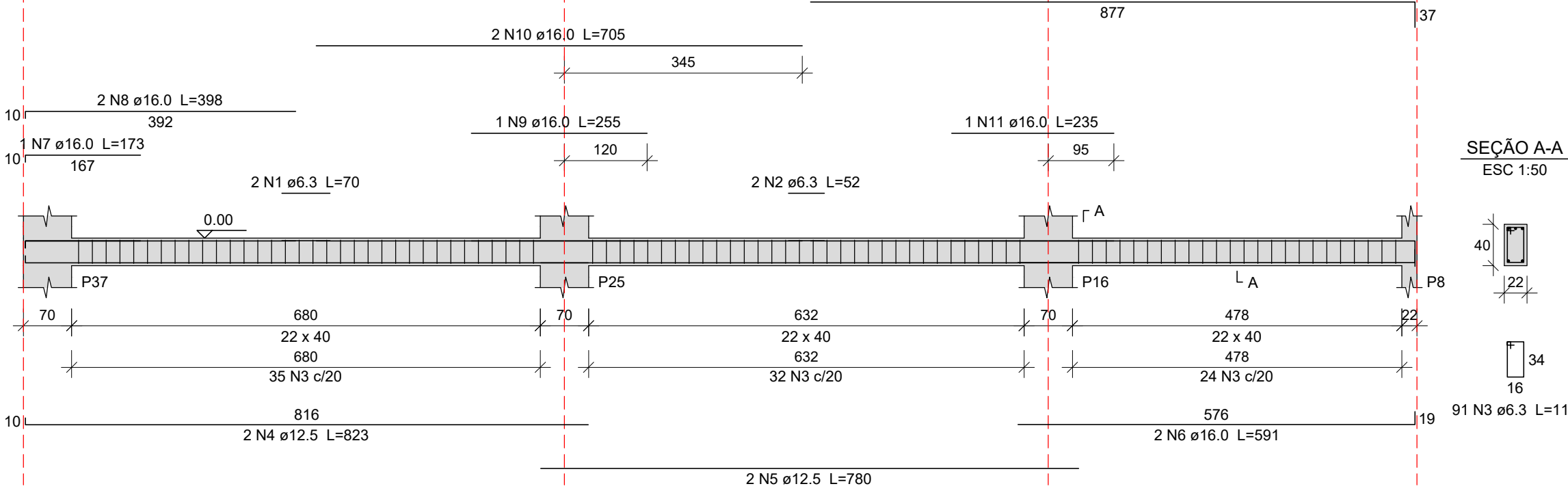
DATA:
28/11/19

PRANCHA
01/24

PROPRIETÁRIO: Universidade Federal do Rio Grande do Sul

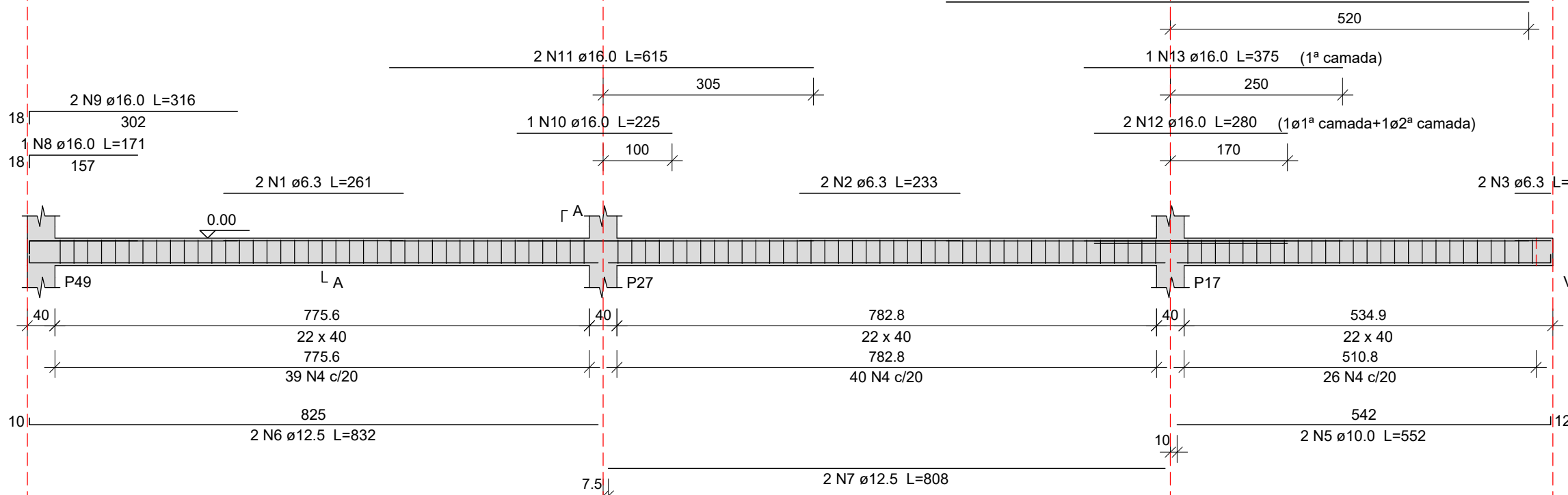
VB24

ESC 1:75



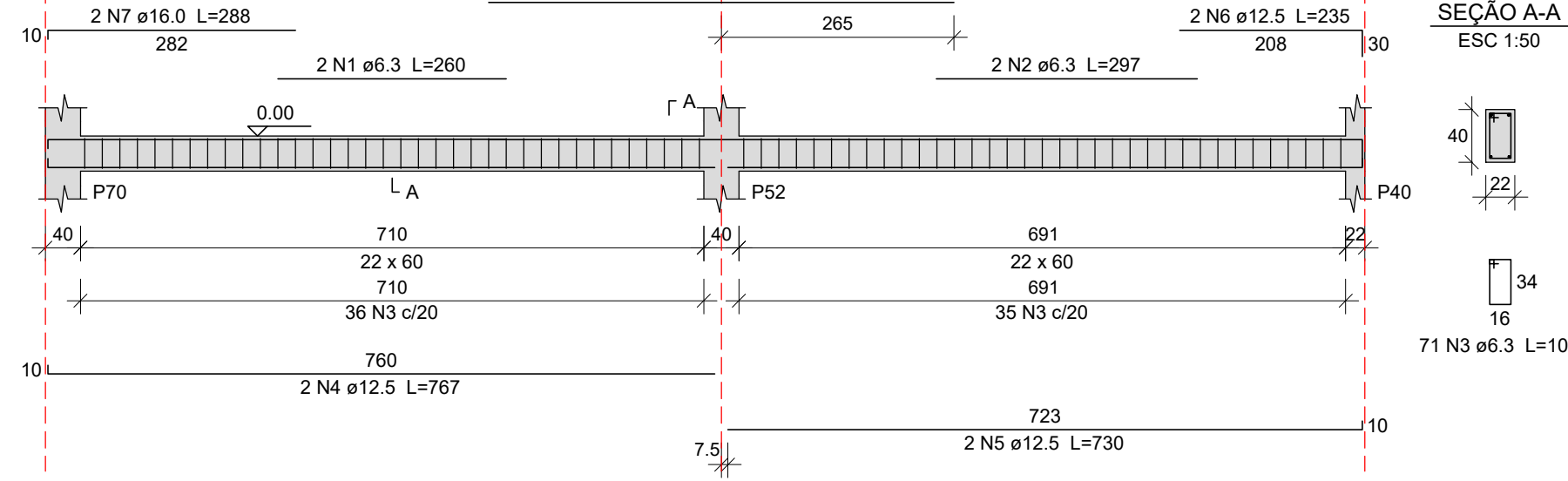
VB26

ESC 1:75



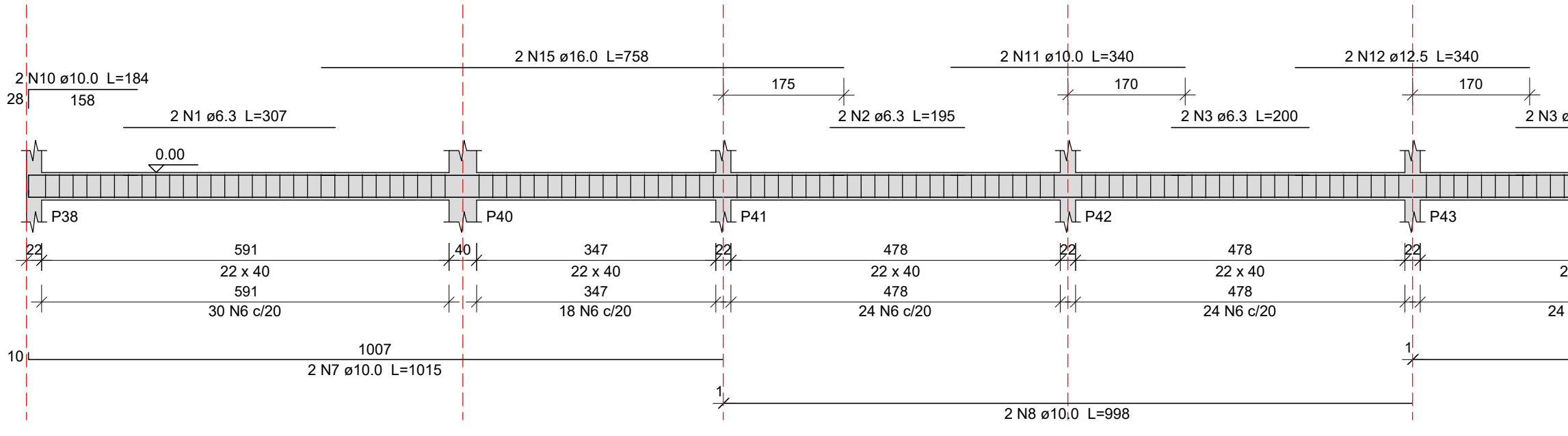
VB33

ESC 1:75



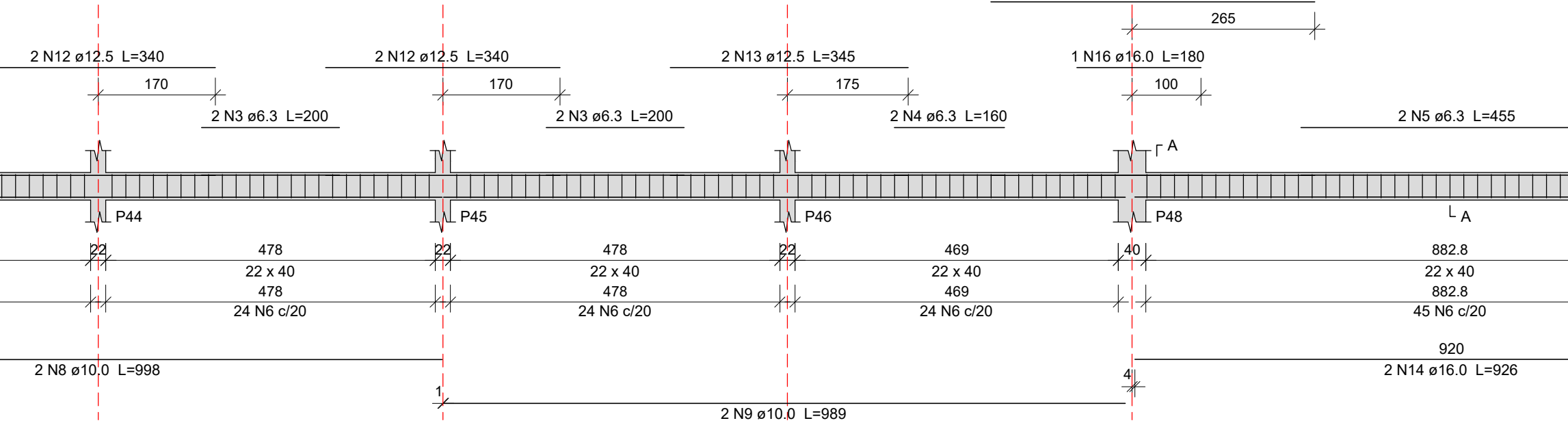
VB27

ESC 1:75



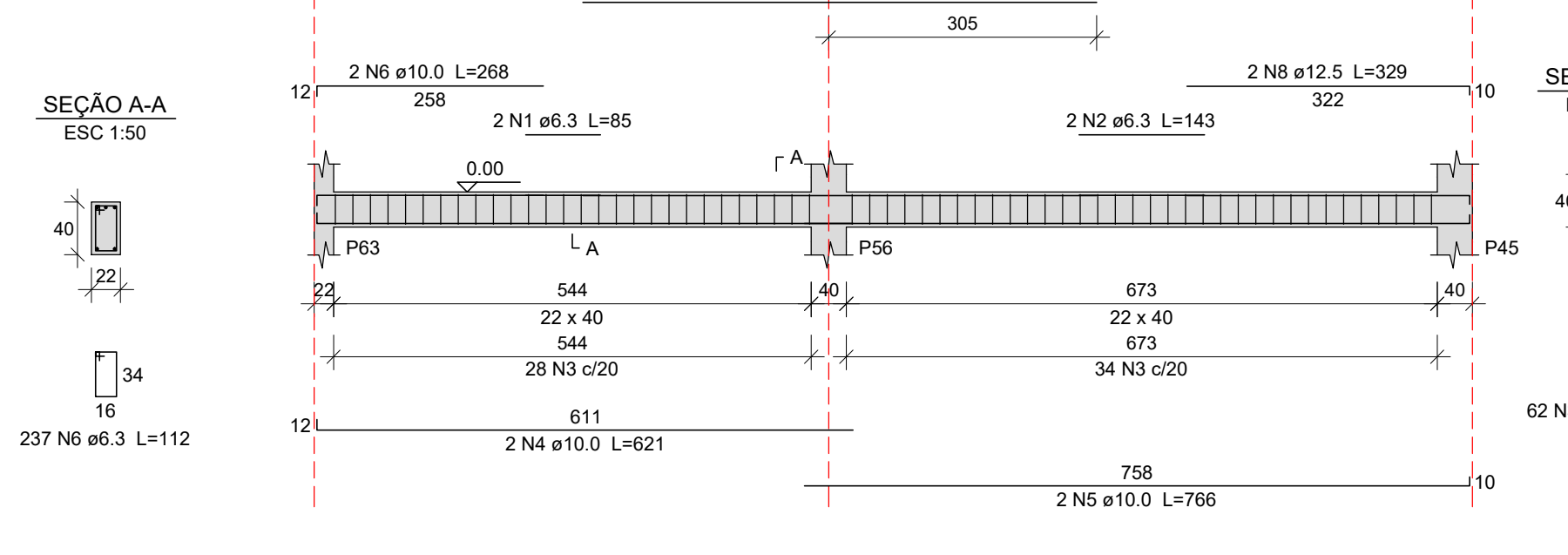
VB37

ESC 1:75



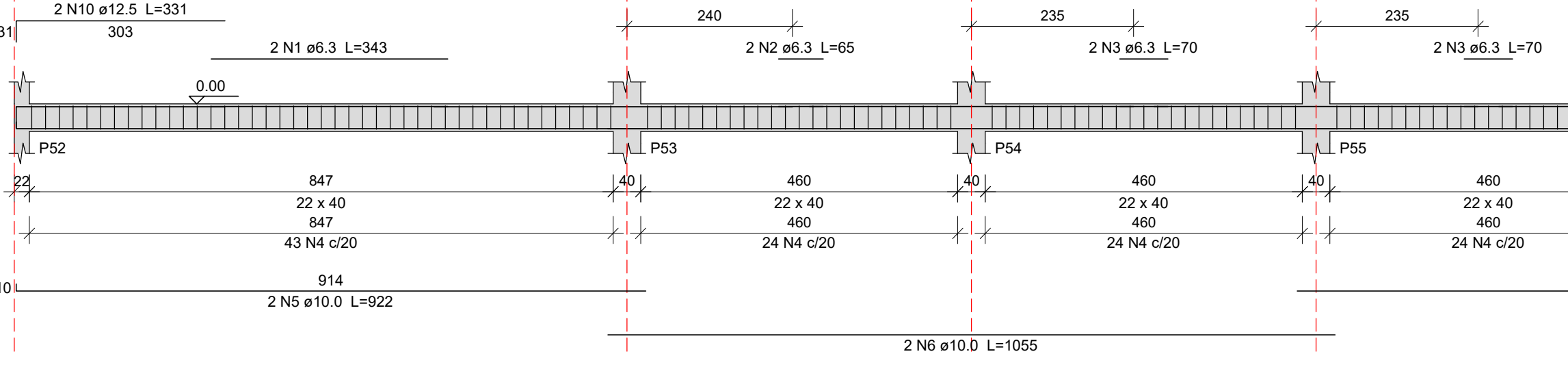
VB38

ESC 1:75



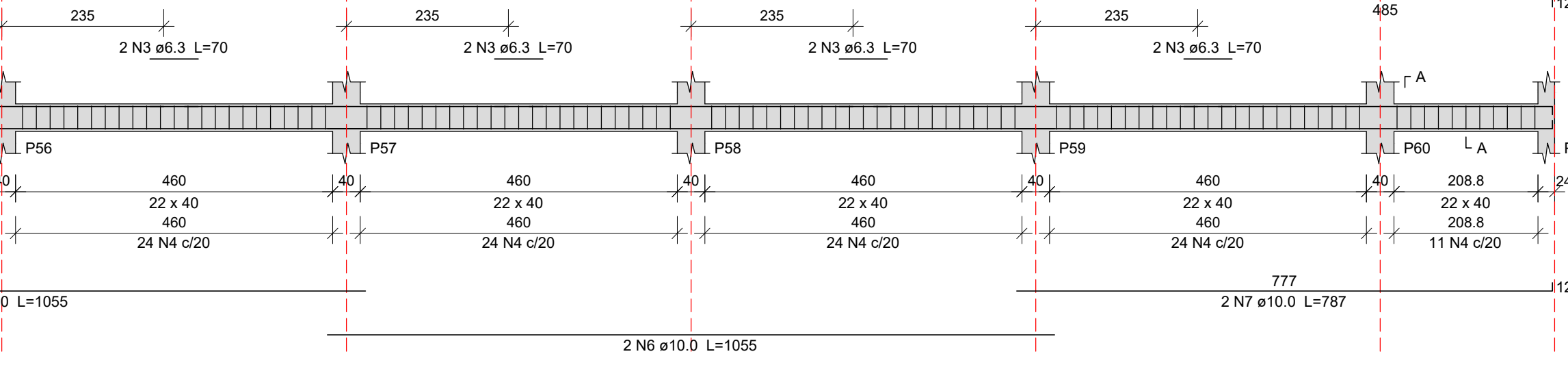
VB28

ESC 1:75



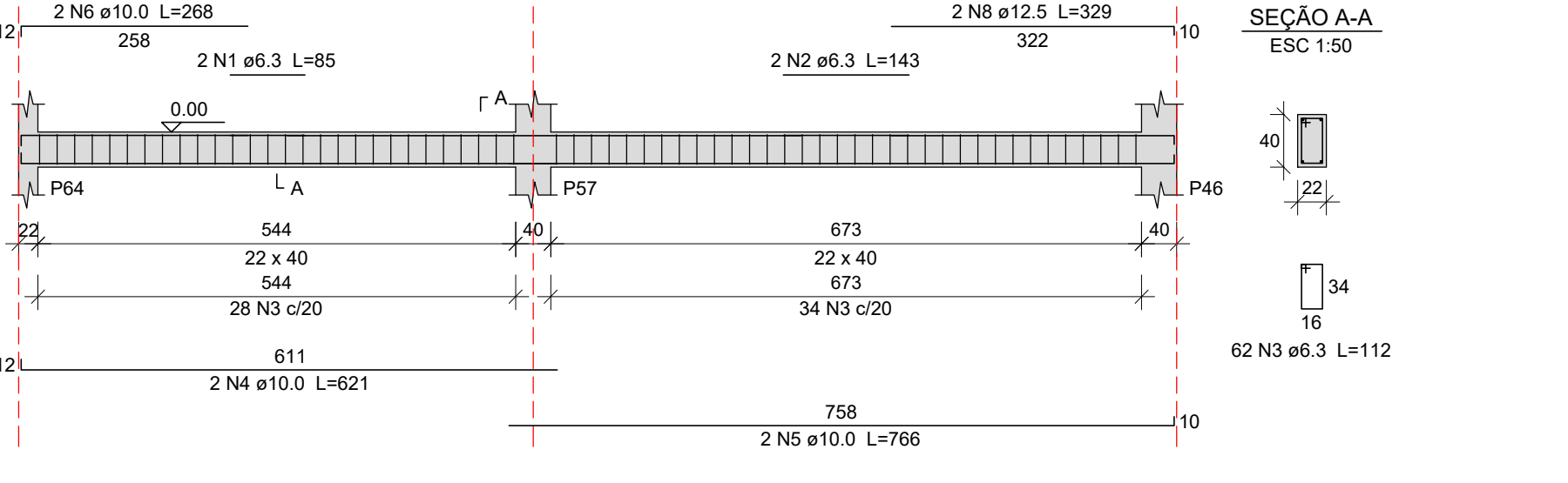
VB30

ESC 1:75



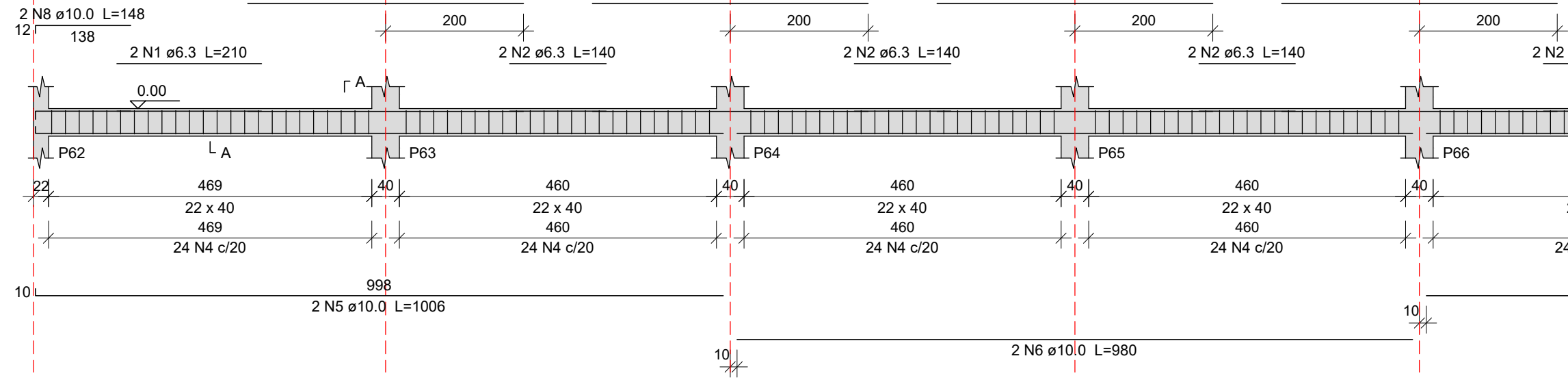
VB39

ESC 1:75



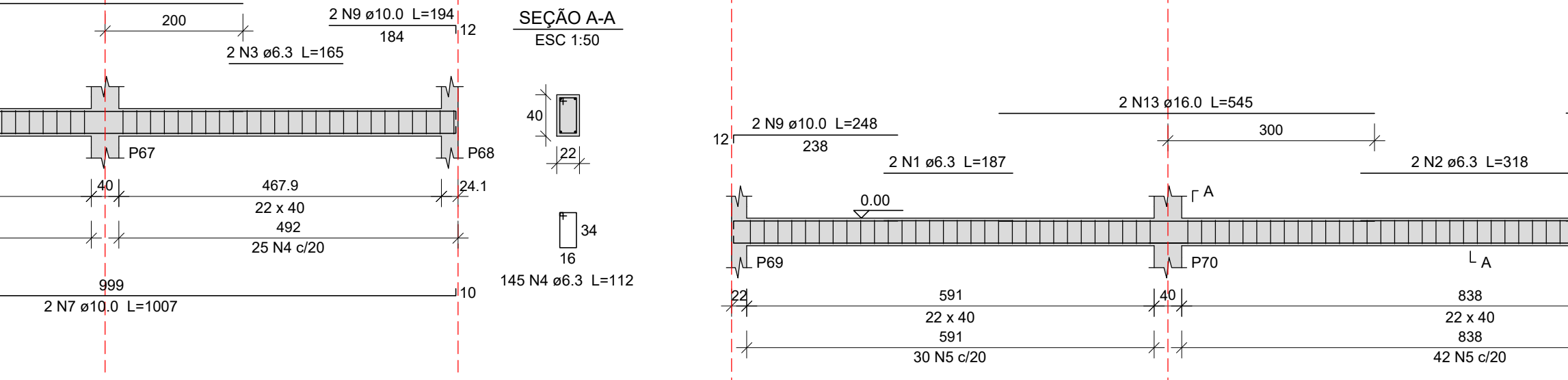
VB29

ESC 1:75



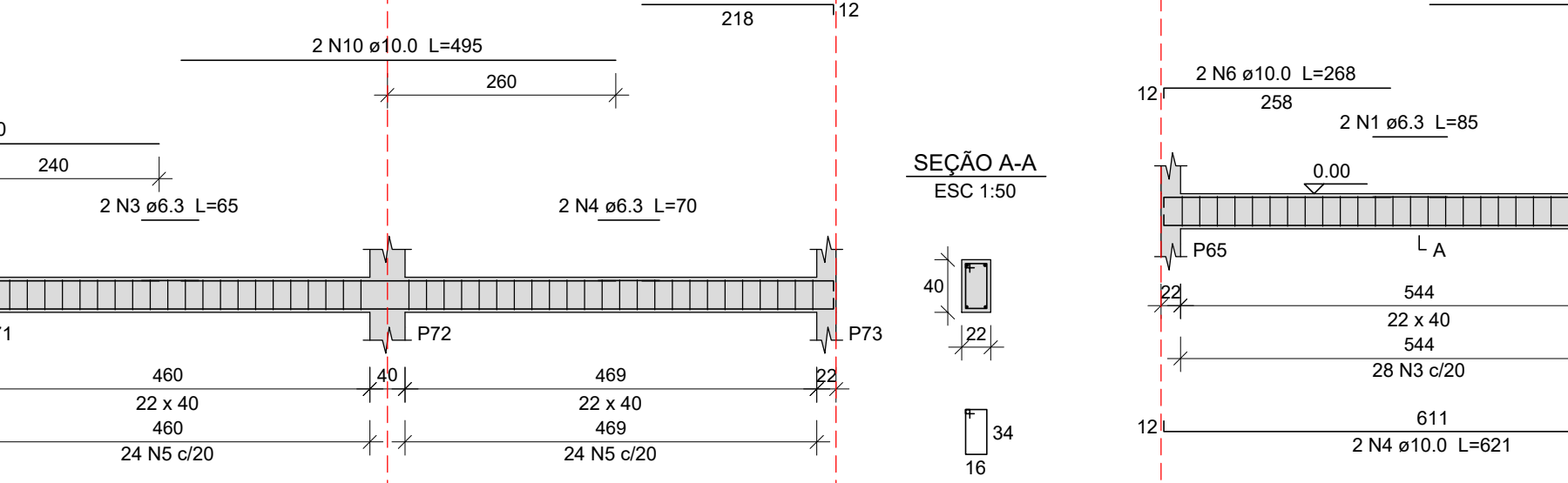
VB31

ESC 1:75



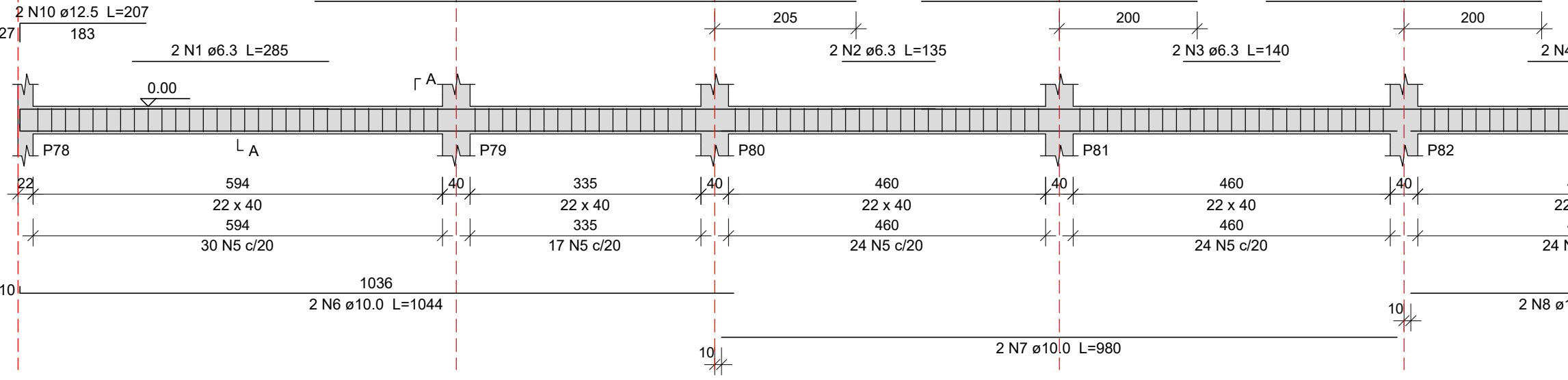
VB32

ESC 1:75



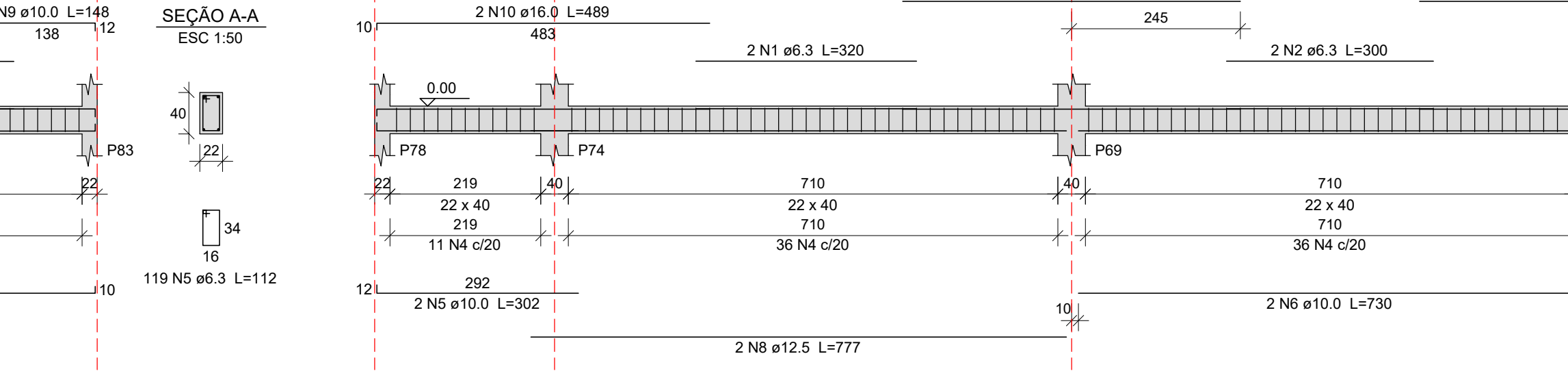
VB34

ESC 1:75



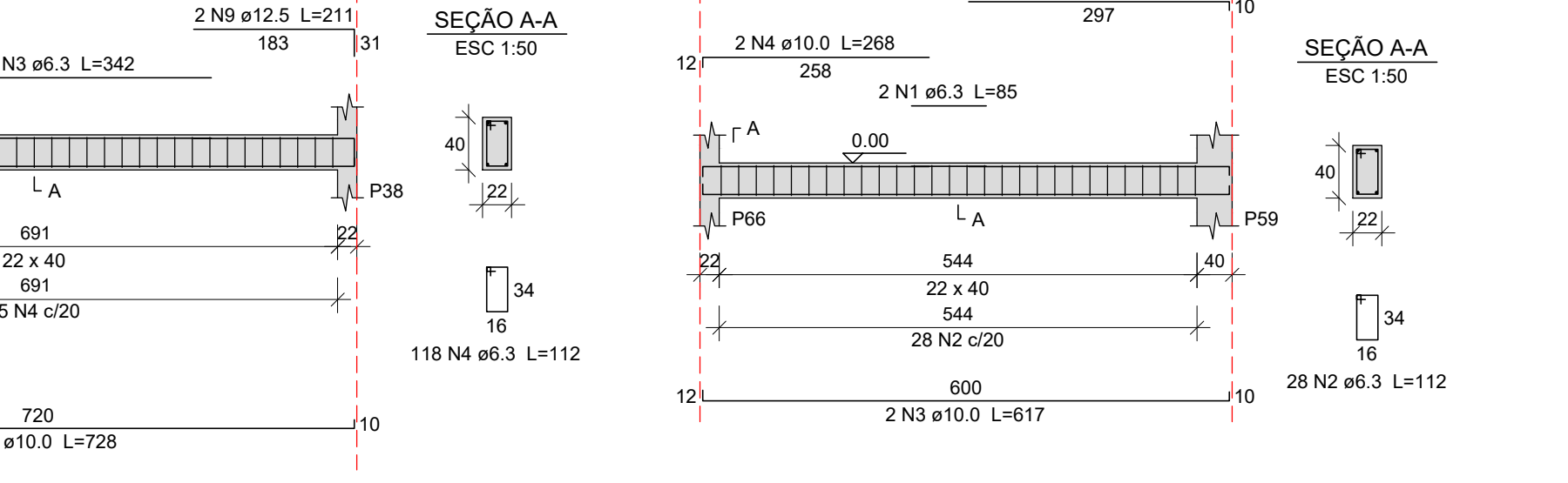
VB40

ESC 1:75



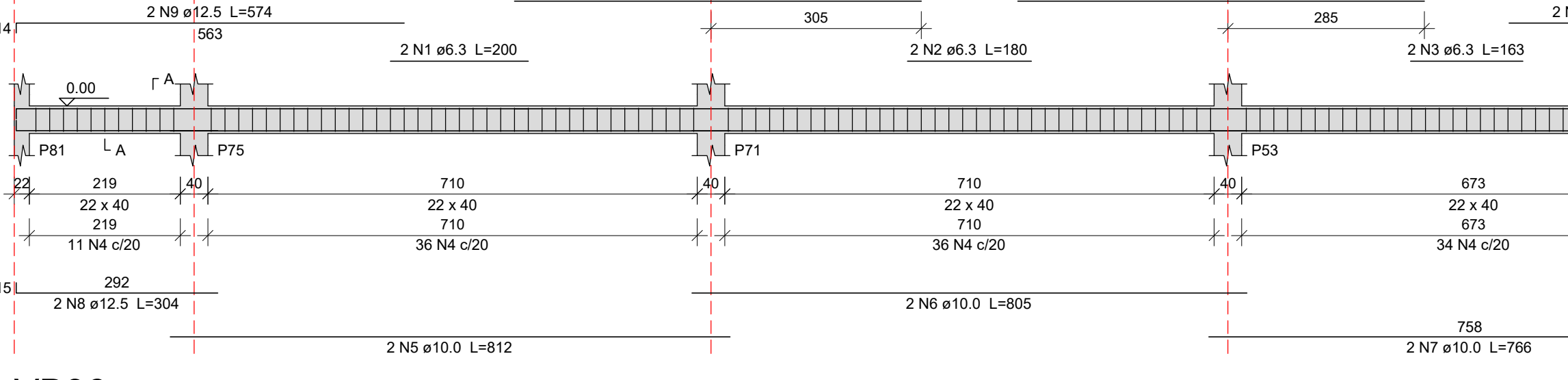
VB41

ESC 1:75



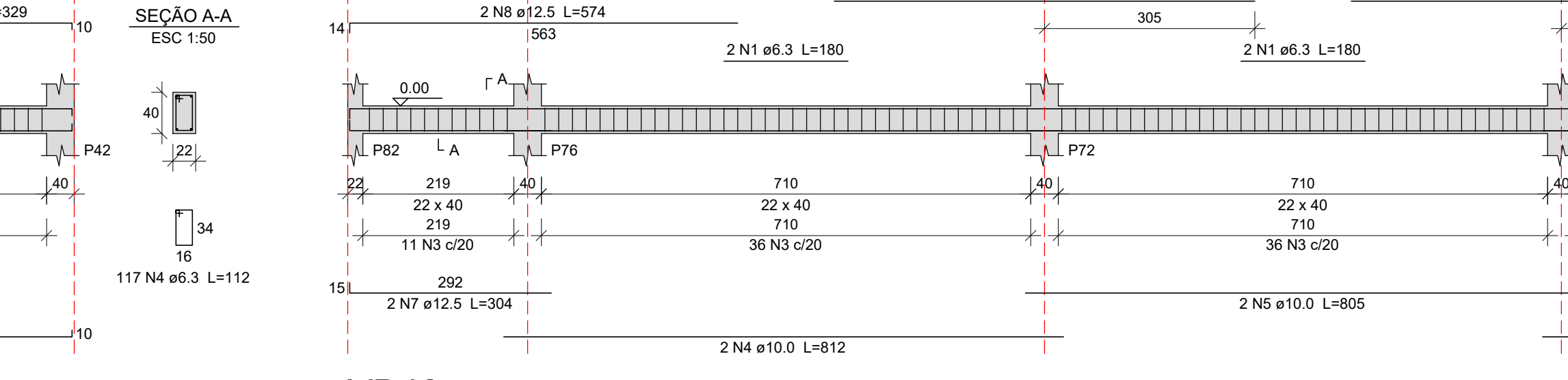
VB35

ESC 1:75



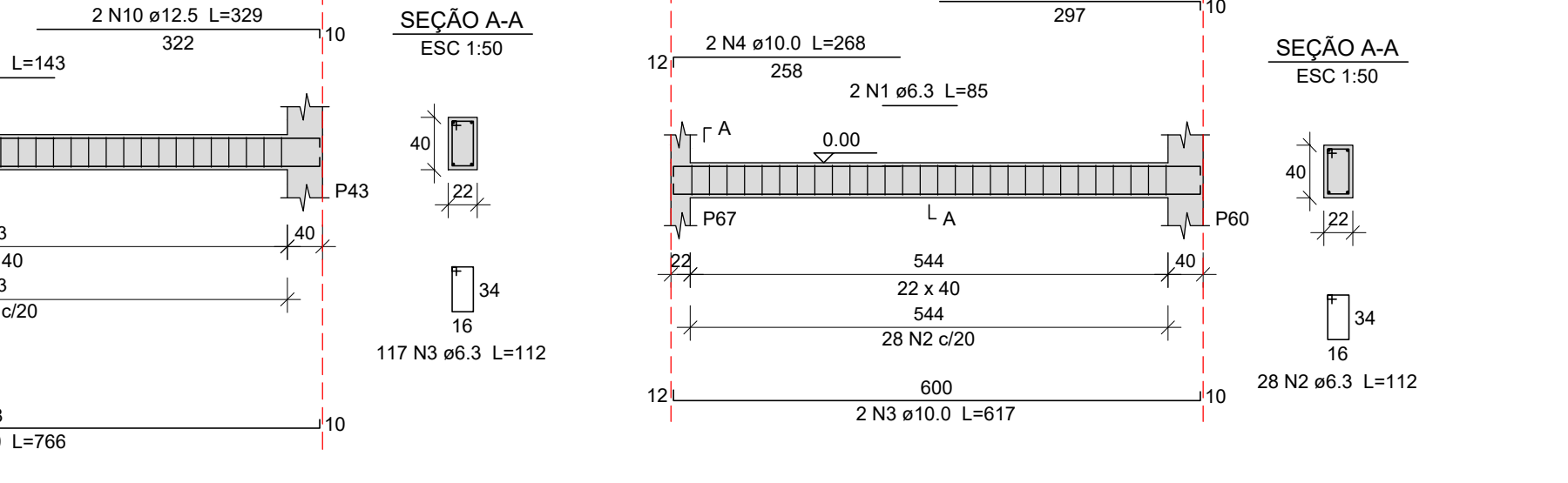
VB42

ESC 1:75



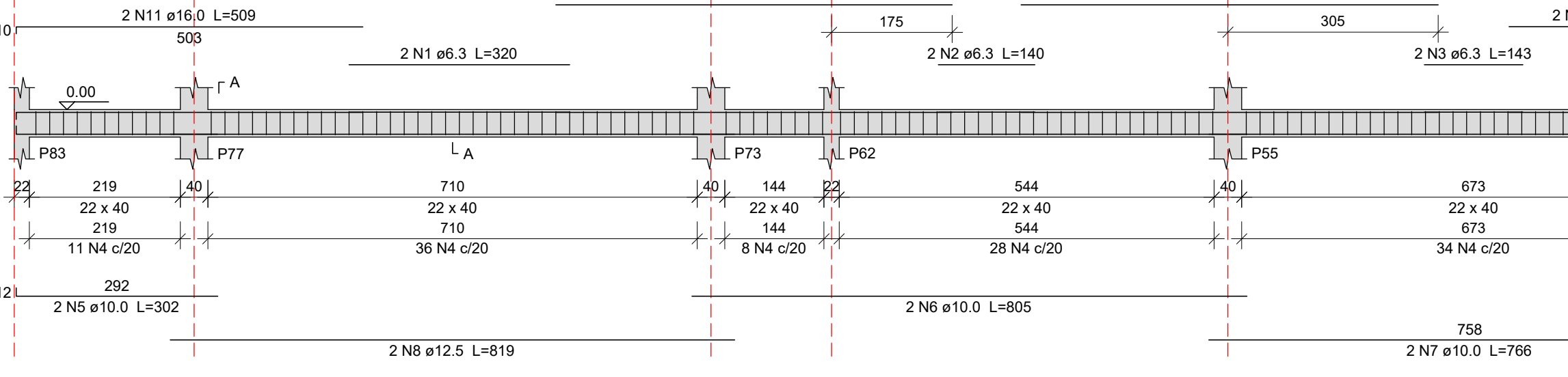
VB36

ESC 1:75



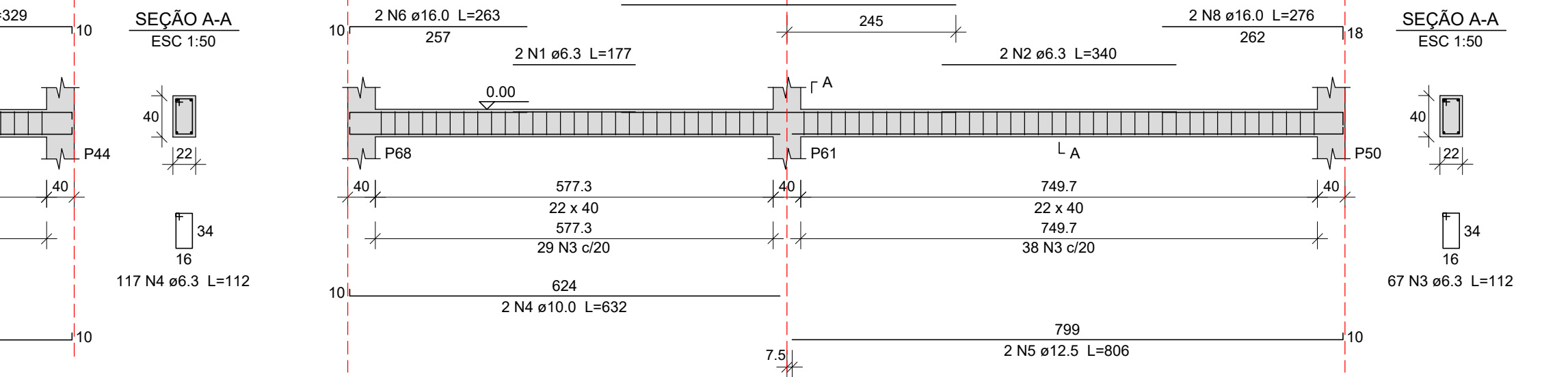
VB36

ESC 1:75



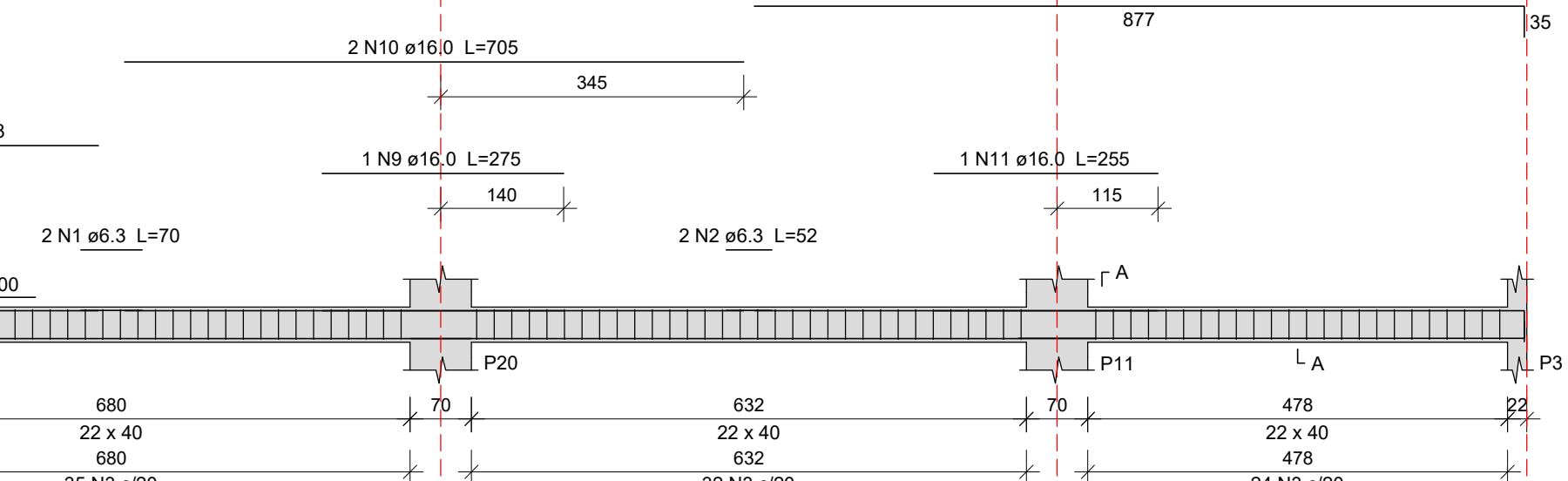
VB44

ESC 1:75



VB37

ESC 1:75



- OBSERVAÇÕES
1) A EXECUÇÃO DA ESTRUTURA DEVE SEGUIR AS PRESCRIÇÕES DA NBR 6118/2014;
2) A DOBRA DAS ARMADURAS DEVERÃO SEGUIR AS PRESCRIÇÕES DA NBR 6118/2014;
3) A LOCAÇÃO DA ESTRUTURA DEVERÁ SER COMPATIBILIZADA COM AS MEDIDAS DO TERRENO E NÃO DEVE SER FEITA ACUMULANDO ERROS;
4) A EXECUÇÃO DA ESTRUTURA DEVERÁ INICIAR APÓS A COMPATIBILIZAÇÃO COM OS PROJETOS ARQUITETÔNICOS E COMPLEMENTARES;
5) AS FORMAS NÃO PODERÃO APRESENTAR DEFORMAÇÕES EXCESSIVAS;
6) A CURA DEVERÁ SER FEITA DURANTE OS SETE PRIMEIROS DIAS A PARTIR DO LANÇAMENTO DO CONCRETO, DEVENDO SER RIGOROSAMENTE INSPECIONADO;
7) QUALQUER ALTERAÇÃO DE RESISTÊNCIA OU DIMENSÕES DEVERÃO SER COMUNICADAS;
8) O CONCRETO DEVERÁ SER DOSADO SEGUINDO A SUA RESISTÊNCIA AOS 28 DIAS (fck);
9) CASO SEJA NECESSÁRIO EMENDA DE BARRAS NÃO ESPECIFICADA NESTE PROJETO ESTA DEVERÁ SER FEITA CONFORME AS ESPECIFICAÇÕES DO ITEM 9 DA NBR 6118/2014;
10) DIMENSÕES DAS BITOLAS EM mm. COTAS EM cm.

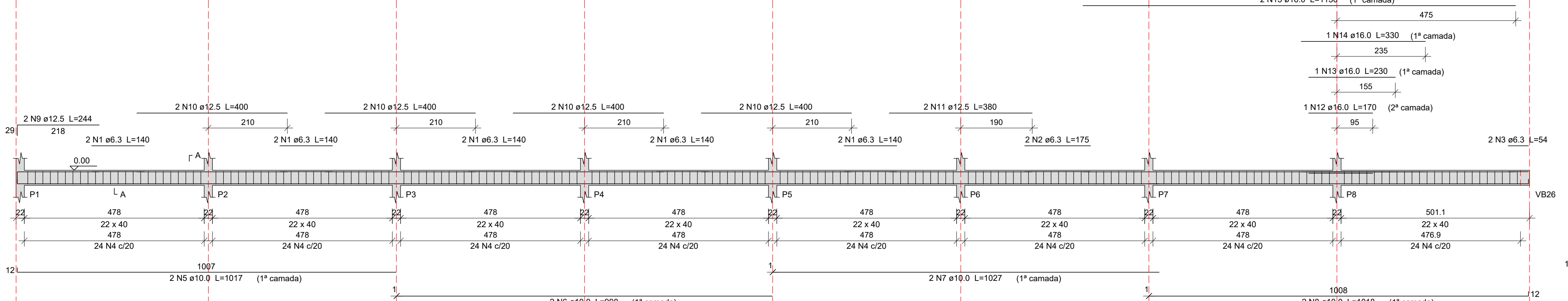
ESPECIFICAÇÕES DE PROJETO (NBR-6118: 2014)
COBRIMENTOS (CAA II)
RESISTÊNCIAS DO CONCRETO
PILARES: 3.0 cm
RESISTÊNCIA: C40 Fck = 40 MPa

TABELA DE TRASPASSE (mínimo)
Ø 6.3mm
Ø 8.0mm
Ø 10mm
Ø 12.5mm
Ø 16mm
Ø 20mm

PROJETO ESTRUTURAL
EDIFICAÇÃO COMERCIAL
LOCAL: Av. Padre Cacique esquina Otávio Dutra
Porto Alegre - RS
RESPONSÁVEIS TÉCNICOS: Acad. Marcos Wilson Ogata
DESCRÇÃO: Detalhamento das armaduras Vigas do pavimento baldrame 1/2
PRANCHA 02/24
PROPRIETÁRIO: Universidade Federal do Rio Grande do Sul

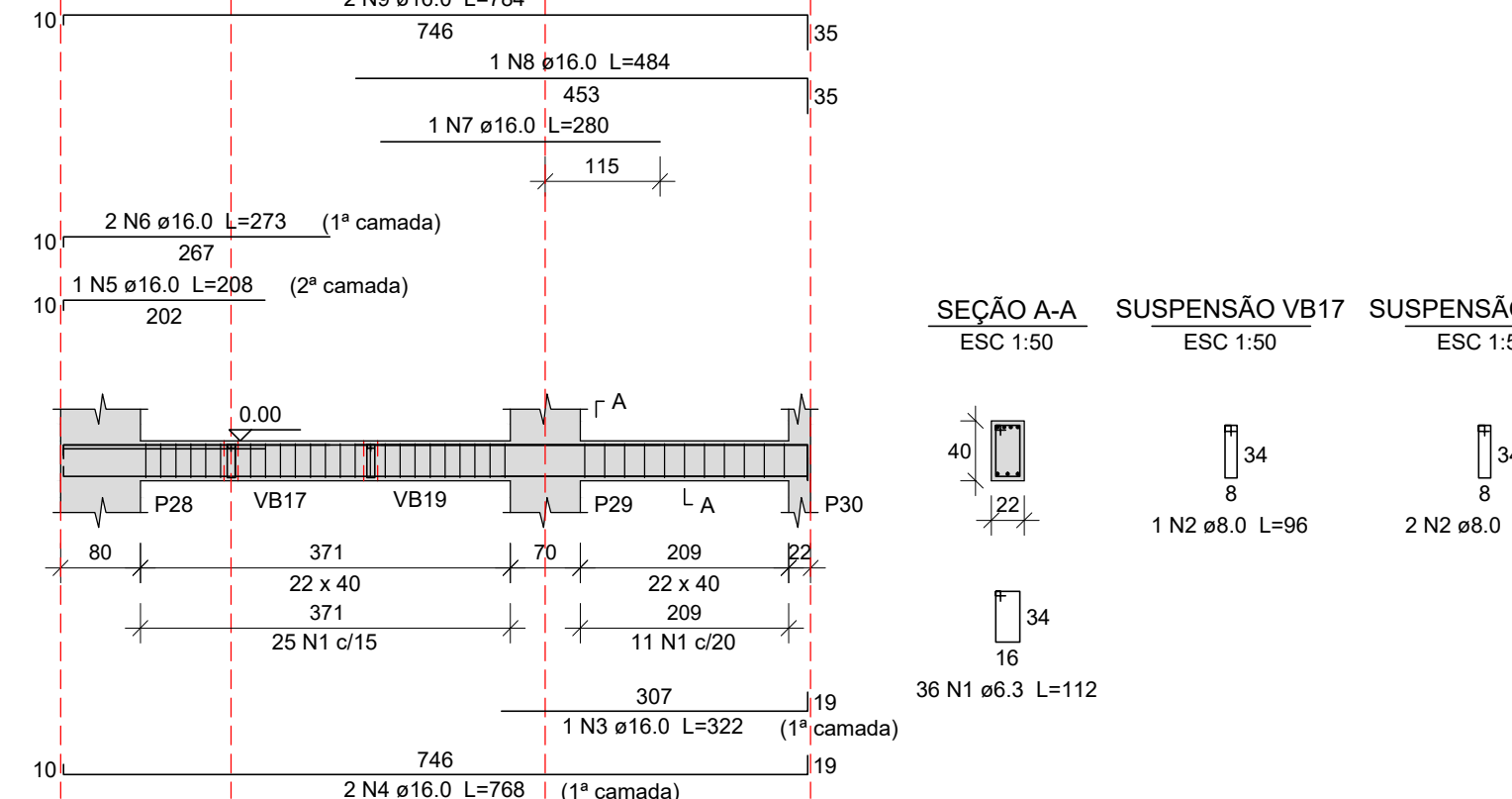
VB01

ESC 1/75



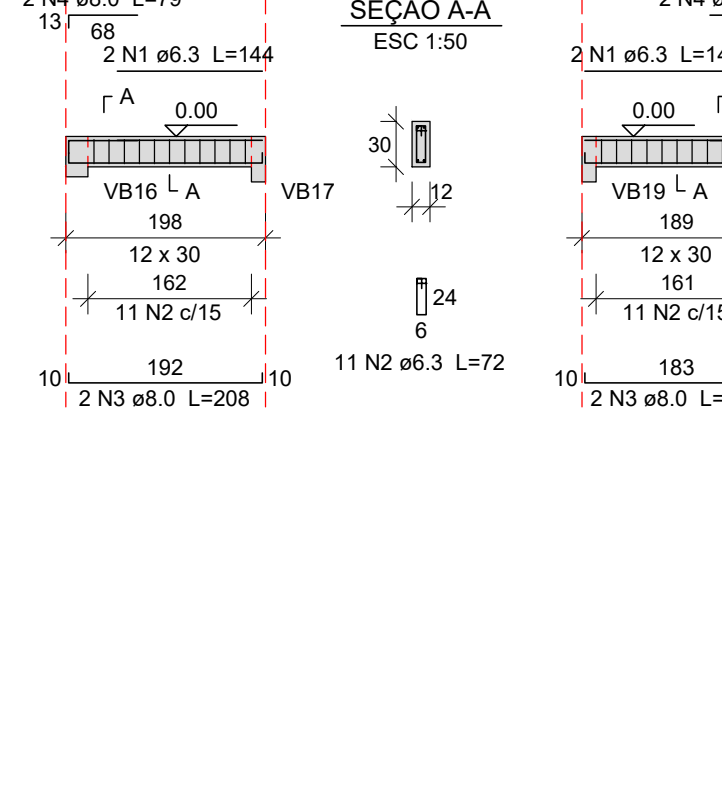
VB04

ESC 1/75



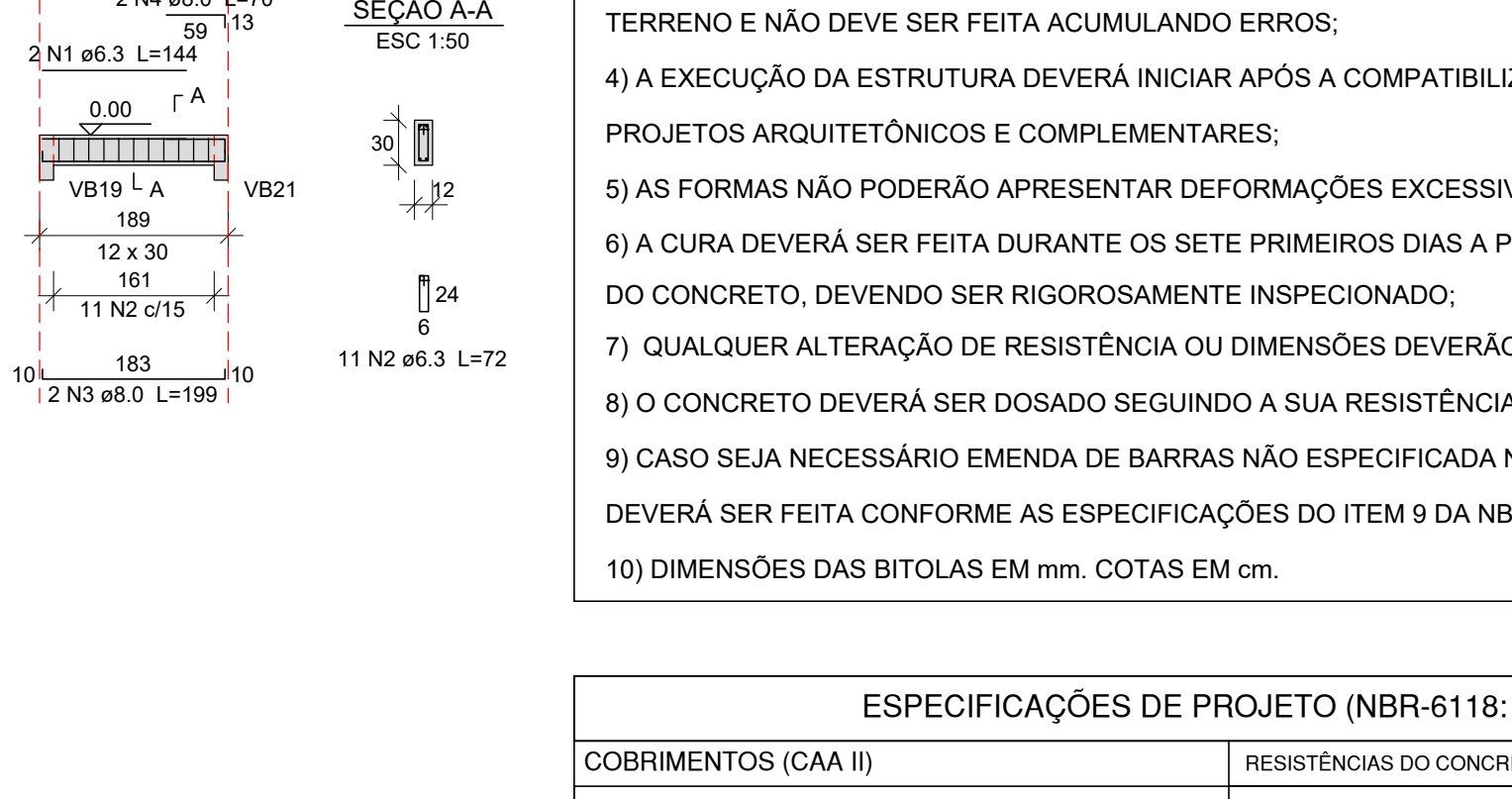
VB05

ESC 1/75



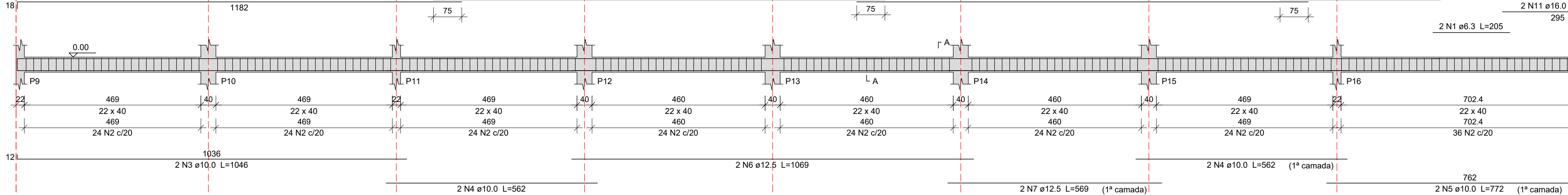
VB06

ESC 1/75



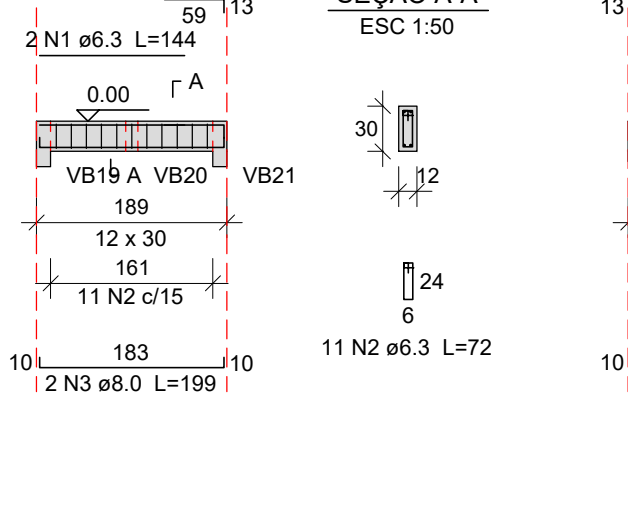
VB02

ESC 1/75



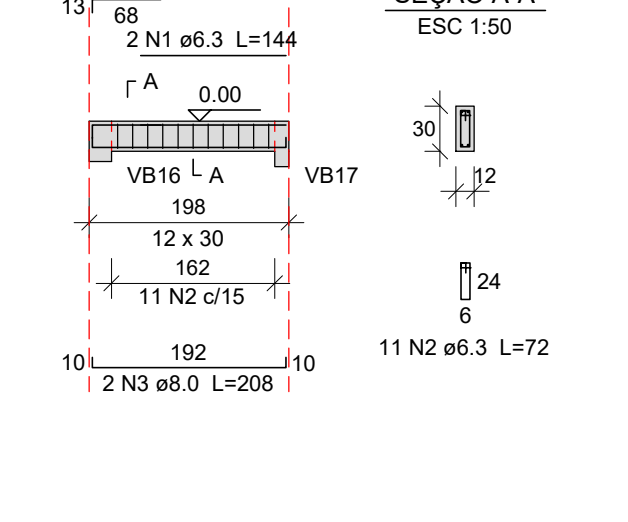
VB07

ESC 1/75



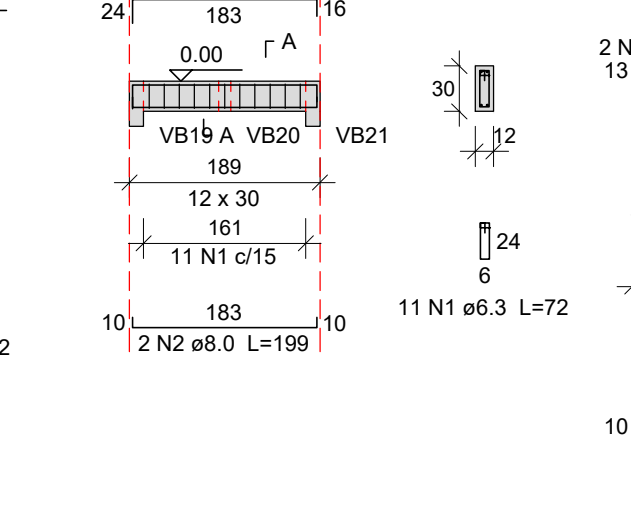
VB08

ESC 1/75



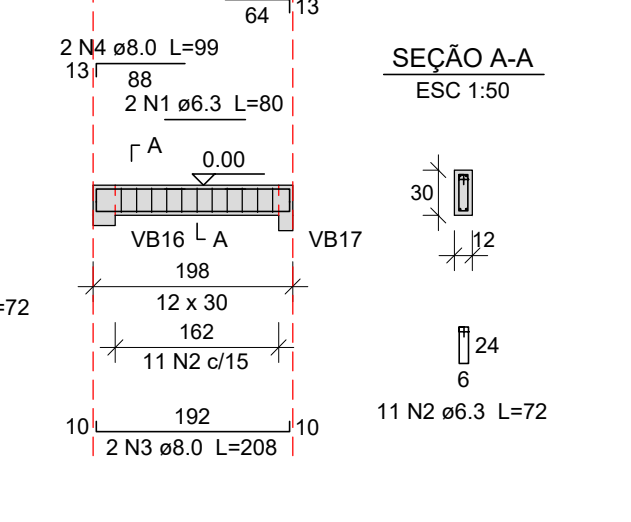
VB09

ESC 1/75



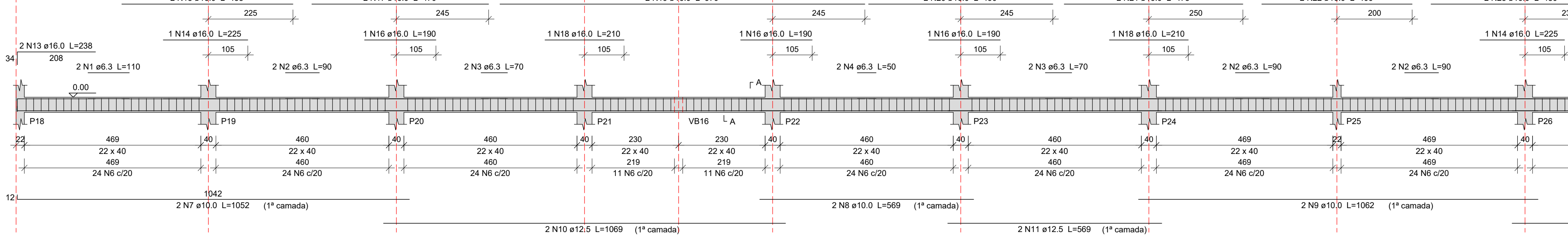
VB10

ESC 1/75



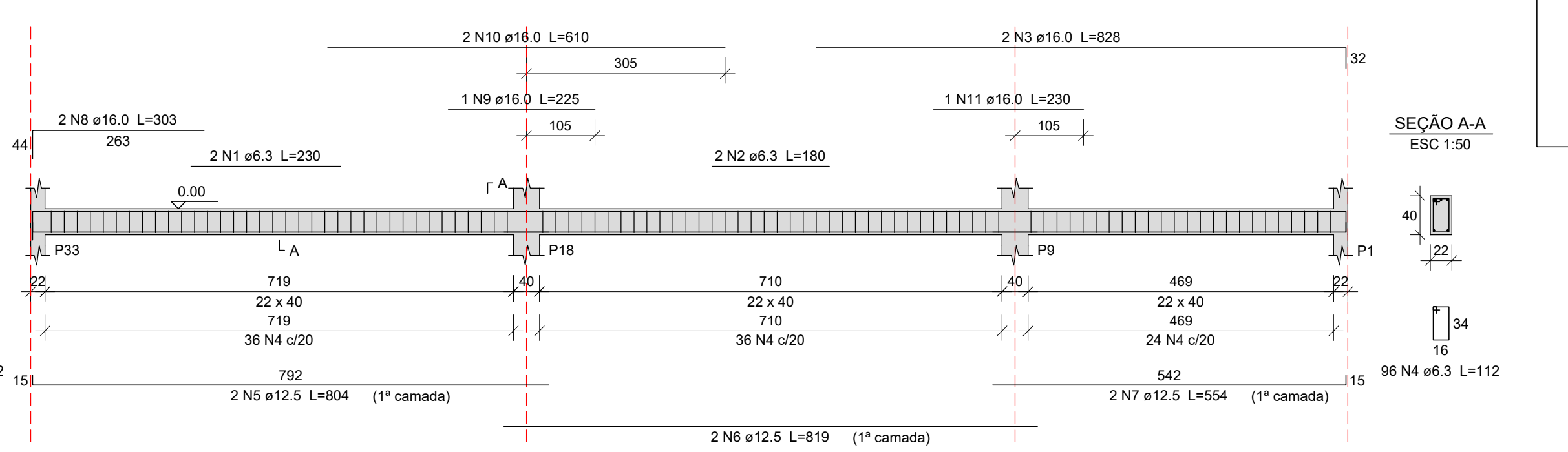
VB03

ESC 1/75



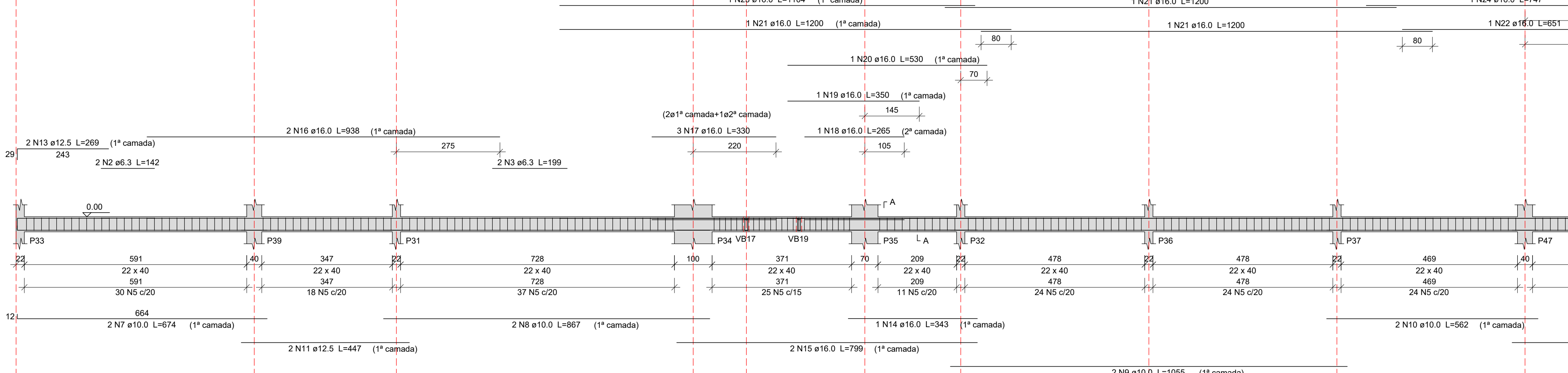
VB12

ESC 1/75



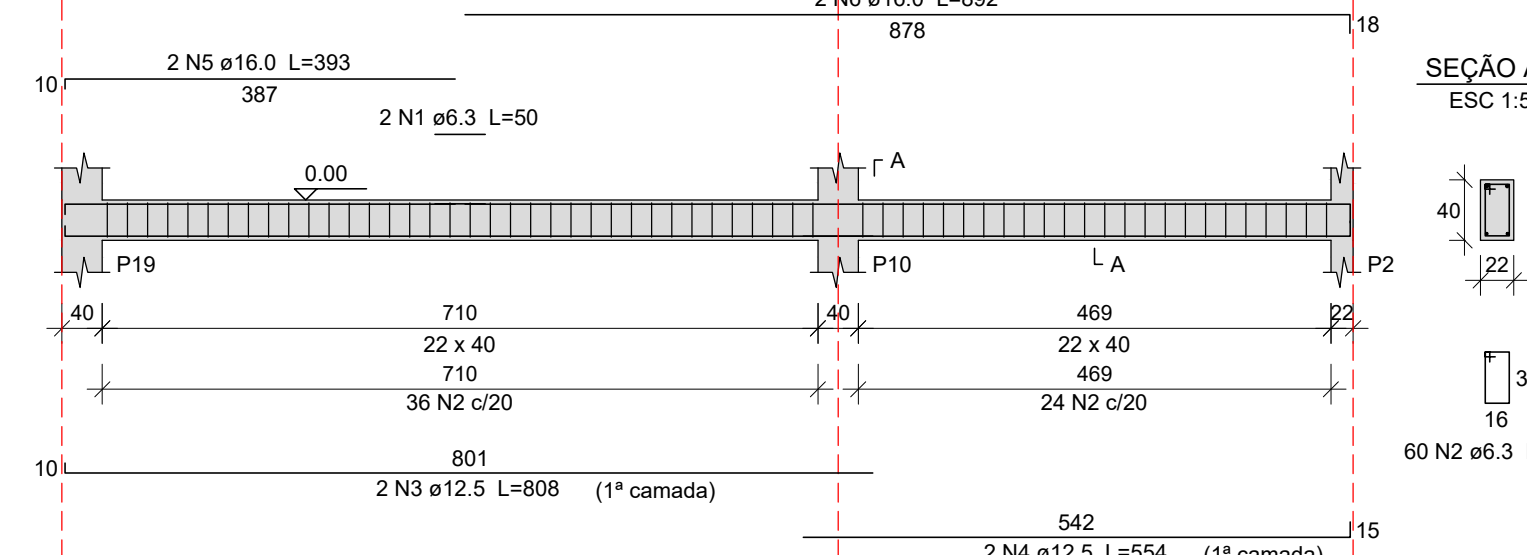
VB11

ESC 1/75



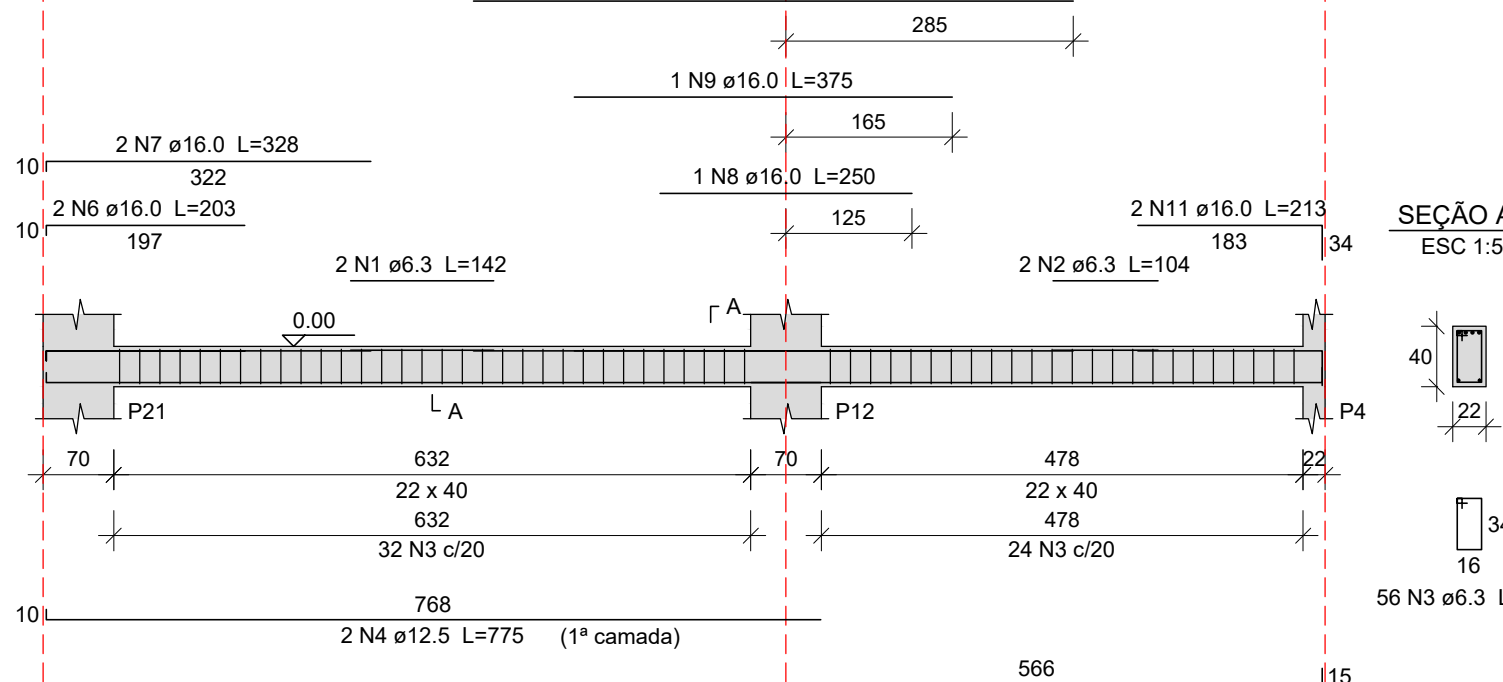
VB13

ESC 1/75



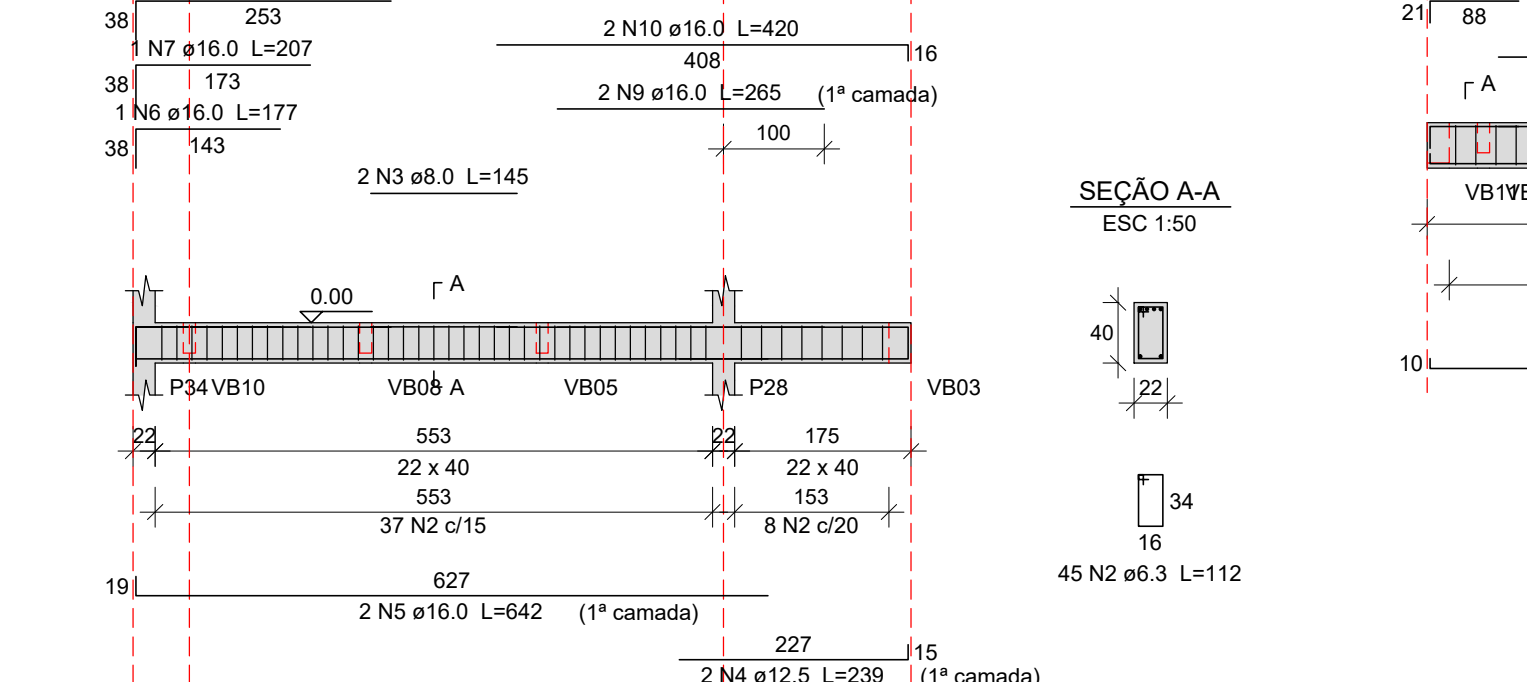
VB15

ESC 1/75



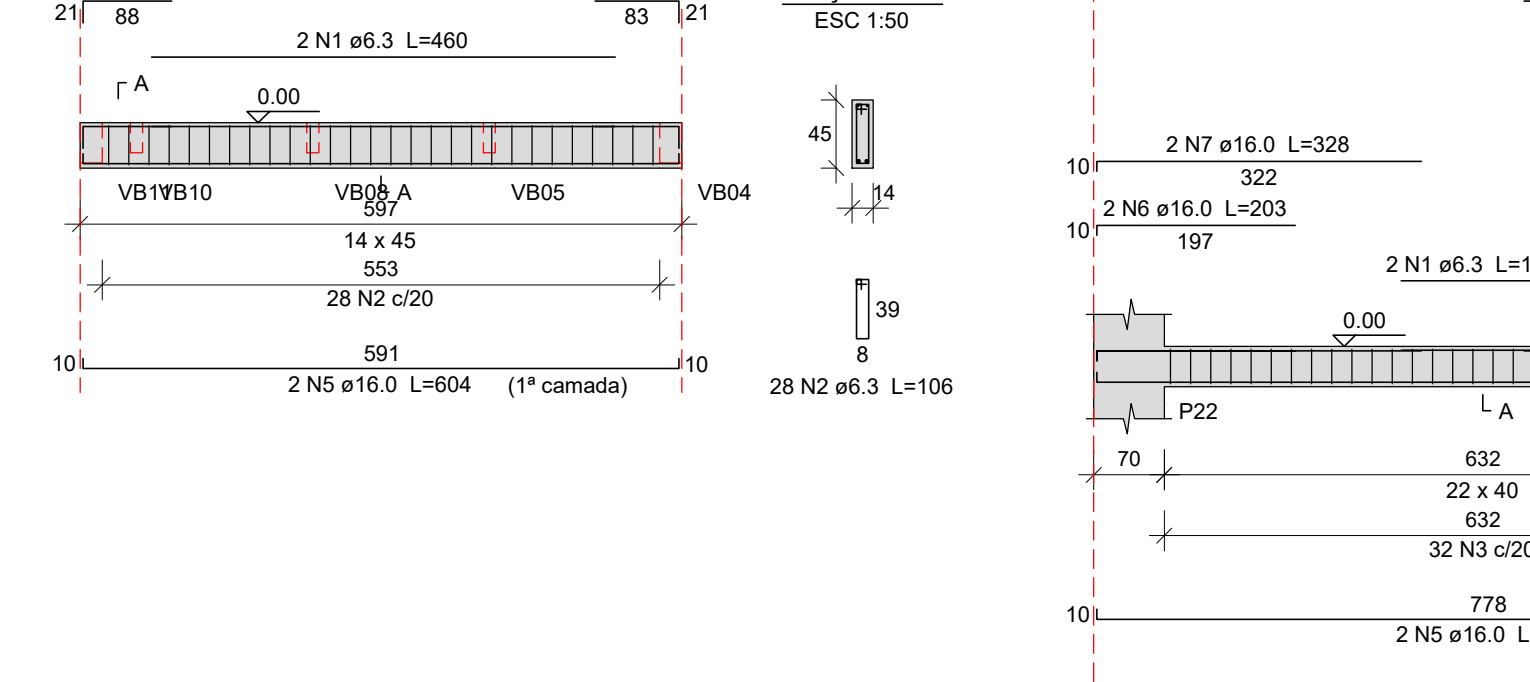
VB16

ESC 1/75



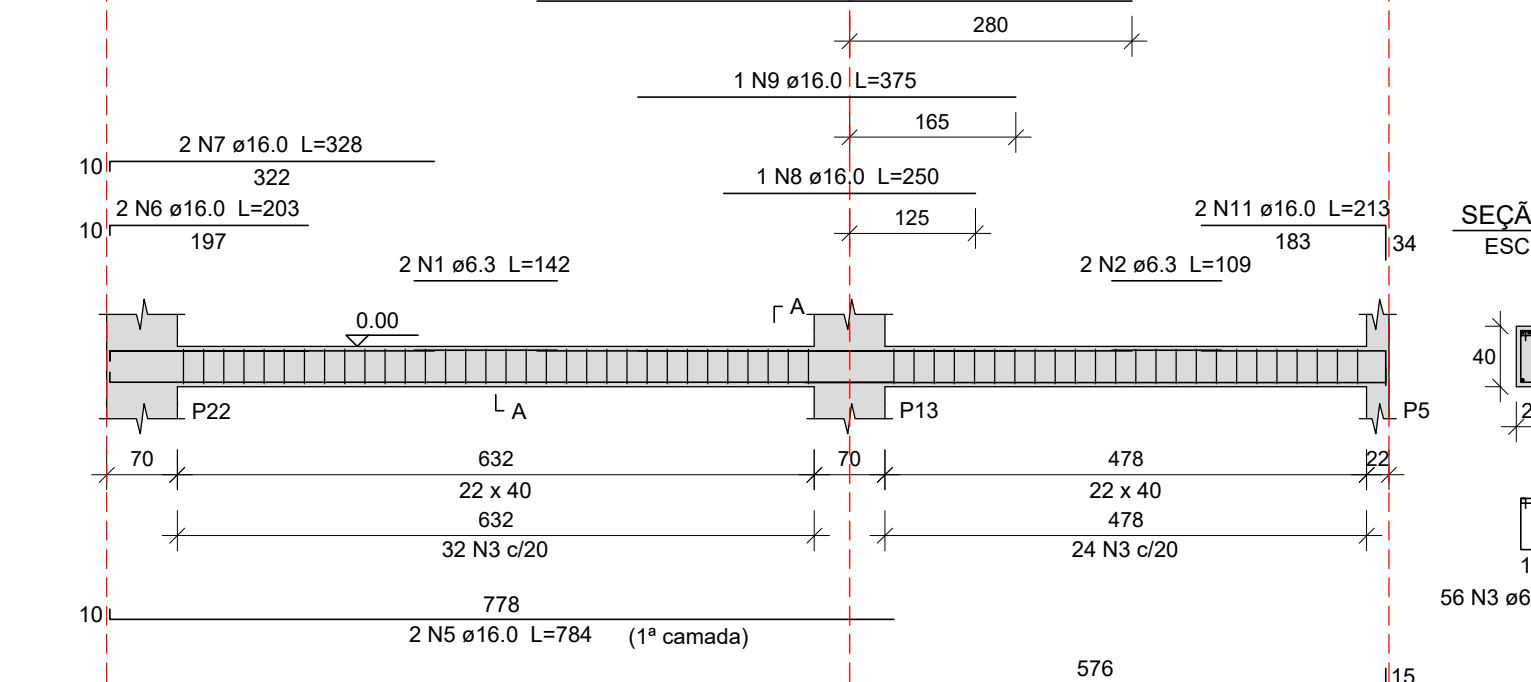
VB17

ESC 1/75



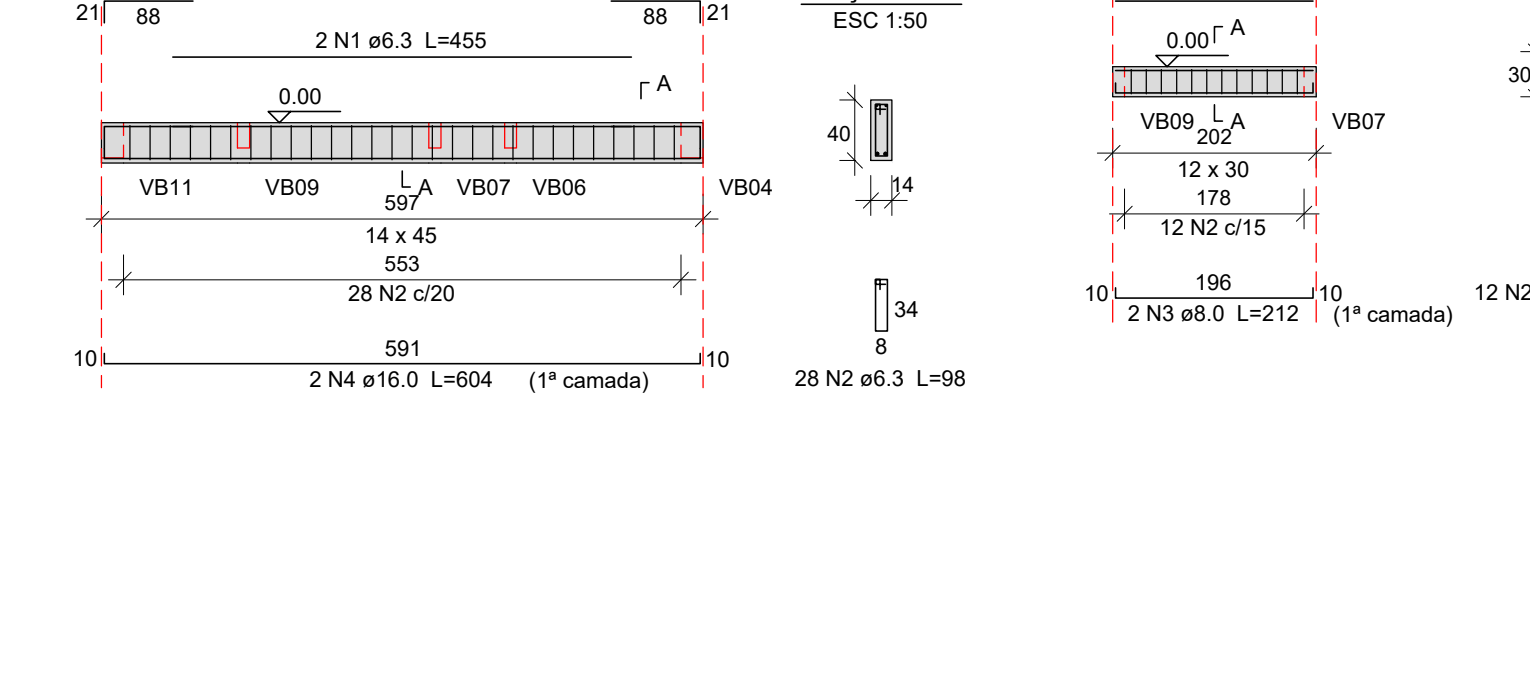
VB18

ESC 1/75



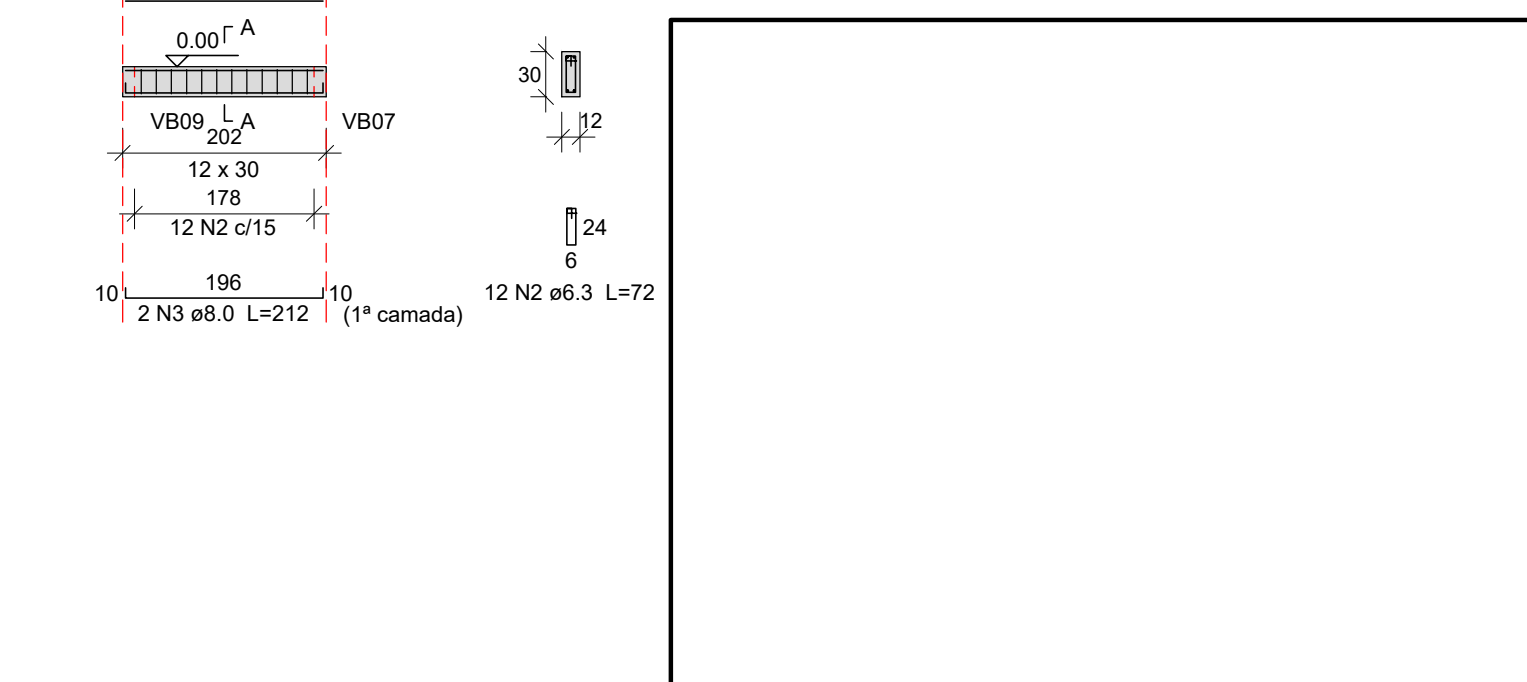
VB19

ESC 1/75



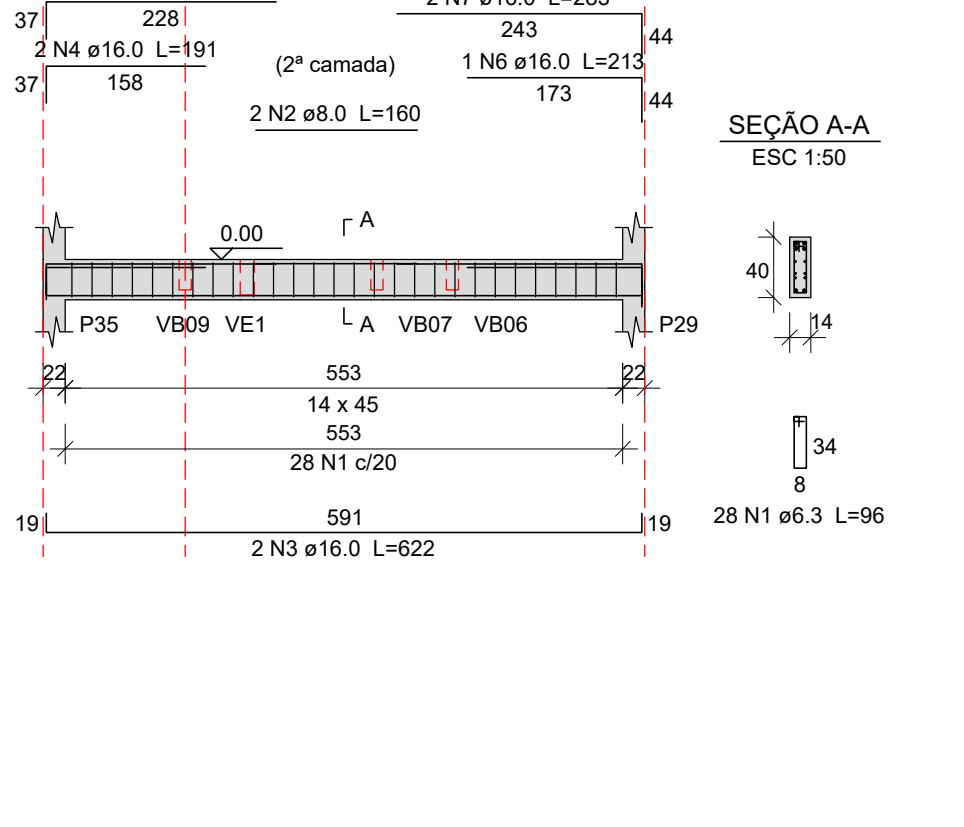
VB20

ESC 1/75



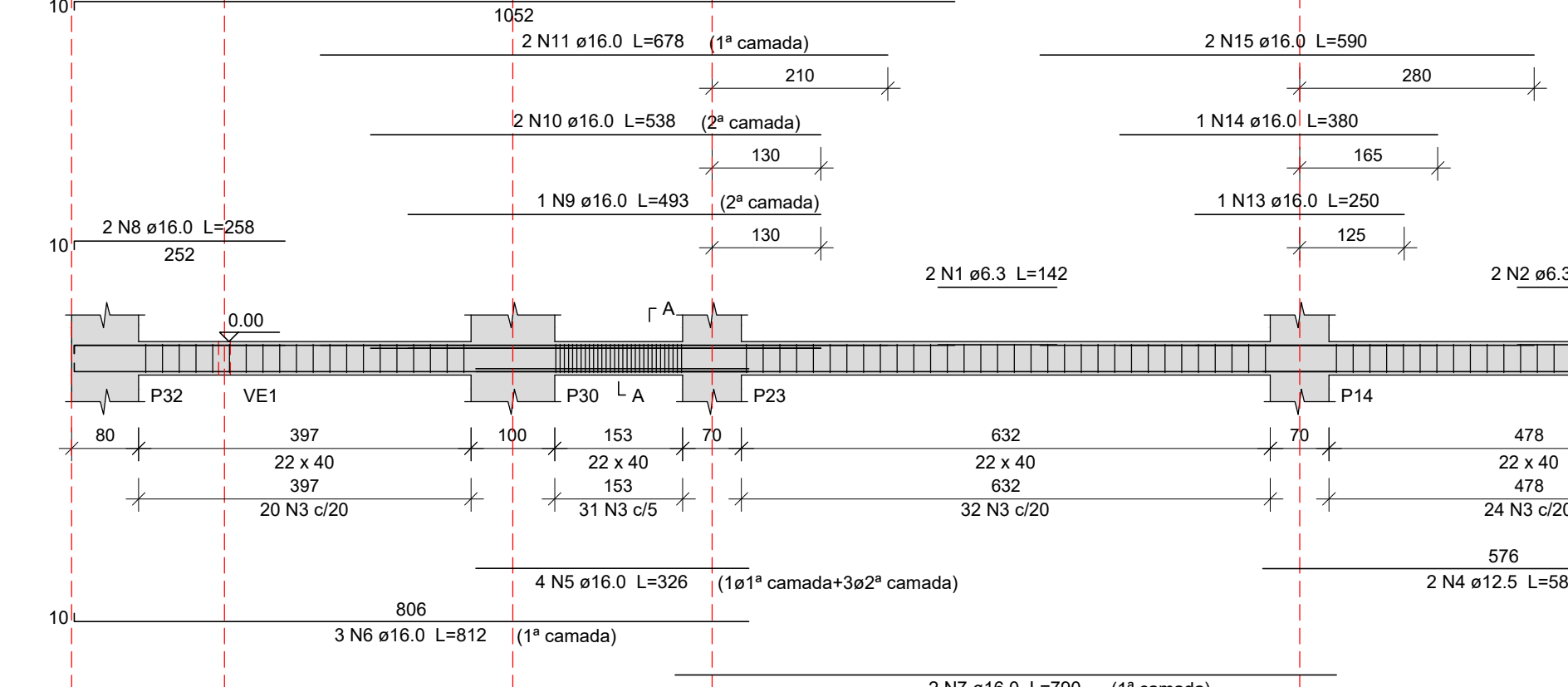
VB21

ESC 1/75



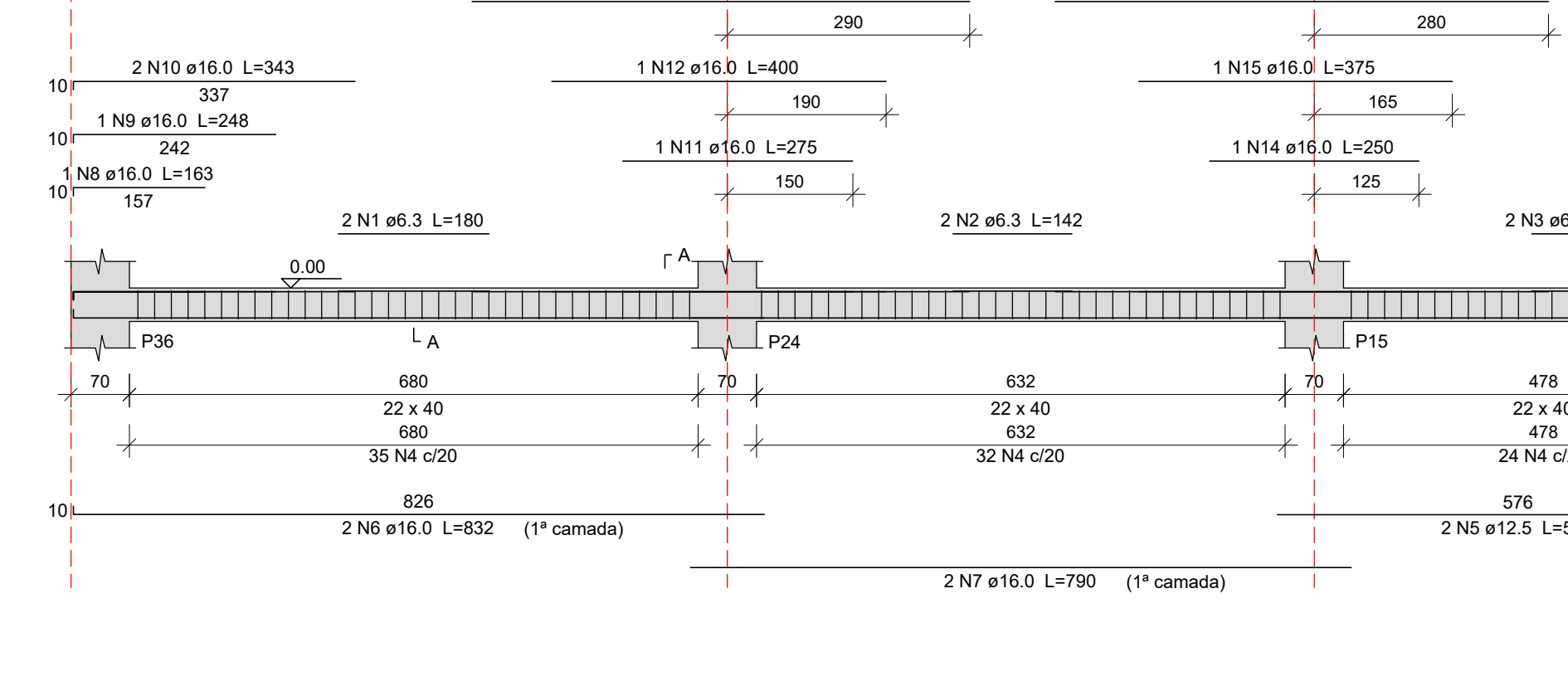
VB22

ESC 1/75



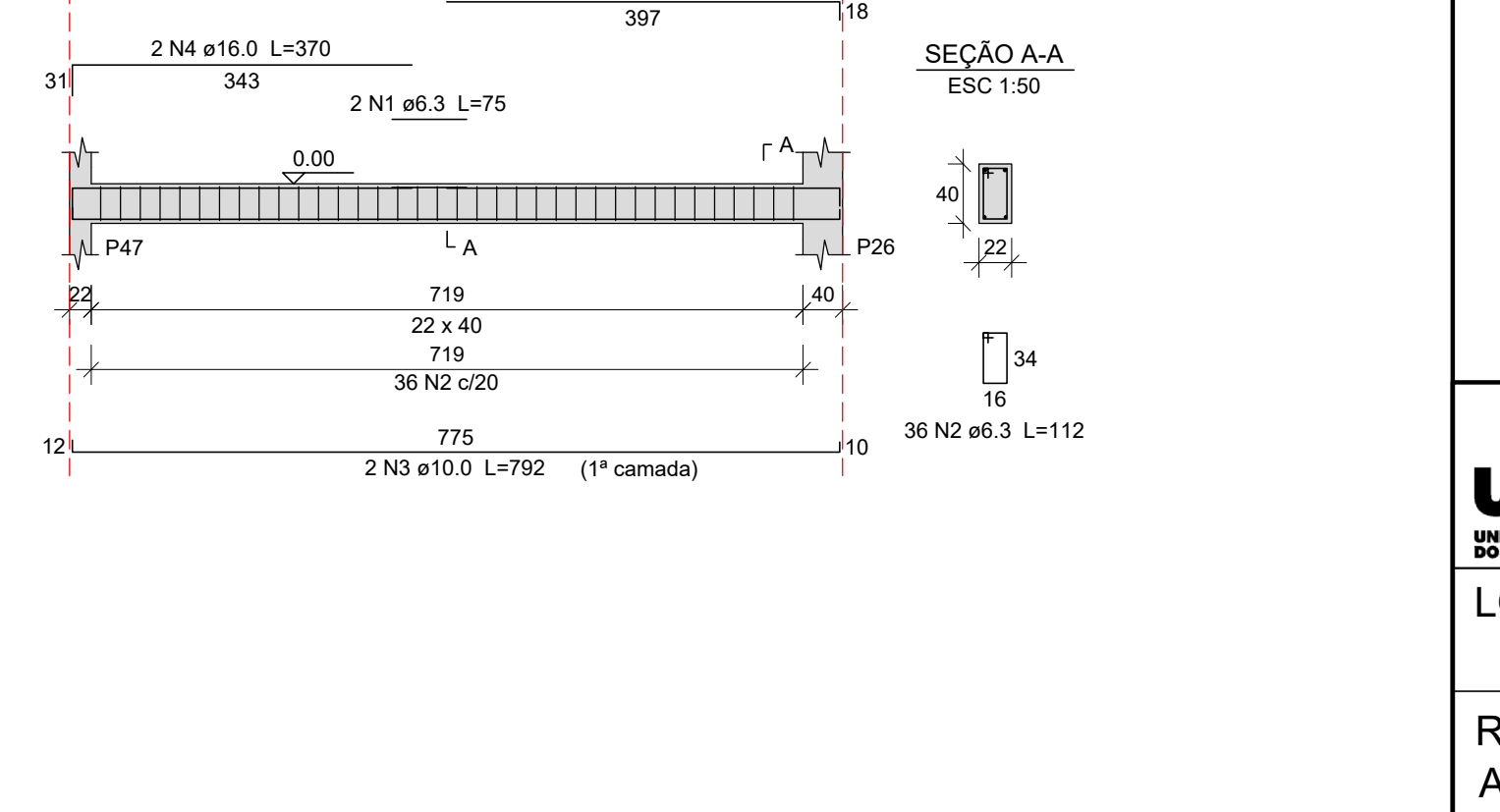
VB23

ESC 1/75



VB25

ESC 1/75

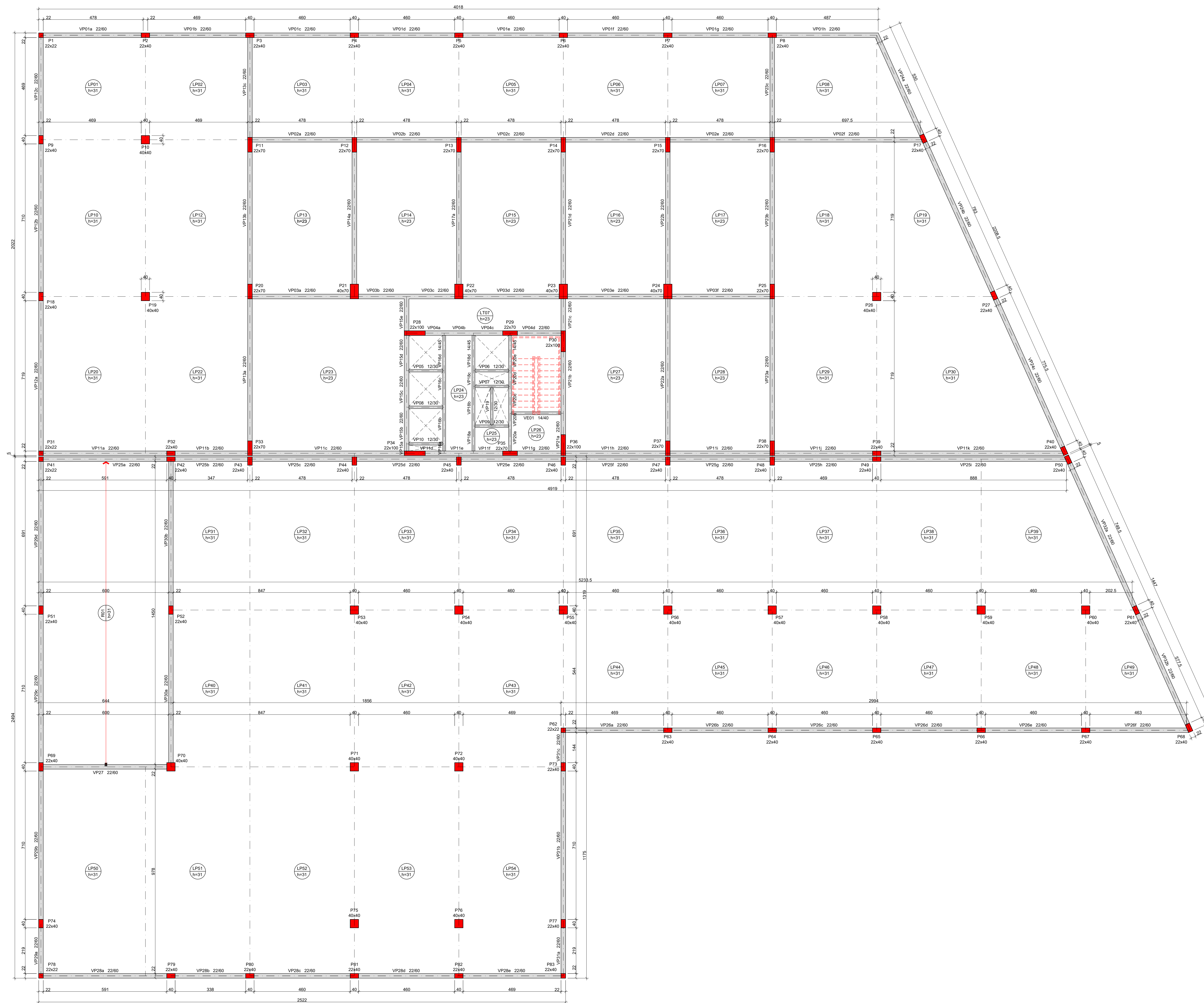


- OBSERVAÇÕES
1) A EXECUÇÃO DA ESTRUTURA DEVE SEGUIR AS PRESCRIÇÕES DA NBR 6118/2014;
2) A DOBRA DAS ARMADURAS DEVERÁ SEGUIR AS PRESCRIÇÕES DA NBR 6118/2014;
3) A LOCAÇÃO DA ESTRUTURA DEVERÁ SER COMPATIBILIZADA COM AS MEDIDAS DO TERRENO E NÃO DEVE SER FEITA ACUMULANDO ERROS;
4) A EXECUÇÃO DA ESTRUTURA DEVERÁ INICIAR APÓS A COMPATIBILIZAÇÃO COM OS PROJETOS ARQUITETÔNICOS E COMPLEMENTARES;
5) AS FORMAS NÃO PODERÃO APRESENTAR DEFORMAÇÕES EXCESSIVAS;
6) A CURA DEVERÁ SER FEITA DURANTE OS SETE PRIMEIROS DIAS A PARTIR DO LANÇAMENTO DO CONCRETO, DEVENDO SER RIGOROSAMENTE INSPECIONADO;
7) QUALQUER ALTERAÇÃO DE RESISTÊNCIA OU DIMENSÕES DEVERÁ SER COMUNICADA;
8) O CONCRETO DEVERÁ SER DOSADO SEGUINDO A SUA RESISTÊNCIA AOS 28 DIAS (fck);
9) CASO SEJA NECESSÁRIO EMENDA DE BARRAS NÃO ESPECIFICADA NESTE PROJETO ESTA DEVERÁ SER FEITA CONFORME AS ESPECIFICAÇÕES DO ITEM 9 DA NBR 6118/2014;
10) DIMENSÕES DAS BITOLAS EM mm. COTAS EM cm.

ESPECIFICAÇÕES DE PROJETO (NBR-6118: 2014)
COBRIMENTOS (CAA II) RESISTÊNCIAS DO CONCRETO
PILARES: 3.0 cm PILARES: C40 Fck = 40 MPa
VIGAS: 3.0 cm VIGAS: C40 Fck = 40 MPa
LAJES: 2.5 cm LAJES: C40 Fck = 40 MPa
ESCALADA: 2.5 cm ESCALADA: C25 Fck = 25 MPa

TABELA DE TRASPASSE (mínimo)
Ø 6.3mm
Ø 8.0mm
Ø 10mm
Ø 12.5mm
Ø 16mm
Ø 20mm

PROJETO ESTRUTURAL
EDIFICAÇÃO COMERCIAL
LOCAL: Av. Padre Cacique esquina Otávio Dutra
Porto Alegre - RS
RESPONSÁVEIS TÉCNICOS: Acad. Marcos Wilson Ogata
DATA: 28/11/19
DESCRÇÃO: Detalhamento das armaduras
Vigas do pavimento baldrame 2/2
PRANCHA 03/24
PROPRIETÁRIO: Universidade Federal do Rio Grande do Sul



PLANTA DE GEOMETRIA - PAVIMENTO PILOTIS
ESCALA 1/50

- OBSERVAÇÕES**
- 1) A EXECUÇÃO DA ESTRUTURA DEVE SEGUIR AS PRESCRIÇÕES DA NBR 6118/2014;
 - 2) A DOBRA DAS ARMADURAS DEVERÃO SEGUIR AS PRESCRIÇÕES DA NBR 6118/2014;
 - 3) A LOCAÇÃO DA ESTRUTURA DEVERÁ SER COMPATIBILIZADA COM AS MEDIDAS DO TERRENO E NÃO DEVE SER FEITA ACUMULANDO ERROS;
 - 4) A EXECUÇÃO DA ESTRUTURA DEVERÁ INICIAR APÓS A COMPATIBILIZAÇÃO COM OS PROJETOS ARQUITETÔNICOS E COMPLEMENTARES;
 - 5) AS FORMAS NÃO PODERÃO APRESENTAR DEFORMAÇÕES EXCESSIVAS;
 - 6) A CURA DEVERÁ SER FEITA DURANTE OS SETE PRIMEIROS DIAS A PARTIR DO LANÇAMENTO DO CONCRETO, DEVENDO SER RIGOROSAMENTE INSPECIONADO;
 - 7) QUALQUER ALTERAÇÃO DE RESISTÊNCIA OU DIMENSÕES DEVERÁ SER COMUNICADAS;
 - 8) O CONCRETO DEVERÁ SER DOSADO SEGUINDO A SUA RESISTÊNCIA AOS 28 DIAS (fck);
 - 9) CASO SEJA NECESSÁRIO EMENDA DE BARRAS NÃO ESPECIFICADA NESTE PROJETO ESTA DEVERÁ SER FEITA CONFORME AS ESPECIFICAÇÕES DO ITEM 9 DA NBR 6118/2014;
 - 10) DIMENSÕES DAS BITOLAS EM mm. COTAS EM cm.

ESPECIFICAÇÕES DE PROJETO (NBR-6118: 2014)

COBRIMENTOS (CAA II)	RESISTÊNCIAS DO CONCRETO
PILARES: 3.0 cm	PILARES: C40 Fck = 40 MPa
VIGAS: 3.0 cm	VIGAS: C40 Fck = 40 MPa
LAJES: 2.5 cm	LAJES: C40 Fck = 40 MPa
ESCALADA: 2.5 cm	ESCALADA: C25 Fck = 25 MPa

PROJETO ESTRUTURAL
EDIFICAÇÃO COMERCIAL

LOCAL: Av. Padre Caciague esquina Otávio Dutra
Porto Alegre - RS

RESPONSÁVEIS TÉCNICOS:
Acad. Marcos Wilson Ogata

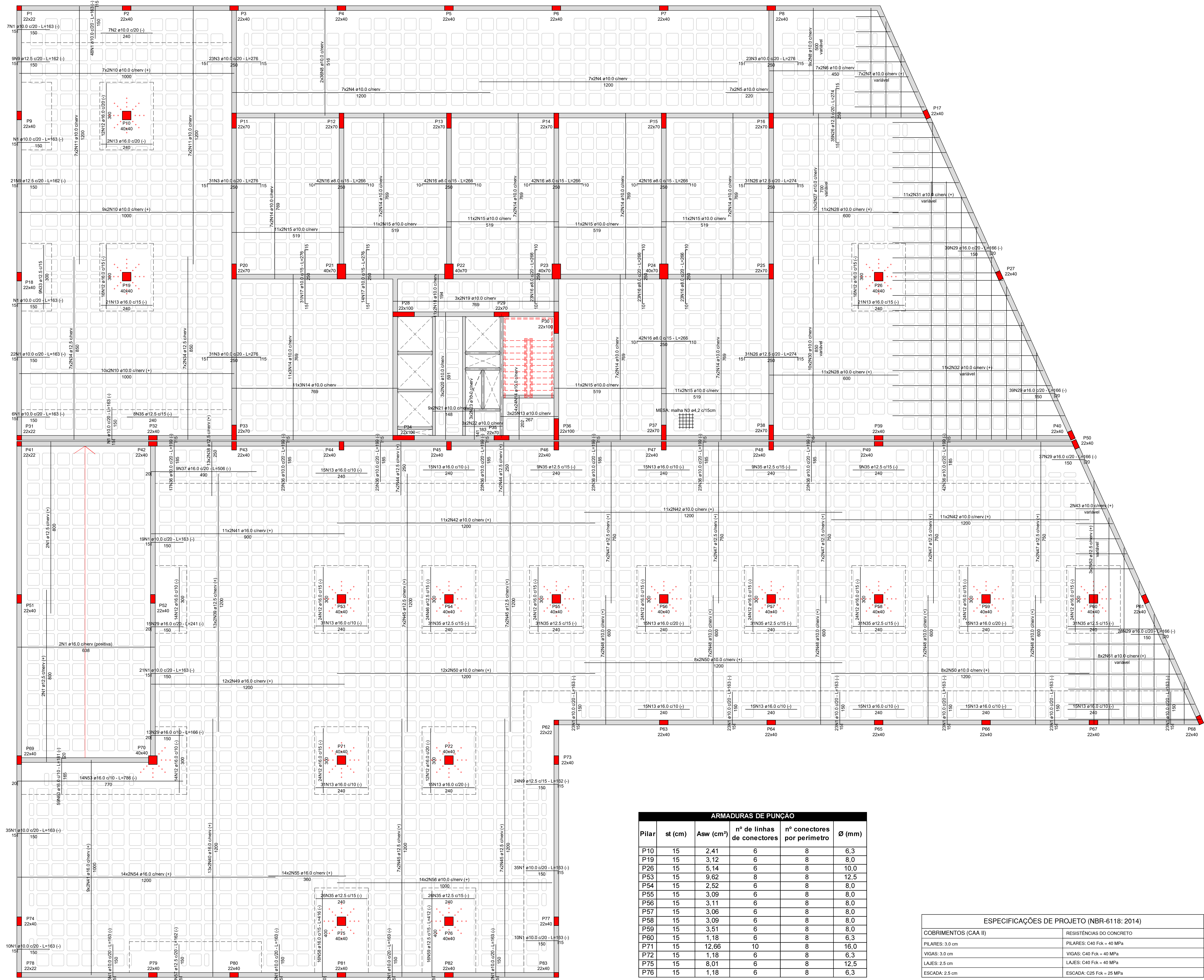
DESCRIÇÃO:
Planta de geometria
Pavimento pilotis

ESCALA indicada

DATA:
28/11/19

PRANCHA
04/24

PROPRIETÁRIO: Universidade Federal do Rio Grande do Sul



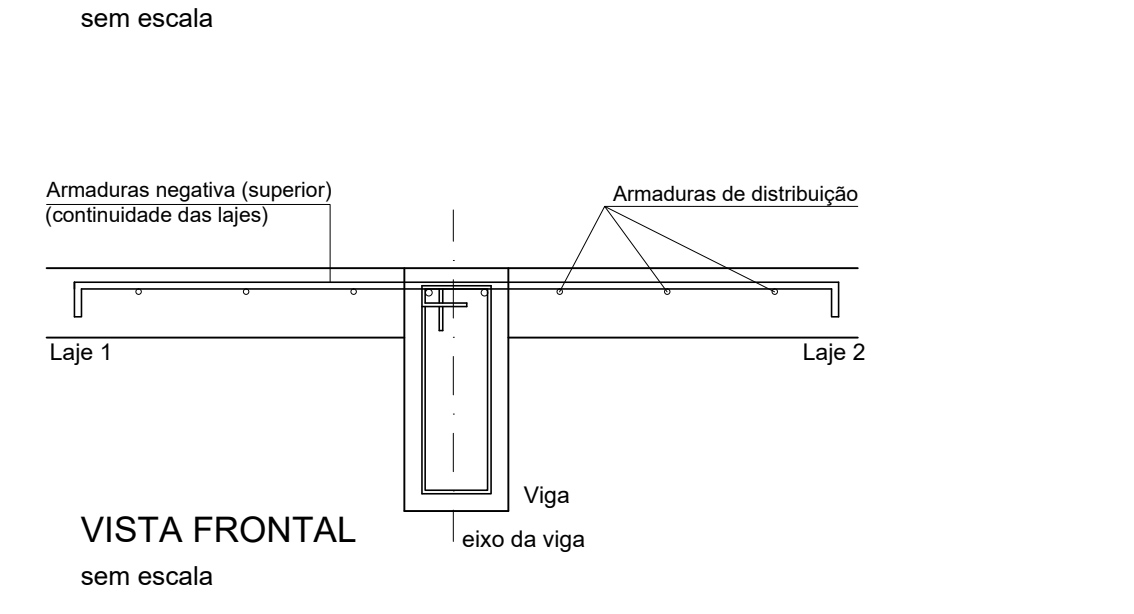
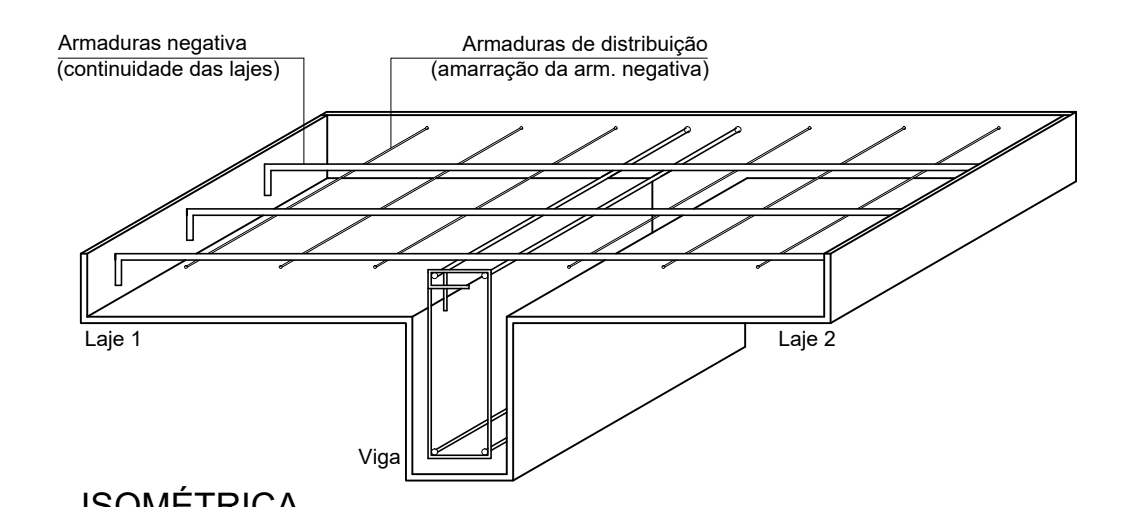
LAJES - PAVIMENTO PILOTIS 1, 2, 3
ESCALA 1/50

ARMADURAS DE PUNÇÃO					
Pilar	st (cm)	Asw (cm²)	nº de linhas de conectores	nº conectores por perímetro	Ø (mm)
P10	15	2,41	6	8	6,3
P19	15	3,12	6	8	8,0
P26	15	5,14	6	8	10,0
P53	15	9,62	8	8	12,5
P54	15	2,52	6	8	8,0
P55	15	3,09	6	8	8,0
P56	15	3,11	6	8	8,0
P57	15	3,06	6	8	8,0
P58	15	3,09	6	8	8,0
P59	15	3,51	6	8	8,0
P60	15	1,18	6	8	6,3
P71	15	12,66	10	8	16,0
P72	15	1,18	6	8	6,3
P75	15	8,01	6	8	12,5
P76	15	1,18	6	8	6,3

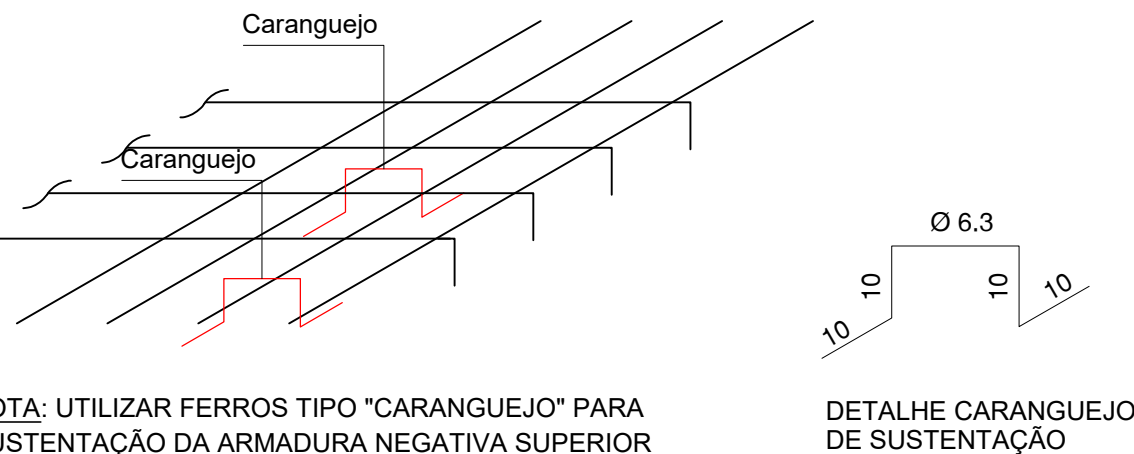
ESPECIFICAÇÕES DE PROJETO (NBR-6118: 2014)	
COBRIMENTOS (CAA II)	RESISTÊNCIAS DO CONCRETO
PILARES: 3,0 cm	PILARES: C40 Fck = 40 MPa
VIGAS: 3,0 cm	VIGAS: C40 Fck = 40 MPa
LAJES: 2,5 cm	LAJES: C40 Fck = 40 MPa
ESCALADA: 2,5 cm	ESCALADA: C25 Fck = 25 MPa

- OBSERVAÇÕES**
- 1) A EXECUÇÃO DA ESTRUTURA DEVE SER SEGUIR AS PRESCRIÇÕES DA NBR 6118/2014;
 - 2) A DOBRA DAS ARMATURAS DEVERÃO SEGUIR AS PRESCRIÇÕES DA NBR 6118/2014;
 - 3) A LOCAÇÃO DA ESTRUTURA DEVERÁ SER COMPATIBILIZADA COM AS MEDIDAS DO TERRENO E NÃO DEVE SER FEITA ACUMULANDO ERROS;
 - 4) A EXECUÇÃO DA ESTRUTURA DEVERÁ INICIAR APÓS A COMPATIBILIZAÇÃO COM OS PROJETOS ARQUITETÔNICOS E COMPLEMENTARES;
 - 5) AS FORMAS NÃO PODERÃO APRESENTAR DEFORMAÇÕES EXCESSIVAS;
 - 6) A CURA DEVERÁ SER FEITA DURANTE OS SETE PRIMEIROS DIAS A PARTIR DO LANÇAMENTO DO CONCRETO, DEVENDO SER RIGOROSAMENTE INSPECIONADO;
 - 7) QUALQUER ALTERAÇÃO DE RESISTÊNCIA OU DIMENSÕES DEVERÁ SER COMUNICADAS;
 - 8) O CONCRETO DEVERÁ SER DOSADO SEGUINDO A SUA RESISTÊNCIA AOS 28 DIAS (fck);
 - 9) CASO SEJA NECESSÁRIO EMENDA DE BARRAS NÃO ESPECIFICADA NESTE PROJETO ESTA DEVERÁ SER FEITA CONFORME AS ESPECIFICAÇÕES DO ITEM 9 DA NBR 6118/2014;
 - 10) DIMENSÕES DAS BITOLAS EM mm. COTAS EM cm.

DETALHE DA ARMADURA DE SUPERIOR DE CONTINUIDADE DA LAJE E MONTAGEM DA ARMADURA DE DISTRIBUIÇÃO



DETALHE DE FERROS TIPO CARANGUEJO



PROJETO ESTRUTURAL EDIFICAÇÃO COMERCIAL

LOCAL: Av. Padre Cacicque esquina Otávio Dutra
Porto Alegre - RS

RESPONSÁVEIS TÉCNICOS:
Acad. Marcos Wilson Ogata

DESCRIÇÃO:
Detalhamento de lajes Pavimento pilotis

ESCALA indicada

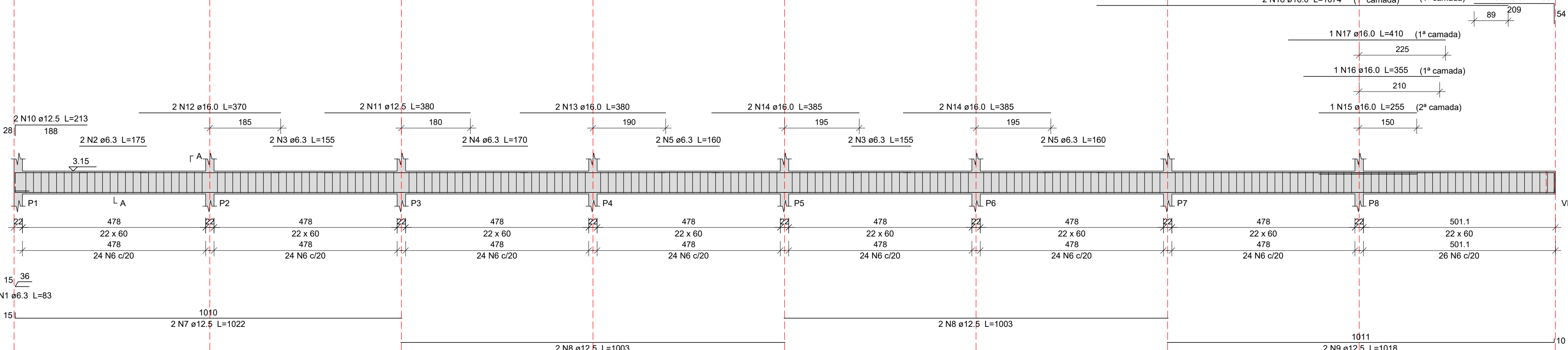
DATA:
28/11/19

PRANCHA
05/24

PROPRIETÁRIO: Universidade Federal do Rio Grande do Sul

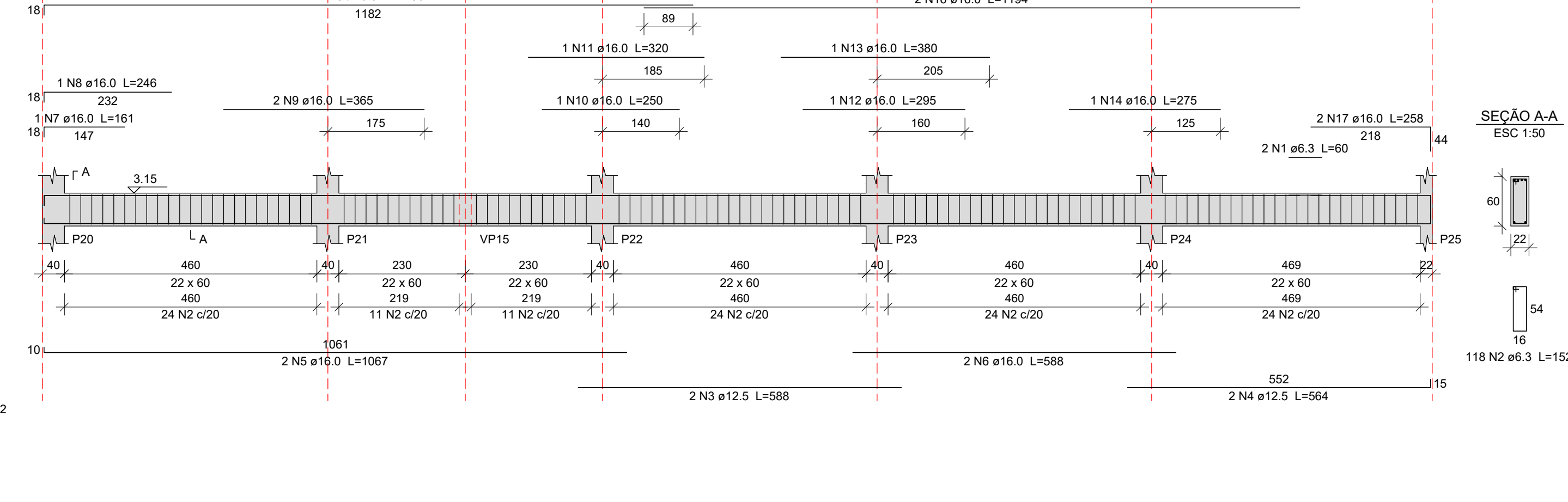
VP01

ESC 1:75



VP03

ESC 1:75



- OBSERVAÇÕES**
- 1) A EXECUÇÃO DA ESTRUTURA DEVE SEGUIR AS PRESCRIÇÕES DA NBR 6118/2014;
 - 2) A DOBRA DAS ARMADURAS DEVERÁ SEGUIR AS PRESCRIÇÕES DA NBR 6118/2014;
 - 3) A LOCAÇÃO DA ESTRUTURA DEVERÁ SER COMPATIBILIZADA COM AS MEDIDAS DO TERRENO E NÃO DEVE SER FEITA ACUMULANDO ERROS;
 - 4) A EXECUÇÃO DA ESTRUTURA DEVERÁ INICIAR APÓS A COMPATIBILIZAÇÃO COM OS PROJETOS ARQUITETÔNICOS E COMPLEMENTARES;
 - 5) AS FORMAS NÃO PODERÃO APRESENTAR DEFORMAÇÕES EXCESSIVAS;
 - 6) A CURA DEVERÁ SER FEITA DURANTE OS SETE PRIMEIROS DIAS A PARTIR DO LANÇAMENTO DO CONCRETO, DEVENDO SER RIGOROSAMENTE INSPECIONADA;
 - 7) QUALQUER ALTERAÇÃO DE RESISTÊNCIA OU DIMENSÕES DEVERÁ SER COMUNICADA;
 - 8) O CONCRETO DEVERÁ SER DOSADO SEGUINDO A SUA RESISTÊNCIA AOS 28 DIAS (fck);
 - 9) CASO SEJA NECESSÁRIO EMENDA DE BARRAS NÃO ESPECIFICADA NESTE PROJETO ESTA DEVERÁ SER FEITA CONFORME AS ESPECIFICAÇÕES DO ITEM 9 DA NBR 6118/2014;
 - 10) DIMENSÕES DAS BITOLAS EM mm. COTAS EM cm.

ESPECIFICAÇÕES DE PROJETO (NBR-6118: 2014)

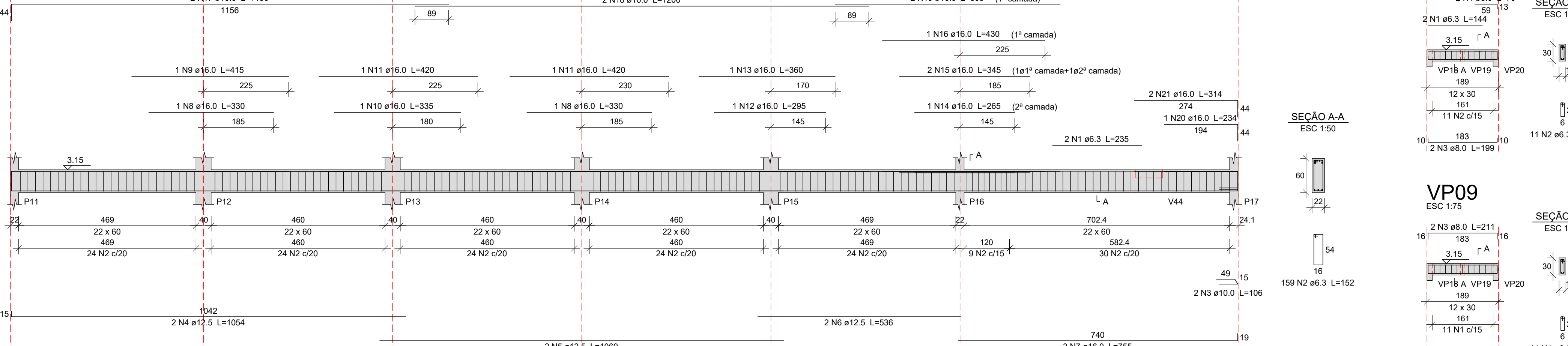
COBRIMENTOS (CAA II)	RESISTÊNCIAS DO CONCRETO
PILARES: 3.0 cm	PILARES: C40 Fck = 40 MPa
VIGAS: 3.0 cm	VIGAS: C40 Fck = 40 MPa
LAJES: 2.5 cm	LAJES: C40 Fck = 40 MPa
ESCADA: 2.5 cm	ESCADA: C25 Fck = 25 MPa

TABELA DE TRASPASSE (mínimo)

Ø 6.3mm	35mm
Ø 8.0mm	40mm
Ø 10mm	50mm
Ø 12.5mm	60mm
Ø 16mm	80mm
Ø 20mm	100mm

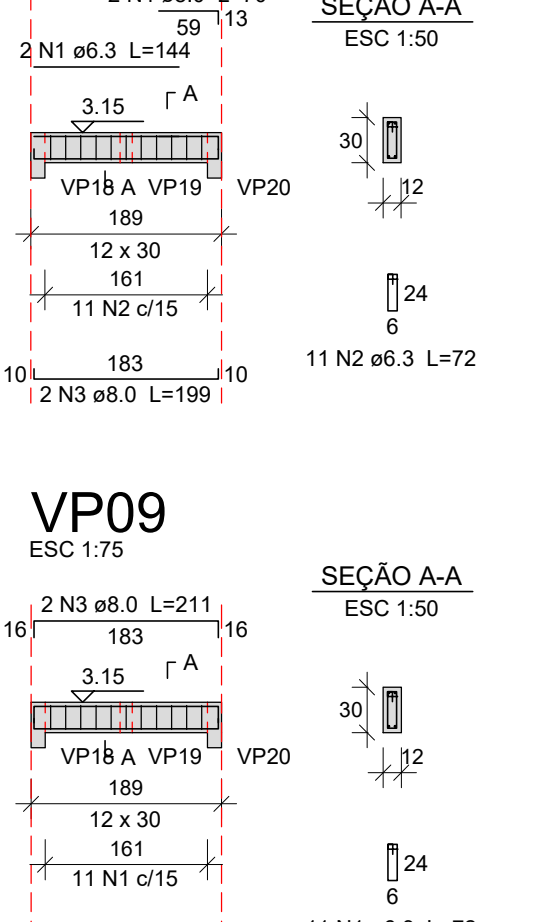
VP02

ESC 1:75



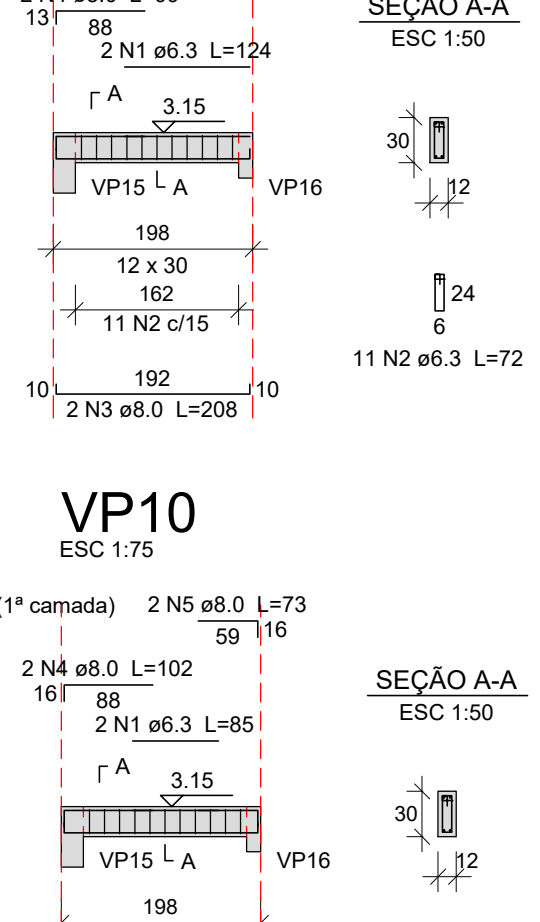
VP07

ESC 1:75



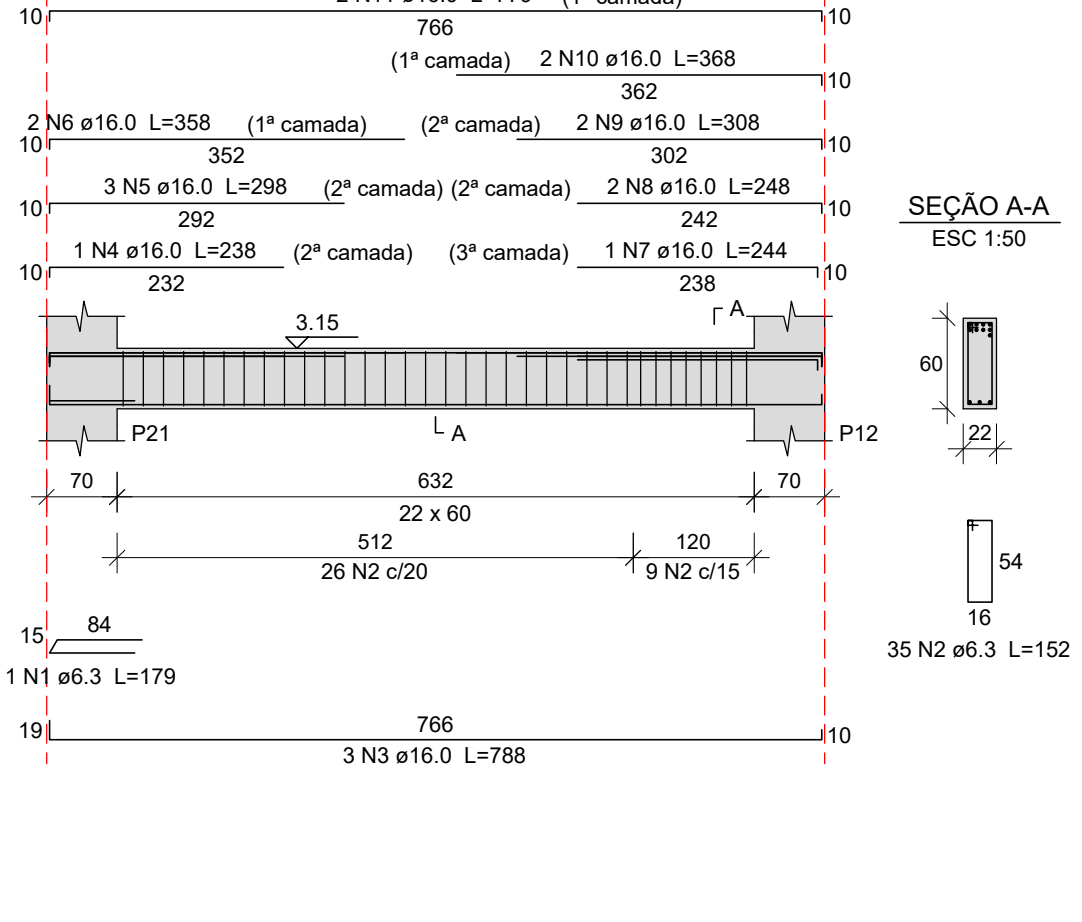
VP08

ESC 1:75



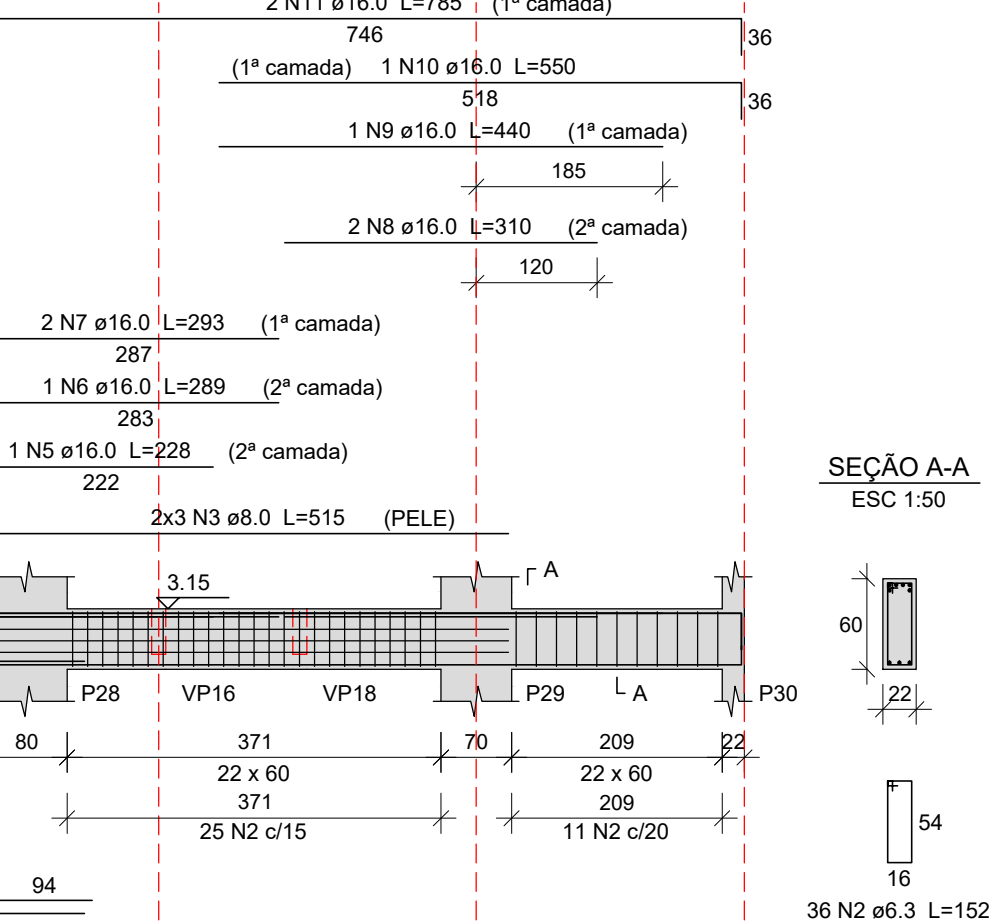
VP14

ESC 1:75



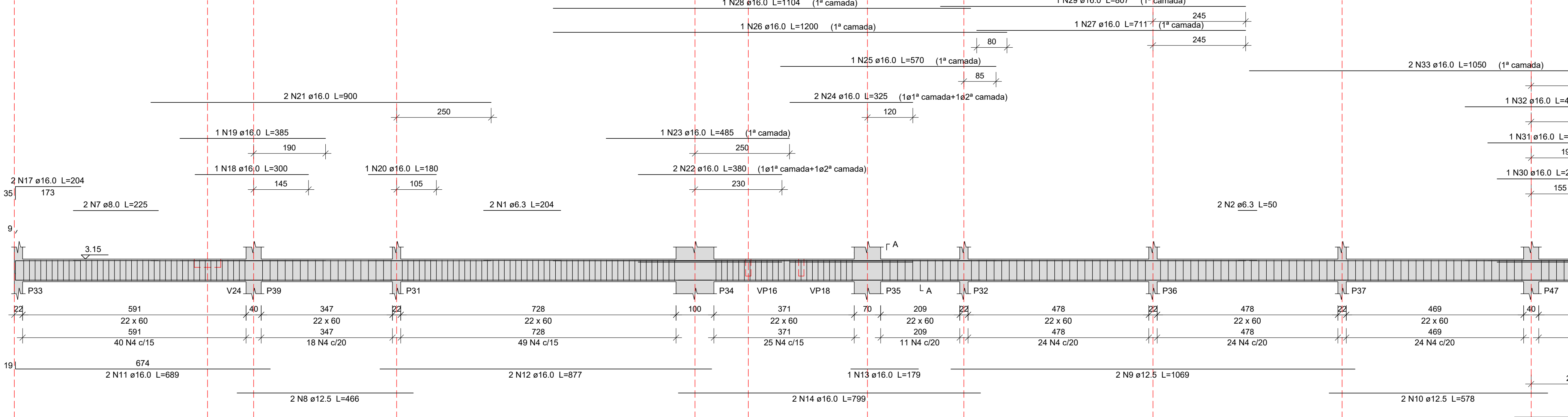
VP04

ESC 1:75



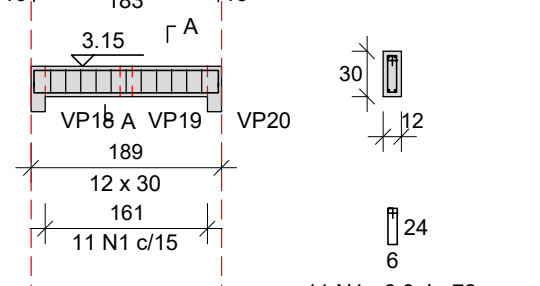
VP11

ESC 1:75



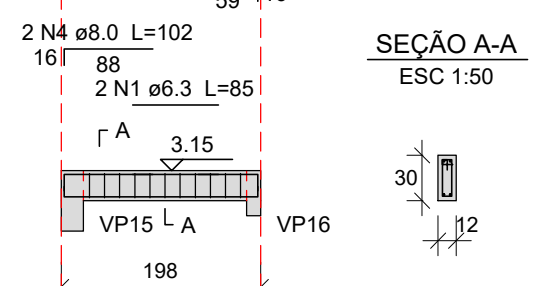
VP09

ESC 1:75



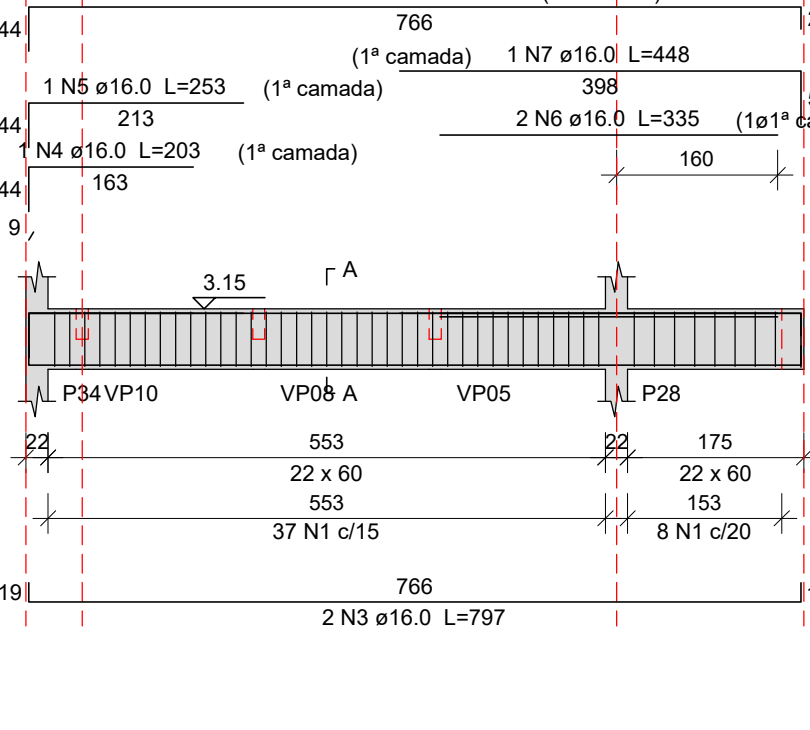
VP10

ESC 1:75



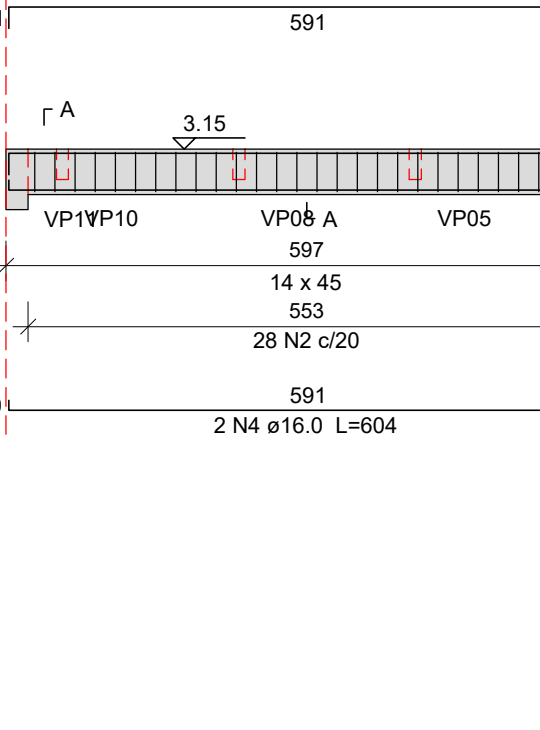
VP15

ESC 1:75



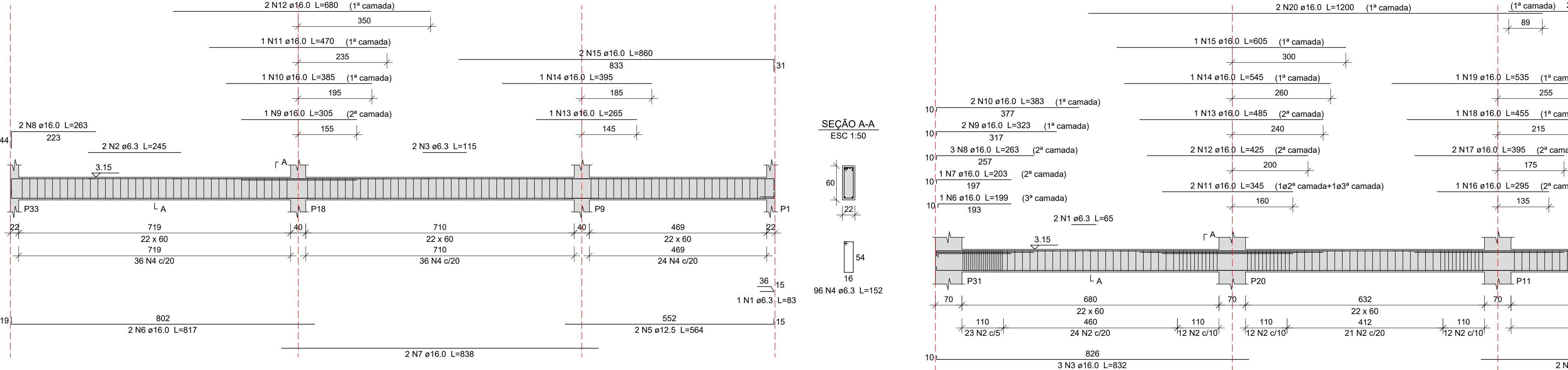
VP16

ESC 1:75



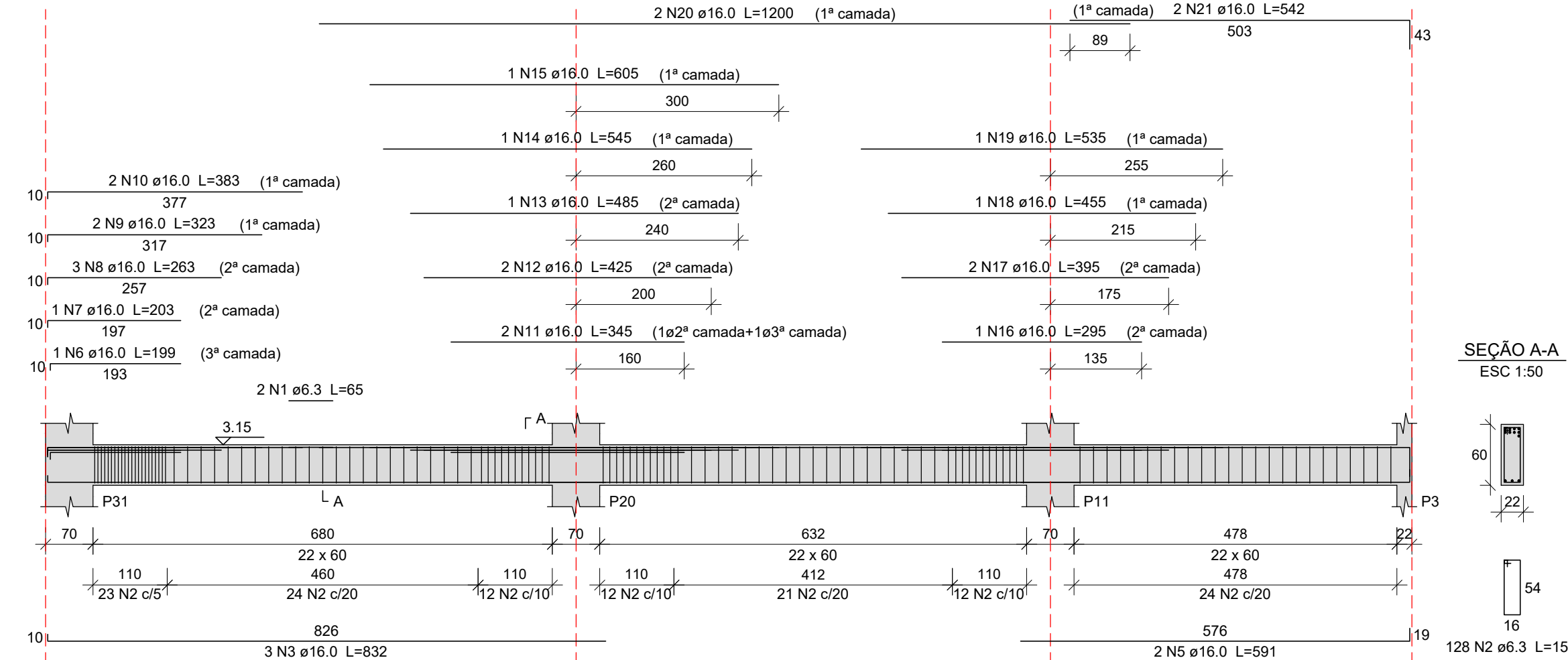
VP12

ESC 1:75



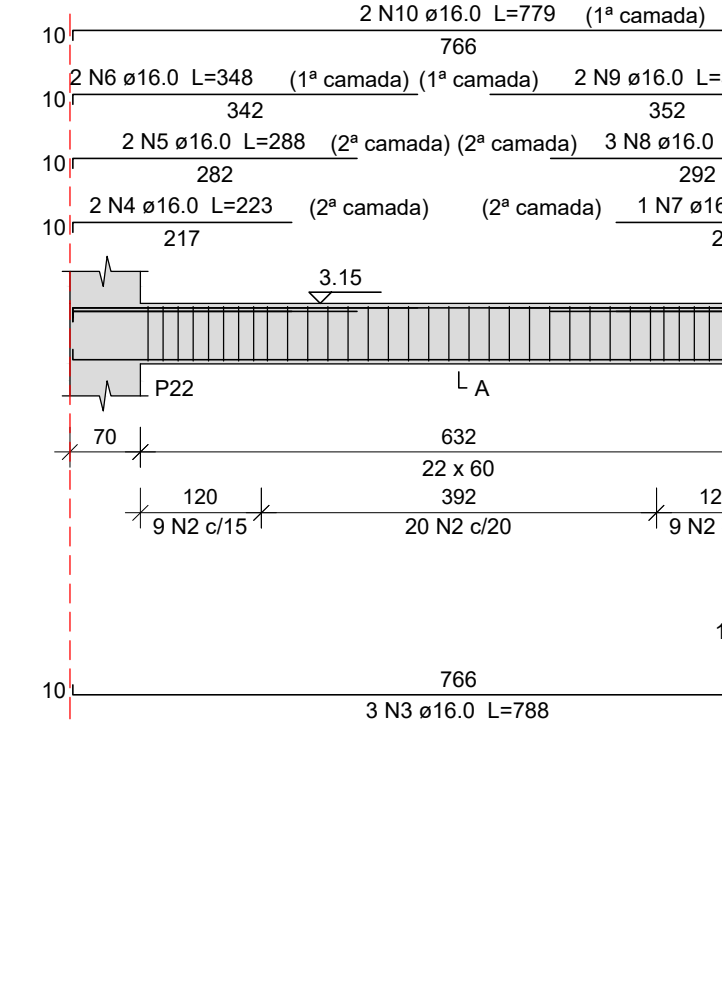
VP13

ESC 1:75



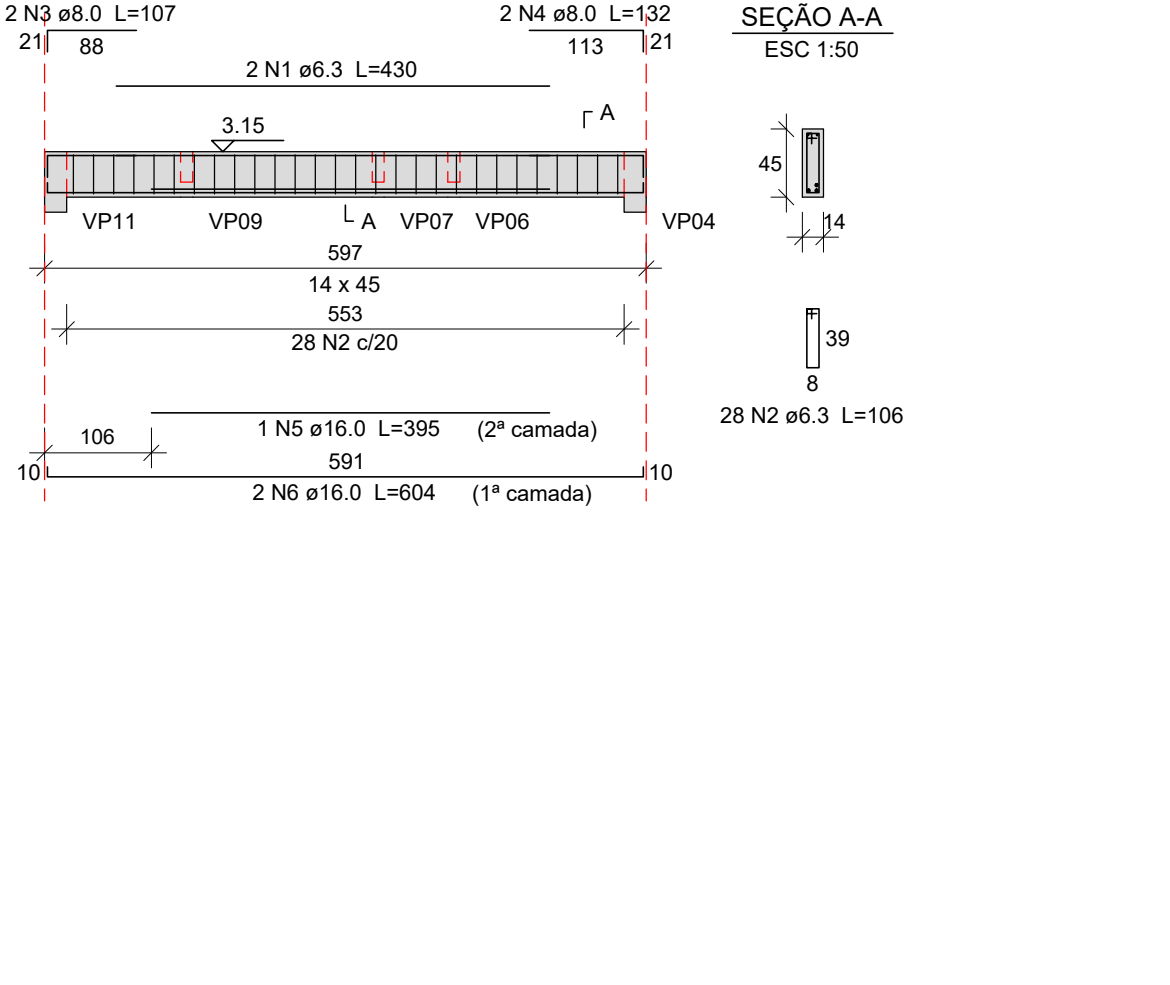
VP17

ESC 1:75



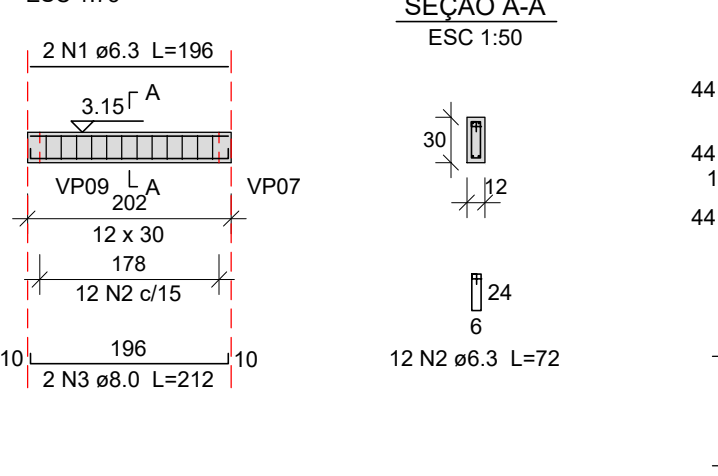
VP18

ESC 1:75



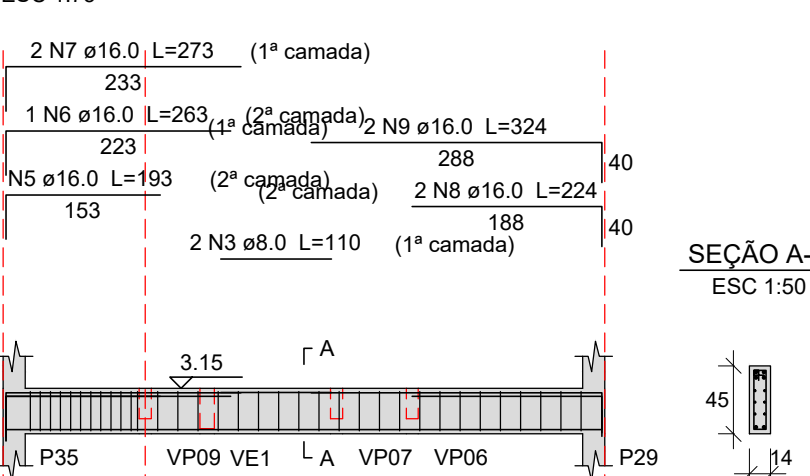
VP19

ESC 1:75



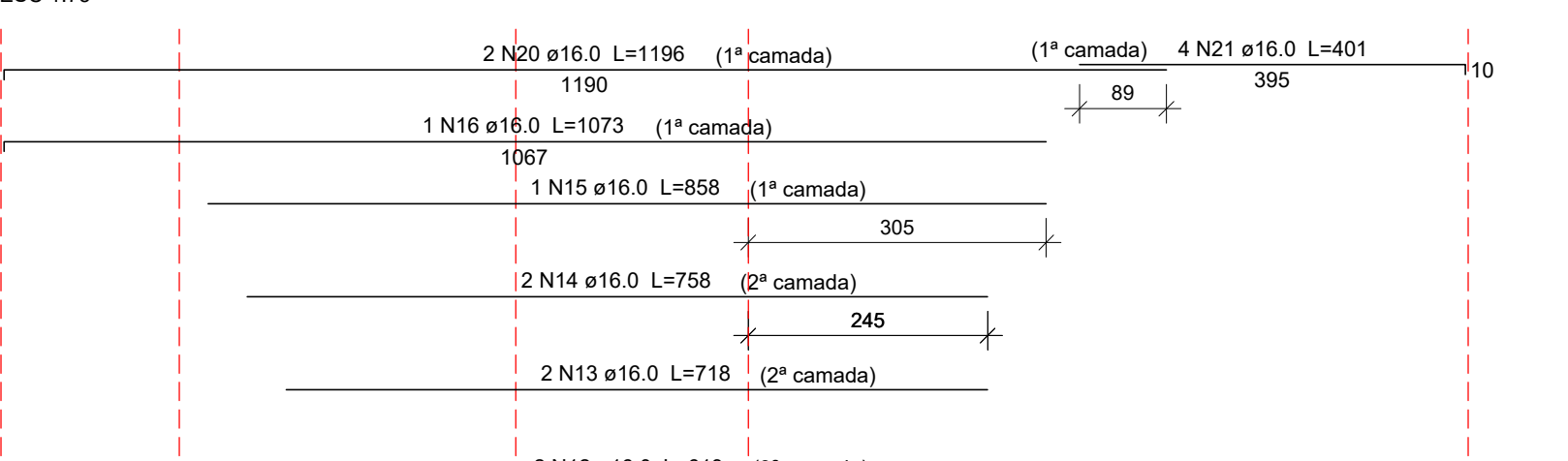
VP20

ESC 1:75



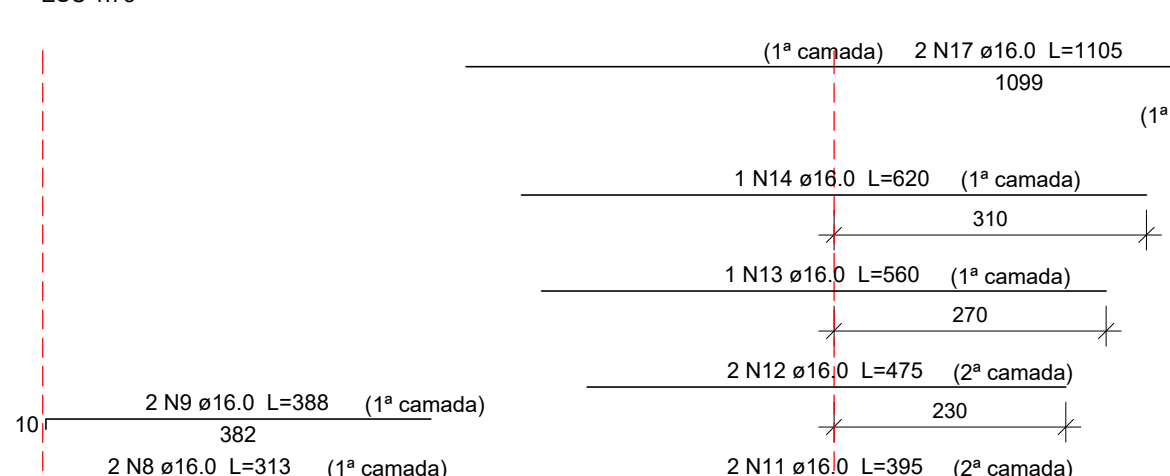
VP21

ESC 1:75



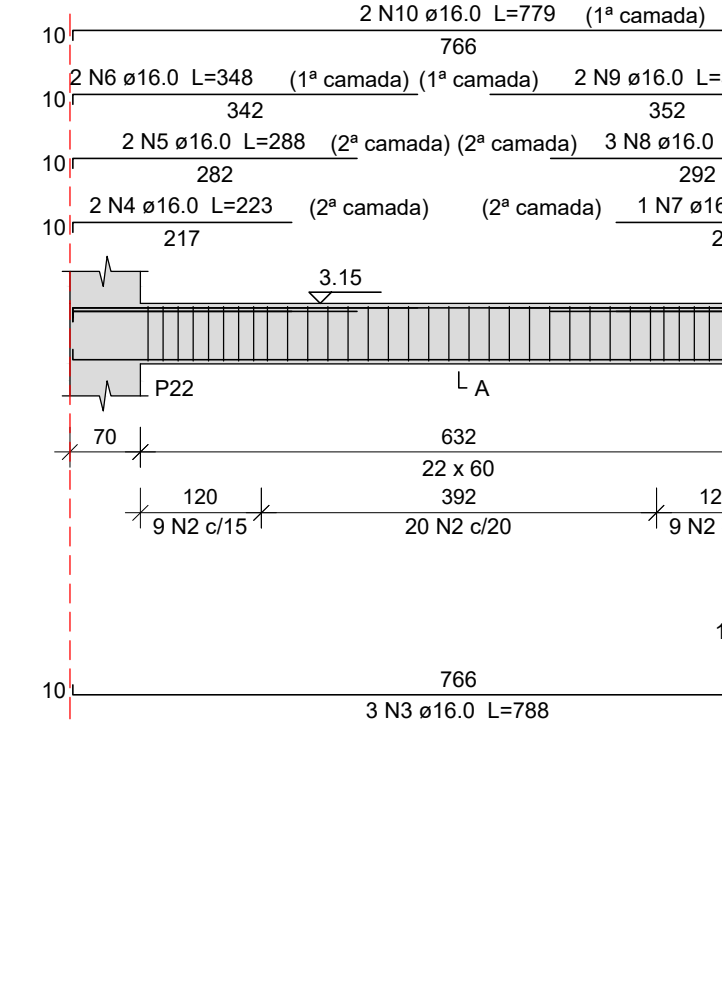
VP22

ESC 1:75



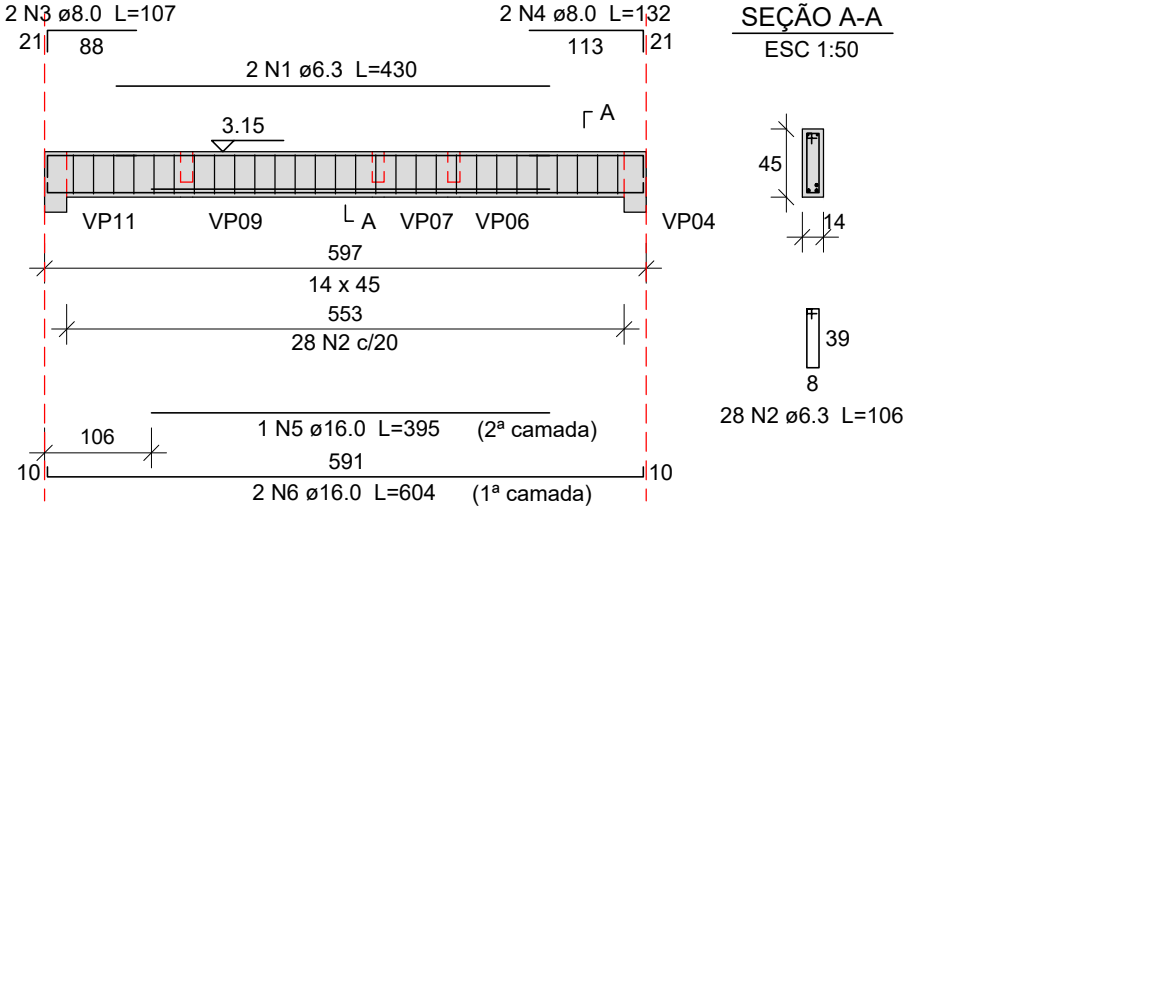
VP17

ESC 1:75



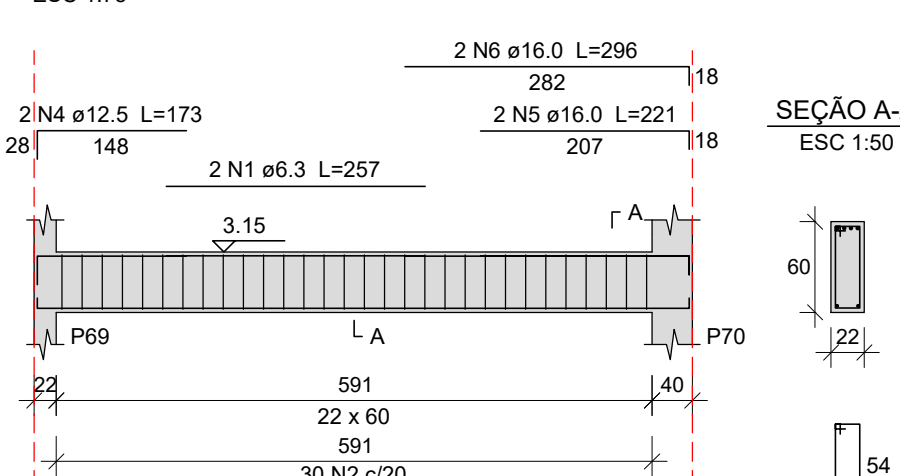
VP18

ESC 1:75



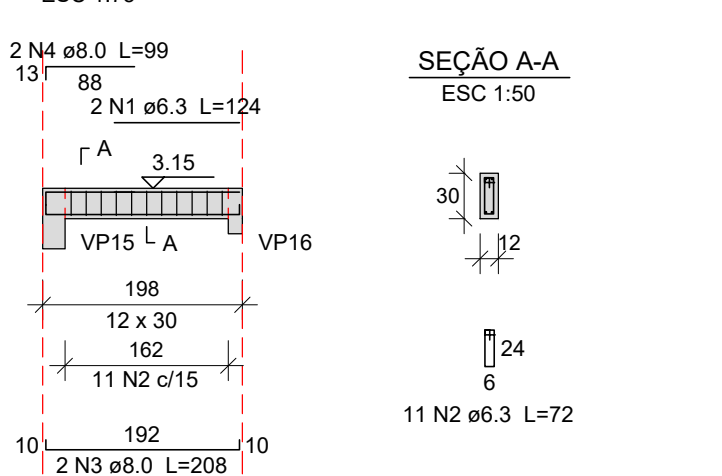
VP27

ESC 1:75



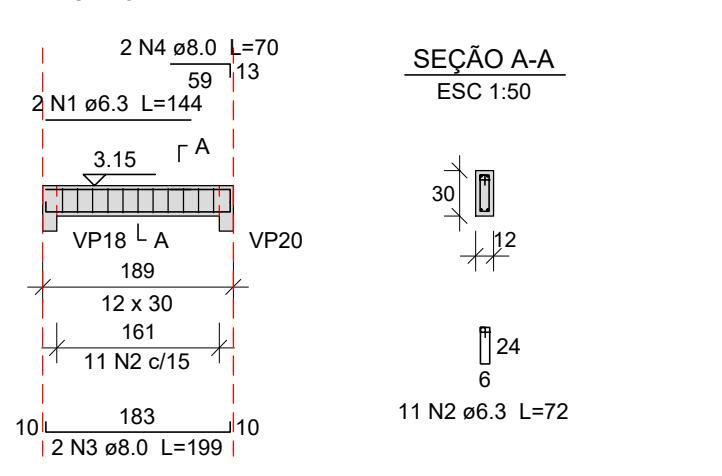
VP05

ESC 1:75



VP06

ESC 1:75



PROJETO ESTRUTURAL
EDIFICAÇÃO COMERCIAL

LOCAL: Av. Padre Cacique esquina Otávio Dutra
Porto Alegre - RS

RESPONSÁVEIS TÉCNICOS:
Acad. Marcos Wilson Ogata

DESCRÇÃO:
Detalhamento das armaduras
Vigas dos pilotos 1, 2 e 3 (1/2)

ESCALA
indicada

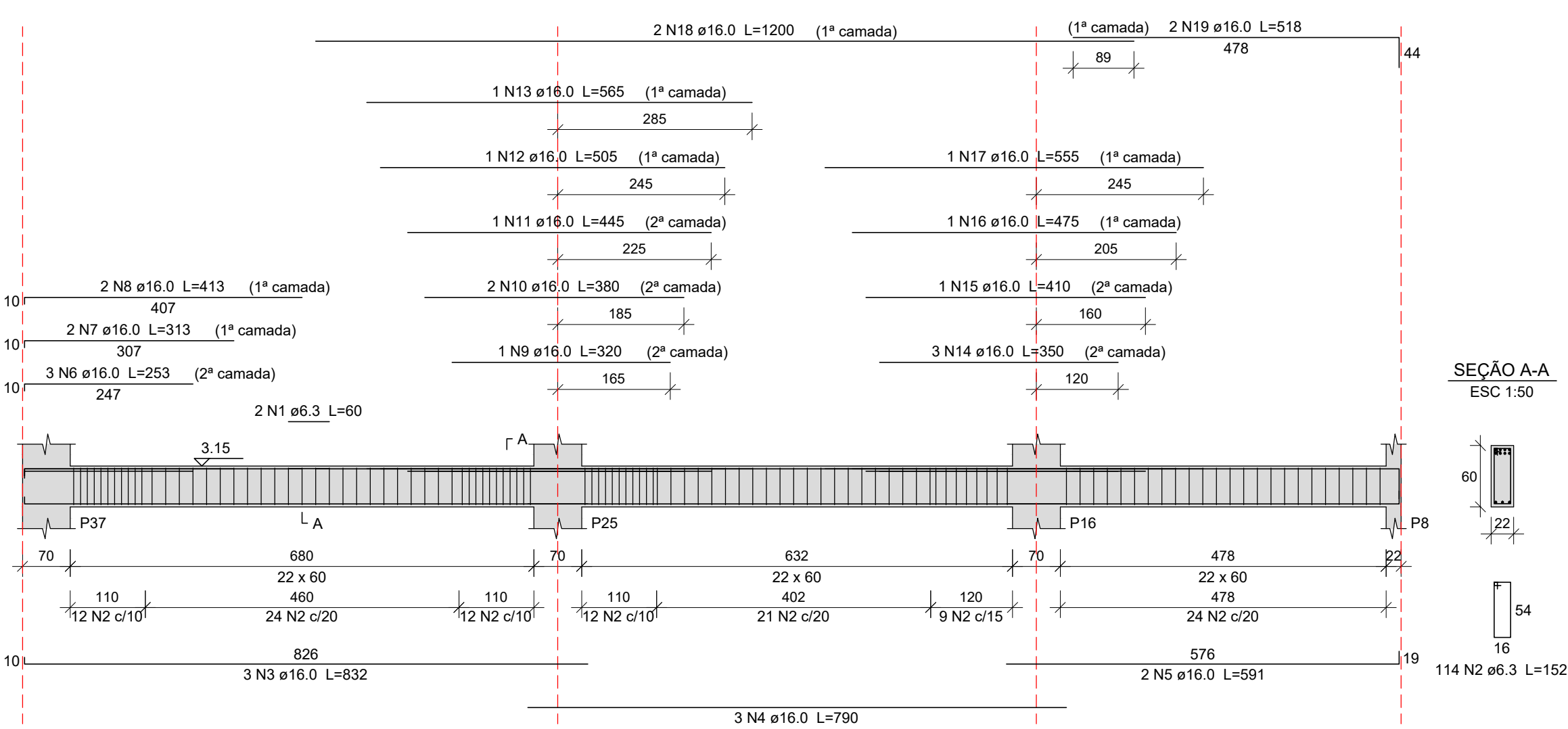
DATA:
28/11/19

PRANCHA
06/24

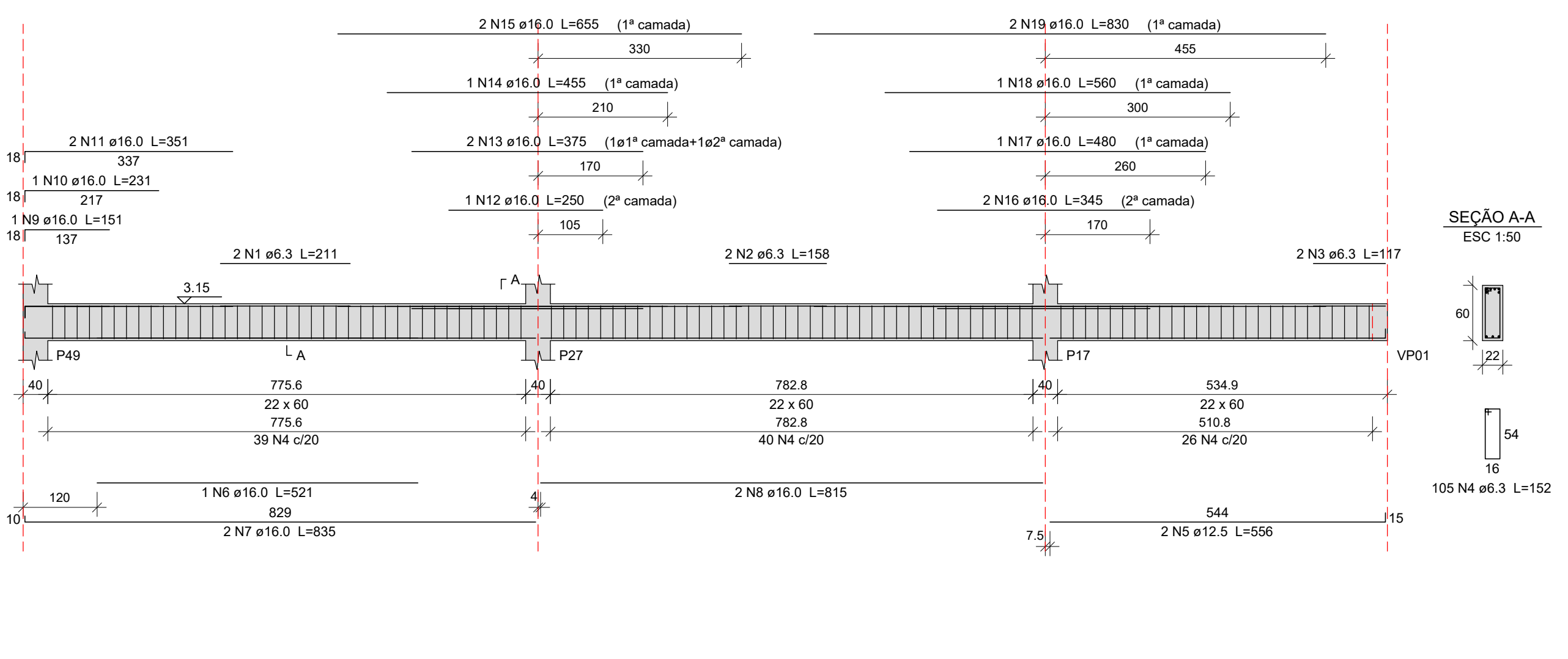
PROPRIETÁRIO: Universidade Federal do Rio Grande do Sul

*VIGAS GERADAS COM O SOFTWARE AltoQi Eberick v.9

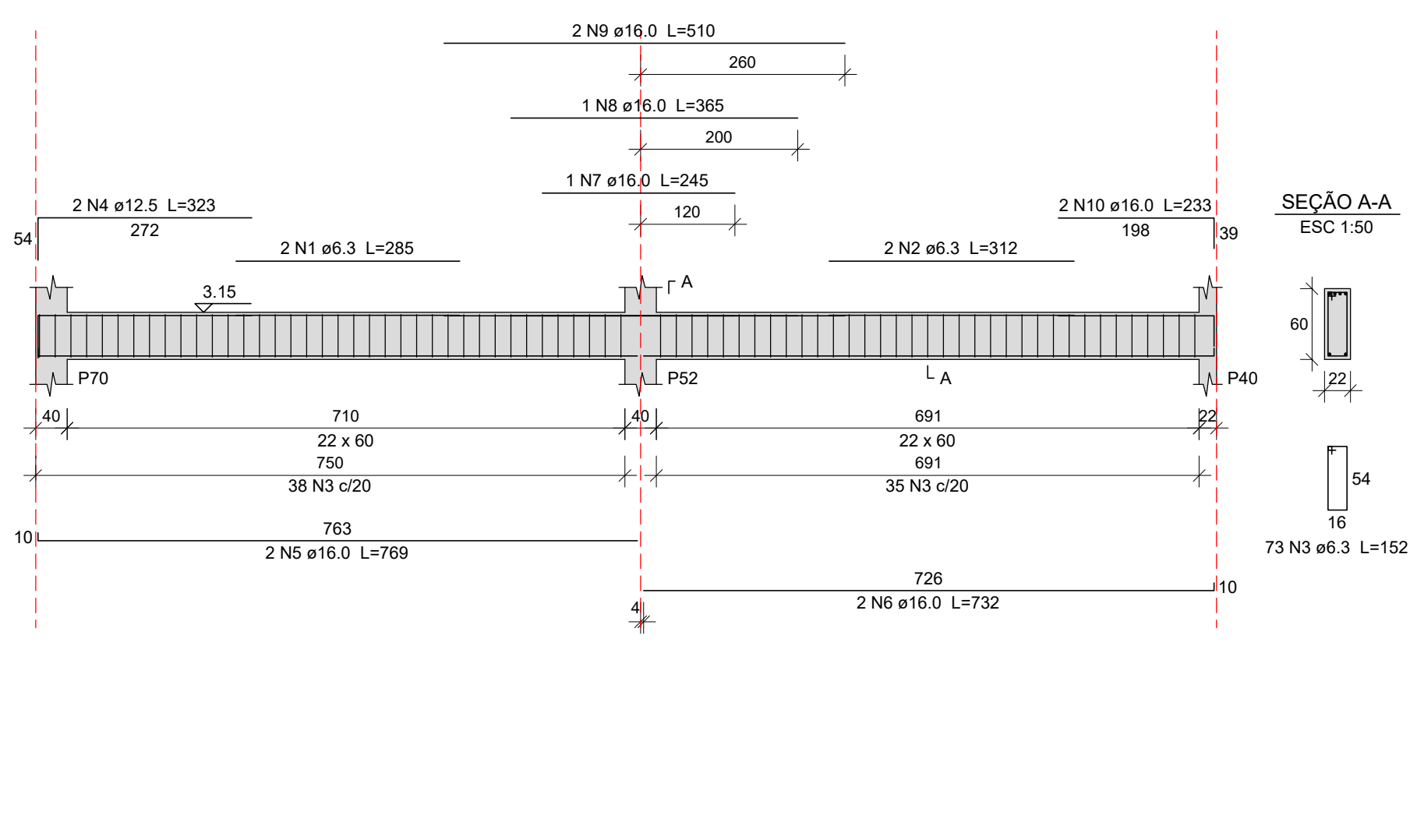
VP23
ESC 1:75



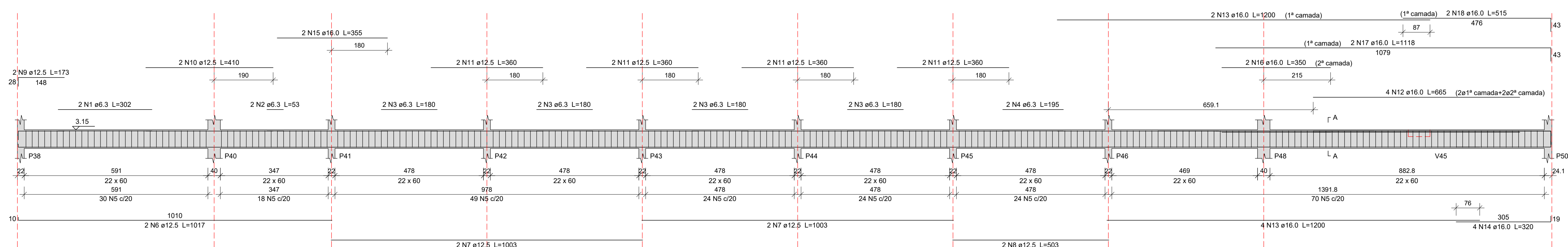
VP24
ESC 1:75



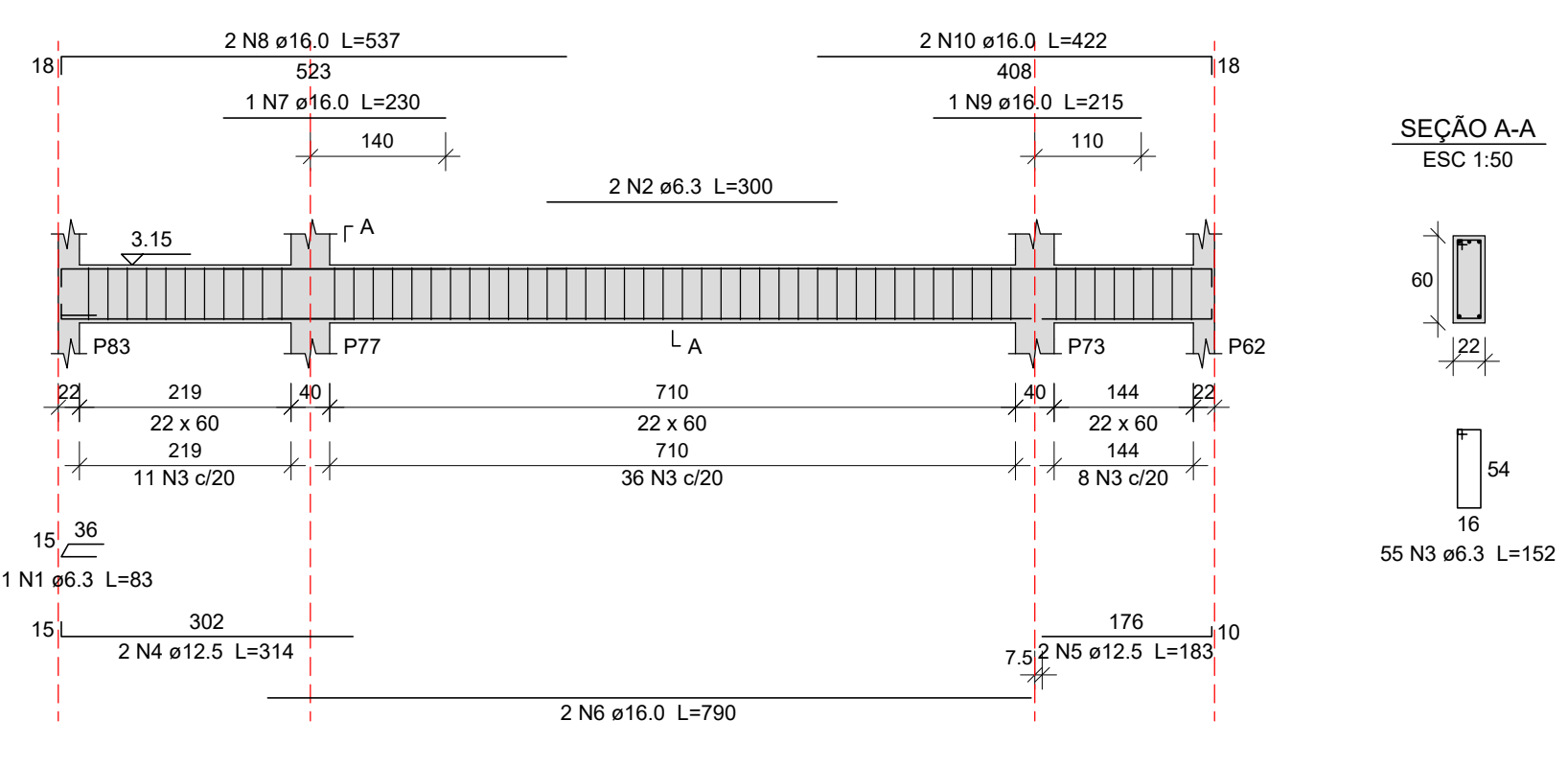
VP30
ESC 1:75



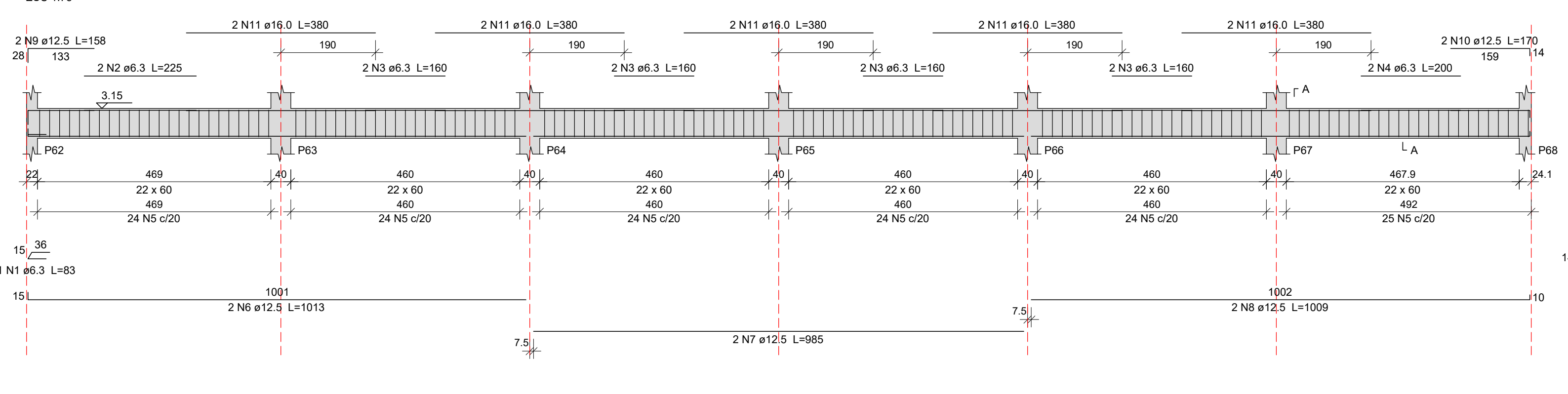
VP25
ESC 1:75



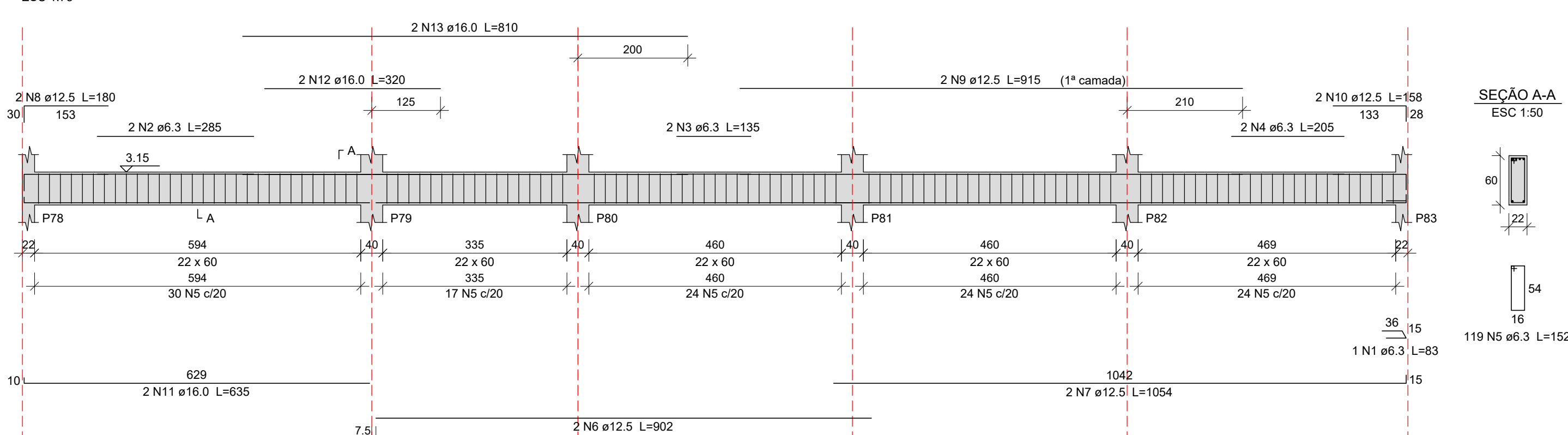
VP31
ESC 1:75



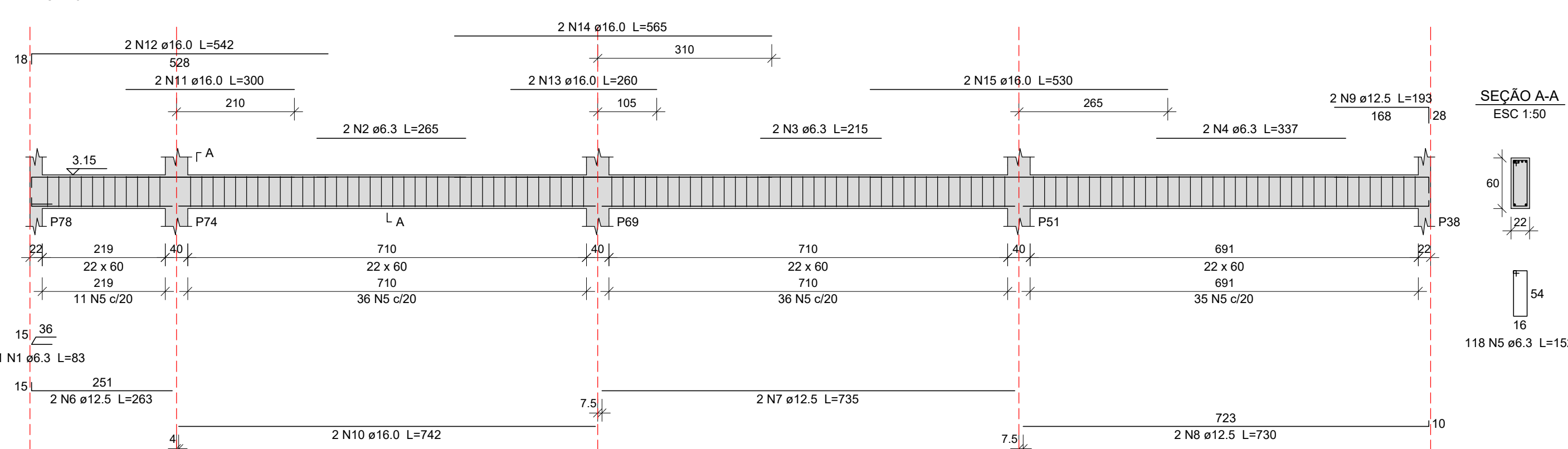
VP26
ESC 1:75



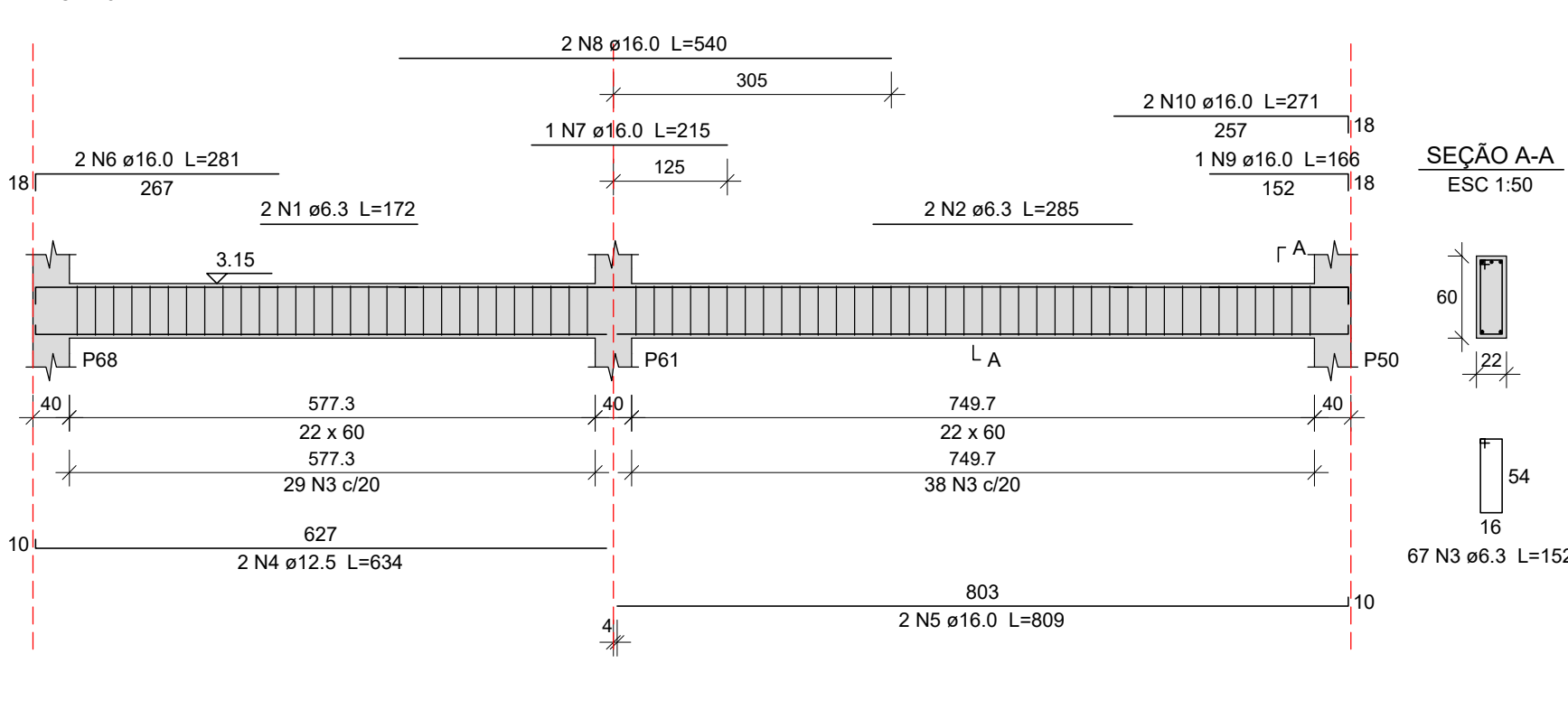
VP28
ESC 1:75



VP29
ESC 1:75



VP32
ESC 1:75



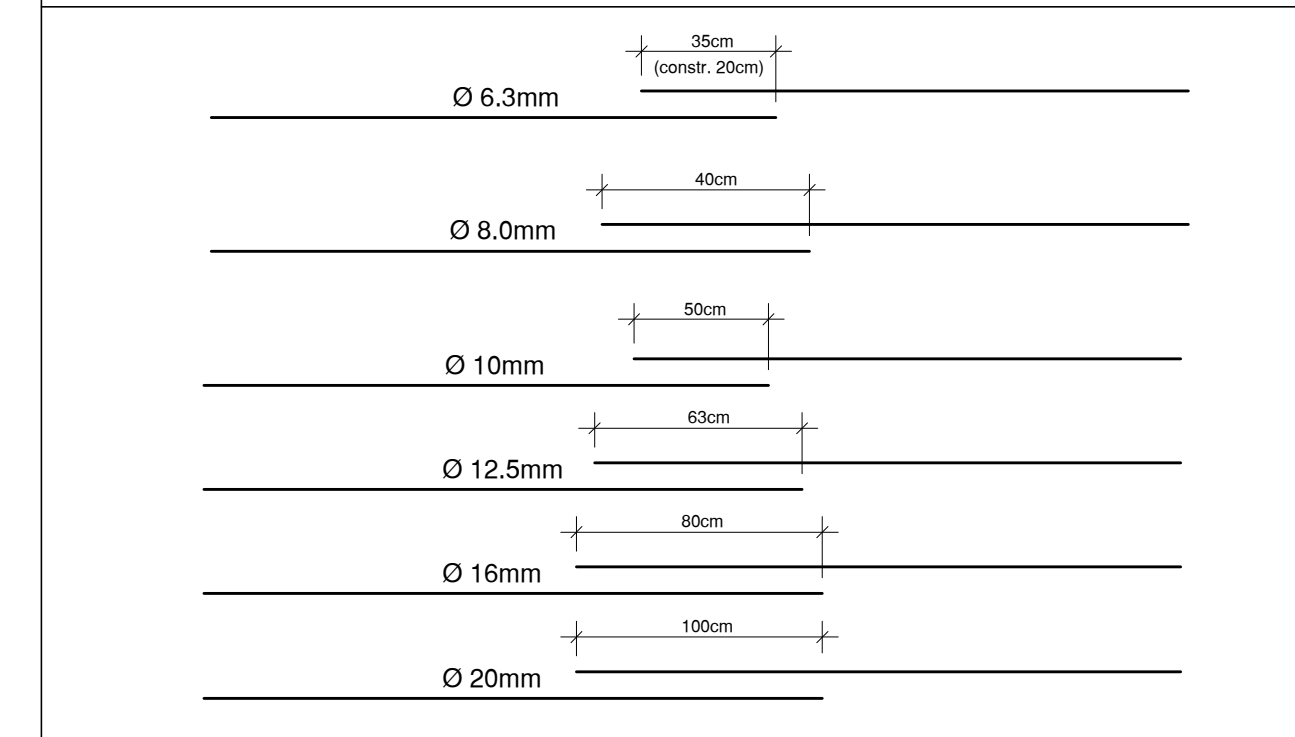
OBSERVAÇÕES

- 1) A EXECUÇÃO DA ESTRUTURA DEVE SEGUIR AS PRESCRIÇÕES DA NBR 6118/2014;
- 2) A DOBRA DAS ARMADURAS DEVERÃO SEGUIR AS PRESCRIÇÕES DA NBR 6118/2014;
- 3) A LOCAÇÃO DA ESTRUTURA DEVERÁ SER COMPATIBILIZADA COM AS MEDIDAS DO TERRENO E NÃO DEVE SER FEITA ACUMULANDO ERROS;
- 4) A EXECUÇÃO DA ESTRUTURA DEVERÁ INICIAR APÓS A COMPATIBILIZAÇÃO COM OS PROJETOS ARQUITETÔNICOS E COMPLEMENTARES;
- 5) AS FORMAS NÃO PODERÃO APRESENTAR DEFORMAÇÕES EXCESSIVAS;
- 6) A CURA DEVERÁ SER FEITA DURANTE OS SETE PRIMEIROS DIAS A PARTIR DO LANÇAMENTO DO CONCRETO, DEVENDO SER RIGOROSAMENTE INSPECIONADO;
- 7) QUALQUER ALTERAÇÃO DE RESISTÊNCIA OU DIMENSÕES DEVERÃO SER COMUNICADAS;
- 8) O CONCRETO DEVERÁ SER DOSADO SEGUINDO A SUA RESISTÊNCIA AOS 28 DIAS (fck);
- 9) CASO SEJA NECESSÁRIO EMENDA DE BARRAS NÃO ESPECIFICADA NESTE PROJETO ESTA DEVERÁ SER FEITA CONFORME AS ESPECIFICAÇÕES DO ITEM 9 DA NBR 6118/2014;
- 10) DIMENSÕES DAS BITOLAS EM mm. COTAS EM cm.


ESPECIFICAÇÕES DE PROJETO (NBR-6118: 2014)

COBRIMENTOS (CAA II)	RESISTÊNCIAS DO CONCRETO
PILARES: 3.0 cm	PILARES: C40 Fck = 40 MPa
VIGAS: 3.0 cm	VIGAS: C40 Fck = 40 MPa
LAJES: 2.5 cm	LAJES: C40 Fck = 40 MPa
ESCADA: 2.5 cm	ESCADA: C25 Fck = 25 MPa

TABELA DE TRASPASSE (mínimo)

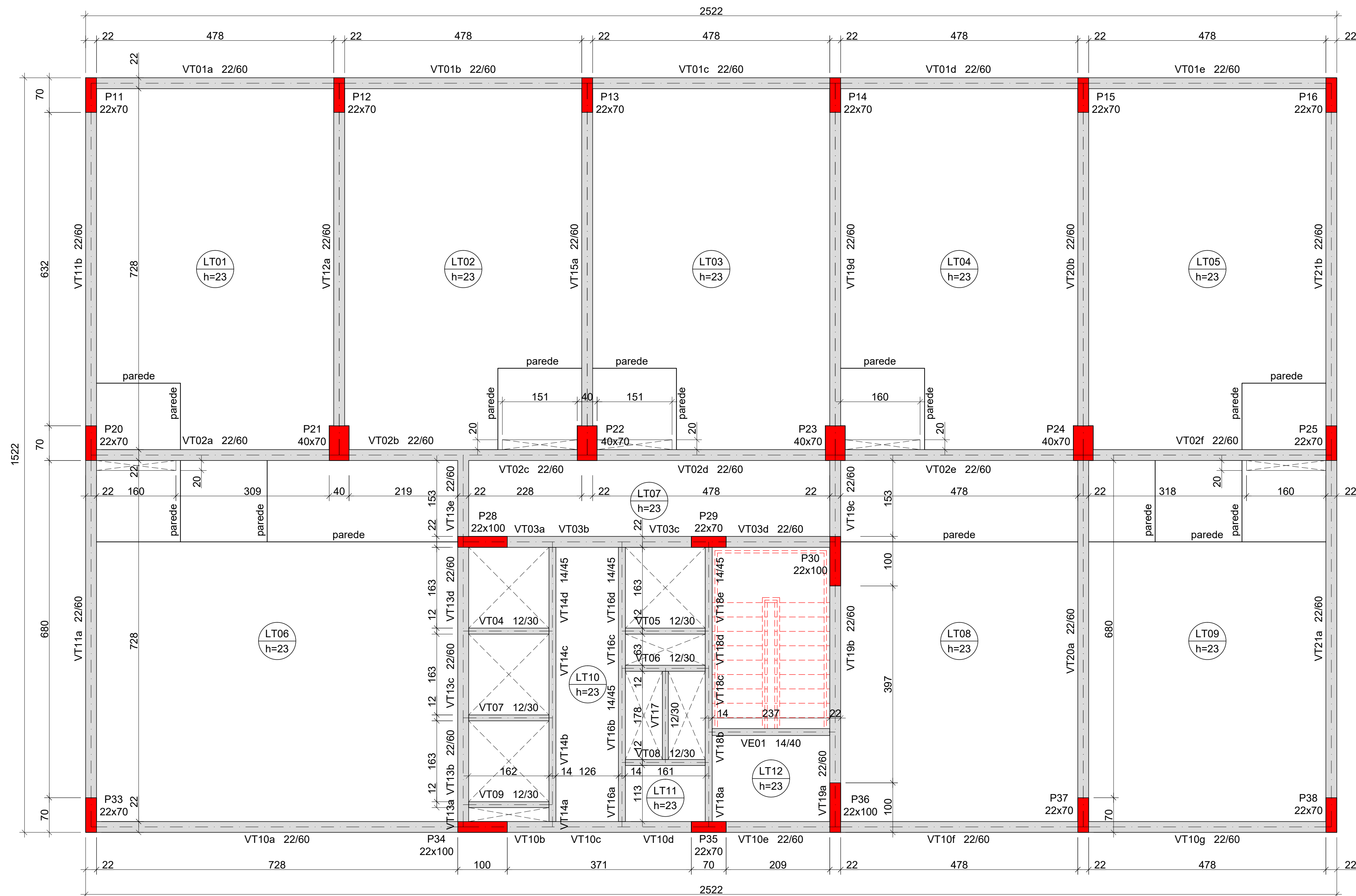


*VIGAS GERADAS COM O SOFTWARE AltoQi Eberick v.9



PROJETO ESTRUTURAL
EDIFICAÇÃO COMERCIAL

LOCAL: Av. Padre Cacicque esquina Otávio Dutra Porto Alegre - RS	ESCALA indicada
RESPONSÁVEIS TÉCNICOS: Acad. Marcos Wilson Ogata	DATA: 28/11/19
DESCRIÇÃO: Detalhamento das armaduras Vigas dos pilotis 1, 2 e 3 (2/2)	PRANCHA 07/24
PROPRIETÁRIO: Universidade Federal do Rio Grande do Sul	



PLANTA DE GEOMETRIA - PAVIMENTO TIPO
 ESCALA 1/50

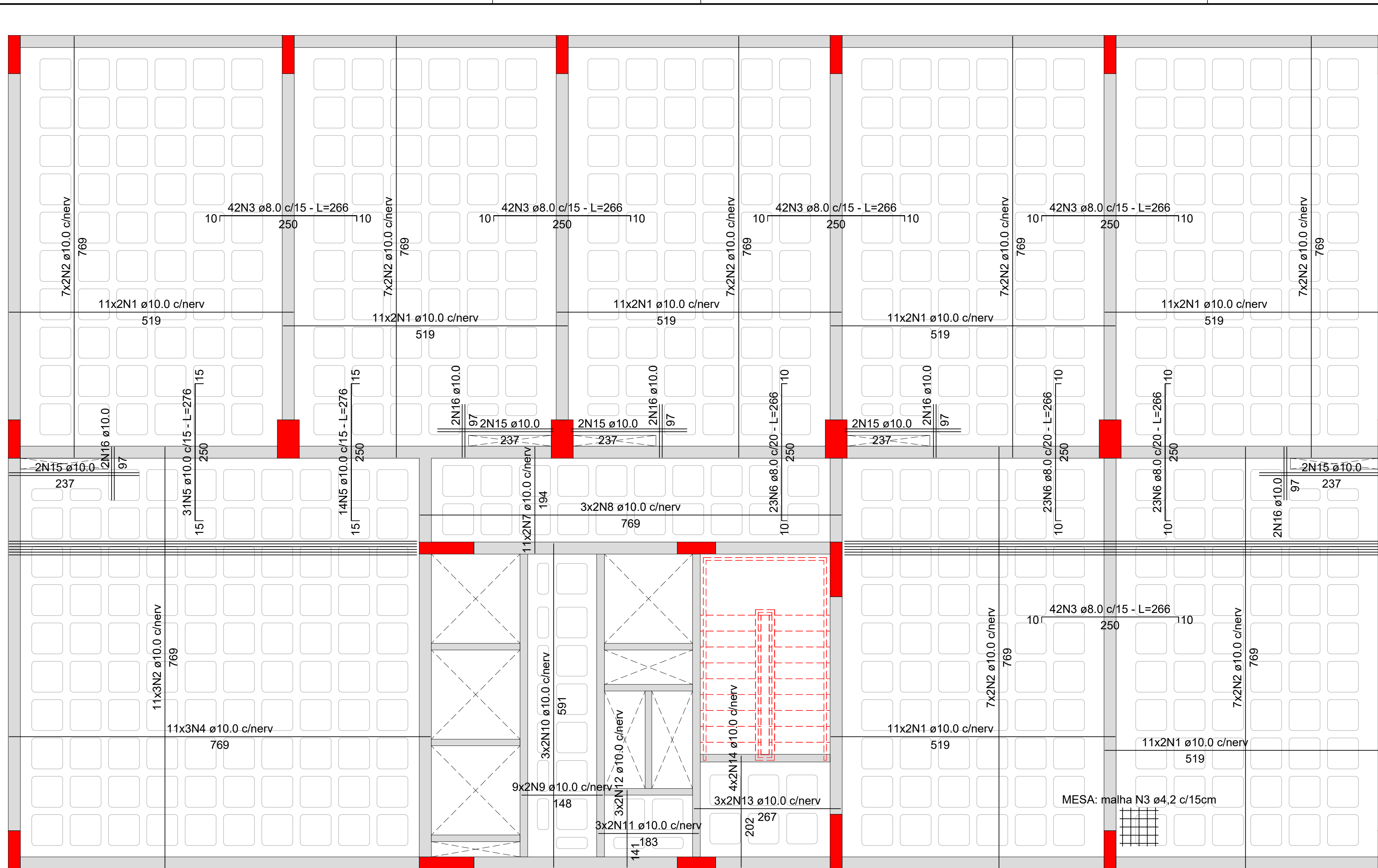
OBSERVAÇÕES

- 1) A EXECUÇÃO DA ESTRUTURA DEVE SEGUIR AS PRESCRIÇÕES DA NBR 6118/2014;
- 2) A DOBRA DAS ARMADURAS DEVERÃO SEGUIR AS PRESCRIÇÕES DA NBR 6118/2014;
- 3) A LOCAÇÃO DA ESTRUTURA DEVERÁ SER COMPATIBILIZADA COM AS MEDIDAS DO TERRENO E NÃO DEVE SER FEITA ACUMULANDO ERROS;
- 4) A EXECUÇÃO DA ESTRUTURA DEVERÁ INICIAR APÓS A COMPATIBILIZAÇÃO COM OS PROJETOS ARQUITETÔNICOS E COMPLEMENTARES;
- 5) AS FORMAS NÃO PODERÃO APRESENTAR DEFORMAÇÕES EXCESSIVAS;
- 6) A CURA DEVERÁ SER FEITA DURANTE OS SETE PRIMEIROS DIAS A PARTIR DO LANÇAMENTO DO CONCRETO, DEVENDO SER RIGOROSAMENTE INSPECIONADO;
- 7) QUALQUER ALTERAÇÃO DE RESISTÊNCIA OU DIMENSÕES DEVERÃO SER COMUNICADAS;
- 8) O CONCRETO DEVERÁ SER DOSADO SEGUINDO A SUA RESISTÊNCIA AOS 28 DIAS (fck);
- 9) CASO SEJA NECESSÁRIO EMENDA DE BARRAS NÃO ESPECIFICADA NESTE PROJETO ESTA DEVERÁ SER FEITA CONFORME AS ESPECIFICAÇÕES DO ITEM 9 DA NBR 6118/2014;
- 10) DIMENSÕES DAS BITOLAS EM mm. COTAS EM cm.



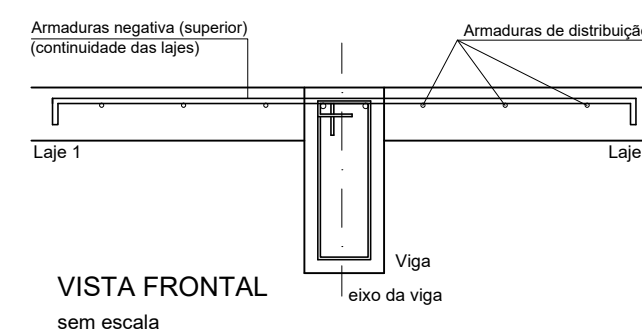
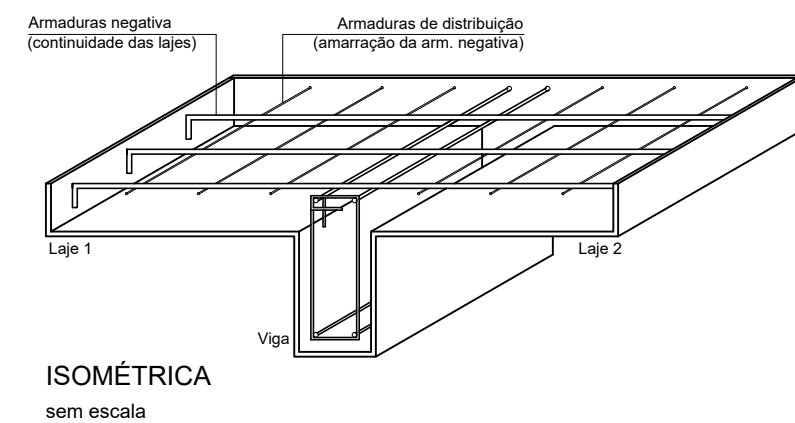
**PROJETO ESTRUTURAL
 EDIFICAÇÃO COMERCIAL**

LOCAL: Av. Padre Cacique esquina Otávio Dutra Porto Alegre - RS		ESCALA indicada
RESPONSÁVEIS TÉCNICOS: Acad. Marcos Wilson Ogata		DATA: 28/11/19
DESCRIÇÃO: Planta de geometria Pavimento tipo 1 ao 9		PRANCHA 08/24
PROPRIETÁRIO: Universidade Federal do Rio Grande do Sul		



LAJES - PAVIMENTO TIPO 1 AO 9
ESCALA 1/50

DETALHE DA ARMADURA DE SUPERIOR DE CONTINUIDADE DA LAJE
E MONTAGEM DA ARMADURA DE DISTRIBUIÇÃO



DETALHE DE FERROS TIPO CARANGUEJO



RESUMO DE FERROS - LAJES PAVTO. TIPO

ID	Ø (mm)	(kg/m)	Comp. Unit. (cm)	Qtde	Comp. Total (m)	Peso (kg)
N1	10,0	0,62	519	164	851,16	525,17
N2	10,0	0,62	769	131	1007,39	621,56
N3	8,0	0,40	266	210	558,60	220,65
N4	10,0	0,62	769	38	292,22	180,30
N5	10,0	0,62	276	45	124,20	76,63
N6	8,0	0,40	266	23	61,18	24,17
N7	10,0	0,62	194	22	42,68	26,33
N8	10,0	0,62	769	6	46,14	28,47
N9	10,0	0,62	148	18	26,64	16,44
N10	10,0	0,62	591	6	35,46	21,88
N11	10,0	0,62	183	6	10,98	6,77
N12	10,0	0,62	141	6	8,46	5,22
N13	10,0	0,62	267	6	16,02	9,88
N14	10,0	0,62	202	8	16,16	9,97
N15	10,0	0,62	237	10	23,70	14,62
N16	10,0	0,62	97	10	9,70	5,98
Total (kg)						1773,4
Total + 10% (kg)						1950,8

ESPECIFICAÇÕES DE PROJETO
(NBR-6118: 2014)

COBRIMENTOS (CAA II)	RESISTÊNCIAS DO CONCRETO
PILARES: 3.0 cm	PILARES: C40 Fck = 40 MPa
VIGAS: 3.0 cm	VIGAS: C40 Fck = 40 MPa
LAJES: 2.5 cm	LAJES: C40 Fck = 40 MPa
ESCADA: 2.5 cm	ESCADA: C25 Fck = 25 MPa

OBSERVAÇÕES

- 1) A EXECUÇÃO DA ESTRUTURA DEVE SEGUIR AS PRESCRIÇÕES DA NBR 6118/2014;
- 2) A DOBRA DAS ARMADURAS DEVERÃO SEGUIR AS PRESCRIÇÕES DA NBR 6118/2014;
- 3) A LOCAÇÃO DA ESTRUTURA DEVERÁ SER COMPATIBILIZADA COM AS MEDIDAS DO TERRENO E NÃO DEVE SER FEITA ACUMULANDO ERROS;
- 4) A EXECUÇÃO DA ESTRUTURA DEVERÁ INICIAR APÓS A COMPATIBILIZAÇÃO COM OS PROJETOS ARQUITETÔNICOS E COMPLEMENTARES;
- 5) AS FORMAS NÃO PODERÃO APRESENTAR DEFORMAÇÕES EXCESSIVAS;
- 6) A CURA DEVERÁ SER FEITA DURANTE OS SETE PRIMEIROS DIAS A PARTIR DO LANÇAMENTO DO CONCRETO, DEVENDO SER RIGOROSAMENTE INSPECIONADO;
- 7) QUALQUER ALTERAÇÃO DE RESISTÊNCIA OU DIMENSÕES DEVERÃO SER COMUNICADAS;
- 8) O CONCRETO DEVERÁ SER DOSADO SEGUINDO A SUA RESISTÊNCIA AOS 28 DIAS (fck);
- 9) CASO SEJA NECESSÁRIO EMENDA DE BARRAS NÃO ESPECIFICADA NESTE PROJETO ESTA DEVERÁ SER FEITA CONFORME AS ESPECIFICAÇÕES DO ITEM 9 DA NBR 6118/2014;
- 10) DIMENSÕES DAS BITOLAS EM mm. COTAS EM cm.



PROJETO ESTRUTURAL
EDIFICAÇÃO COMERCIAL

LOCAL: Av. Padre Cacique esquina Otávio Dutra
Porto Alegre - RS

ESCALA
indicada

RESPONSÁVEIS TÉCNICOS:
Acad. Marcos Wilson Ogata

DATA:
28/11/19

DESCRIÇÃO:
Detalhamento de lajes
Pavimento tipo 1 ao 9

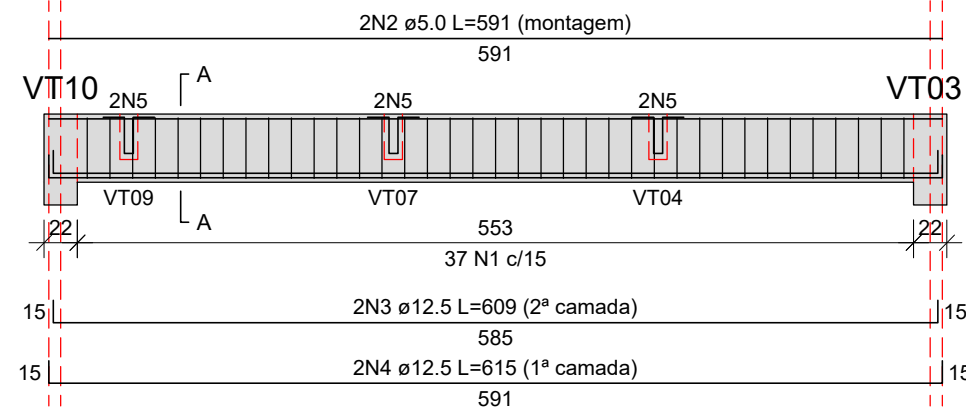
PRANCHA
09/24

PROPRIETÁRIO: Universidade Federal do Rio Grande do Sul

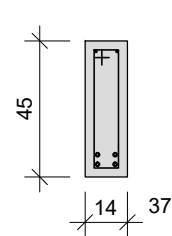
Estrutura contraventada

VT14

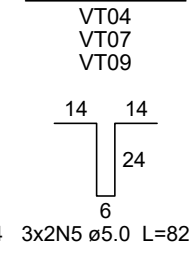
ESC 1:50



SEÇÃO A-A
ESC 1:25

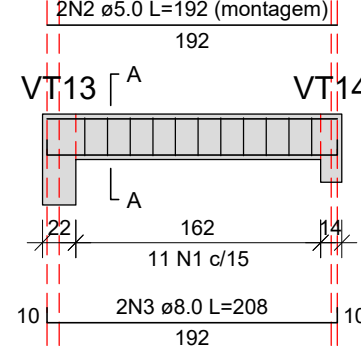


SUSPENSÃO
VT04
VT07
VT09

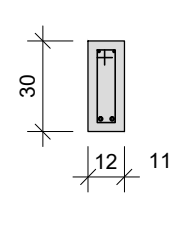


Estrutura contraventada VT04, VT07 e VT09

ESC 1:50



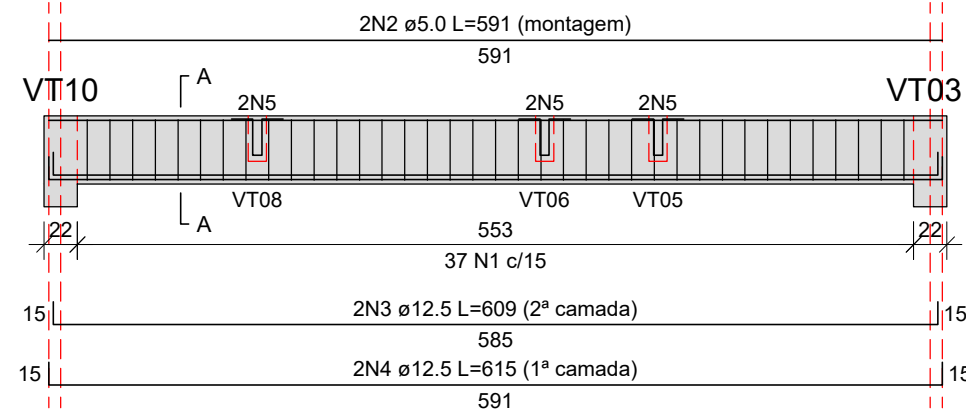
SEÇÃO A-A
ESC 1:25



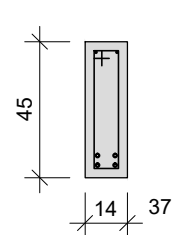
Estrutura contraventada

VT16

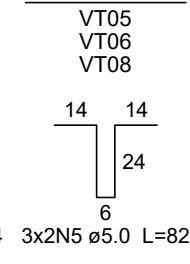
ESC 1:50



SEÇÃO A-A
ESC 1:25

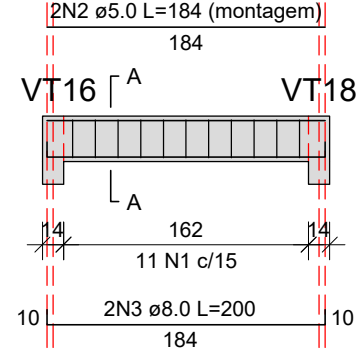


SUSPENSÃO
VT05
VT06
VT08

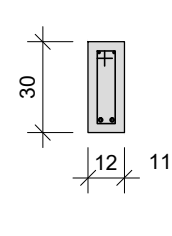


Estrutura contraventada VT05

ESC 1:50



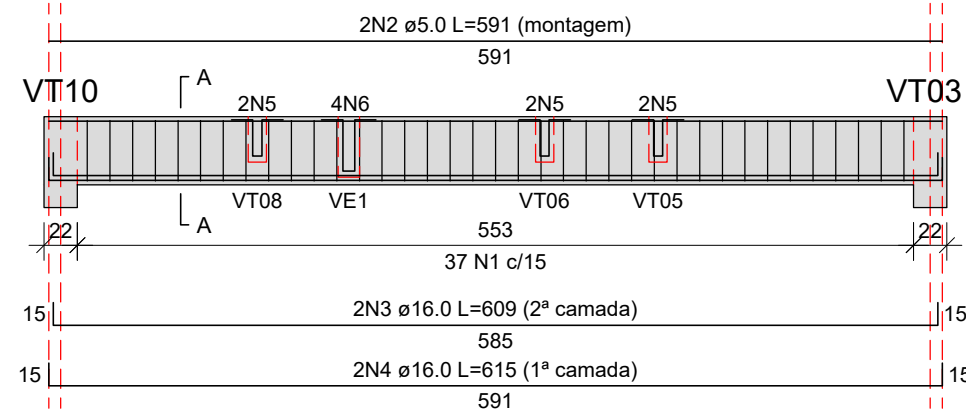
SEÇÃO A-A
ESC 1:25



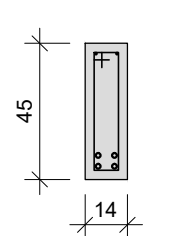
Estrutura contraventada

VT18

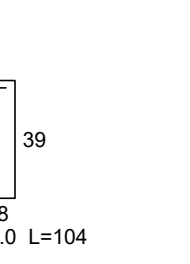
ESC 1:50



SEÇÃO A-A
ESC 1:25

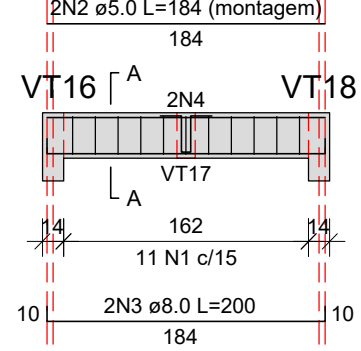


SUSPENSÃO
VT05
VT06
VT08

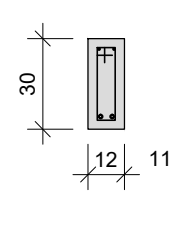


Estrutura contraventada VT06 e VT08

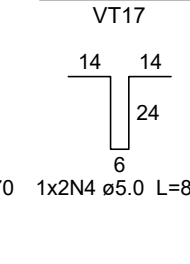
ESC 1:50



SEÇÃO A-A
ESC 1:25

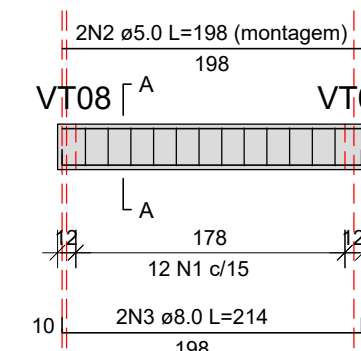


SUSPENSÃO
VT17



Estrutura contraventada VT17

ESC 1:50



SEÇÃO A-A
ESC 1:25

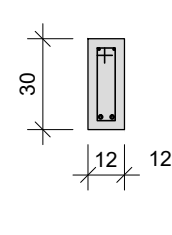
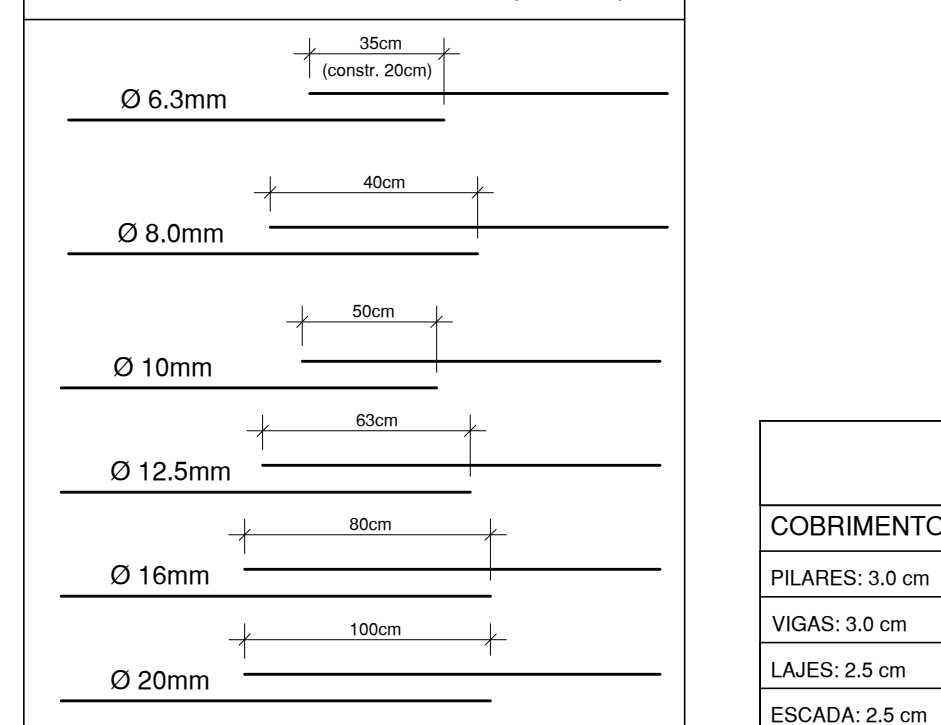


TABELA DE TRASPASSE (mínimo)



ESPECIFICAÇÕES DE PROJETO
(NBR-6118: 2014)

COBRIMENTOS (CAA II)	RESISTÊNCIAS DO CONCRETO
PILARES: 3.0 cm	PILARES: C40 Fck = 40 MPa
VIGAS: 3.0 cm	VIGAS: C40 Fck = 40 MPa
LAJES: 2.5 cm	LAJES: C40 Fck = 40 MPa
ESCADA: 2.5 cm	ESCADA: C25 Fck = 25 MPa

OBSERVAÇÕES

- 1) A EXECUÇÃO DA ESTRUTURA DEVE SEGUIR AS PRESCRIÇÕES DA NBR 6118/2014;
- 2) A DOBRA DAS ARMADURAS DEVERÃO SEGUIR AS PRESCRIÇÕES DA NBR 6118/2014;
- 3) A LOCAÇÃO DA ESTRUTURA DEVERÁ SER COMPATIBILIZADA COM AS MEDIDAS DO TERRENO E NÃO DEVE SER FEITA ACUMULANDO ERROS;
- 4) A EXECUÇÃO DA ESTRUTURA DEVERÁ INICIAR APÓS A COMPATIBILIZAÇÃO COM OS PROJETOS ARQUITETÔNICOS E COMPLEMENTARES;
- 5) AS FORMAS NÃO PODERÃO APRESENTAR DEFORMAÇÕES EXCESSIVAS;
- 6) A CURA DEVERÁ SER FEITA DURANTE OS SETE PRIMEIROS DIAS A PARTIR DO LANÇAMENTO DO CONCRETO, DEVENDO SER RIGOROSAMENTE INSPECIONADO;
- 7) QUALQUER ALTERAÇÃO DE RESISTÊNCIA OU DIMENSÕES DEVERÃO SER COMUNICADAS;
- 8) O CONCRETO DEVERÁ SER DOSADO SEGUINDO A SUA RESISTÊNCIA AOS 28 DIAS (fck);
- 9) CASO SEJA NECESSÁRIO EMENDA DE BARRAS NÃO ESPECIFICADA NESTE PROJETO ESTA DEVERÁ SER FEITA CONFORME AS ESPECIFICAÇÕES DO ITEM 9 DA NBR 6118/2014;
- 10) DIMENSÕES DAS BITOLAS EM mm. COTAS EM cm.



PROJETO ESTRUTURAL EDIFICAÇÃO COMERCIAL

LOCAL: Av. Padre Cacique esquina Otávio Dutra
Porto Alegre - RS

ESCALA
indicada

RESPONSÁVEIS TÉCNICOS:
Acad. Marcos Wilson Ogata

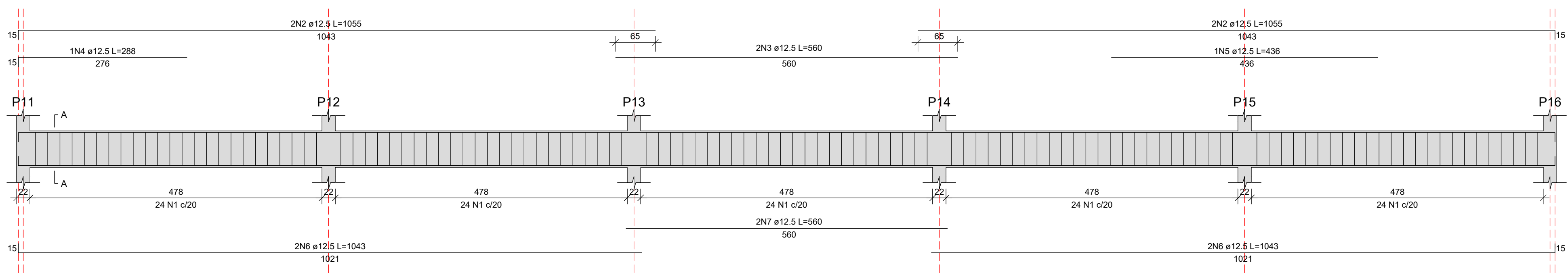
DATA:
28/11/19

DESCRIÇÃO:
Detalhamento das vigas contraventadas
Pavimentos tipo 1 ao 9

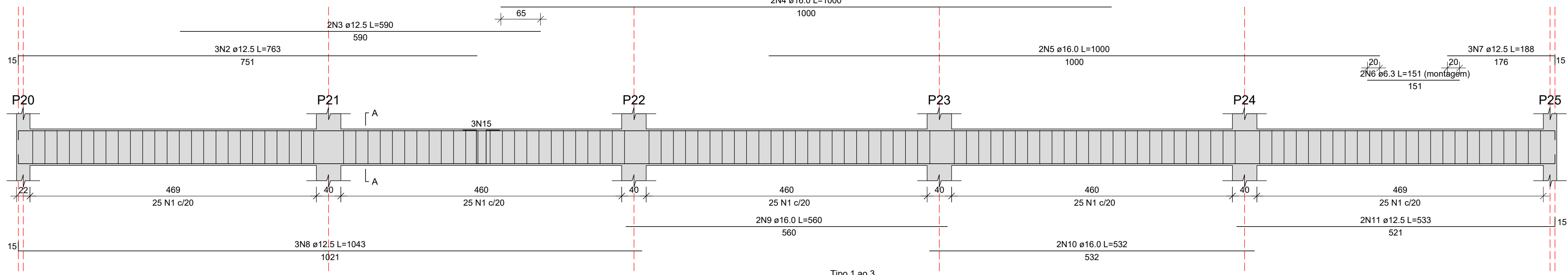
PRANCHA
10/24

PROPRIETÁRIO: Universidade Federal do Rio Grande do Sul

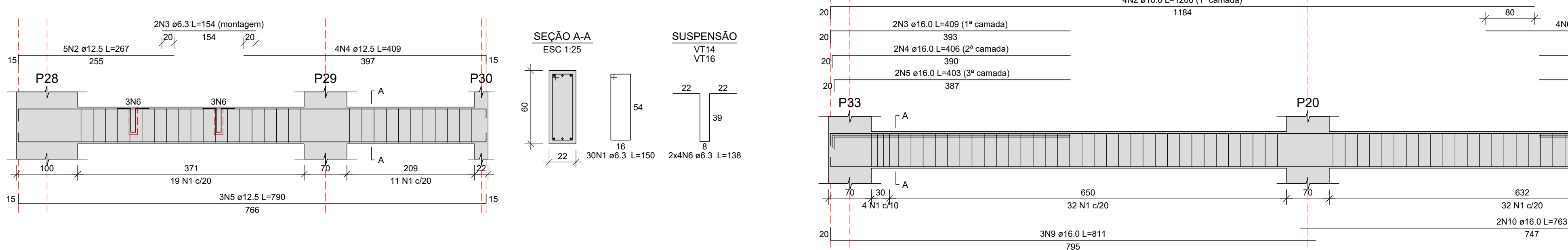
Tipo 1 ao 3
VT01
ESC 1:50



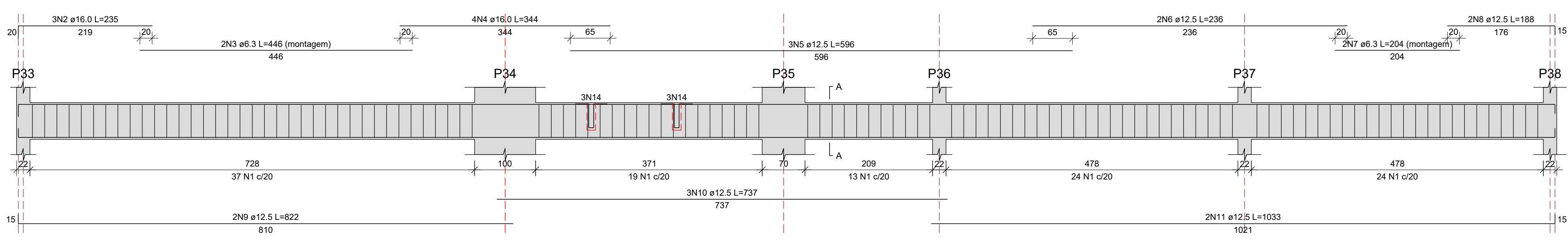
Tipo 1 ao 3
VT02
ESC 1:50



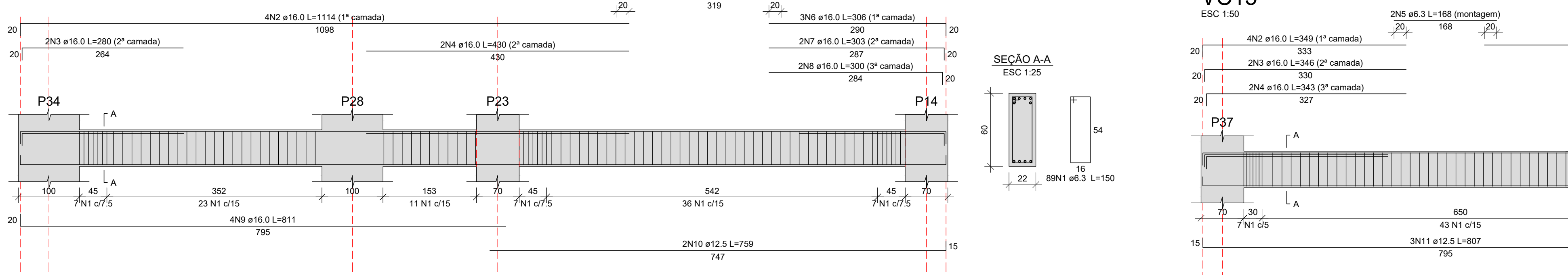
Tipo 1 ao 3
VT03
ESC 1:50



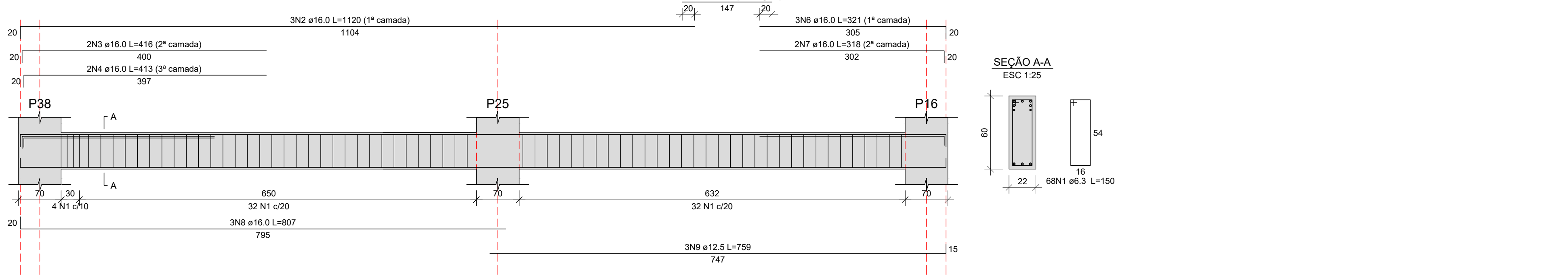
Tipo 1 ao 3
VT10
ESC 1:50



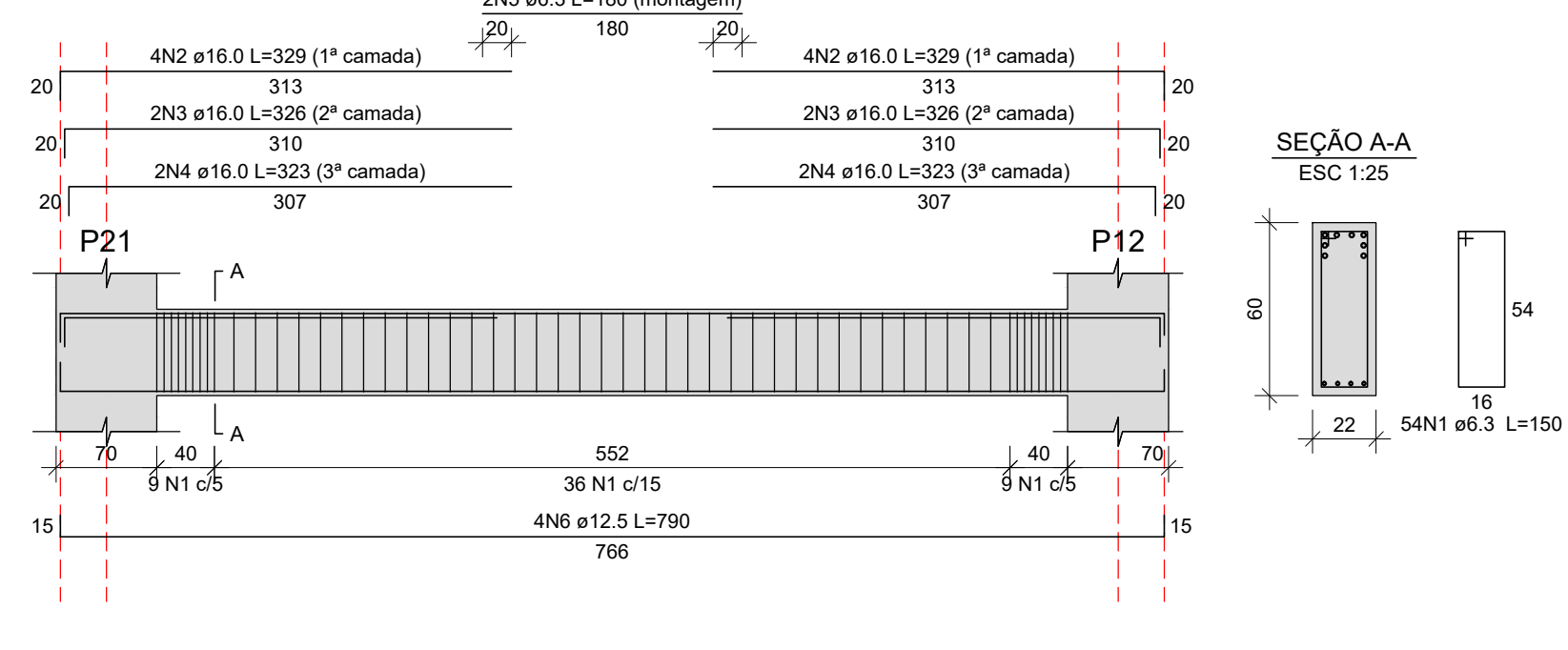
Tipo 1 ao 3
VT19
ESC 1:50



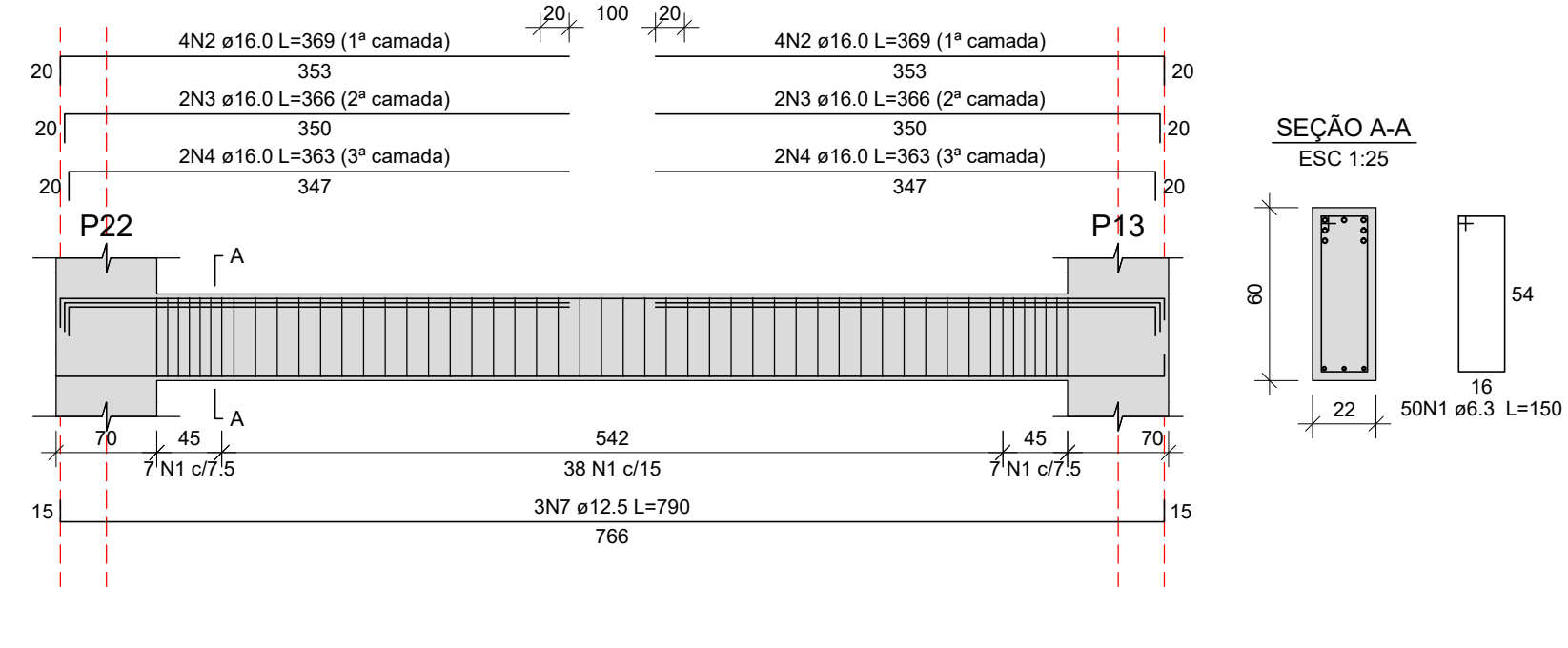
Tipo 1 ao 3
VT21
ESC 1:50



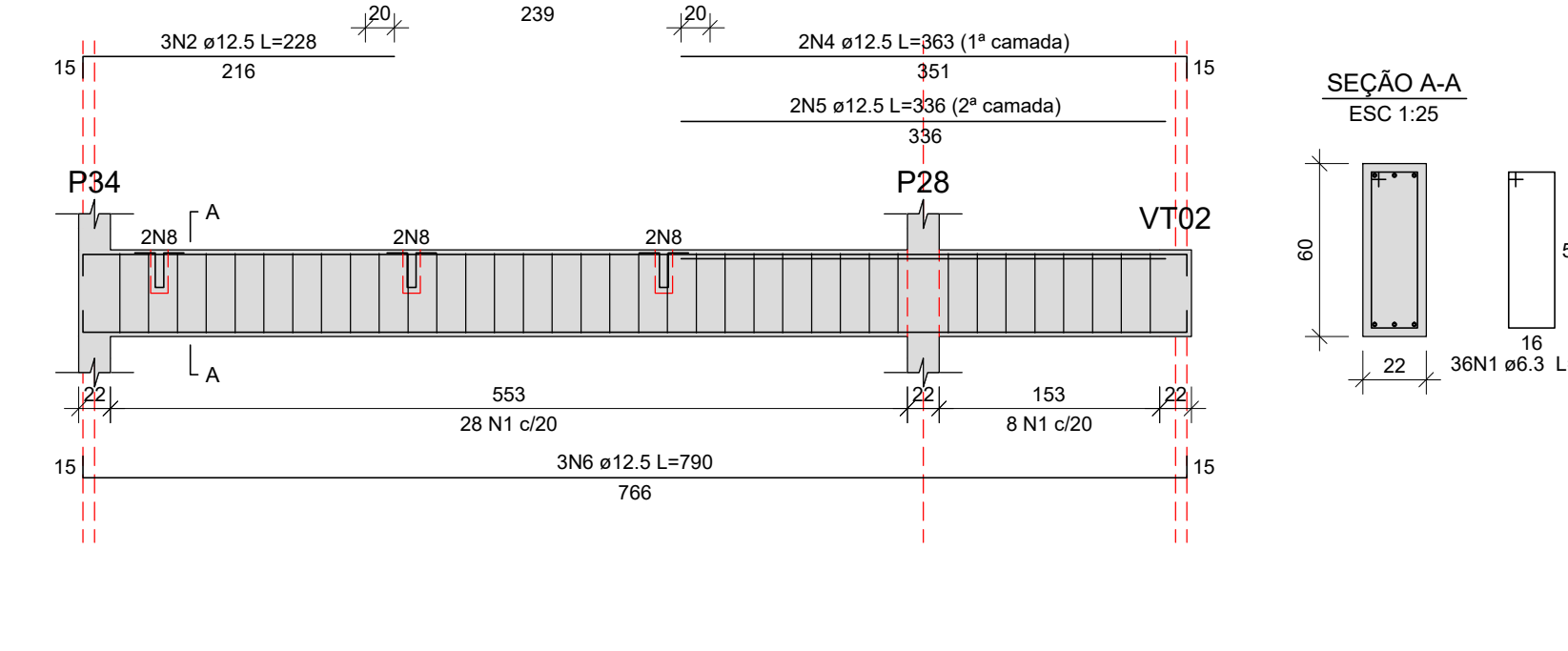
Tipo 1 ao 3
VT12
ESC 1:50



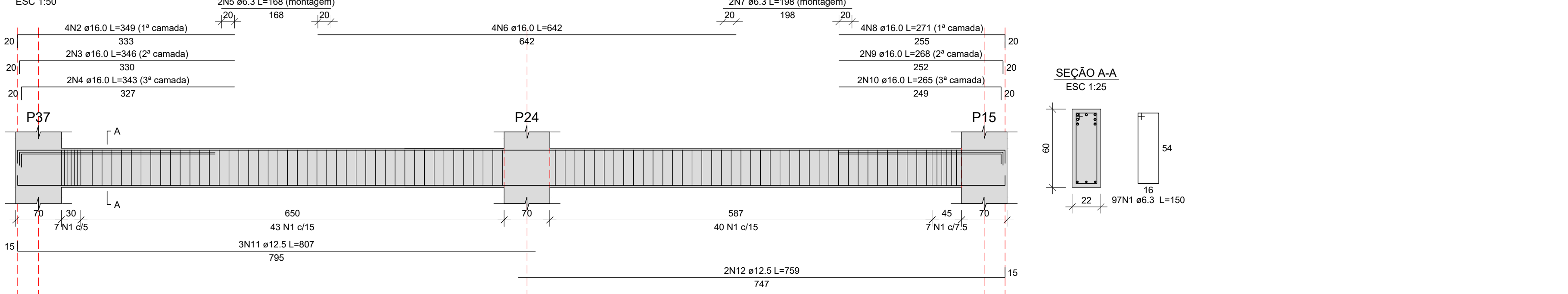
Tipo 1 ao 3
VT15
ESC 1:50



Tipo 1 ao 3
VT13
ESC 1:50



Tipo 1 ao 3
VC15
ESC 1:50



- OBSERVAÇÕES**
- 1) A EXECUÇÃO DA ESTRUTURA DEVE SEGUIR AS PRESCRIÇÕES DA NBR 6118/2014;
 - 2) A DOBRA DAS ARMADURAS DEVERÁ SEGUIR AS PRESCRIÇÕES DA NBR 6118/2014;
 - 3) A LOCAÇÃO DA ESTRUTURA DEVERÁ SER COMPATIBILIZADA COM AS MEDIDAS DO TERRENO E NÃO DEVE SER FEITA ACUMULANDO ERROS;
 - 4) A EXECUÇÃO DA ESTRUTURA DEVERÁ INICIAR APÓS A COMPATIBILIZAÇÃO COM OS PROJETOS ARQUITETÔNICOS E COMPLEMENTARES;
 - 5) AS FORMAS NÃO PODERÃO APRESENTAR DEFORMAÇÕES EXCESSIVAS;
 - 6) A CURA DEVERÁ SER FEITA DURANTE OS SETE PRIMEIROS DIAS A PARTIR DO LANÇAMENTO DO CONCRETO, DEVENDO SER RIGOROSAMENTE INSPECIONADO;
 - 7) QUALQUER ALTERAÇÃO DE RESISTÊNCIA OU DIMENSÕES DEVERÁ SER COMUNICADA;
 - 8) O CONCRETO DEVERÁ SER DOSADO SEGUINDO A SUA RESISTÊNCIA AOS 28 DIAS (fck);
 - 9) CASO SEJA NECESSÁRIO EMENDA DE BARRAS NÃO ESPECIFICADA NESTE PROJETO ESTA DEVERÁ SER FEITA CONFORME AS ESPECIFICAÇÕES DO ITEM 9 DA NBR 6118/2014;
 - 10) DIMENSÕES DAS BITOLAS EM mm. COTAS EM cm.

ESPECIFICAÇÕES DE PROJETO (NBR-6118: 2014)

COBRIMENTOS (CAA II)	RESISTÊNCIAS DO CONCRETO
PILARES: 3.0 cm	PILARES: C40 Fck = 40 MPa
VIGAS: 3.0 cm	VIGAS: C40 Fck = 40 MPa
LAJES: 2.5 cm	LAJES: C40 Fck = 40 MPa
ESCADA: 2.5 cm	ESCADA: C25 Fck = 25 MPa

TABELA DE TRASPASSE (mínimo)

Ø 6.3mm	35mm (exceç. 20mm)
Ø 8.0mm	40mm
Ø 10mm	50mm
Ø 12.5mm	65mm
Ø 16mm	85mm
Ø 20mm	105mm

PROJETO ESTRUTURAL
EDIFICAÇÃO COMERCIAL

LOCAL: Av. Padre Cacique esquina Otávio Dutra
Porto Alegre - RS

RESPONSÁVEIS TÉCNICOS:
Acad. Marcos Wilson Ogata

DESCRÇÃO:
Detalhamento das armaduras
Vigas dos pavimentos tipo 1 ao 3

ESCALA
indicada

DATA:
28/11/19

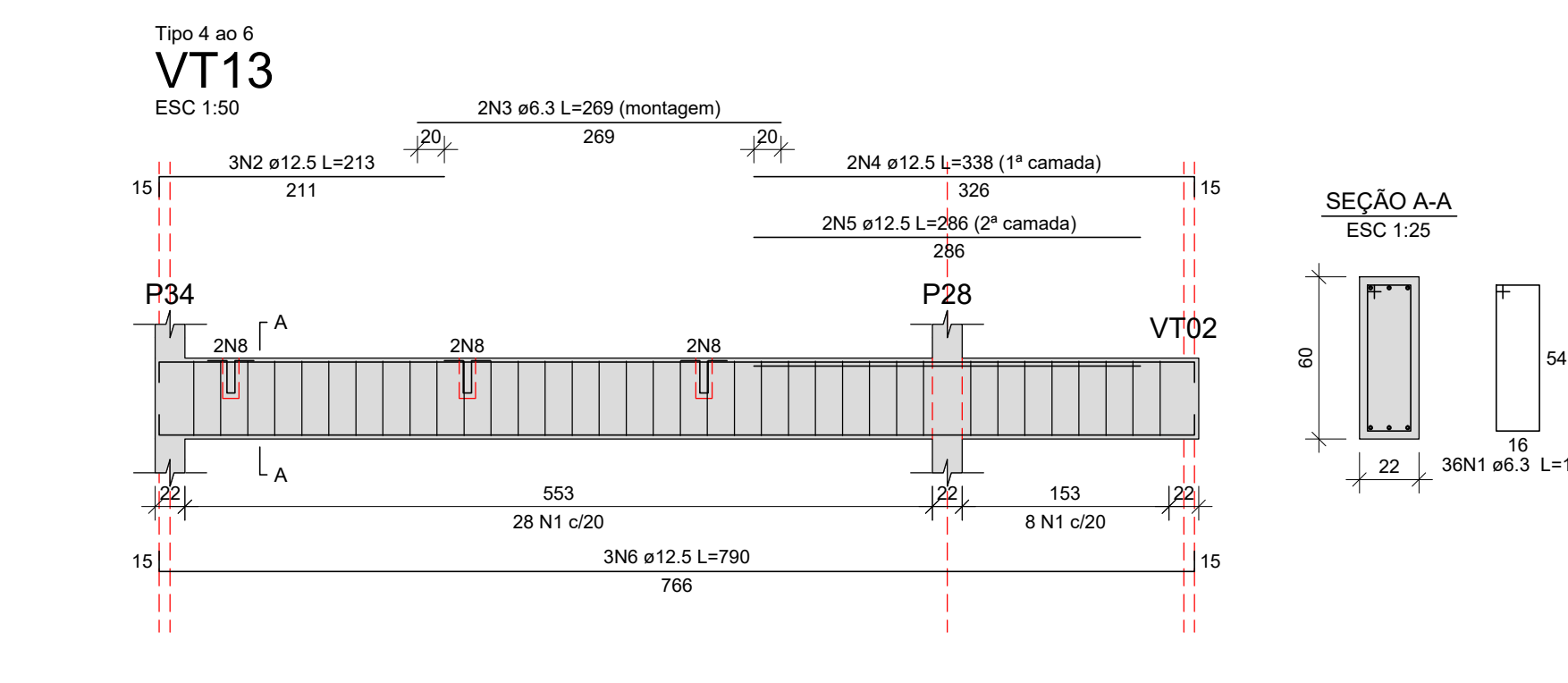
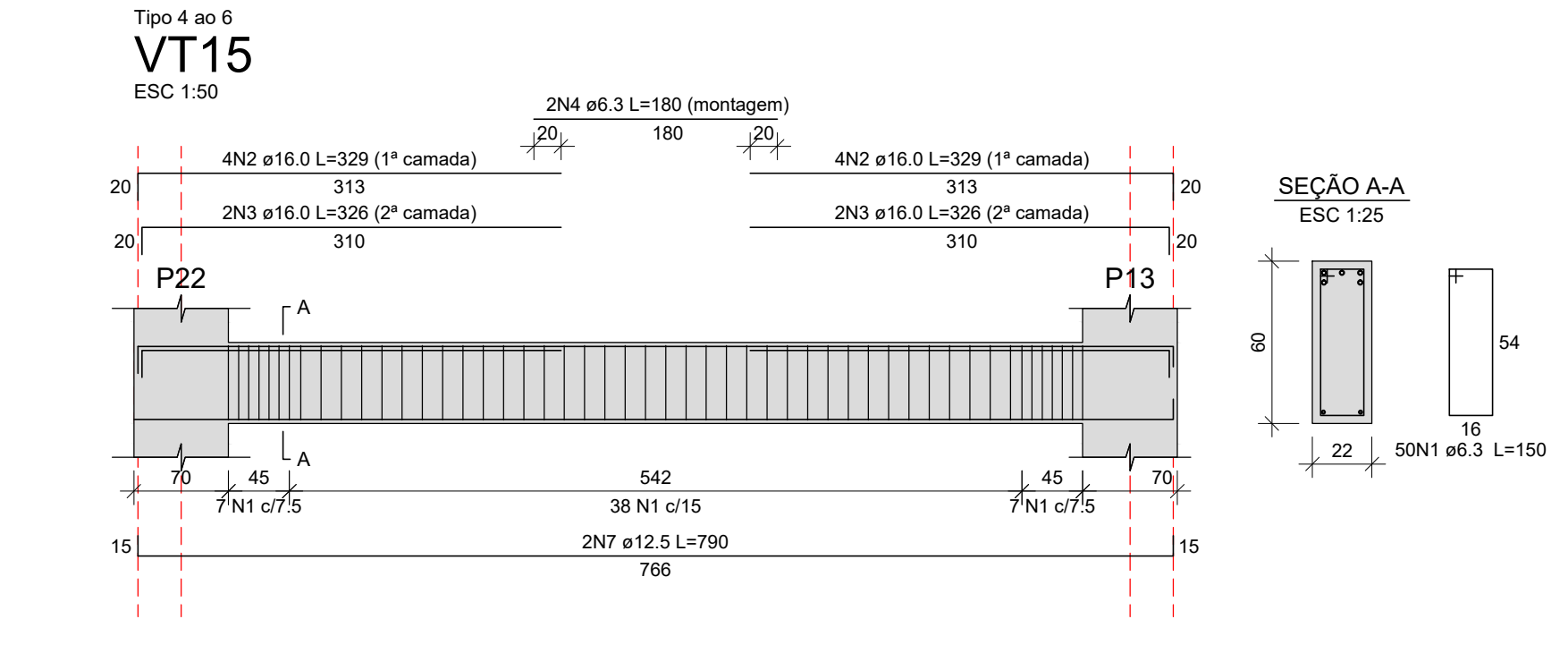
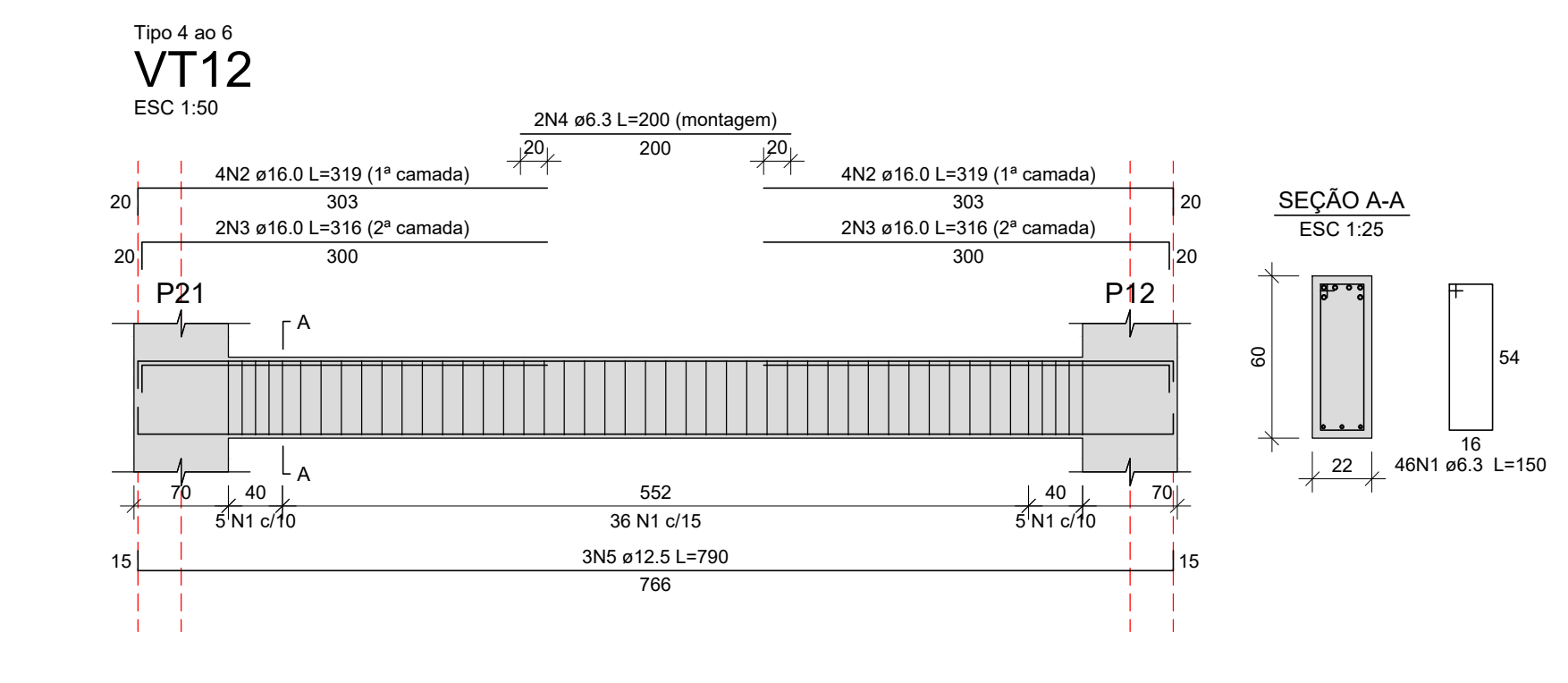
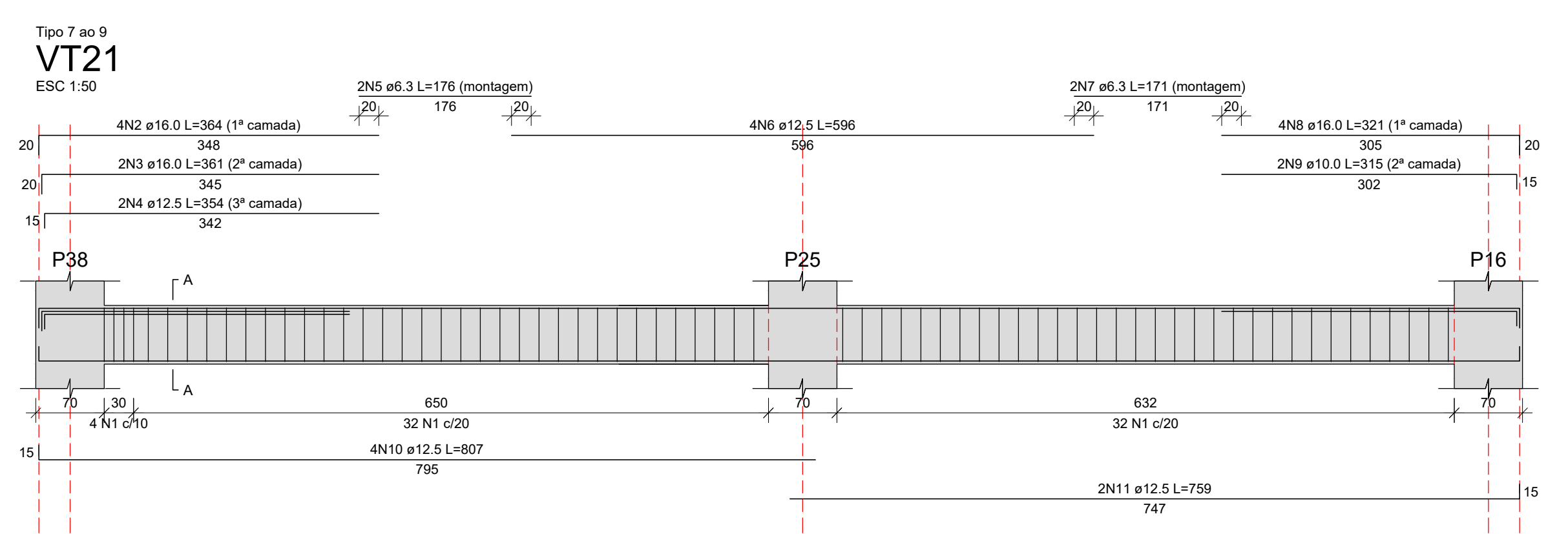
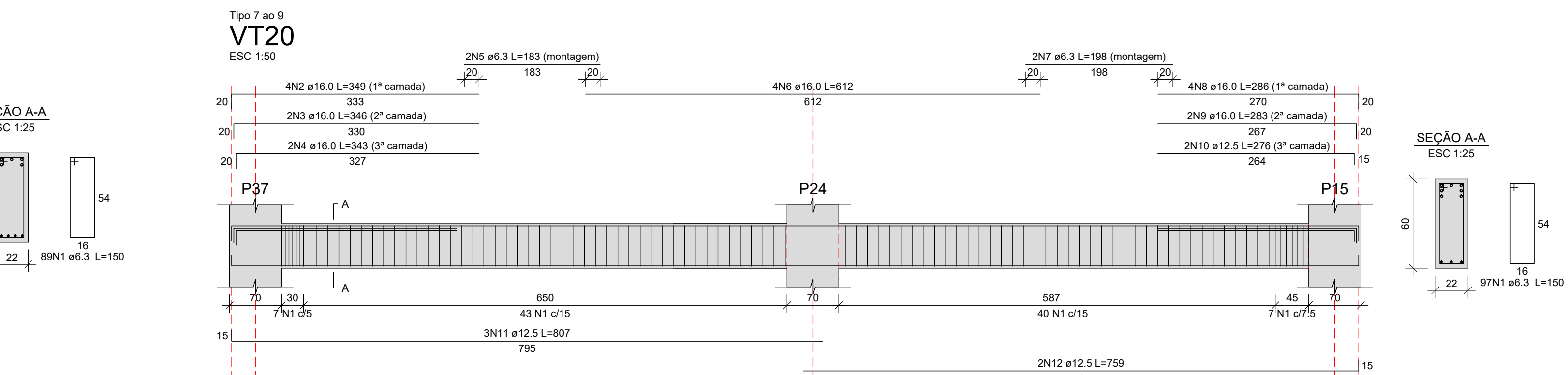
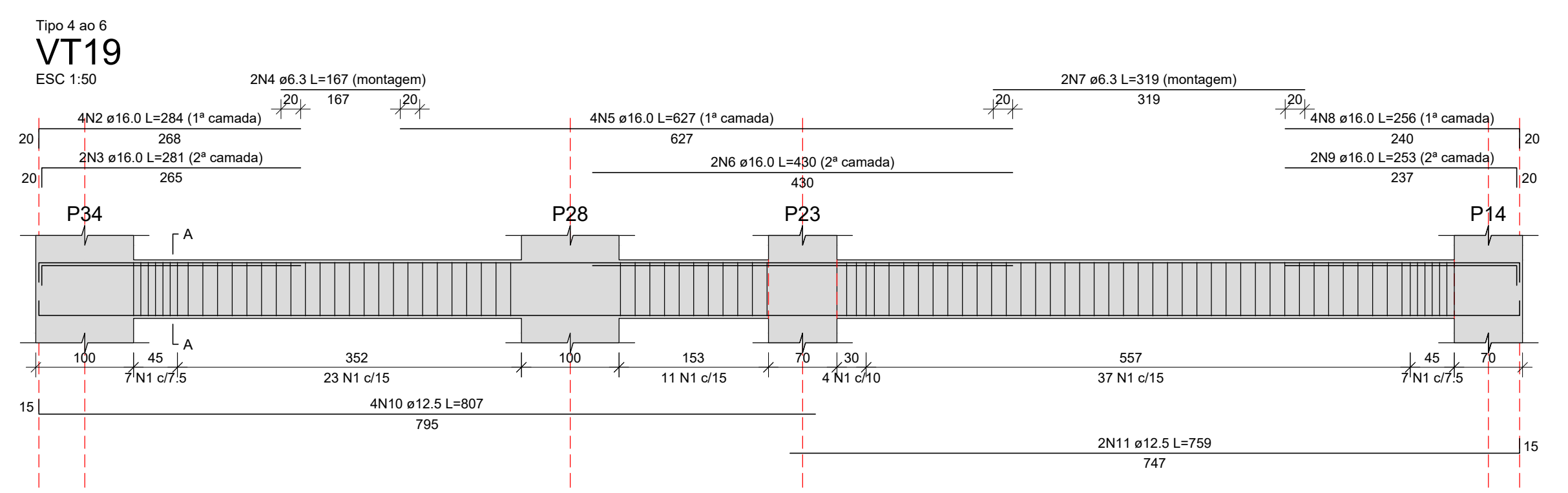
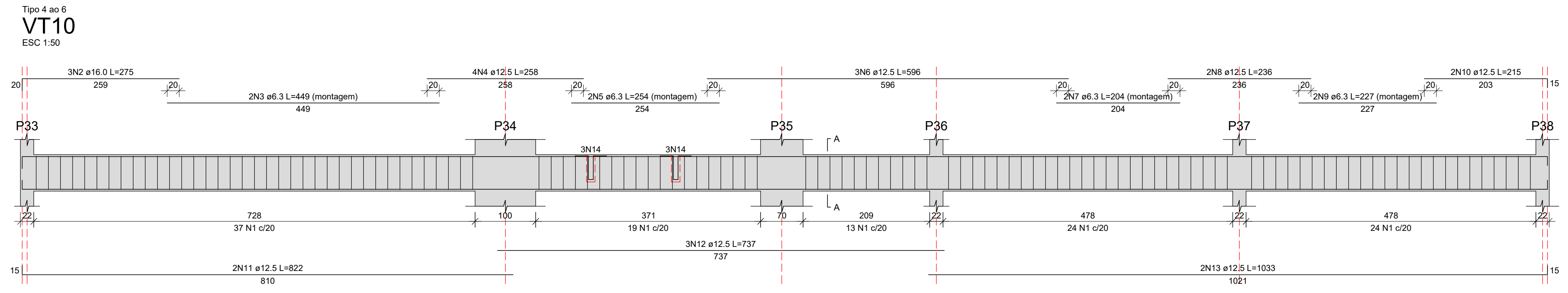
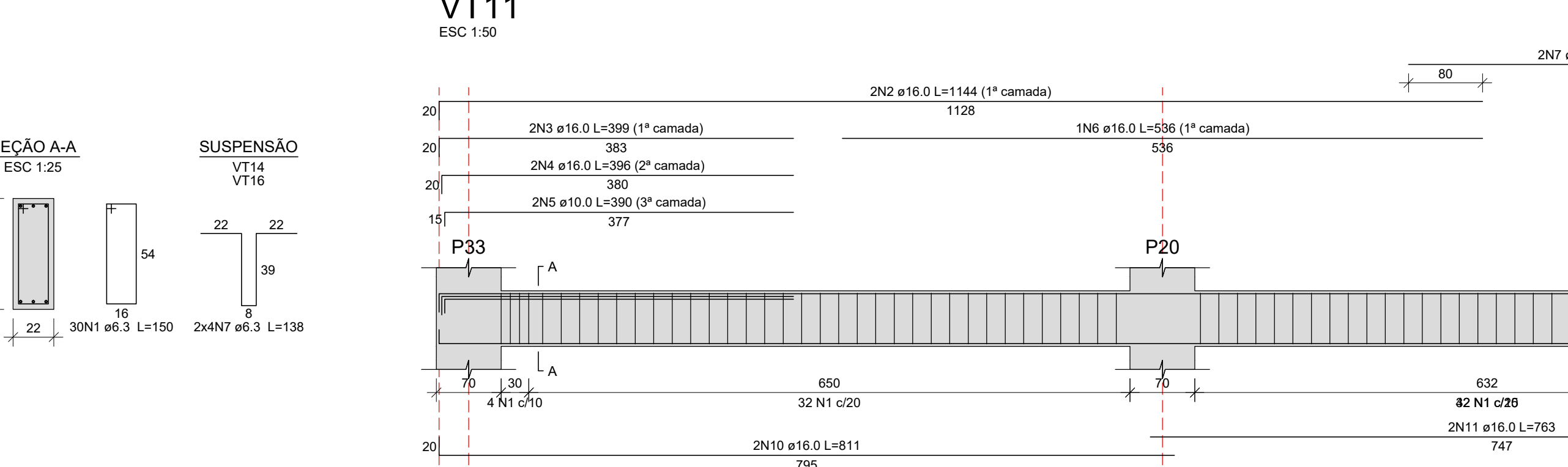
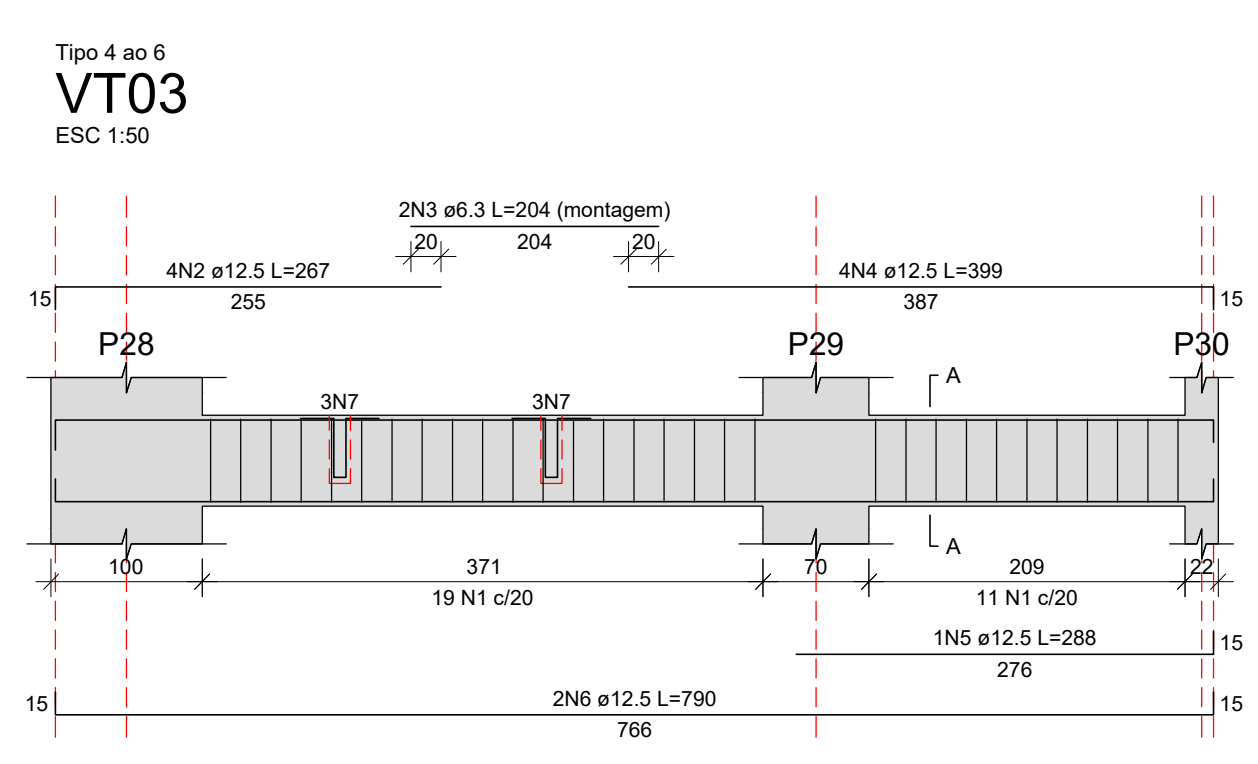
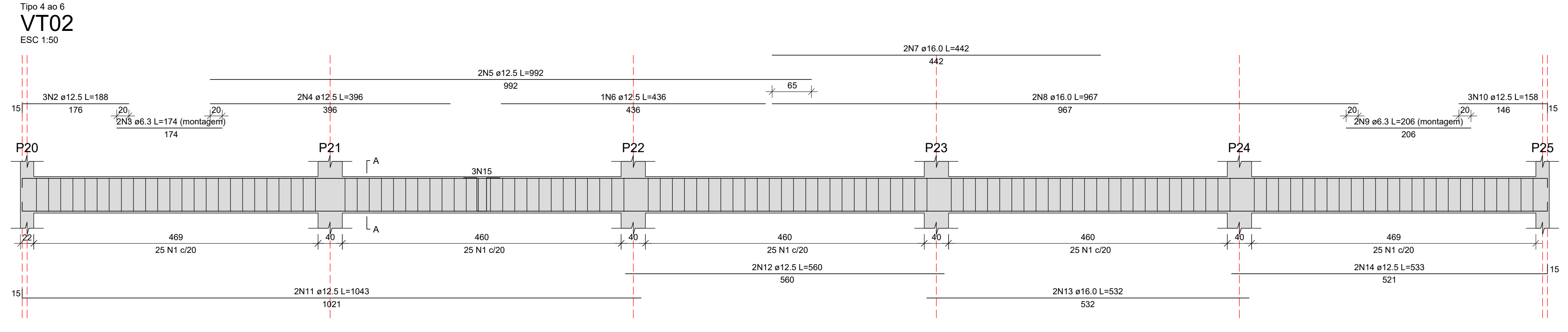
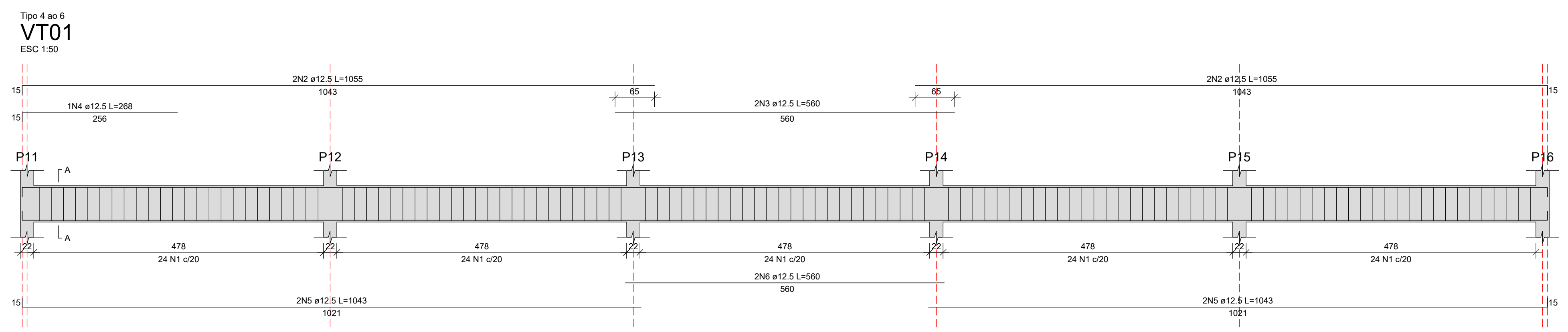
PRANCHA
11/24

PROPRIETÁRIO: Universidade Federal do Rio Grande do Sul

- OBSERVAÇÕES**
- 1) A EXECUÇÃO DA ESTRUTURA DEVE SEGUIR AS PRESCRIÇÕES DA NBR 6118/2014;
 - 2) A DOBRA DAS ARMADURAS DEVERÃO SEGUIR AS PRESCRIÇÕES DA NBR 6118/2014;
 - 3) A LOCAÇÃO DA ESTRUTURA DEVERÁ SER COMPATIBILIZADA COM AS MEDIDAS DO TERRENO E NÃO DEVE SER FEITA ACUMULANDO ERROS;
 - 4) A EXECUÇÃO DA ESTRUTURA DEVERÁ INICIAR APÓS A COMPATIBILIZAÇÃO COM OS PROJETOS ARQUITETÔNICOS E COMPLEMENTARES;
 - 5) AS FORMAS NÃO PODERÃO APRESENTAR DEFORMAÇÕES EXCESSIVAS;
 - 6) A CURA DEVERÁ SER FEITA DURANTE OS SETE PRIMEIROS DIAS A PARTIR DO LANÇAMENTO DO CONCRETO, DEVENDO SER RIGOROSAMENTE INSPECIONADO;
 - 7) QUALQUER ALTERAÇÃO DE RESISTÊNCIA OU DIMENSÕES DEVERÃO SER COMUNICADAS;
 - 8) O CONCRETO DEVERÁ SER DOSADO SEGUINDO A SUA RESISTÊNCIA AOS 28 DIAS (fck);
 - 9) CASO SEJA NECESSÁRIO EMENDA DE BARRAS NÃO ESPECIFICADA NESTE PROJETO ESTA DEVERÁ SER FEITA CONFORME AS ESPECIFICAÇÕES DO ITEM 9 DA NBR 6118/2014;
 - 10) DIMENSÕES DAS BITOLAS EM mm. COTAS EM cm.

ESPECIFICAÇÕES DE PROJETO (NBR-6118: 2014)	
COBRIMENTOS (CAA II)	RESISTÊNCIAS DO CONCRETO
PILARES: 3.0 cm	PILARES: C40 Fck = 40 MPa
VIGAS: 3.0 cm	VIGAS: C40 Fck = 40 MPa
LAJES: 2.5 cm	LAJES: C40 Fck = 40 MPa
ESCADA: 2.5 cm	ESCADA: C25 Fck = 25 MPa

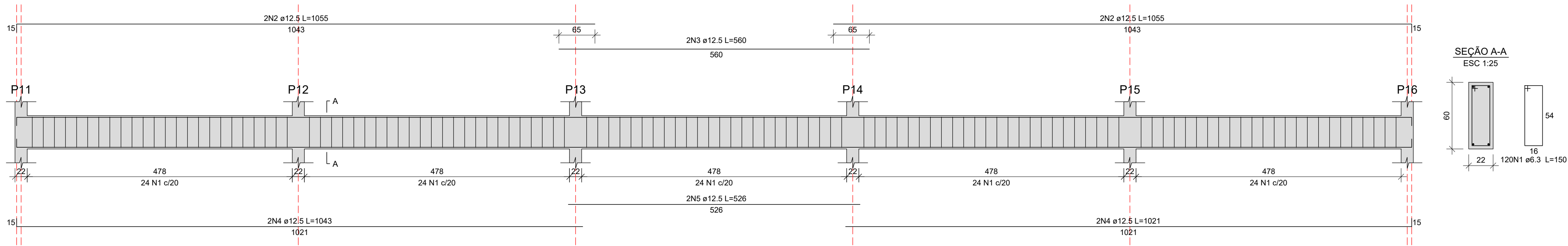
TABELA DE TRASPASSE (mínimo)	
Ø 6.3mm	35mm concr: 20mm
Ø 8.0mm	40mm
Ø 10mm	50mm
Ø 12.5mm	65mm
Ø 16mm	85mm
Ø 20mm	105mm



	PROJETO ESTRUTURAL	
	EDIFICAÇÃO COMERCIAL	
LOCAL: Av. Padre Cacique esquina Otávio Dutra Porto Alegre - RS	ESCALA	indicada
RESPONSÁVEIS TÉCNICOS: Acad. Marcos Wilson Ogata	DATA:	28/11/19
DESCRIÇÃO: Detalhamento das armaduras Vigas dos pavimentos tipo 4 ao 6	PRANCHA	12/24
PROPRIETÁRIO: Universidade Federal do Rio Grande do Sul		

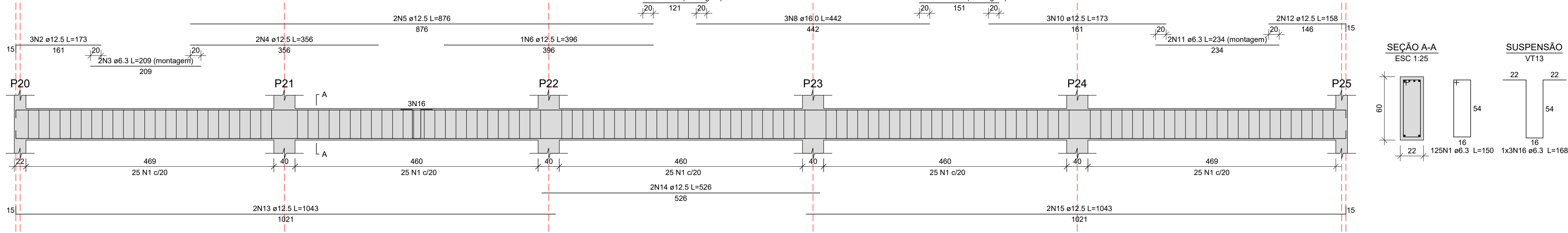
Tipo 7 ao 9
VT01

ESC 1:50



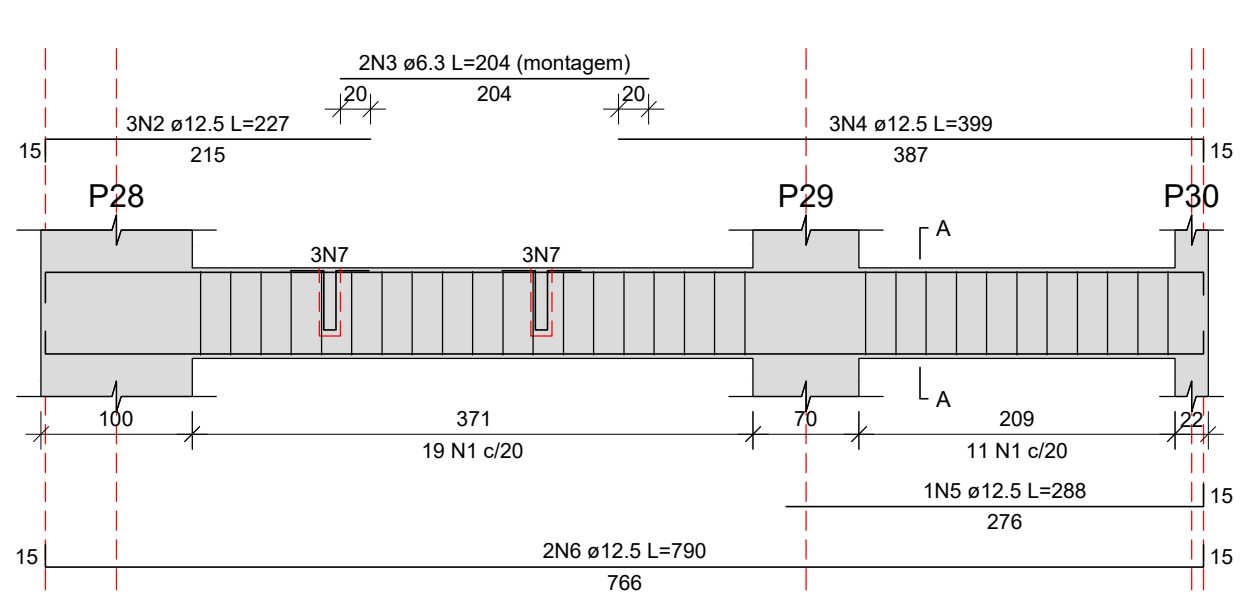
Tipo 7 ao 9
VT02

ESC 1:50



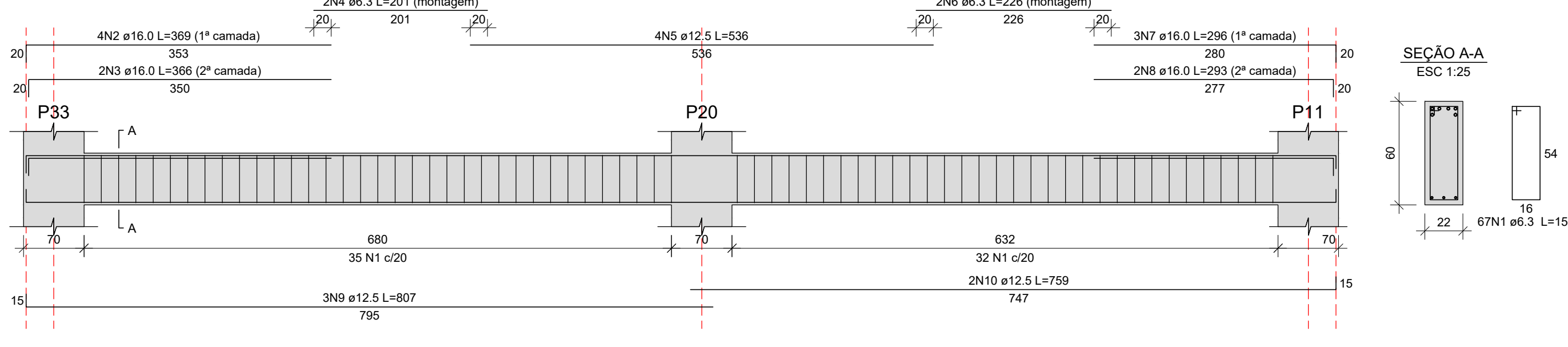
Tipo 7 ao 9
VT03

ESC 1:50



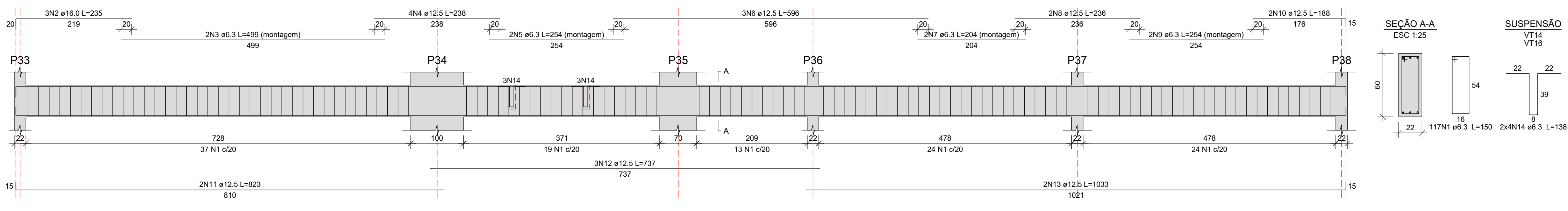
Tipo 7 ao 9
VT11

ESC 1:50



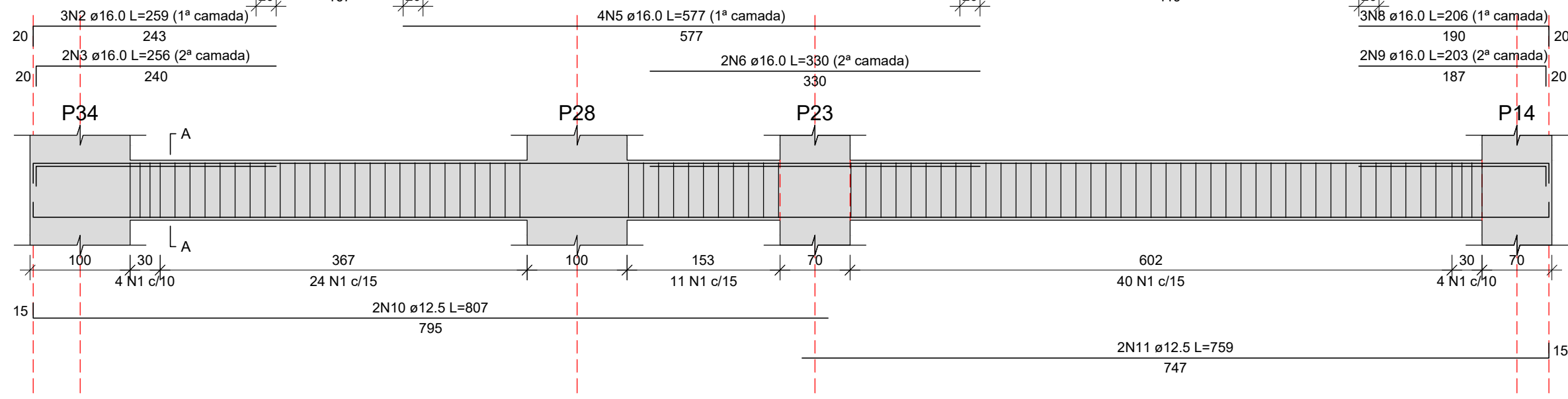
Tipo 7 ao 9
VT10

ESC 1:50



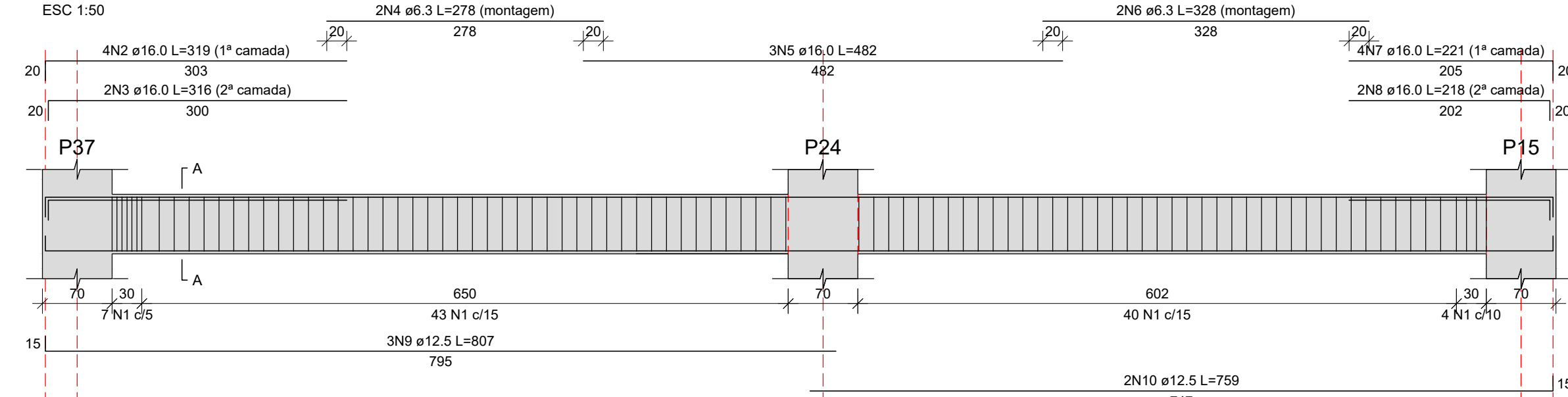
Tipo 7 ao 9
VT19

ESC 1:50



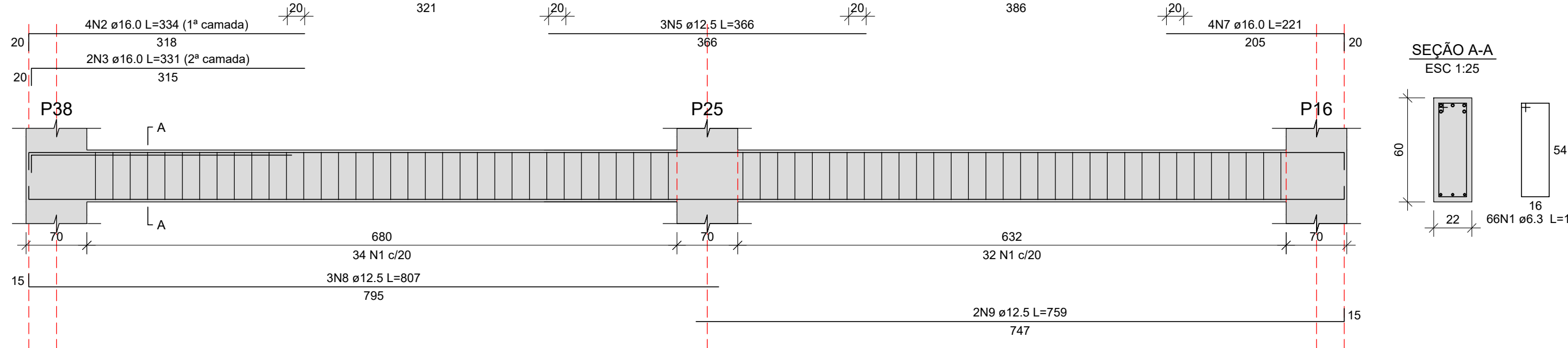
Tipo 7 ao 9
VT20

ESC 1:50



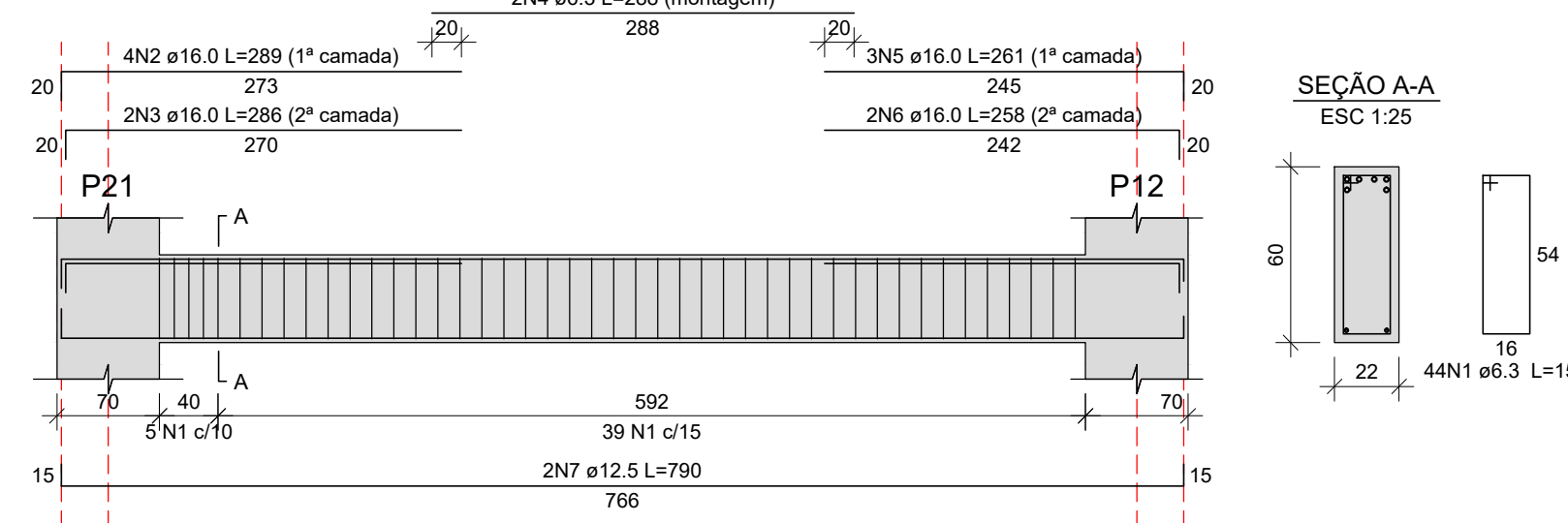
Tipo 7 ao 9
VT21

ESC 1:50



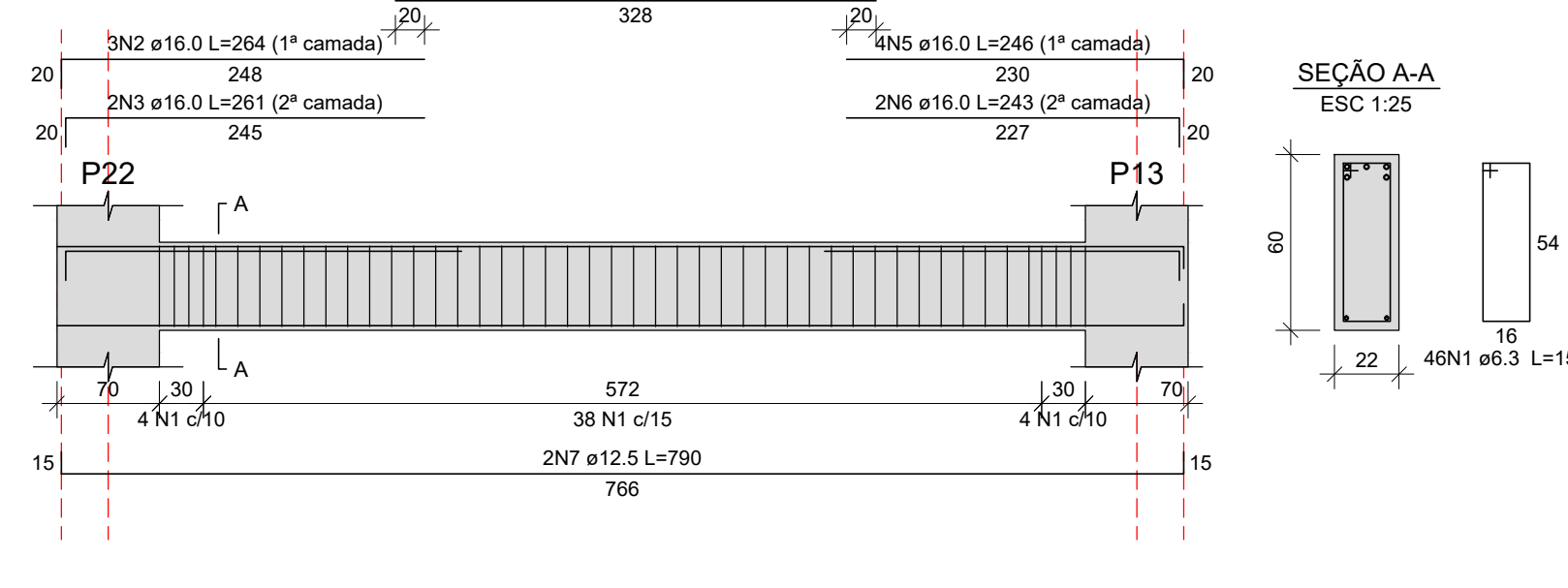
Tipo 7 ao 9
VT12

ESC 1:50



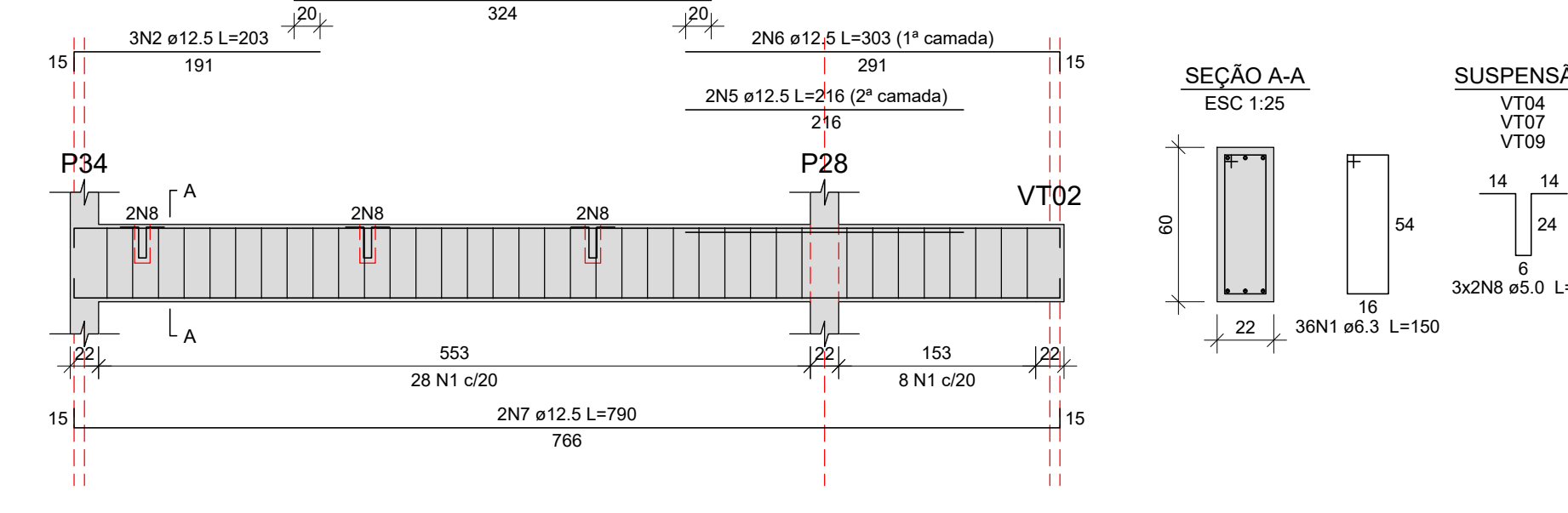
Tipo 7 ao 9
VT15

ESC 1:50



Tipo 7 ao 9
VT13

ESC 1:50



OBSERVAÇÕES

- 1) A EXECUÇÃO DA ESTRUTURA DEVE SEGUIR AS PRESCRIÇÕES DA NBR 6118/2014;
- 2) A DOBRA DAS ARMADURAS DEVERÁ SEGUIR AS PRESCRIÇÕES DA NBR 6118/2014;
- 3) A LOCAÇÃO DA ESTRUTURA DEVERÁ SER COMPATIBILIZADA COM AS MEDIDAS DO TERRENO E NÃO DEVE SER FEITA ACUMULANDO ERROS;
- 4) A EXECUÇÃO DA ESTRUTURA DEVERÁ INICIAR APÓS A COMPATIBILIZAÇÃO COM OS PROJETOS ARQUITETÔNICOS E COMPLEMENTARES;
- 5) AS FORMAS NÃO PODERÃO APRESENTAR DEFORMAÇÕES EXCESSIVAS;
- 6) A CURA DEVERÁ SER FEITA DURANTE OS SETE PRIMEIROS DIAS A PARTIR DO LANÇAMENTO DO CONCRETO, DEVENDO SER RIGOROSAMENTE INSPECIONADO;
- 7) QUALQUER ALTERAÇÃO DE RESISTÊNCIA OU DIMENSÕES DEVERÁ SER COMUNICADAS;
- 8) O CONCRETO DEVERÁ SER DOSADO SEGUINDO A SUA RESISTÊNCIA AOS 28 DIAS (fck);
- 9) CASO SEJA NECESSÁRIO EMENDA DE BARRAS NÃO ESPECIFICADA NESTE PROJETO ESTA DEVERÁ SER FEITA CONFORME AS ESPECIFICAÇÕES DO ITEM 9 DA NBR 6118/2014;
- 10) DIMENSÕES DAS BITOLAS EM mm. COTAS EM cm.

ESPECIFICAÇÕES DE PROJETO (NBR-6118: 2014)	
COBRIMENTOS (CAA II)	RESISTÊNCIAS DO CONCRETO
PILARES: 3.0 cm	PILARES: C40 Fck = 40 MPa
VIGAS: 3.0 cm	VIGAS: C40 Fck = 40 MPa
LAJES: 2.5 cm	LAJES: C40 Fck = 40 MPa
ESCADA: 2.5 cm	ESCADA: C25 Fck = 25 MPa

TABELA DE TRASPASSE (mínimo)	
Ø 6.3mm	35mm (excess: 20mm)
Ø 8.0mm	40mm
Ø 10mm	50mm
Ø 12.5mm	65mm
Ø 16mm	80mm
Ø 20mm	100mm

PROJETO ESTRUTURAL
EDIFICAÇÃO COMERCIAL

LOCAL: Av. Padre Cacique esquina Otávio Dutra
Porto Alegre - RS

RESPONSÁVEIS TÉCNICOS:
Acad. Marcos Wilson Ogata

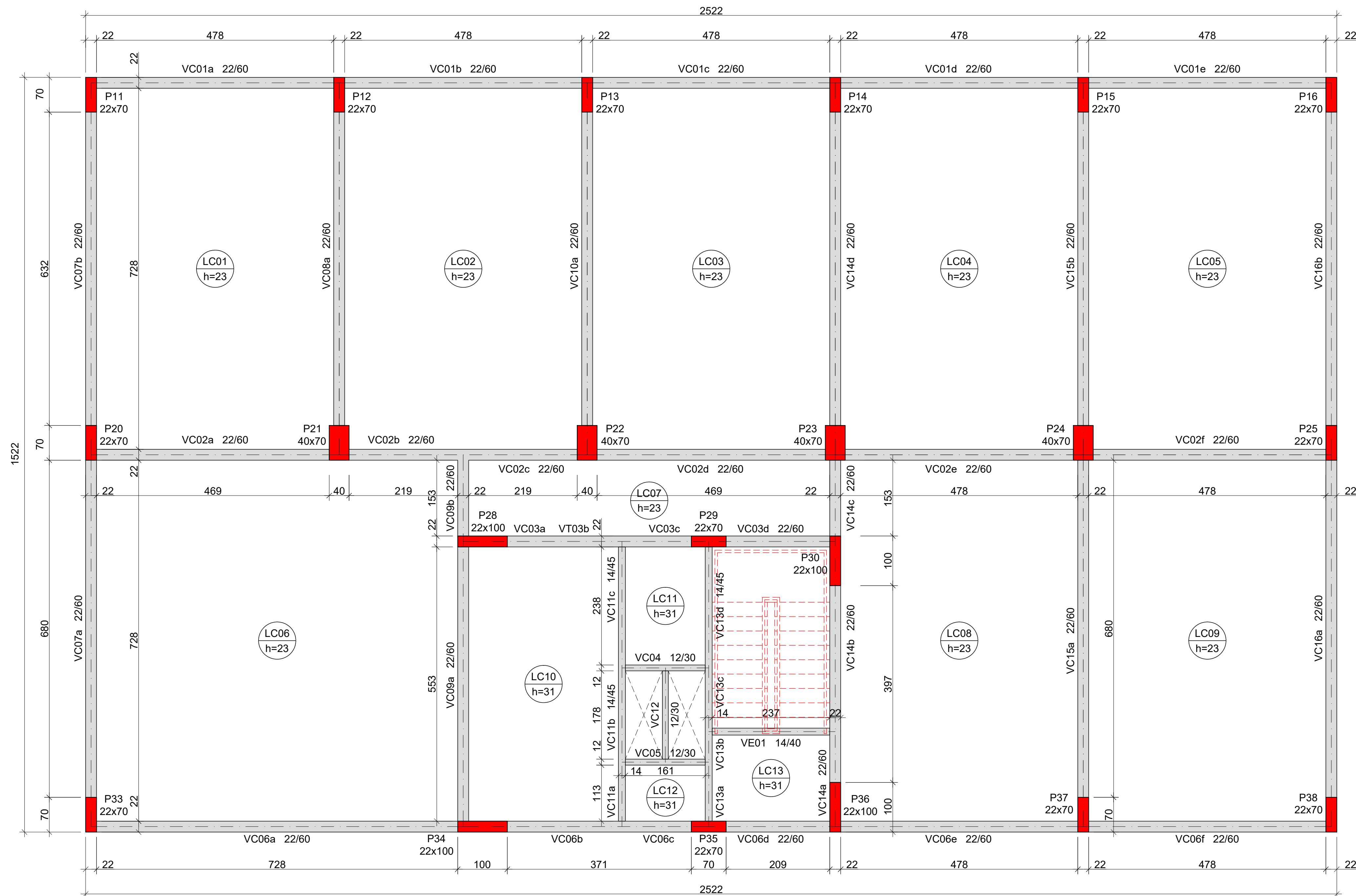
DESCRÇÃO:
Detalhamento das armaduras
Vigas dos pavimentos tipo 7 ao 9

ESCALA
indicada

DATA:
28/11/19

PRANCHA
13/24

PROPRIETÁRIO: Universidade Federal do Rio Grande do Sul



PLANTA DE GEOMETRIA - PAVIMENTO COBERTURA
ESCALA 1/50

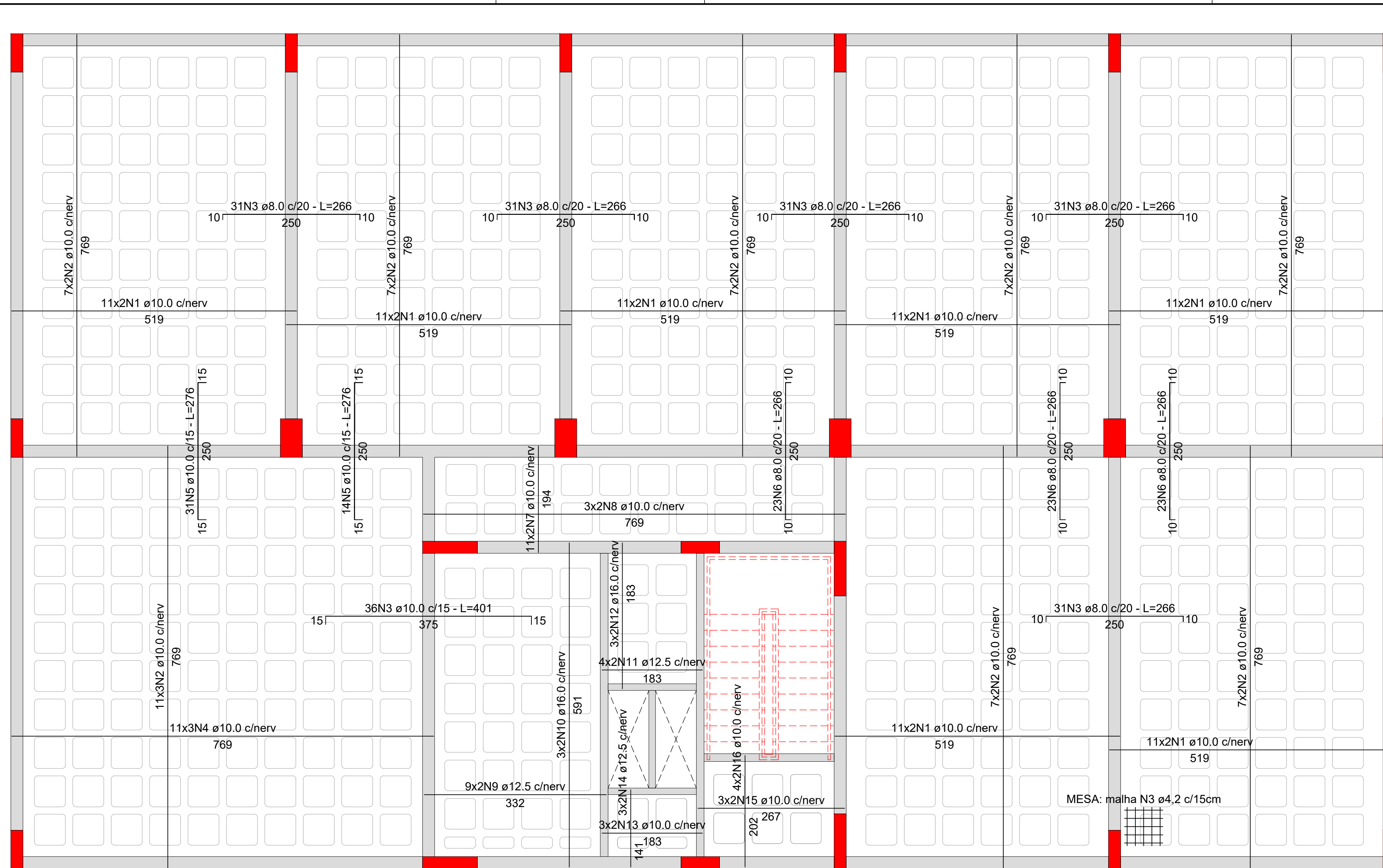
OBSERVAÇÕES

- 1) A EXECUÇÃO DA ESTRUTURA DEVE SEGUIR AS PRESCRIÇÕES DA NBR 6118/2014;
- 2) A DOBRA DAS ARMADURAS DEVERÃO SEGUIR AS PRESCRIÇÕES DA NBR 6118/2014;
- 3) A LOCAÇÃO DA ESTRUTURA DEVERÁ SER COMPATIBILIZADA COM AS MEDIDAS DO TERRENO E NÃO DEVE SER FEITA ACUMULANDO ERROS;
- 4) A EXECUÇÃO DA ESTRUTURA DEVERÁ INICIAR APÓS A COMPATIBILIZAÇÃO COM OS PROJETOS ARQUITETÔNICOS E COMPLEMENTARES;
- 5) AS FORMAS NÃO PODERÃO APRESENTAR DEFORMAÇÕES EXCESSIVAS;
- 6) A CURA DEVERÁ SER FEITA DURANTE OS SETE PRIMEIROS DIAS A PARTIR DO LANÇAMENTO DO CONCRETO, DEVENDO SER RIGOROSAMENTE INSPECIONADO;
- 7) QUALQUER ALTERAÇÃO DE RESISTÊNCIA OU DIMENSÕES DEVERÃO SER COMUNICADAS;
- 8) O CONCRETO DEVERÁ SER DOSADO SEGUINDO A SUA RESISTÊNCIA AOS 28 DIAS (fck);
- 9) CASO SEJA NECESSÁRIO EMENDA DE BARRAS NÃO ESPECIFICADA NESTE PROJETO ESTA DEVERÁ SER FEITA CONFORME AS ESPECIFICAÇÕES DO ITEM 9 DA NBR 6118/2014;
- 10) DIMENSÕES DAS BITOLAS EM mm. COTAS EM cm.



**PROJETO ESTRUTURAL
EDIFICAÇÃO COMERCIAL**

LOCAL: Av. Padre Cacique esquina Otávio Dutra Porto Alegre - RS		ESCALA indicada
RESPONSÁVEIS TÉCNICOS: Acad. Marcos Wilson Ogata		DATA: 28/11/19
DESCRIÇÃO: Planta de geometria Pavimento cobertura		PRANCHA 14/24
PROPRIETÁRIO: Universidade Federal do Rio Grande do Sul		



RESUMO DE FERROS - LAJES PAVTO. TIPO

ID	Ø (mm)	(kg/m)	Comp. Unit. (cm)	Qtde	Comp. Total (m)	Peso (kg)
N1	10,0	0,62	519	164	851,16	525,17
N2	10,0	0,62	769	131	1007,39	621,56
N3	8,0	0,40	266	210	558,60	220,65
N4	10,0	0,62	769	38	292,22	180,30
N5	10,0	0,62	276	45	124,20	76,63
N6	8,0	0,40	266	23	61,18	24,17
N7	10,0	0,62	194	22	42,68	26,33
N8	10,0	0,62	769	6	46,14	28,47
N9	10,0	0,62	148	18	26,64	16,44
N10	10,0	0,62	591	6	35,46	21,88
N11	10,0	0,62	183	6	10,98	6,77
N12	10,0	0,62	141	6	8,46	5,22
N13	10,0	0,62	267	6	16,02	9,88
N14	10,0	0,62	202	8	16,16	9,97
N15	10,0	0,62	237	10	23,70	14,62
N16	10,0	0,62	97	10	9,70	5,98
Total (kg)						1773,4
Total + 10% (kg)						1950,8

ESPECIFICAÇÕES DE PROJETO

(NBR-6118: 2014)

COBRIMENTOS (CAA II)	RESISTÊNCIAS DO CONCRETO
PILARES: 3.0 cm	PILARES: C40 Fck = 40 MPa
VIGAS: 3.0 cm	VIGAS: C40 Fck = 40 MPa
LAJES: 2.5 cm	LAJES: C40 Fck = 40 MPa
ESCADA: 2.5 cm	ESCADA: C25 Fck = 25 MPa

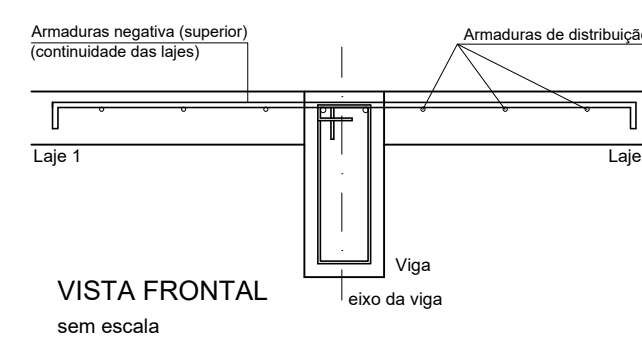
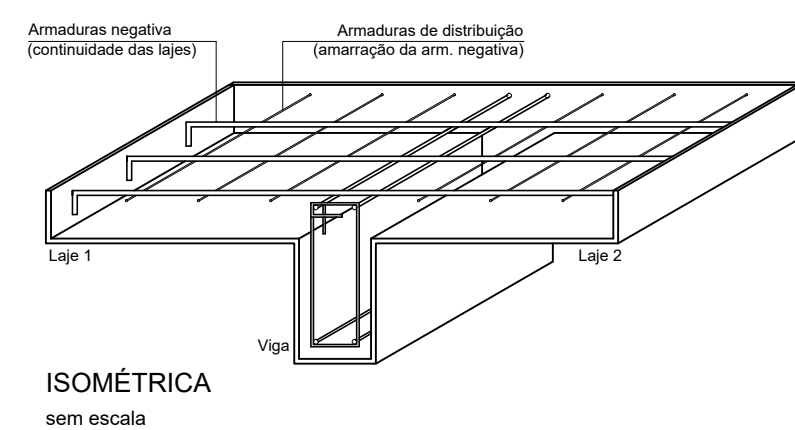
OBSERVAÇÕES

- 1) A EXECUÇÃO DA ESTRUTURA DEVE SEGUIR AS PRESCRIÇÕES DA NBR 6118/2014;
- 2) A DOBRA DAS ARMADURAS DEVERÃO SEGUIR AS PRESCRIÇÕES DA NBR 6118/2014;
- 3) A LOCAÇÃO DA ESTRUTURA DEVERÁ SER COMPATIBILIZADA COM AS MEDIDAS DO TERRENO E NÃO DEVE SER FEITA ACUMULANDO ERROS;
- 4) A EXECUÇÃO DA ESTRUTURA DEVERÁ INICIAR APÓS A COMPATIBILIZAÇÃO COM OS PROJETOS ARQUITETÔNICOS E COMPLEMENTARES;
- 5) AS FORMAS NÃO PODERÃO APRESENTAR DEFORMAÇÕES EXCESSIVAS;
- 6) A CURA DEVERÁ SER FEITA DURANTE OS SETE PRIMEIROS DIAS A PARTIR DO LANÇAMENTO DO CONCRETO, DEVENDO SER RIGOROSAMENTE INSPECIONADO;
- 7) QUALQUER ALTERAÇÃO DE RESISTÊNCIA OU DIMENSÕES DEVERÃO SER COMUNICADAS;
- 8) O CONCRETO DEVERÁ SER DOSADO SEGUINDO A SUA RESISTÊNCIA AOS 28 DIAS (fck);
- 9) CASO SEJA NECESSÁRIO EMENDA DE BARRAS NÃO ESPECIFICADA NESTE PROJETO ESTA DEVERÁ SER FEITA CONFORME AS ESPECIFICAÇÕES DO ITEM 9 DA NBR 6118/2014;
- 10) DIMENSÕES DAS BITOLAS EM mm. COTAS EM cm.

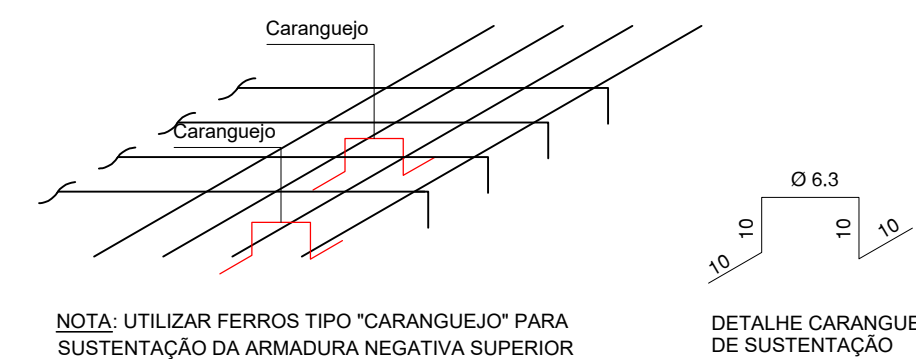
LAJES - COBERTURA

ESCALA 1/50

DETALHE DA ARMADURA DE SUPERIOR DE CONTINUIDADE DA LAJE E MONTAGEM DA ARMADURA DE DISTRIBUIÇÃO



DETALHE DE FERROS TIPO CARANGUEJO



**PROJETO ESTRUTURAL
EDIFICAÇÃO COMERCIAL**

LOCAL: Av. Padre Cacique esquina Otávio Dutra
Porto Alegre - RS

ESCALA
indicada

RESPONSÁVEIS TÉCNICOS:
Acad. Marcos Wilson Ogata

DATA:
28/11/19

DESCRIÇÃO:
Detalhamento de lajes
Pavimento cobertura

PRANCHA
15/24

PROPRIETÁRIO: Universidade Federal do Rio Grande do Sul

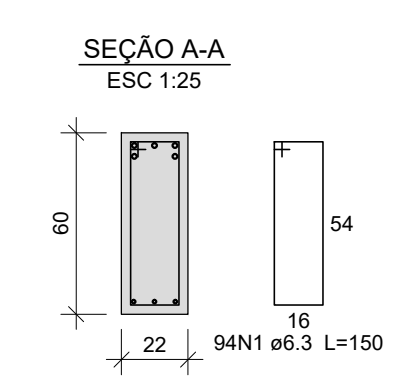
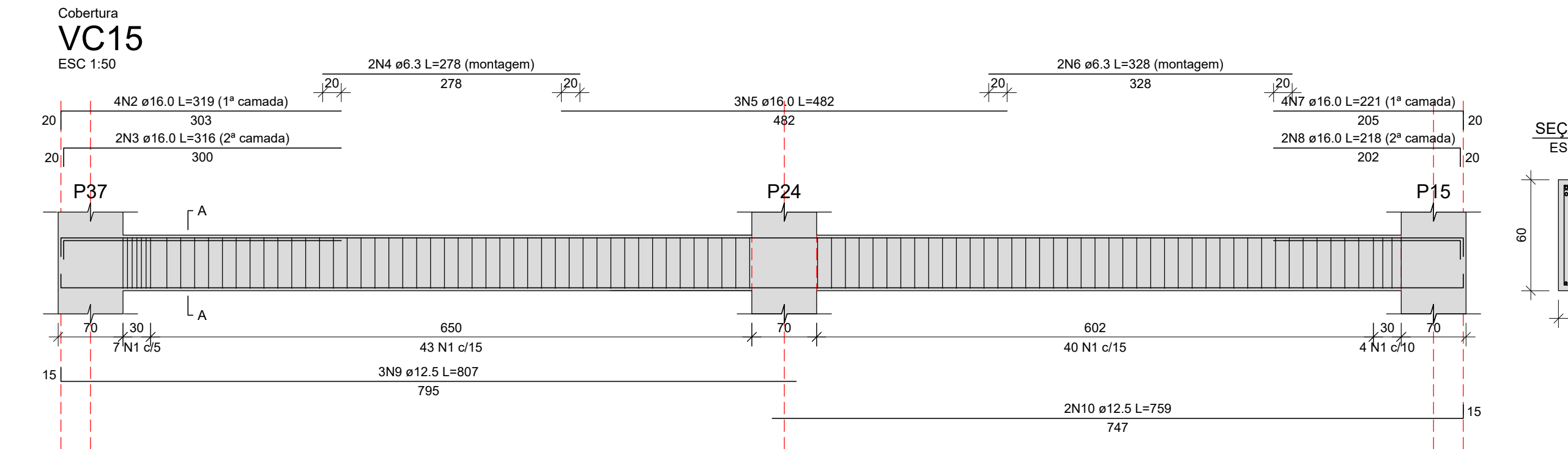
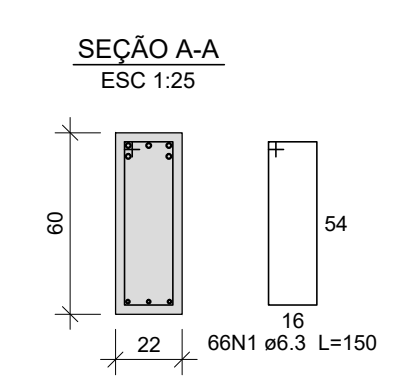
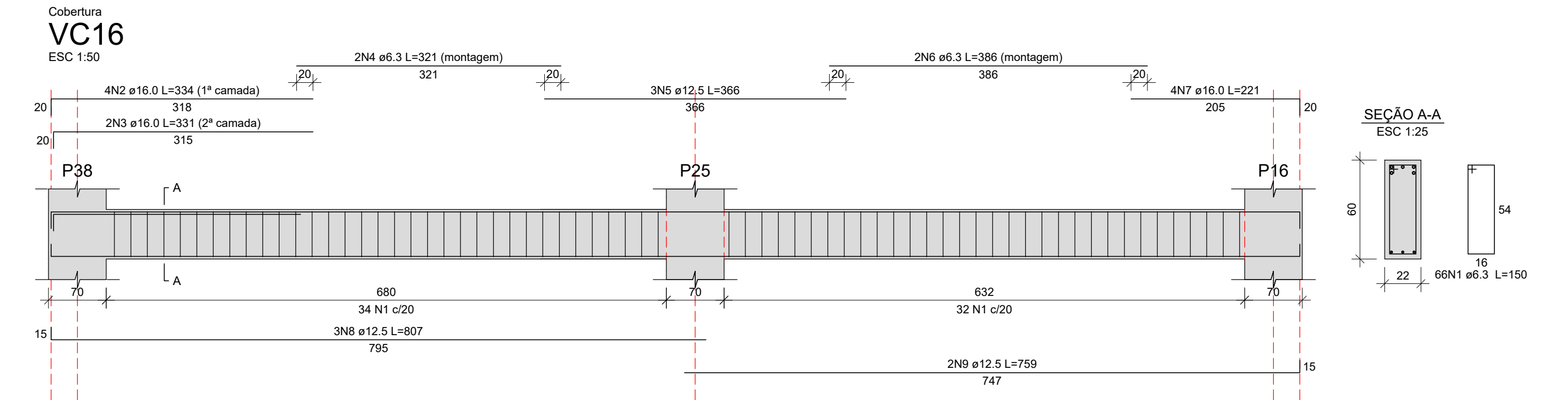
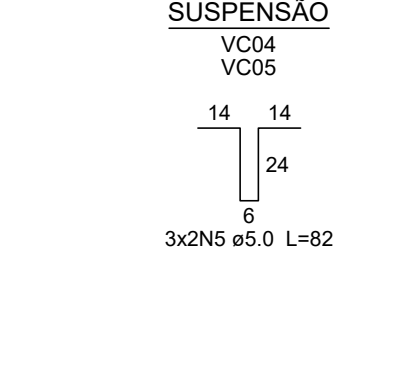
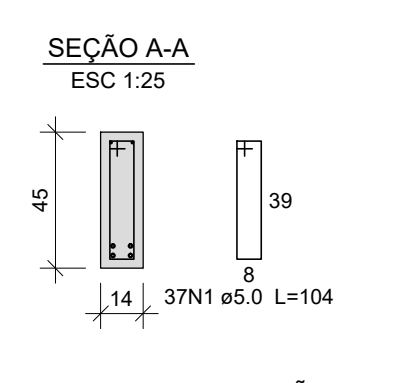
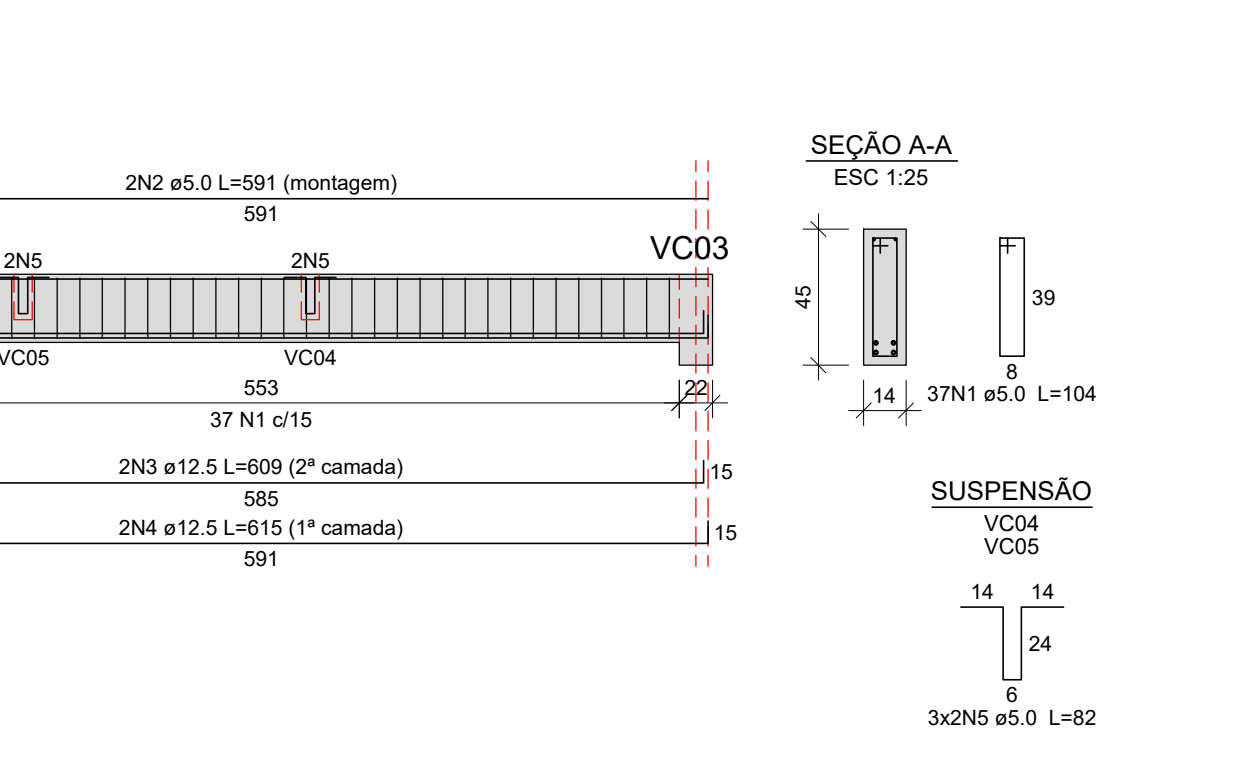
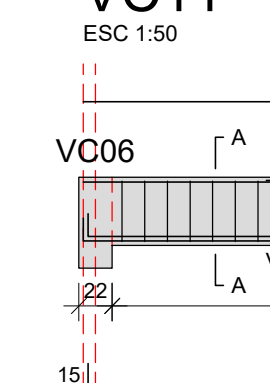
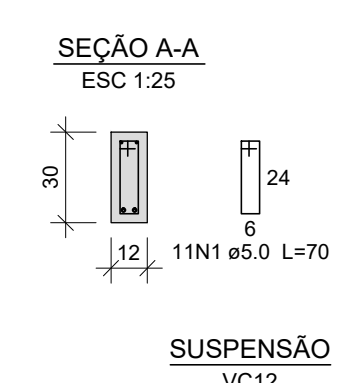
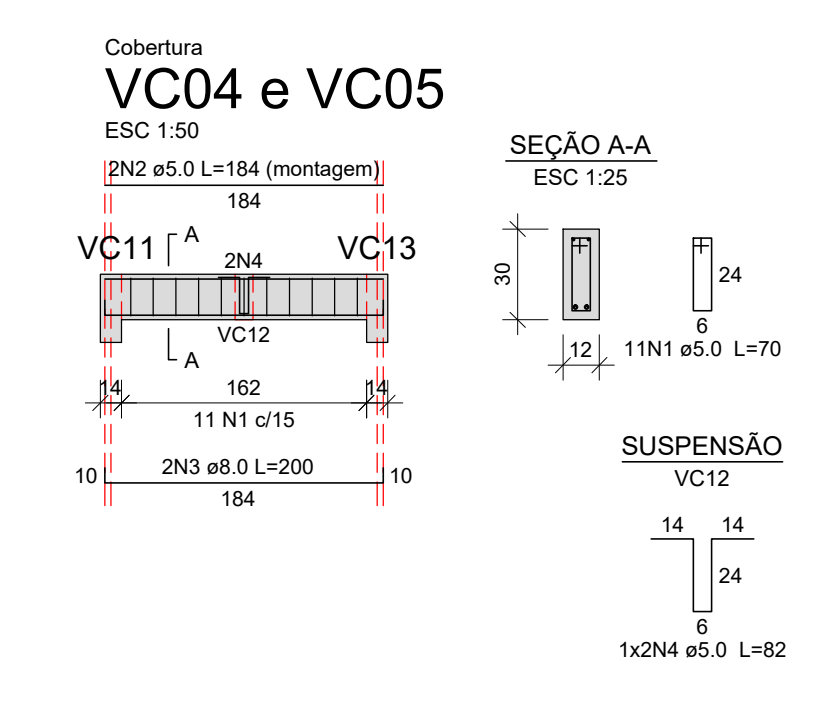
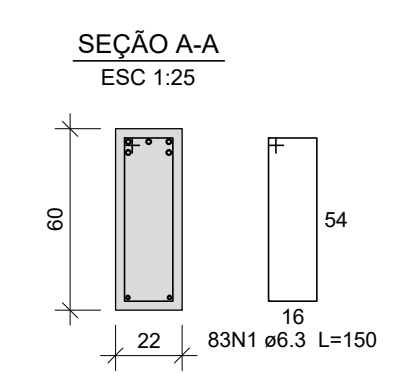
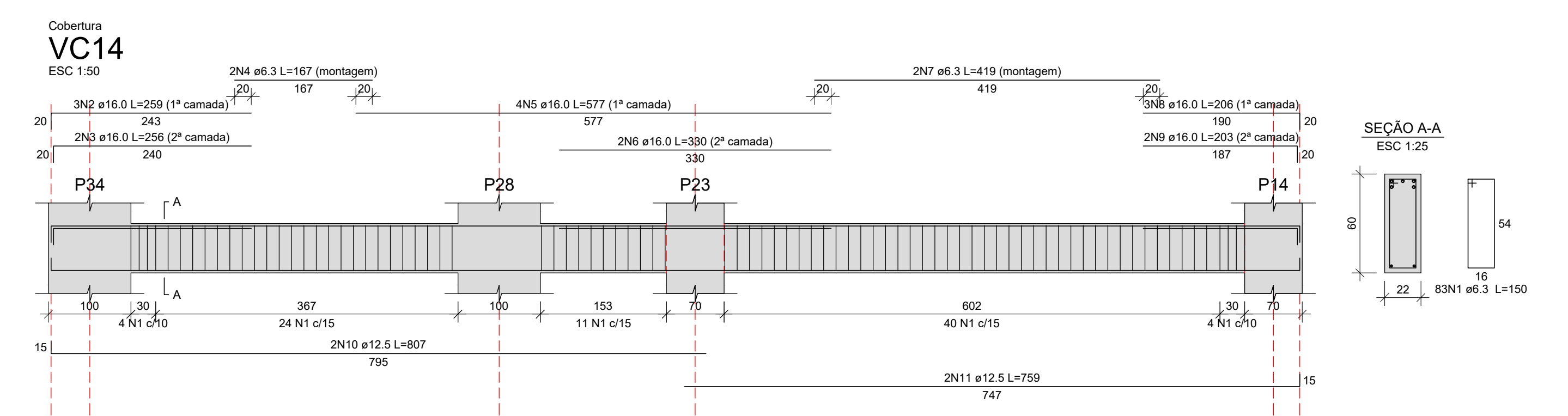
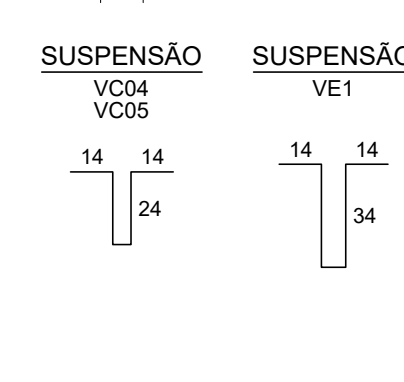
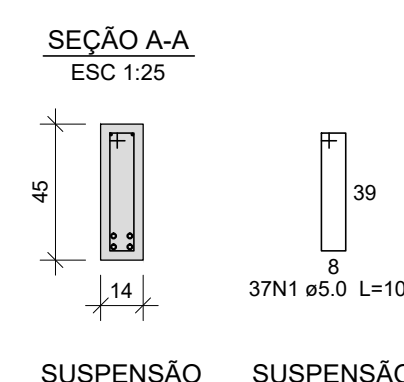
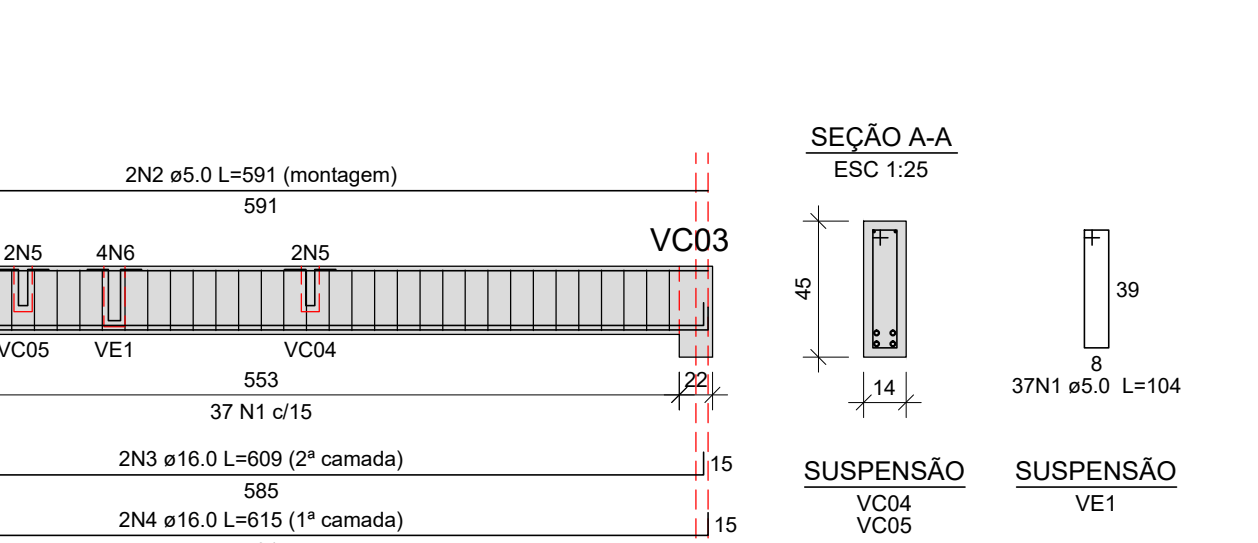
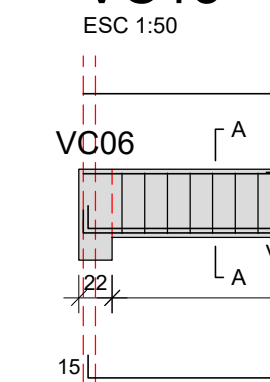
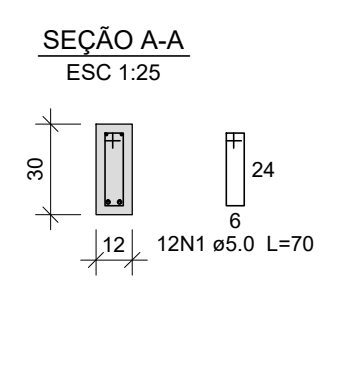
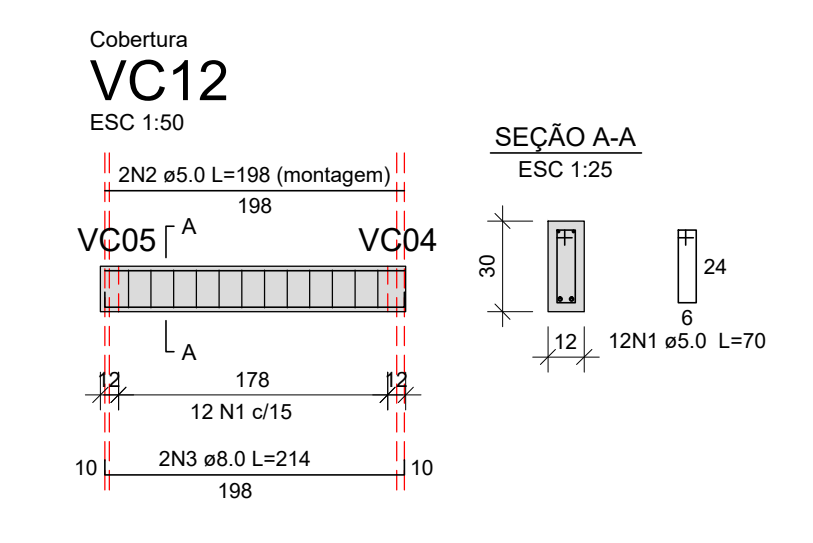
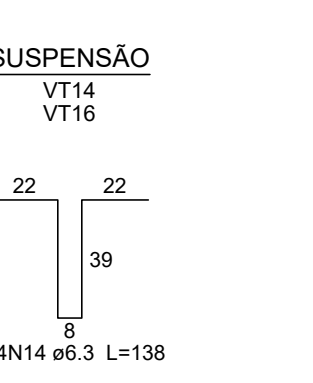
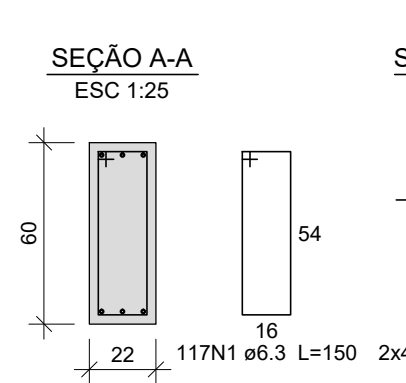
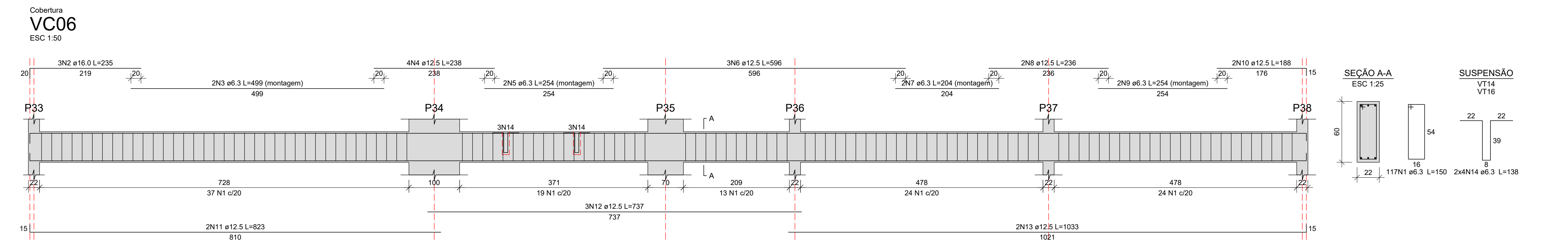
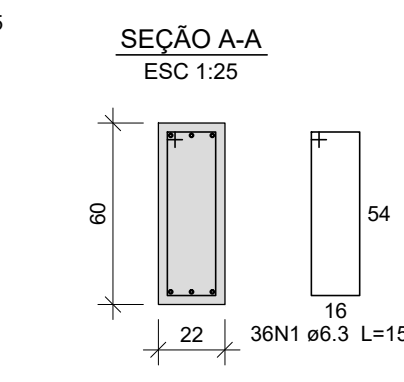
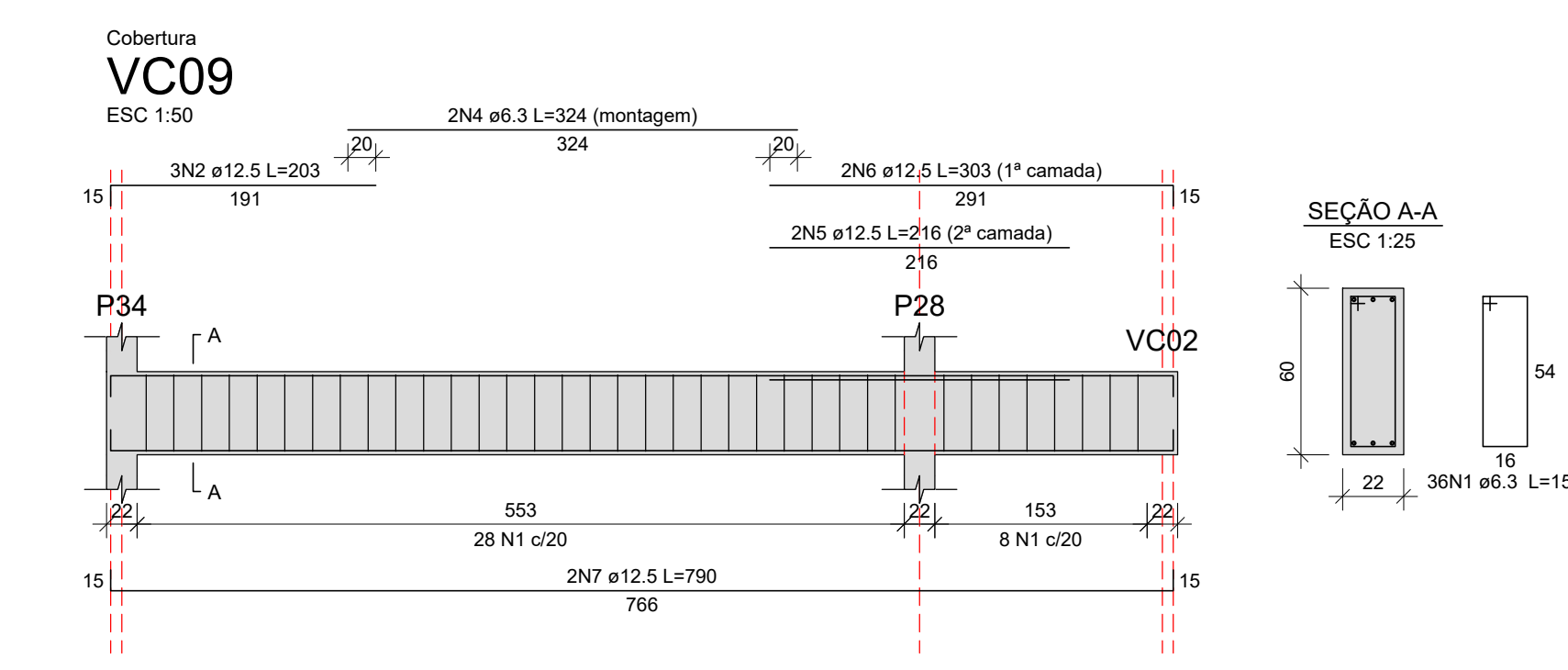
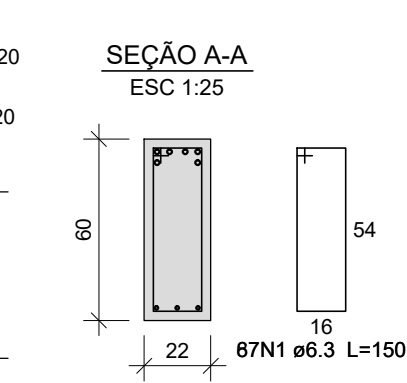
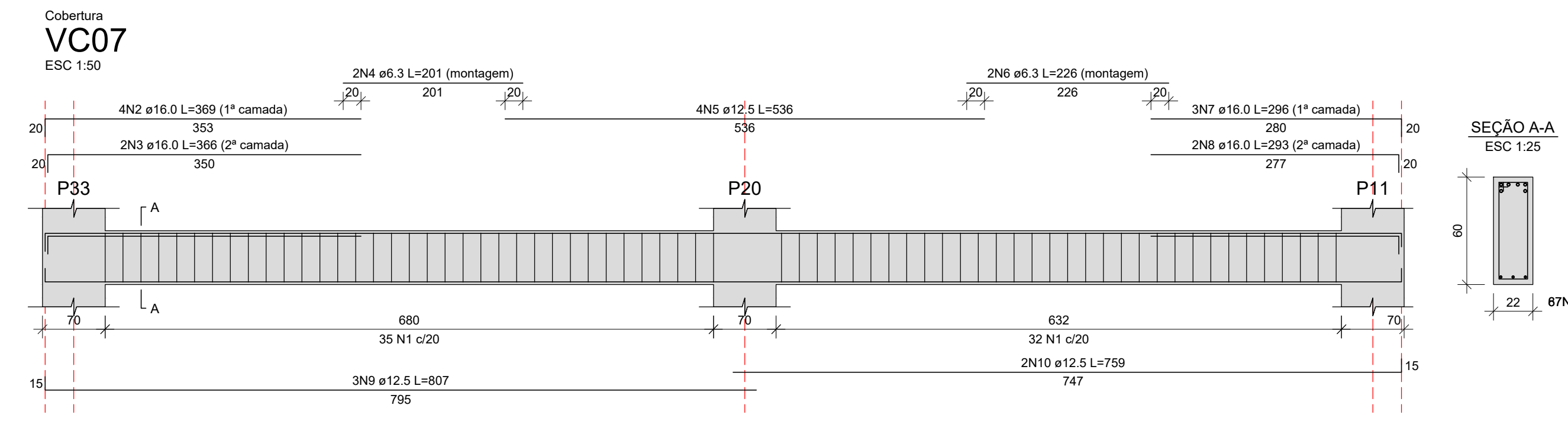
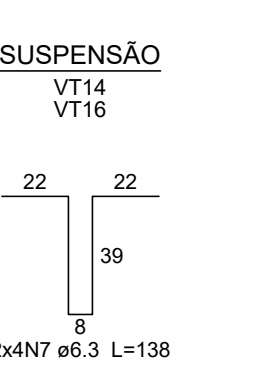
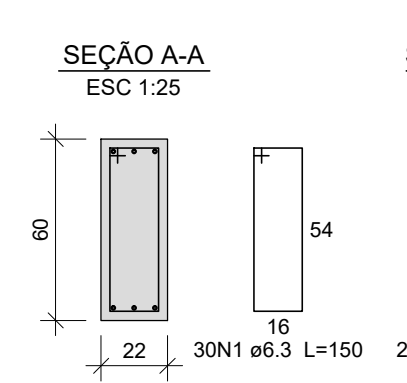
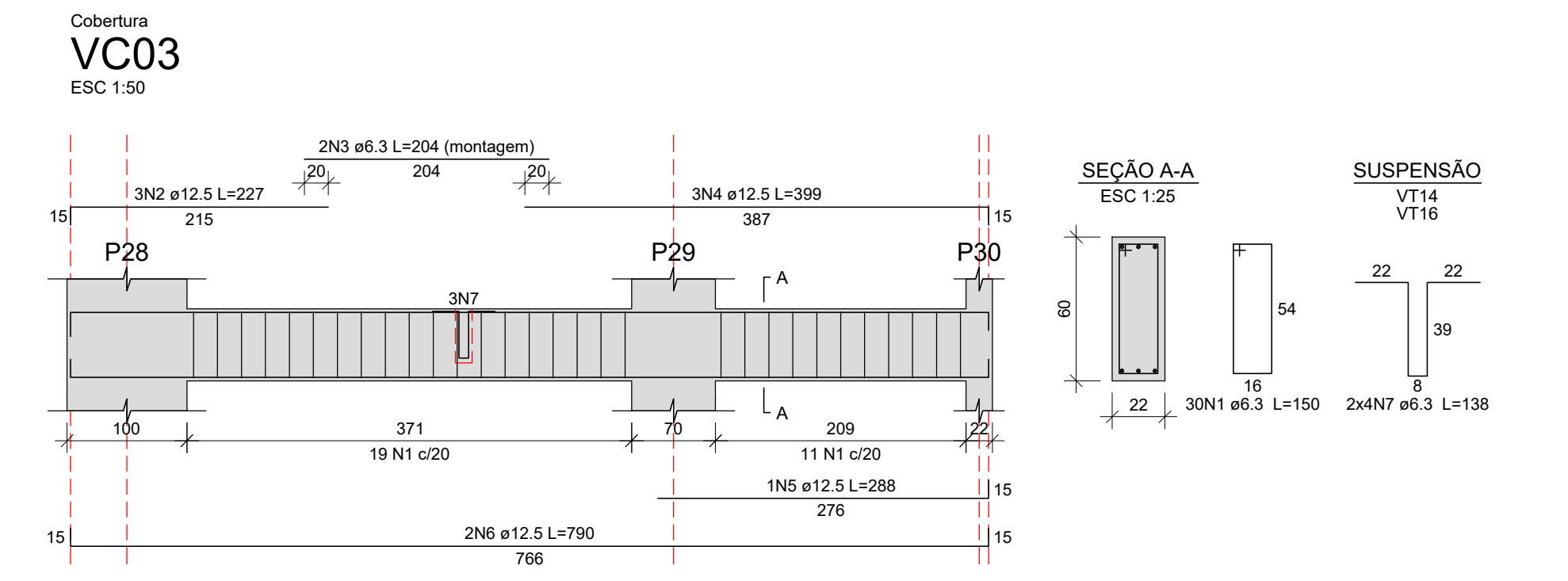
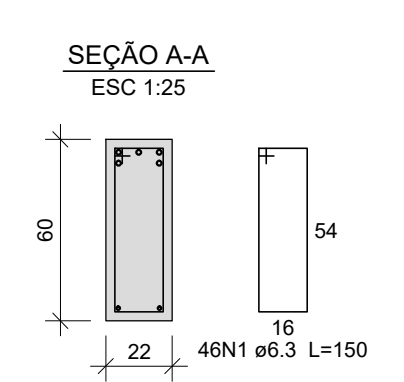
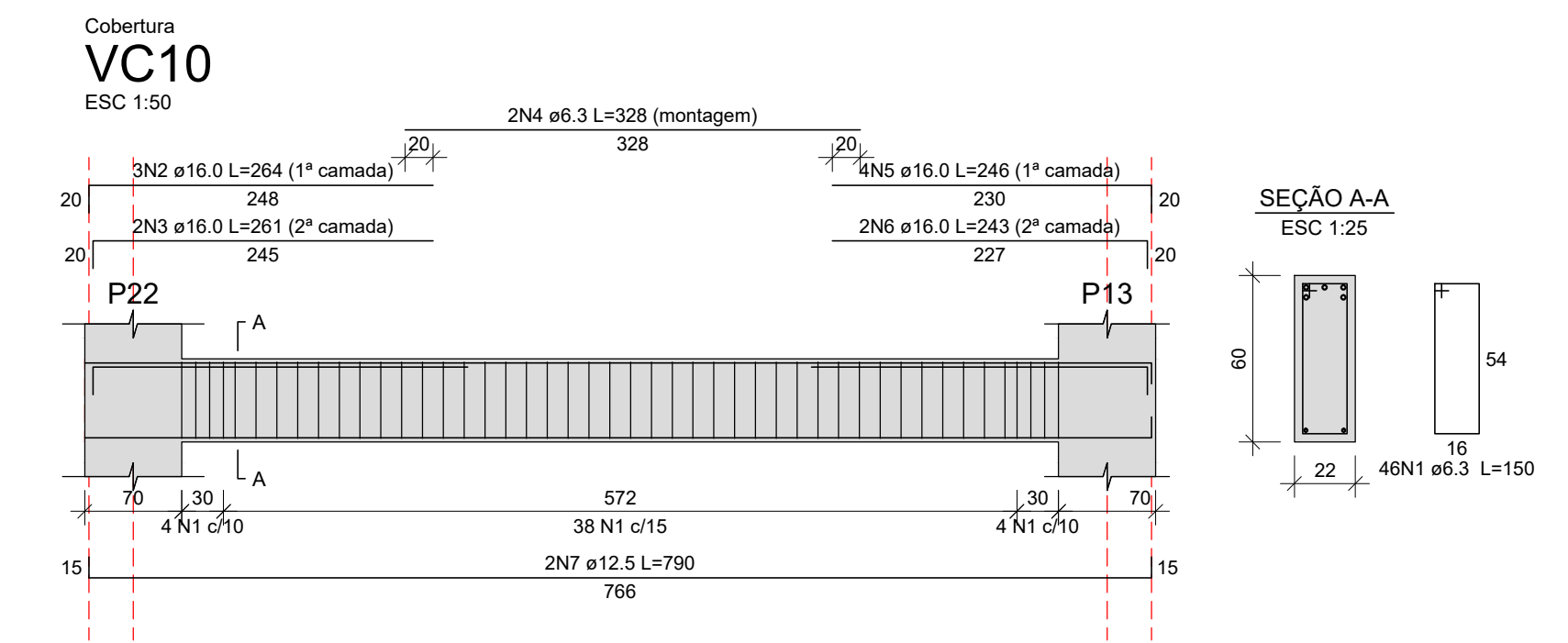
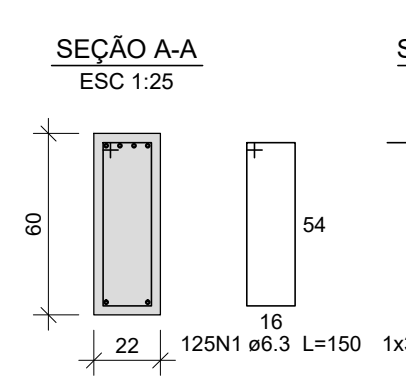
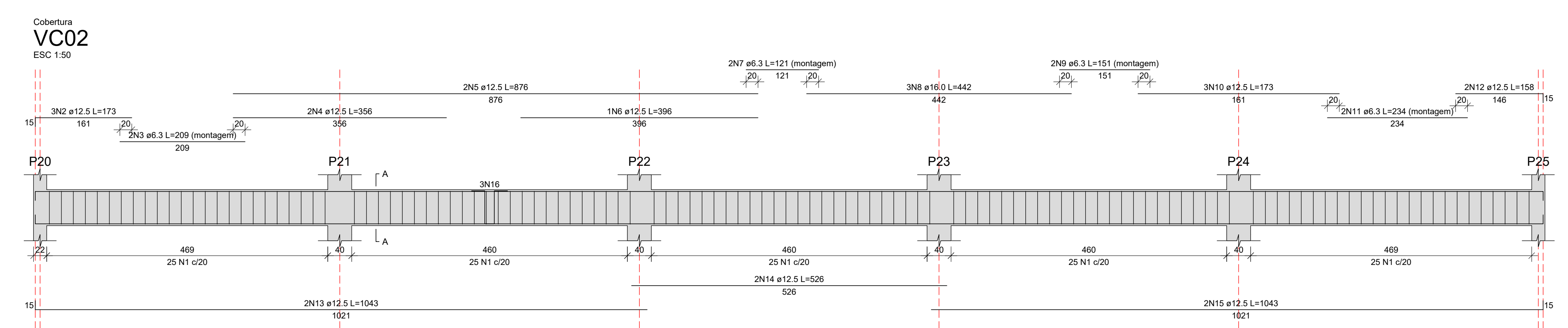
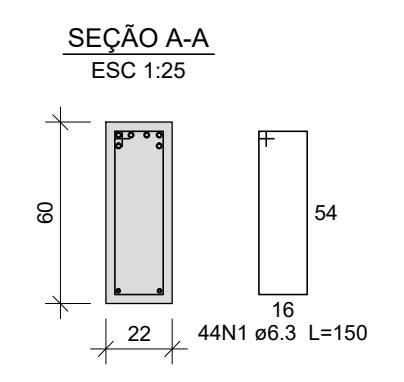
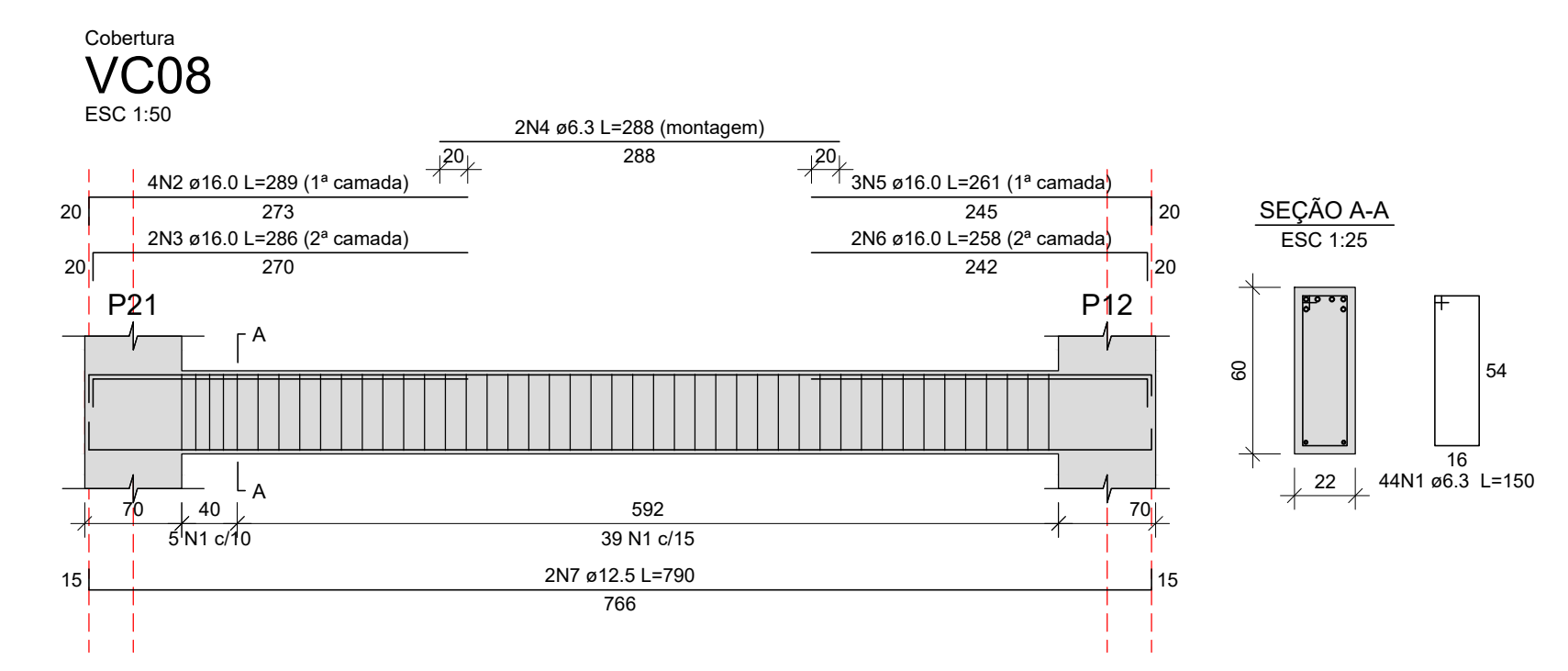
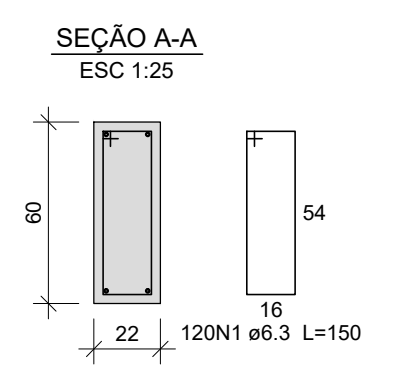
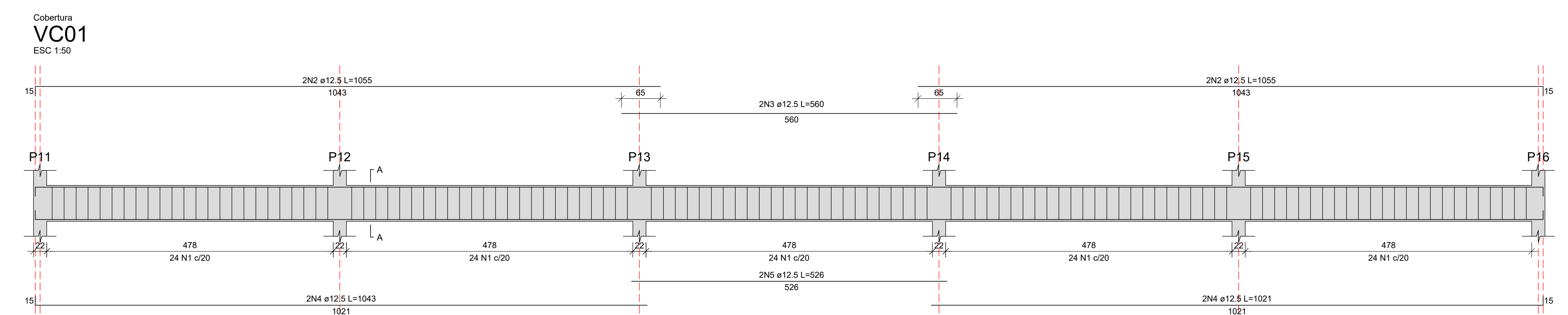
- OBSERVAÇÕES**
- 1) A EXECUÇÃO DA ESTRUTURA DEVE SEGUIR AS PRESCRIÇÕES DA NBR 6118/2014;
 - 2) A DOBRA DAS ARMADURAS DEVERÃO SEGUIR AS PRESCRIÇÕES DA NBR 6118/2014;
 - 3) A LOCAÇÃO DA ESTRUTURA DEVERÁ SER COMPATIBILIZADA COM AS MEDIDAS DO TERRENO E NÃO DEVE SER FEITA ACUMULANDO ERROS;
 - 4) A EXECUÇÃO DA ESTRUTURA DEVERÁ INICIAR APÓS A COMPATIBILIZAÇÃO COM OS PROJETOS ARQUITETÔNICOS E COMPLEMENTARES;
 - 5) AS FORMAS NÃO PODERÃO APRESENTAR DEFORMAÇÕES EXCESSIVAS;
 - 6) A CURVA DEVERÁ SER FEITA DURANTE OS SETE PRIMEIROS DIAS A PARTIR DO LANÇAMENTO DO CONCRETO, DEVENDO SER RIGOROSAMENTE INSPECIONADO;
 - 7) QUALQUER ALTERAÇÃO DE RESISTÊNCIA OU DIMENSÕES DEVERÃO SER COMUNICADAS;
 - 8) O CONCRETO DEVERÁ SER DOSADO SEGUINDO A SUA RESISTÊNCIA AOS 28 DIAS (fck);
 - 9) CASO SEJA NECESSÁRIO EMENDA DE BARRAS NÃO ESPECIFICADA NESTE PROJETO ESTA DEVERÁ SER FEITA CONFORME AS ESPECIFICAÇÕES DO ITEM 9 DA NBR 6118/2014;
 - 10) DIMENSÕES DAS BITOLAS EM mm. COTAS EM cm.

ESPECIFICAÇÕES DE PROJETO (NBR-6118: 2014)

COBRIMENTOS (CAA II)	RESISTÊNCIAS DO CONCRETO
PILARES: 3.0 cm	PILARES: C40 Fck = 40 MPa
VIGAS: 3.0 cm	VIGAS: C40 Fck = 40 MPa
LAJES: 2.5 cm	LAJES: C40 Fck = 40 MPa
ESCALADA: 2.5 cm	ESCALADA: C25 Fck = 25 MPa

TABELA DE TRASPASSE (mínimo)

Ø 6.3mm	35mm (excess: 20mm)
Ø 8.0mm	40mm
Ø 10mm	50mm
Ø 12.5mm	65mm
Ø 16mm	80mm
Ø 20mm	100mm



PROJETO ESTRUTURAL
EDIFICAÇÃO COMERCIAL

LOCAL: Av. Padre Cacique esquina Otávio Dutra
Porto Alegre - RS

RESPONSÁVEIS TÉCNICOS:
Acad. Marcos Wilson Ogata

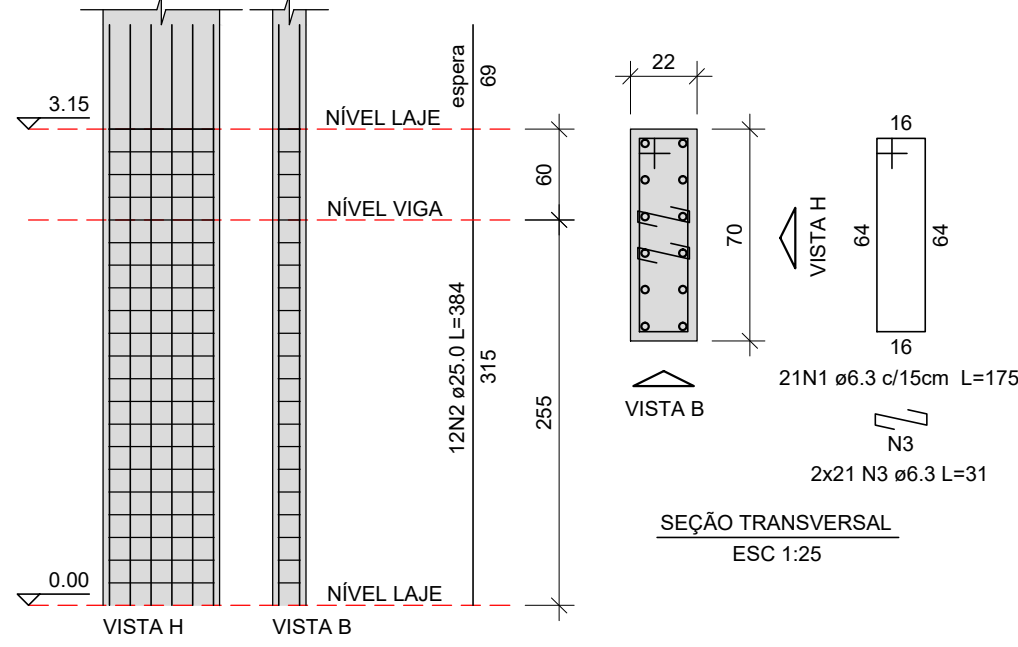
DESCRÇÃO:
Detalhamento das armaduras
Vigas do pavimento cobertura

PRONCHA
16/24

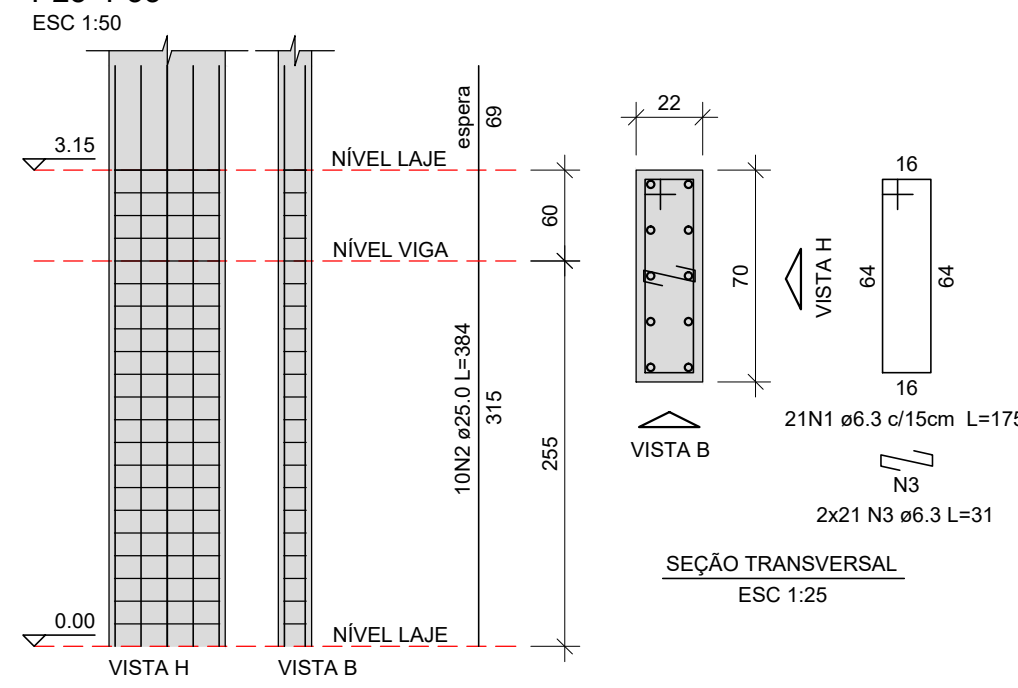
PROPRIETÁRIO: Universidade Federal do Rio Grande do Sul

PILOTIS 1, 2, 3

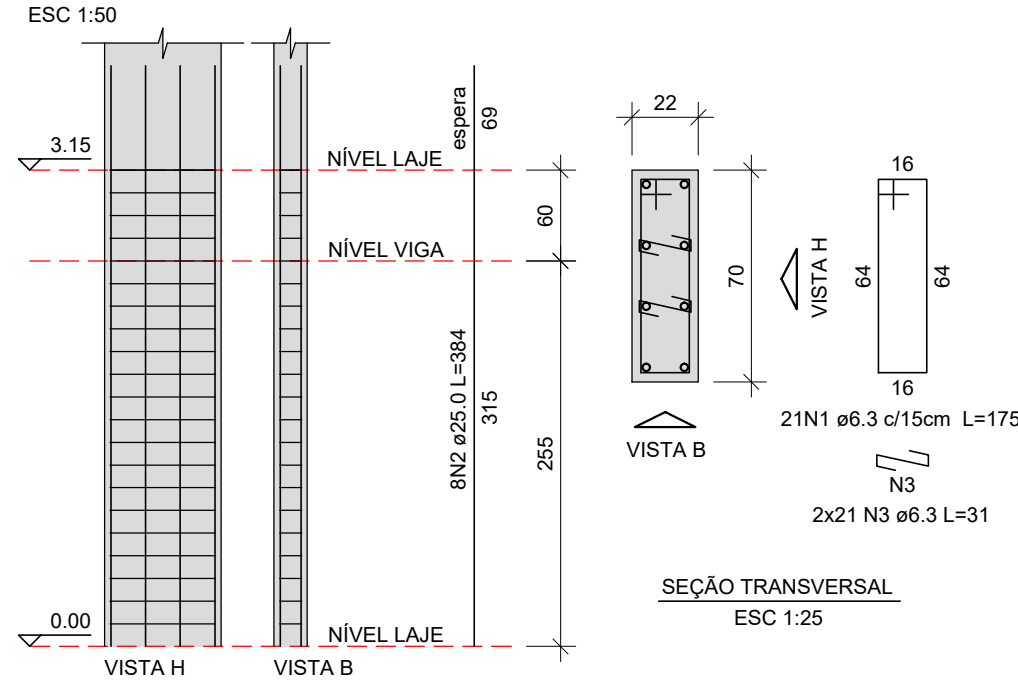
Pilotis 1, 2, 3
P12=P13=P14=P15=P20=P37
ESC 1:50



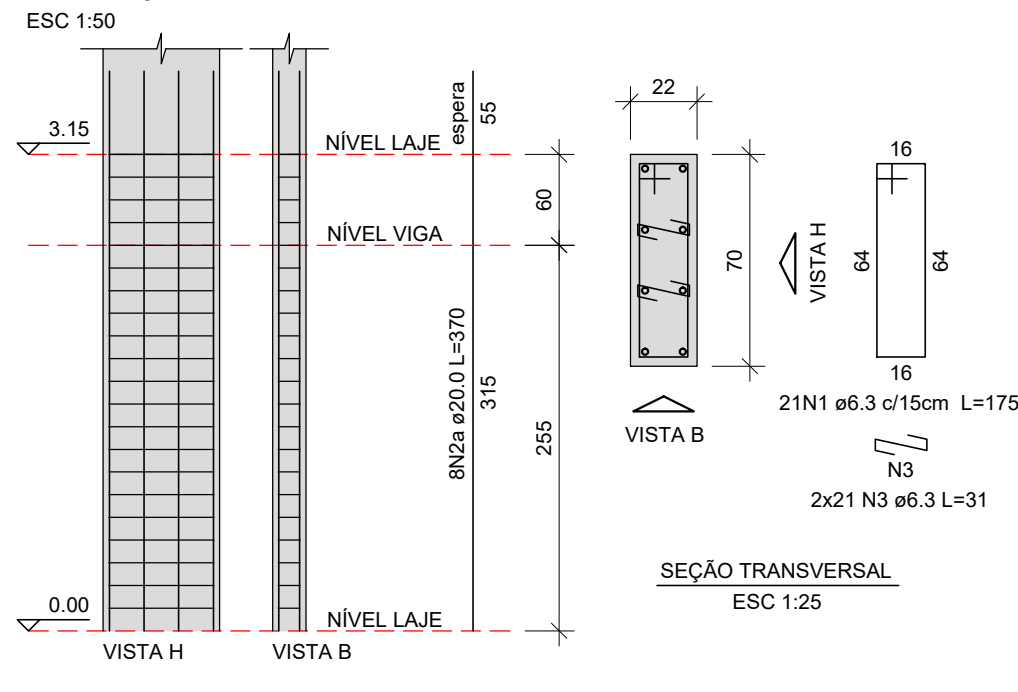
Pilotis 1, 2, 3
P25=P33
ESC 1:50



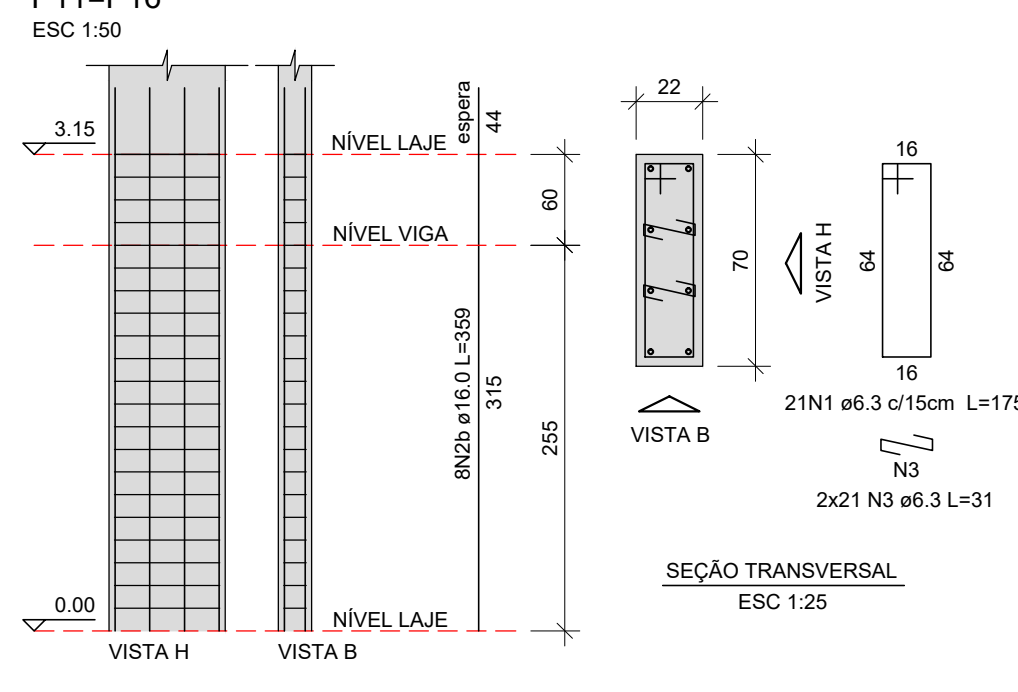
Pilotis 1, 2, 3
P35=P38
ESC 1:50



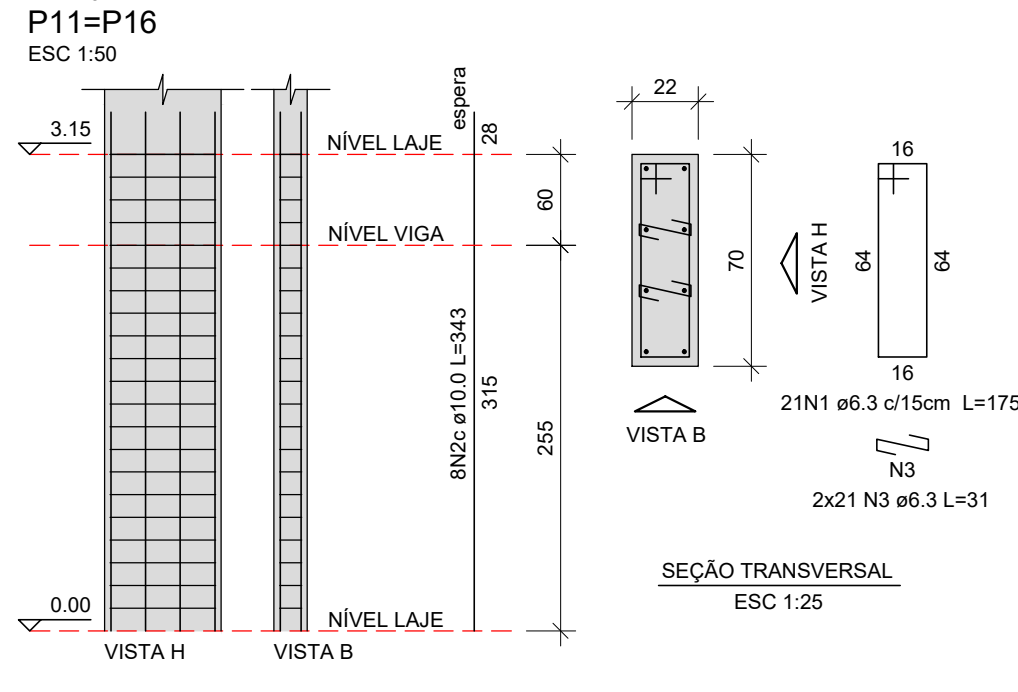
Pilotis 1
P11=P16
ESC 1:50



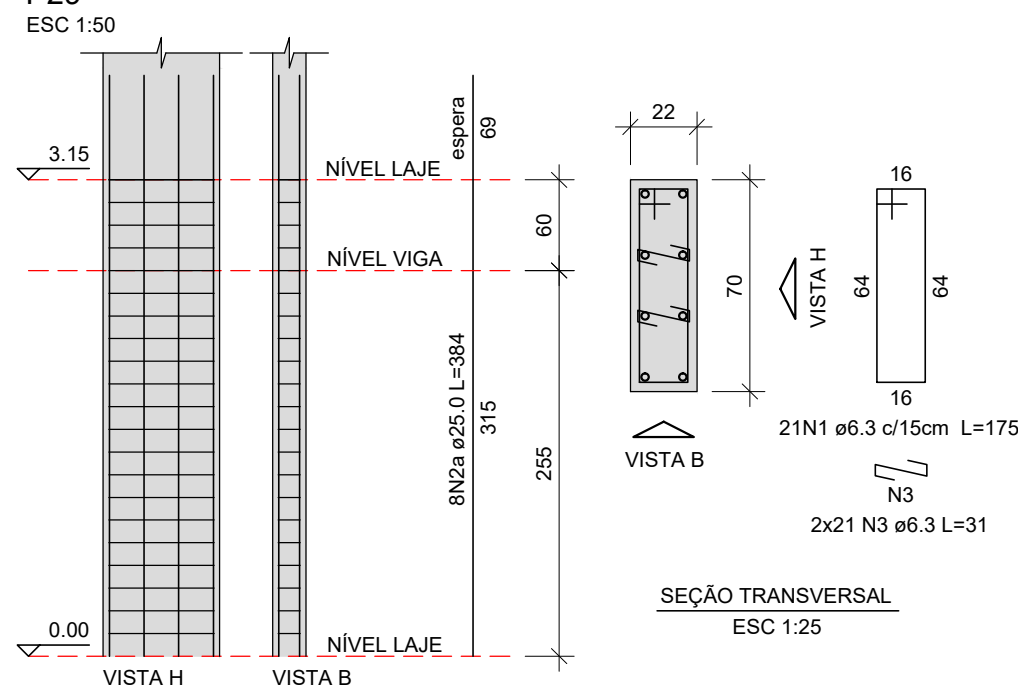
Pilotis 2
P11=P16
ESC 1:50



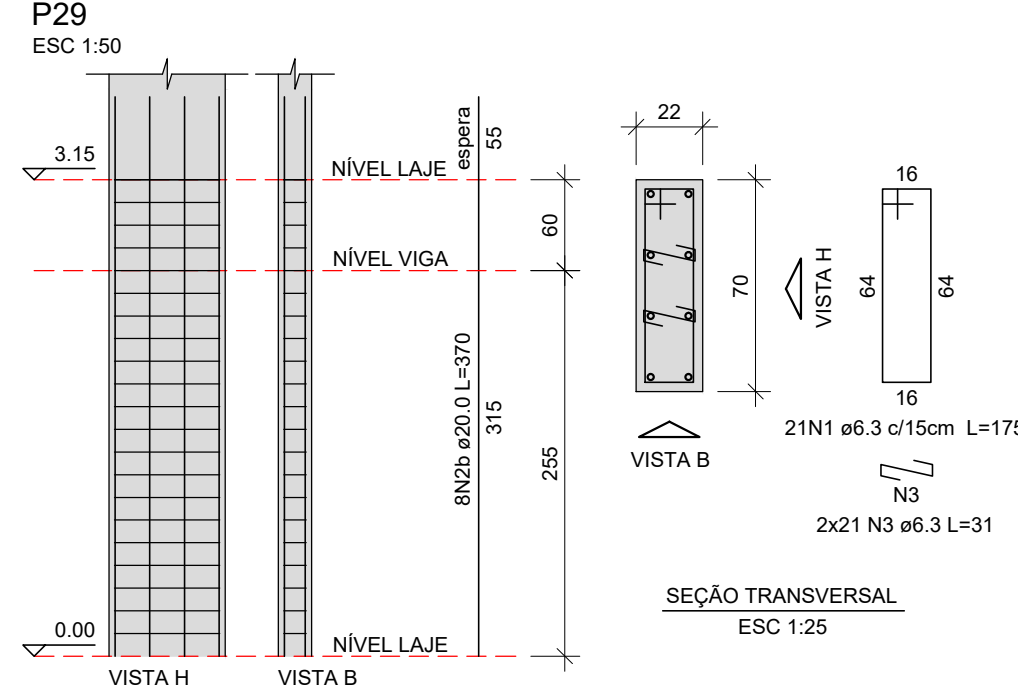
Pilotis 3
P11=P16
ESC 1:50



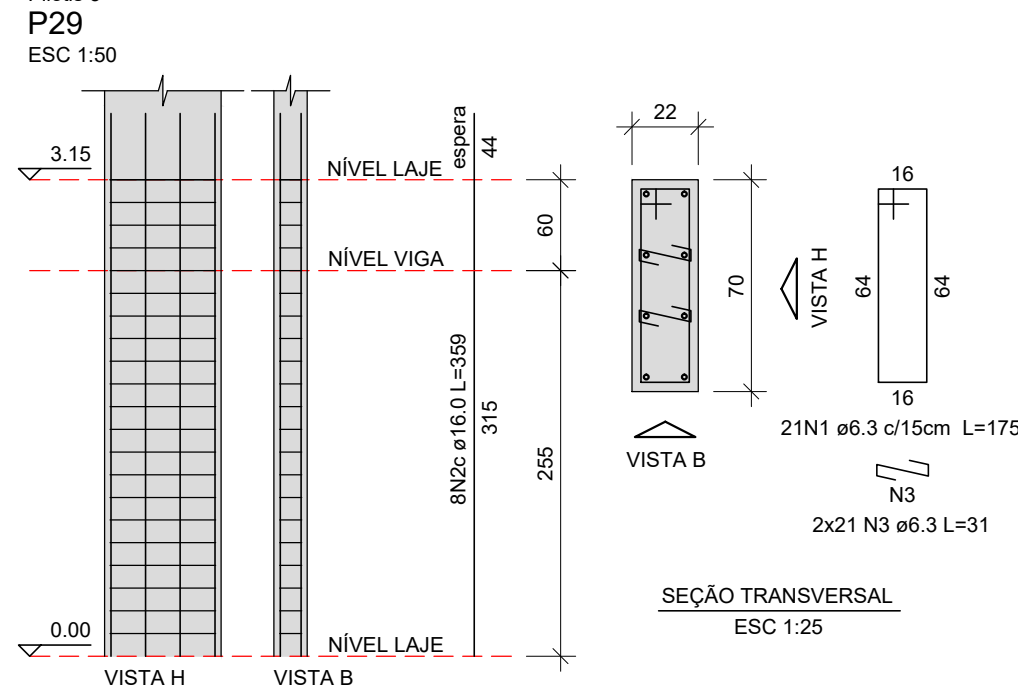
Pilotis 1
P29
ESC 1:50



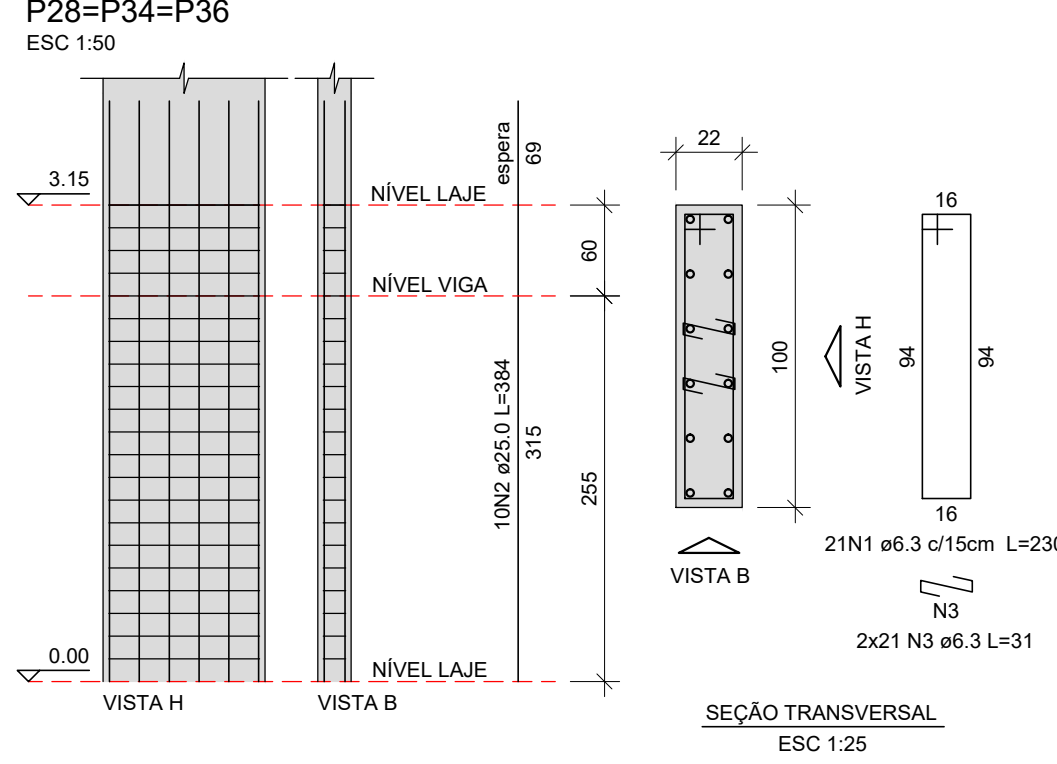
Pilotis 2
P29
ESC 1:50



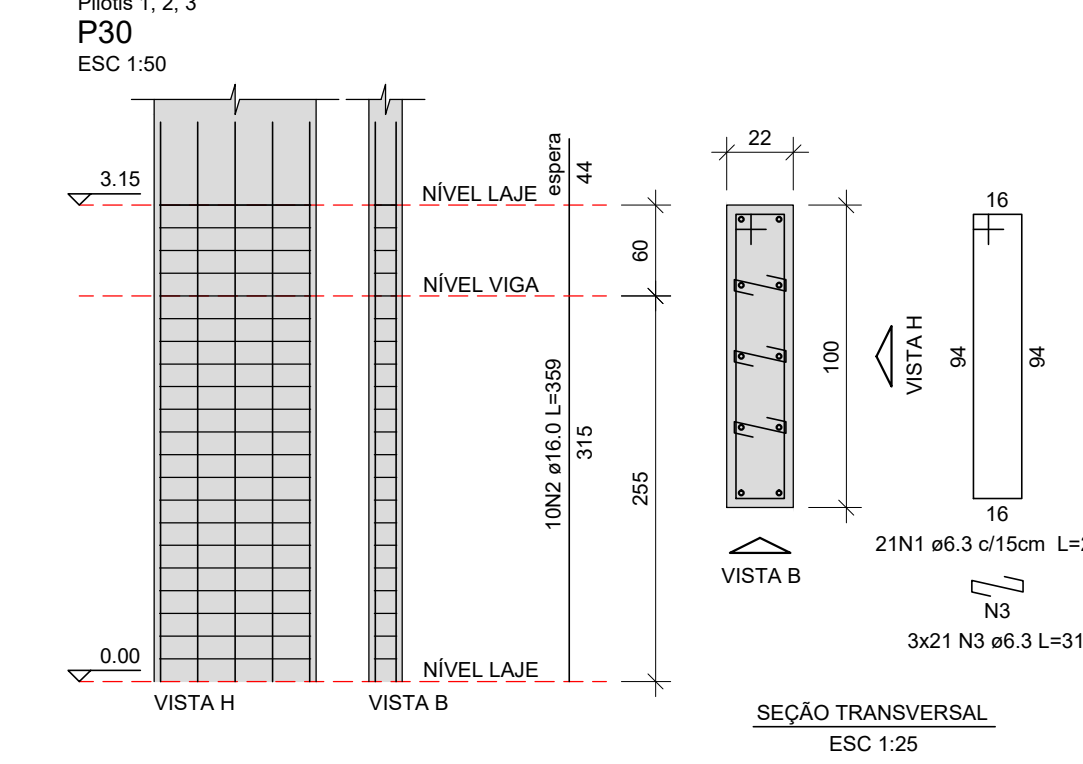
Pilotis 3
P29
ESC 1:50



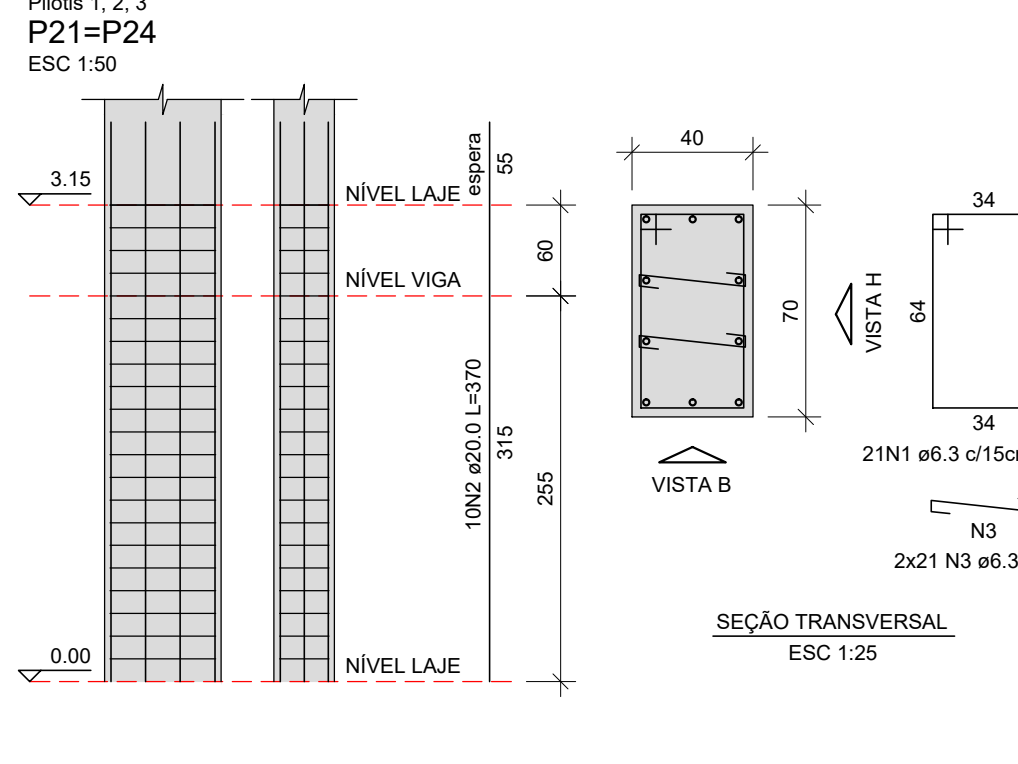
Pilotis 1, 2, 3
P28=P34=P36
ESC 1:50



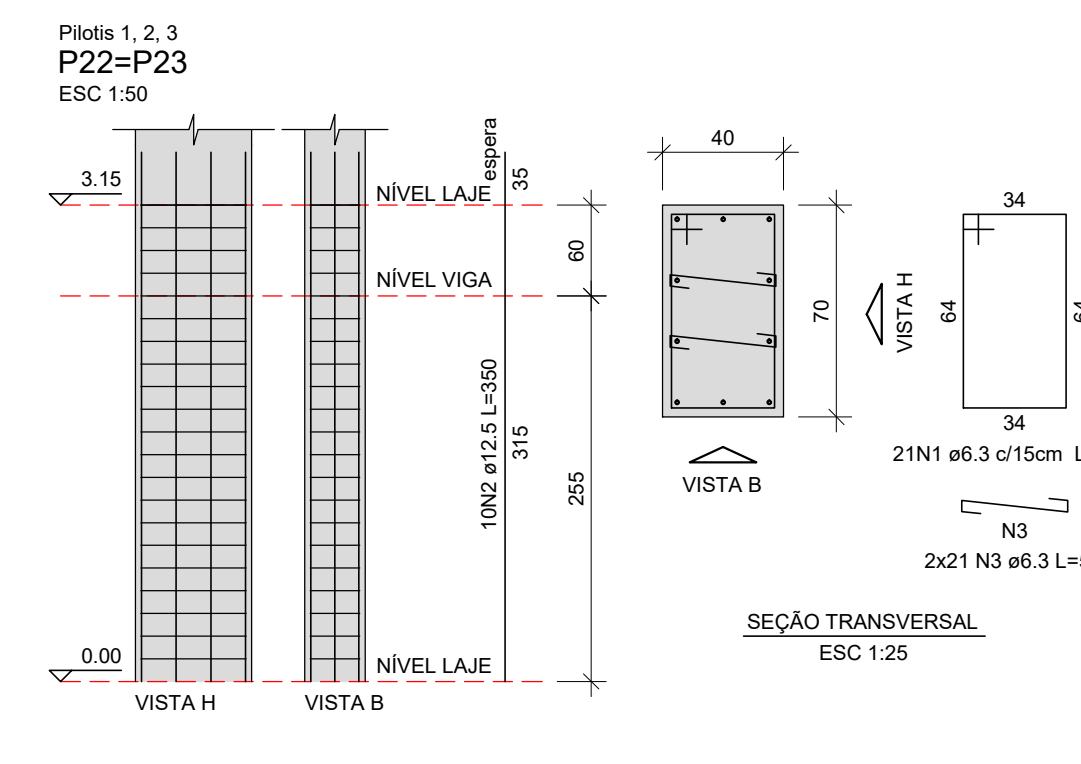
Pilotis 1, 2, 3
P30
ESC 1:50



Pilotis 1, 2, 3
P21=P24
ESC 1:50



Pilotis 1, 2, 3
P22=P23
ESC 1:50



OBSERVAÇÕES

- 1) A EXECUÇÃO DA ESTRUTURA DEVE SEGUIR AS PRESCRIÇÕES DA NBR 6118/2014;
- 2) A DOBRA DAS ARMADURAS DEVERÃO SEGUIR AS PRESCRIÇÕES DA NBR 6118/2014;
- 3) A LOCAÇÃO DA ESTRUTURA DEVERÁ SER COMPATIBILIZADA COM AS MEDIDAS DO TERRENO E NÃO DEVE SER FEITA ACUMULANDO ERROS;
- 4) A EXECUÇÃO DA ESTRUTURA DEVERÁ INICIAR APÓS A COMPATIBILIZAÇÃO COM OS PROJETOS ARQUITETÔNICOS E COMPLEMENTARES;
- 5) AS FORMAS NÃO PODERÃO APRESENTAR DEFORMAÇÕES EXCESSIVAS;
- 6) A CURA DEVERÁ SER FEITA DURANTE OS SETE PRIMEIROS DIAS A PARTIR DO LANÇAMENTO DO CONCRETO, DEVENDO SER RIGOROSAMENTE INSPECIONADO;
- 7) QUALQUER ALTERAÇÃO DE RESISTÊNCIA OU DIMENSÕES DEVERÃO SER COMUNICADAS;
- 8) O CONCRETO DEVERÁ SER DOSADO SEGUINDO A SUA RESISTÊNCIA AOS 28 DIAS (fck);
- 9) CASO SEJA NECESSÁRIO EMENDA DE BARRAS NÃO ESPECIFICADA NESTE PROJETO ESTA DEVERÁ SER FEITA CONFORME AS ESPECIFICAÇÕES DO ITEM 9 DA NBR 6118/2014;
- 10) DIMENSÕES DAS BITOLAS EM mm. COTAS EM cm.

ESPECIFICAÇÕES DE PROJETO (NBR-6118: 2014)

COBRIMENTOS (CAA II)	RESISTÊNCIAS DO CONCRETO
PILARES: 3.0 cm	PILARES: C40 Fck = 40 MPa
VIGAS: 3.0 cm	VIGAS: C40 Fck = 40 MPa
LAJES: 2.5 cm	LAJES: C40 Fck = 40 MPa
ESCADA: 2.5 cm	ESCADA: C25 Fck = 25 MPa

TABELA DE TRASPASSE (mínimo)

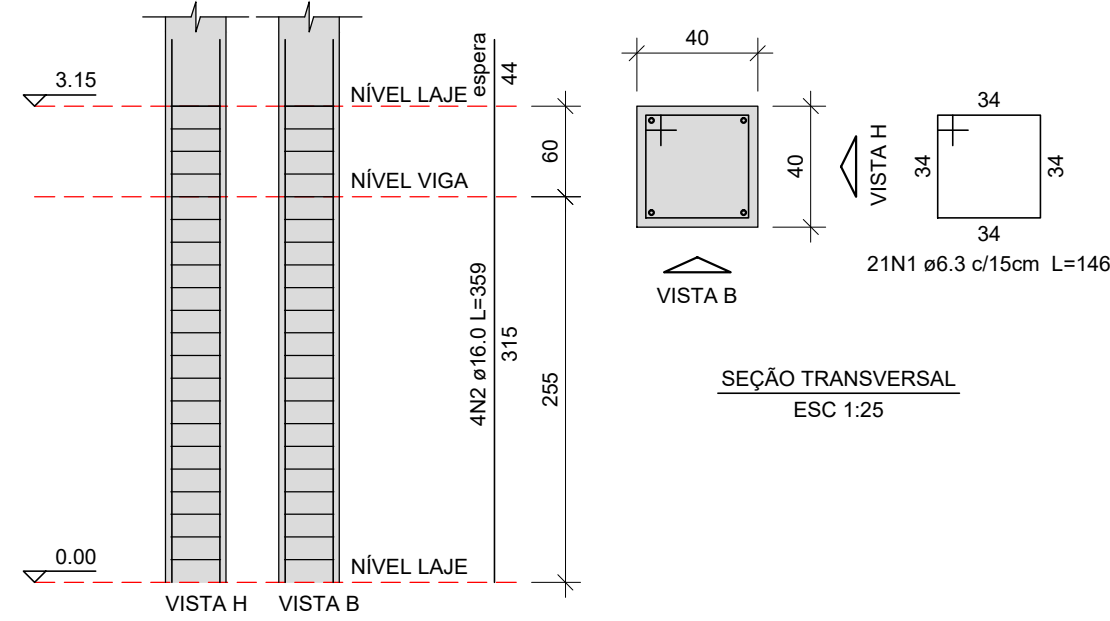
Ø 6.3mm	35cm (constr. 20cm)
Ø 8.0mm	40cm
Ø 10mm	50cm
Ø 12.5mm	63cm
Ø 16mm	80cm
Ø 20mm	100cm

PROJETO ESTRUTURAL
EDIFICAÇÃO COMERCIAL

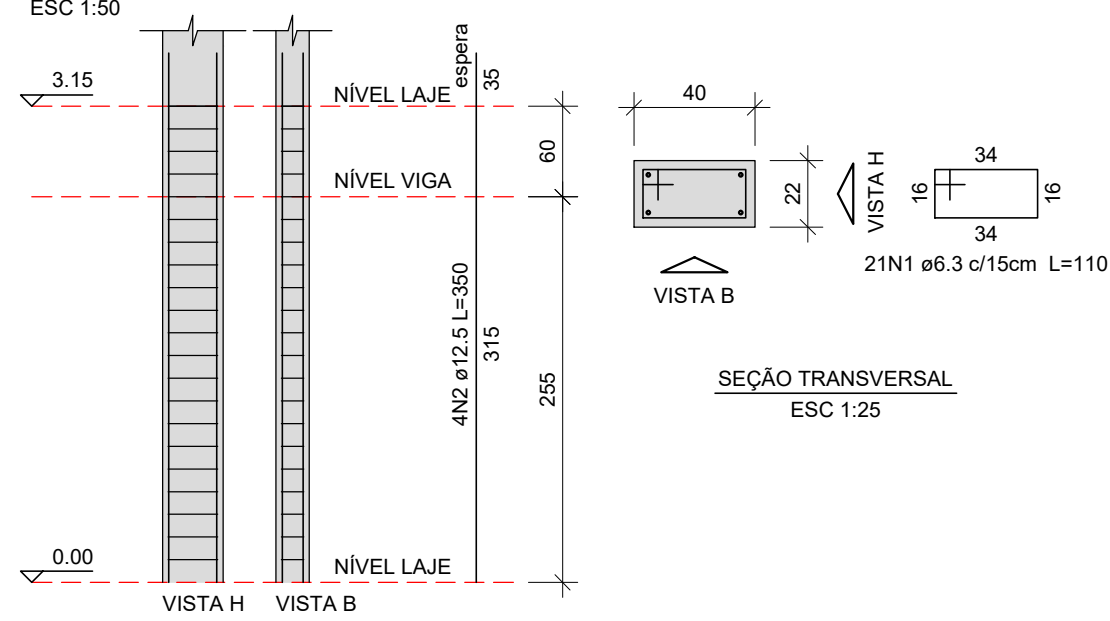
LOCAL: Av. Padre Cacique esquina Otávio Dutra Porto Alegre - RS	ESCALA indicada
RESPONSÁVEIS TÉCNICOS: Acad. Marcos Wilson Ogata	DATA: 28/11/19
DESCRIÇÃO: Detalhamento das armaduras Pilares Pilotis 1, 2, 3 (torre)	PRANCHA 17/24
PROPRIETÁRIO: Universidade Federal do Rio Grande do Sul	

PILOTIS 1, 2, 3

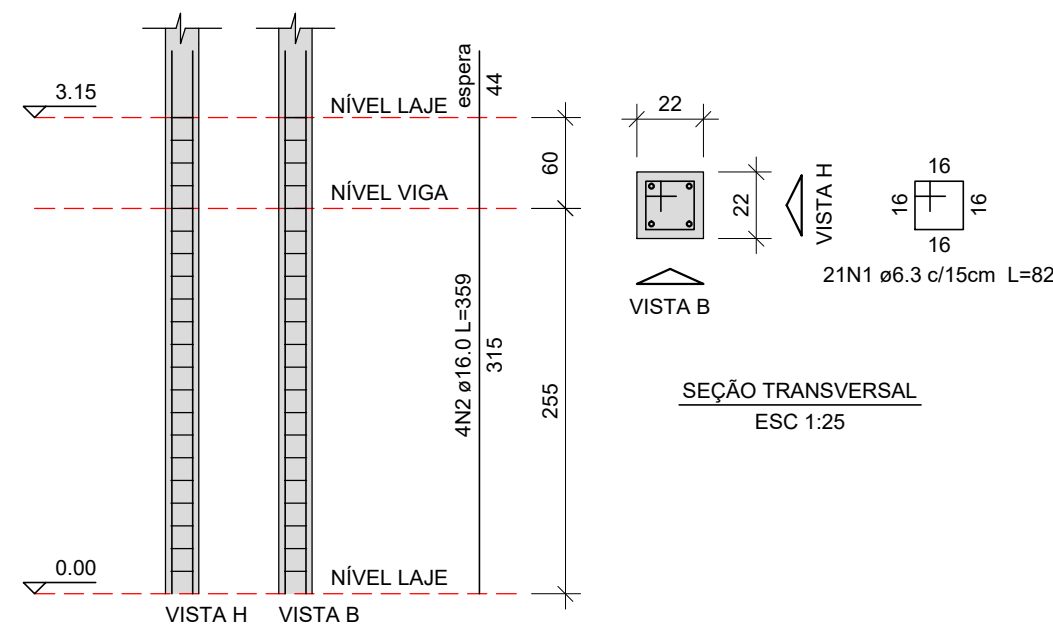
Pilotis 1, 2, 3
 P10=P19=P26=P53=P54=P55=P56=P57=P58=P59
 =P60=P70=P71=P72=P75=P76
 ESC 1:50



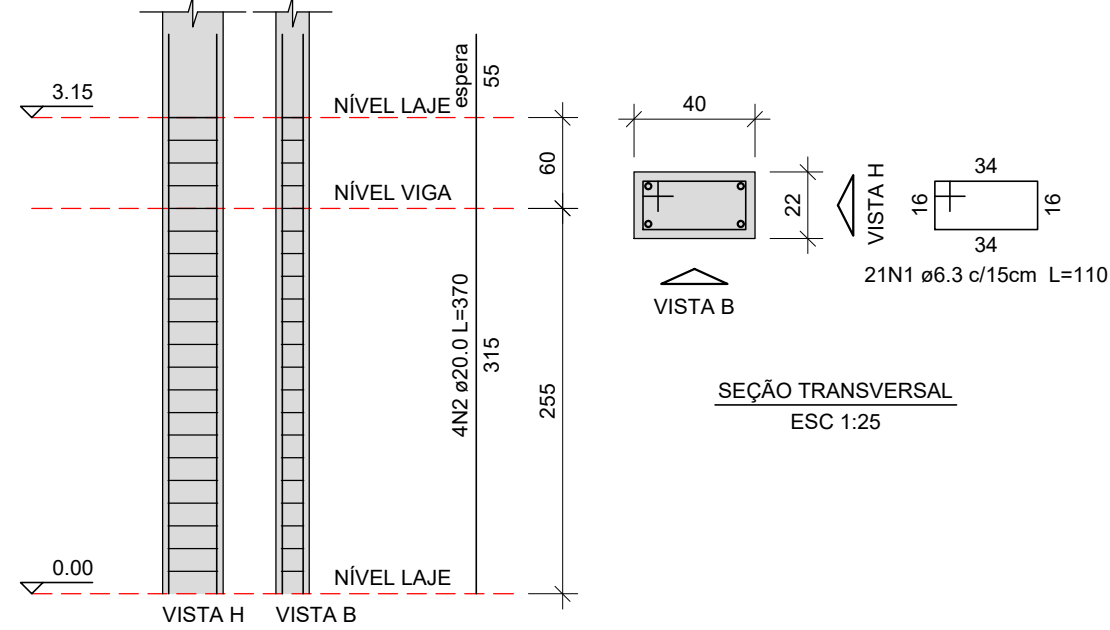
Pilotis 1, 2, 3
 P2=P3=P4=P5=P6=P7=P9=P18=P32=P42=P43=P44
 =P45=P46=P47=P48=P63=P64=P65=P66=P67=P69
 =P73=P77=P78=P80=P81=P82
 ESC 1:50



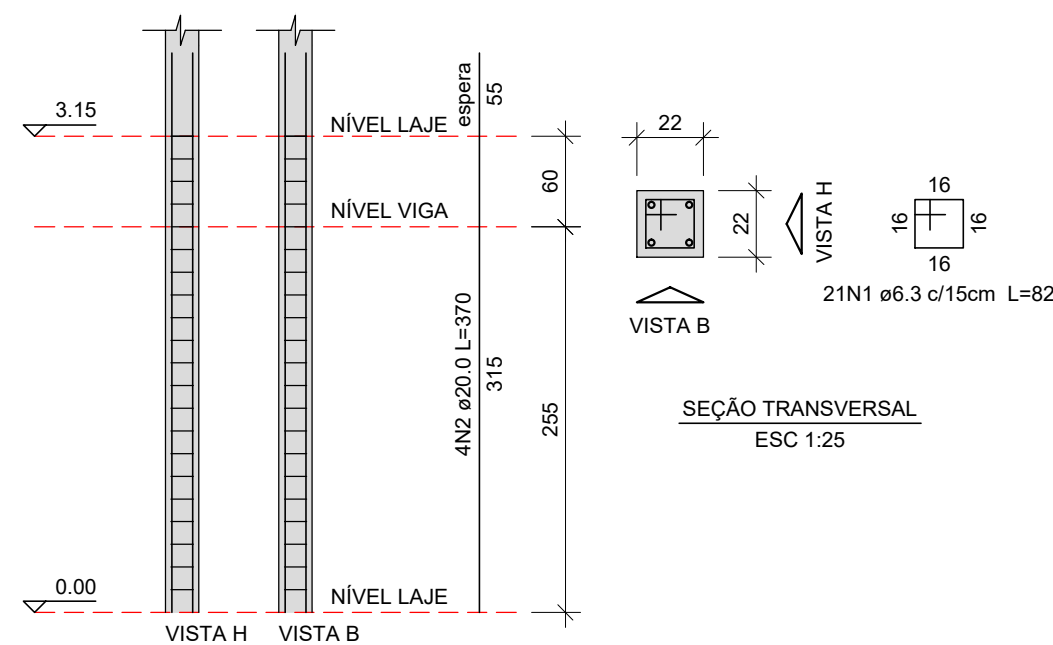
Pilotis 1, 2, 3
 P1=P31=P62=P78=P83
 ESC 1:50



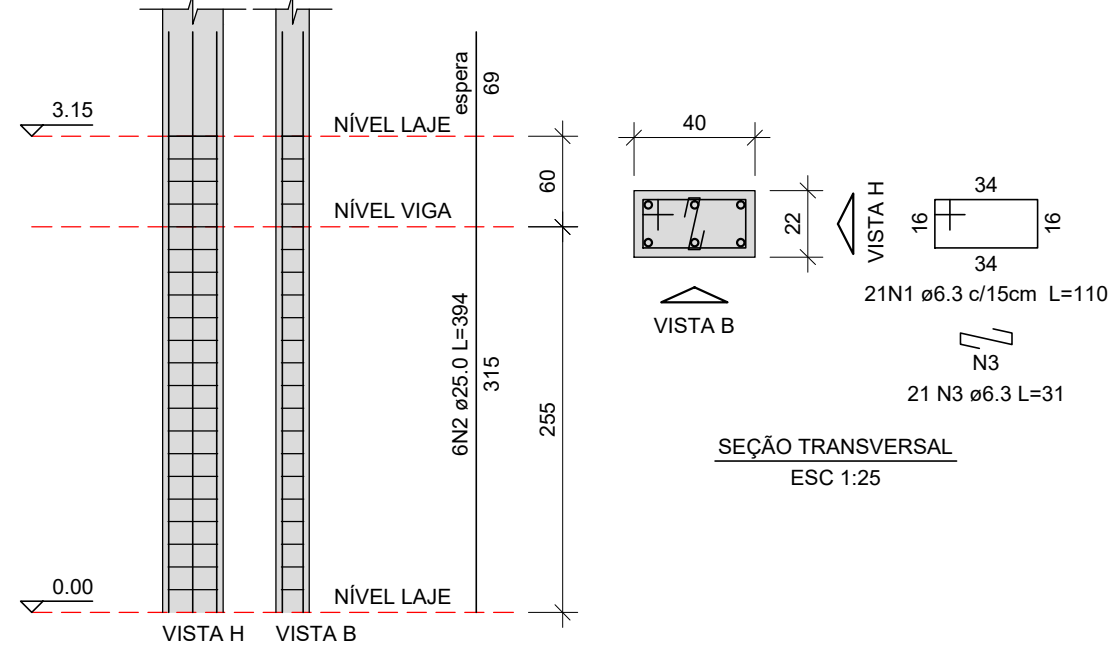
Pilotis 1, 2, 3
 P8=P39=P49=P51=P74=P79
 ESC 1:50



Pilotis 1, 2, 3
 P41
 ESC 1:50



Pilotis 1, 2, 3
 P17=P27=P40=P50=P52=P61=P68
 ESC 1:50



OBSERVAÇÕES

- 1) A EXECUÇÃO DA ESTRUTURA DEVE SEGUIR AS PRESCRIÇÕES DA NBR 6118/2014;
- 2) A DOBRA DAS ARMADURAS DEVERÃO SEGUIR AS PRESCRIÇÕES DA NBR 6118/2014;
- 3) A LOCAÇÃO DA ESTRUTURA DEVERÁ SER COMPATIBILIZADA COM AS MEDIDAS DO TERRENO E NÃO DEVE SER FEITA ACUMULANDO ERROS;
- 4) A EXECUÇÃO DA ESTRUTURA DEVERÁ INICIAR APÓS A COMPATIBILIZAÇÃO COM OS PROJETOS ARQUITETÔNICOS E COMPLEMENTARES;
- 5) AS FORMAS NÃO PODERÃO APRESENTAR DEFORMAÇÕES EXCESSIVAS;
- 6) A CURA DEVERÁ SER FEITA DURANTE OS SETE PRIMEIROS DIAS A PARTIR DO LANÇAMENTO DO CONCRETO, DEVENDO SER RIGOROSAMENTE INSPECIONADO;
- 7) QUALQUER ALTERAÇÃO DE RESISTÊNCIA OU DIMENSÕES DEVERÃO SER COMUNICADAS;
- 8) O CONCRETO DEVERÁ SER DOSADO SEGUINDO A SUA RESISTÊNCIA AOS 28 DIAS (fck);
- 9) CASO SEJA NECESSÁRIO EMENDA DE BARRAS NÃO ESPECIFICADA NESTE PROJETO ESTA DEVERÁ SER FEITA CONFORME AS ESPECIFICAÇÕES DO ITEM 9 DA NBR 6118/2014;
- 10) DIMENSÕES DAS BITOLAS EM mm. COTAS EM cm.



PROJETO ESTRUTURAL EDIFICAÇÃO COMERCIAL

LOCAL: Av. Padre Cacique esquina Otávio Dutra
Porto Alegre - RS

ESCALA
indicada

RESPONSÁVEIS TÉCNICOS:
Acad. Marcos Wilson Ogata

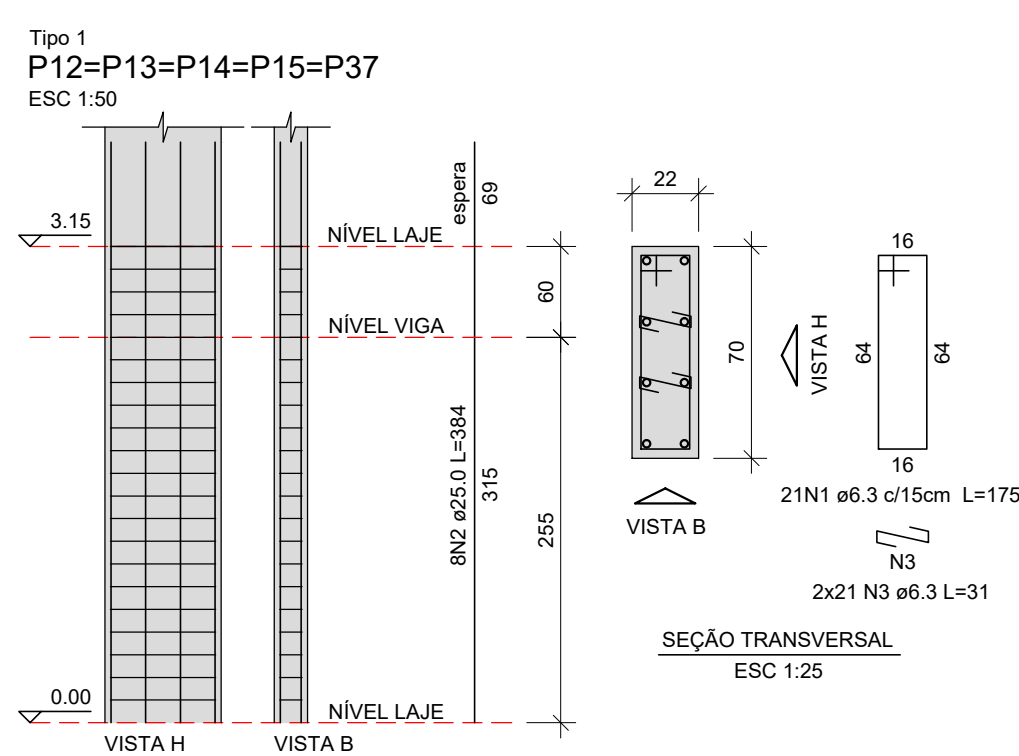
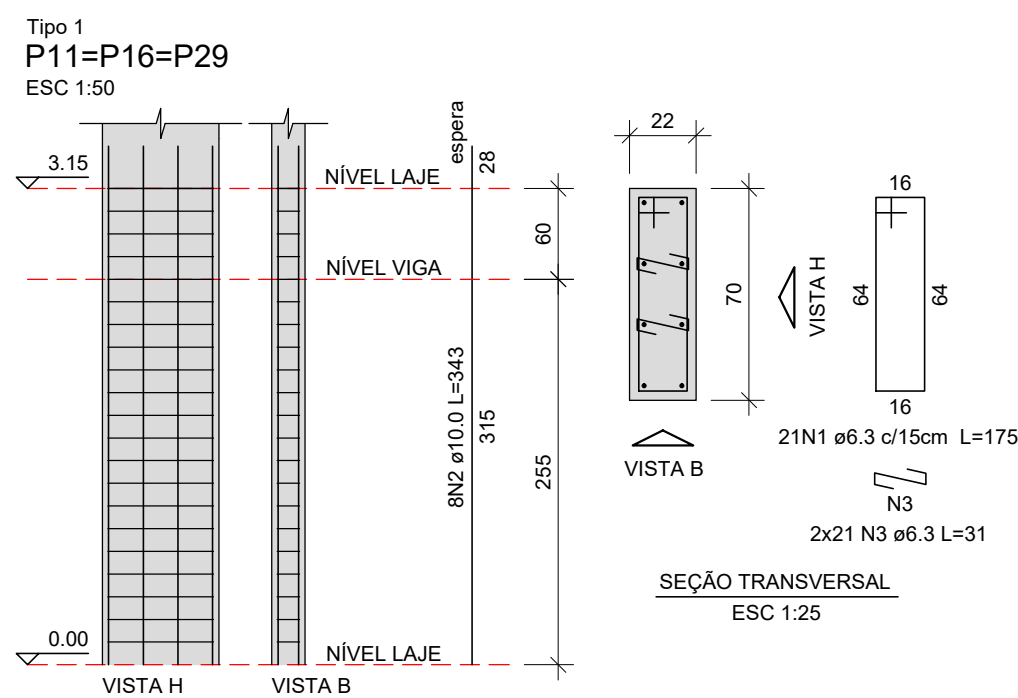
DATA:
28/11/19

DESCRIÇÃO:
Detalhamento das armaduras
Pilares Pilotis 1, 2, 3 (estacionamento)

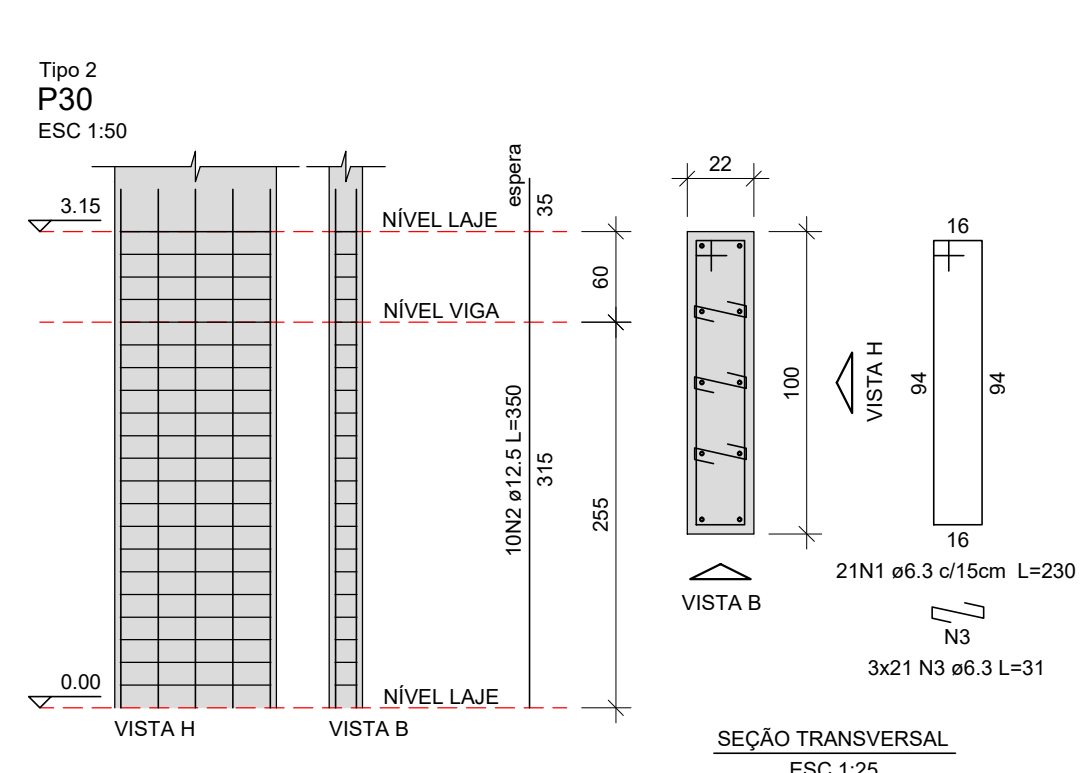
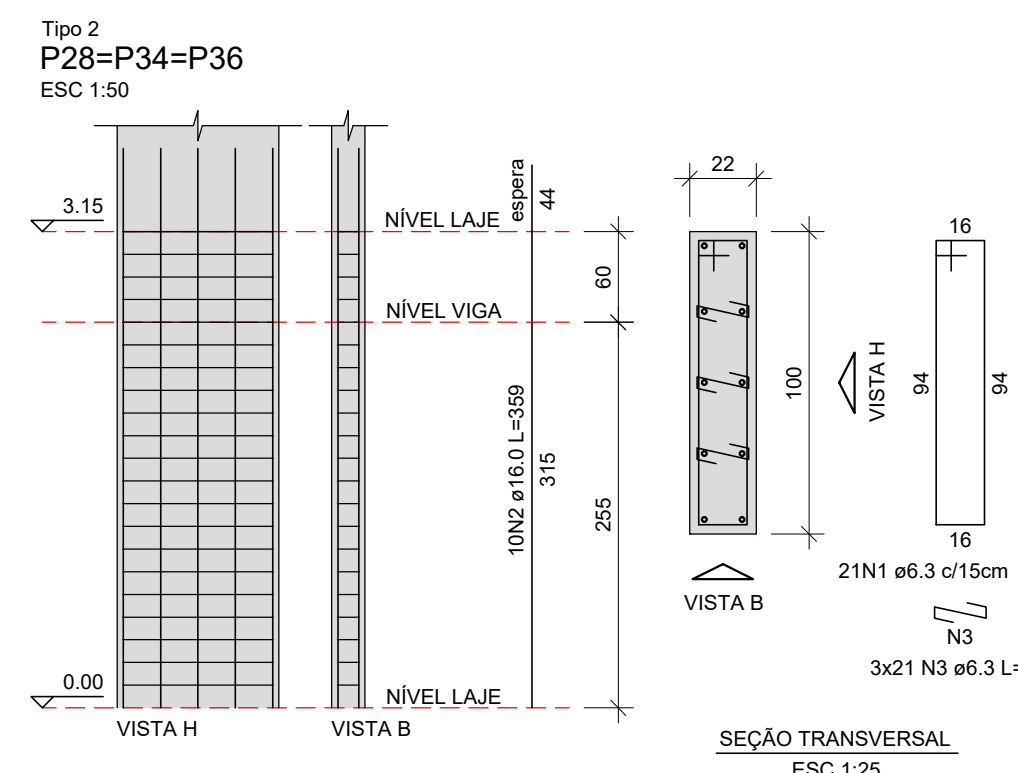
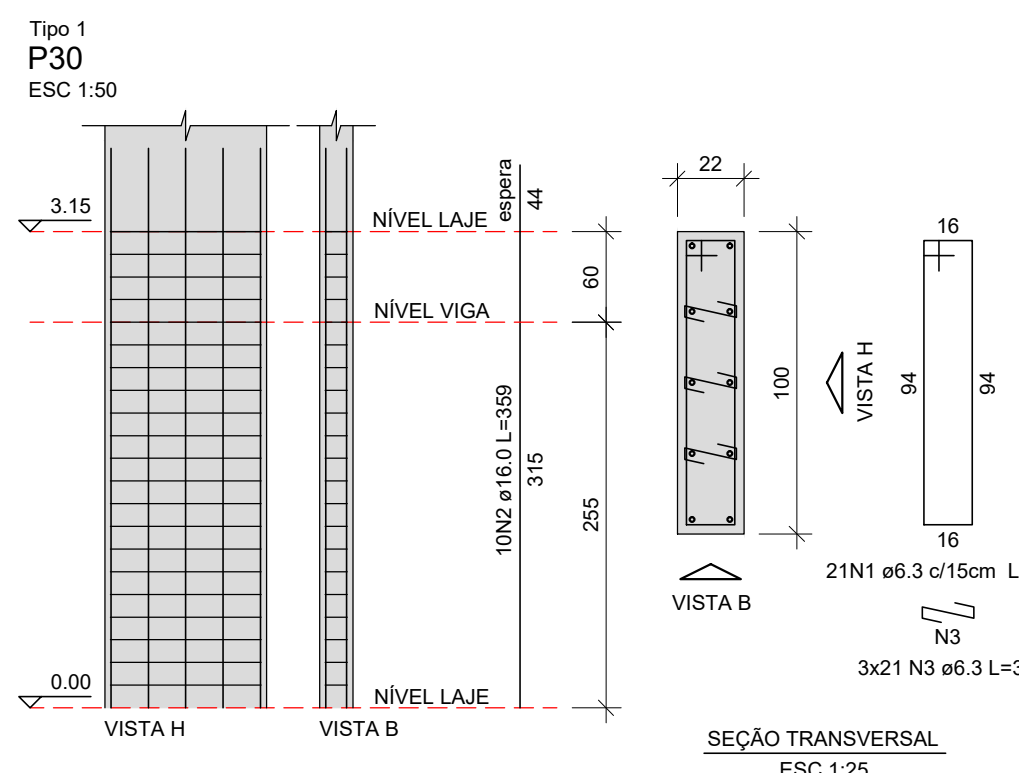
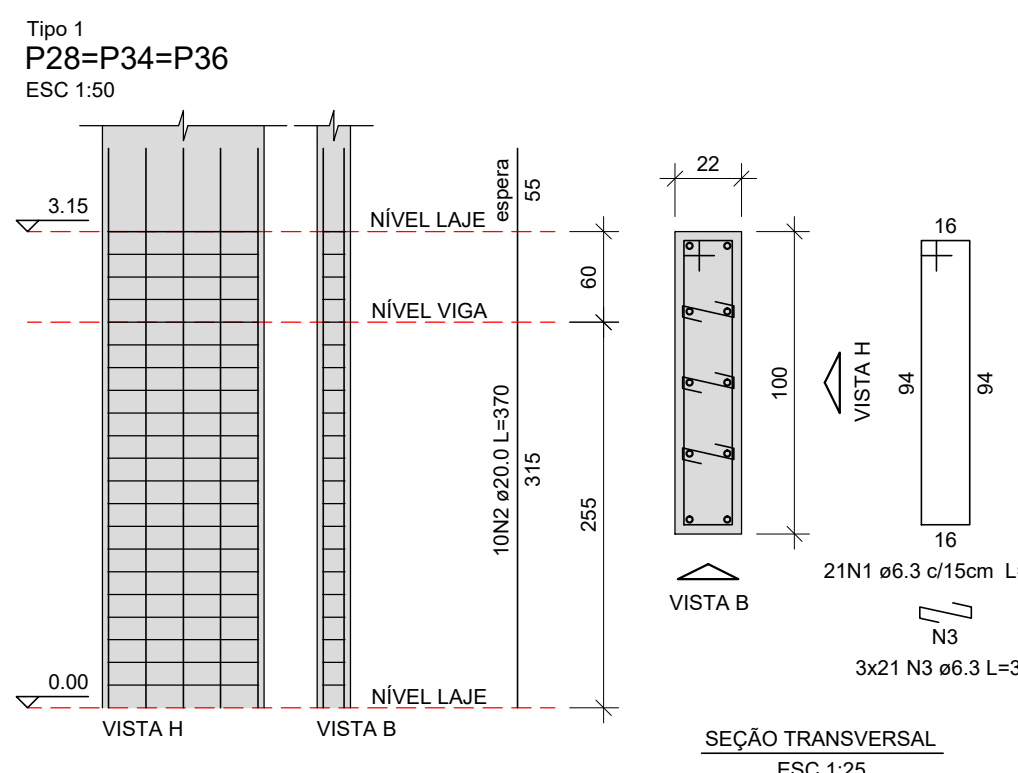
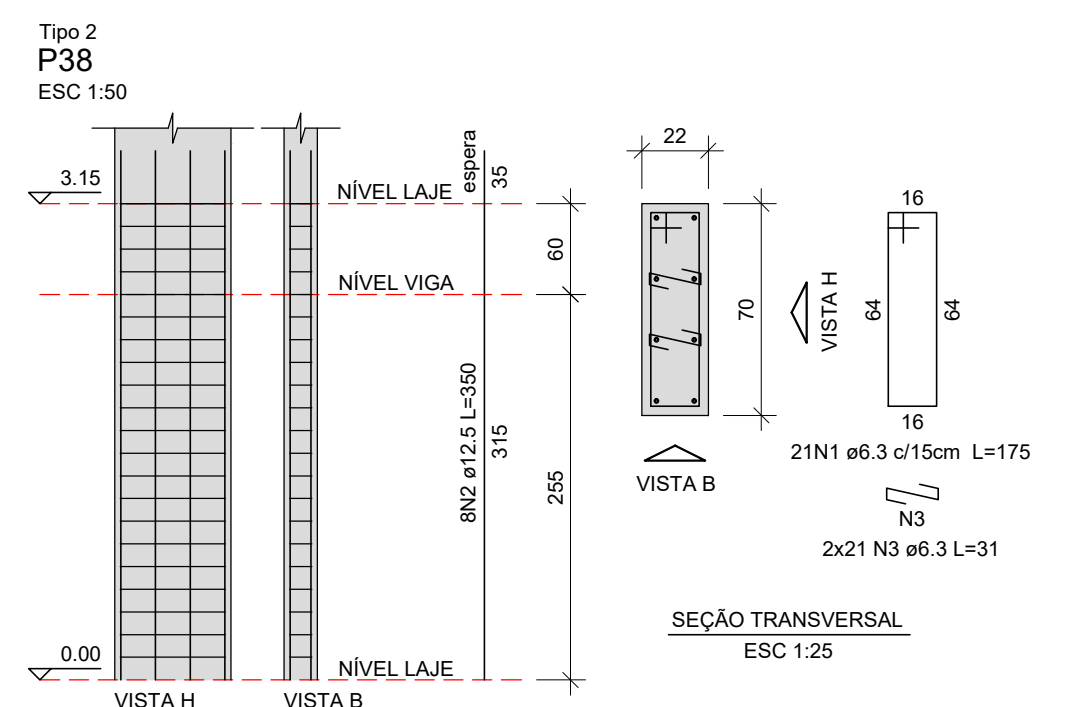
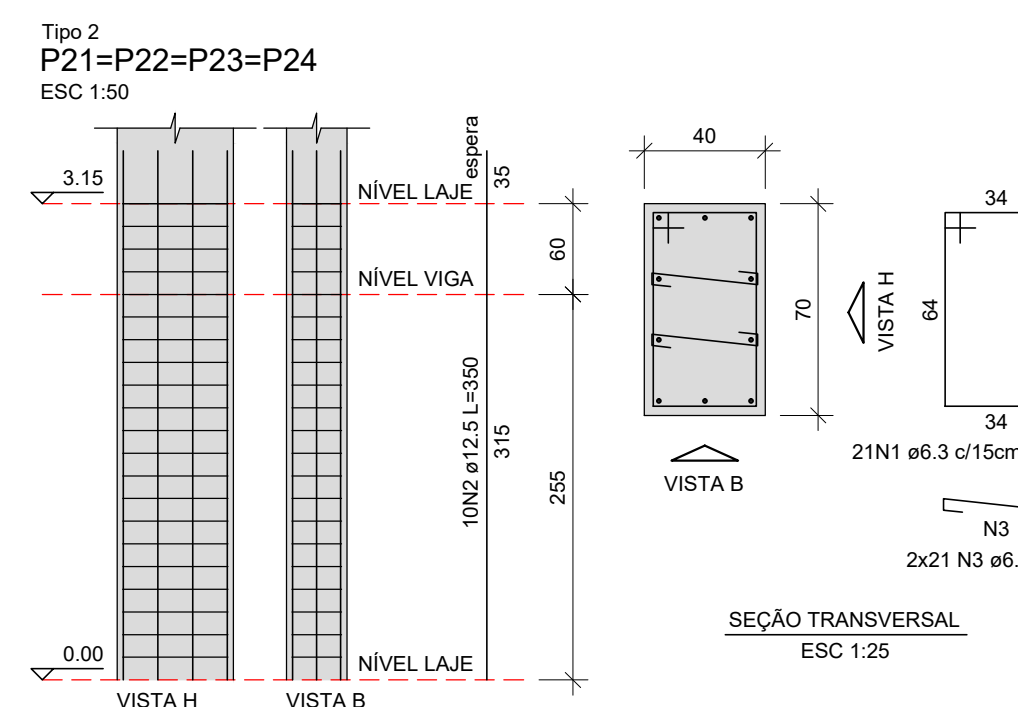
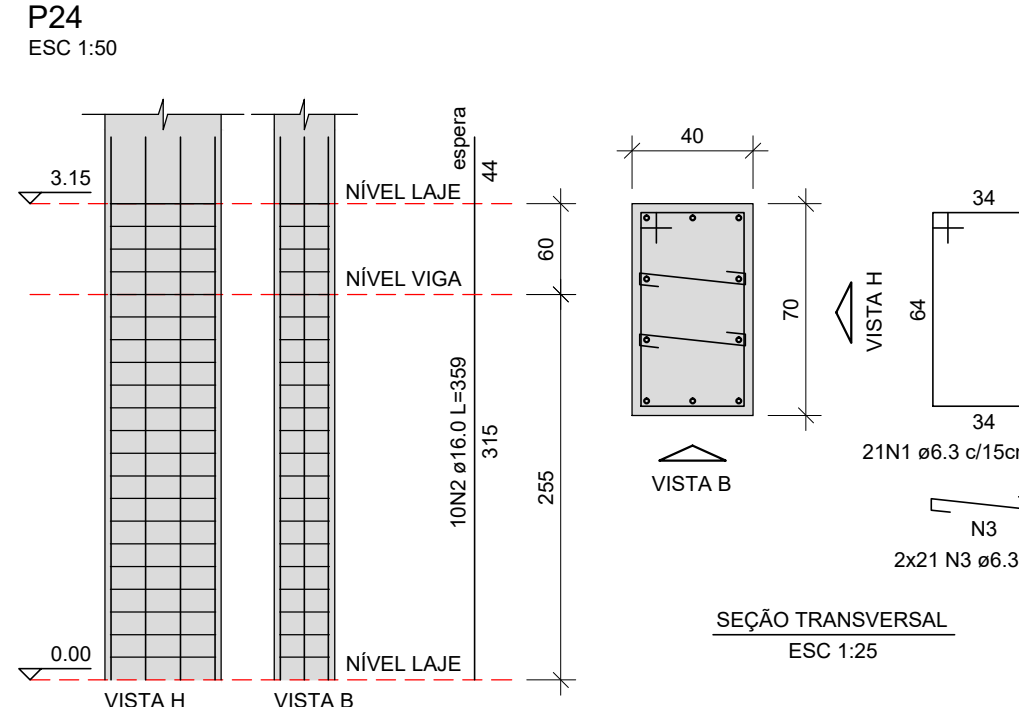
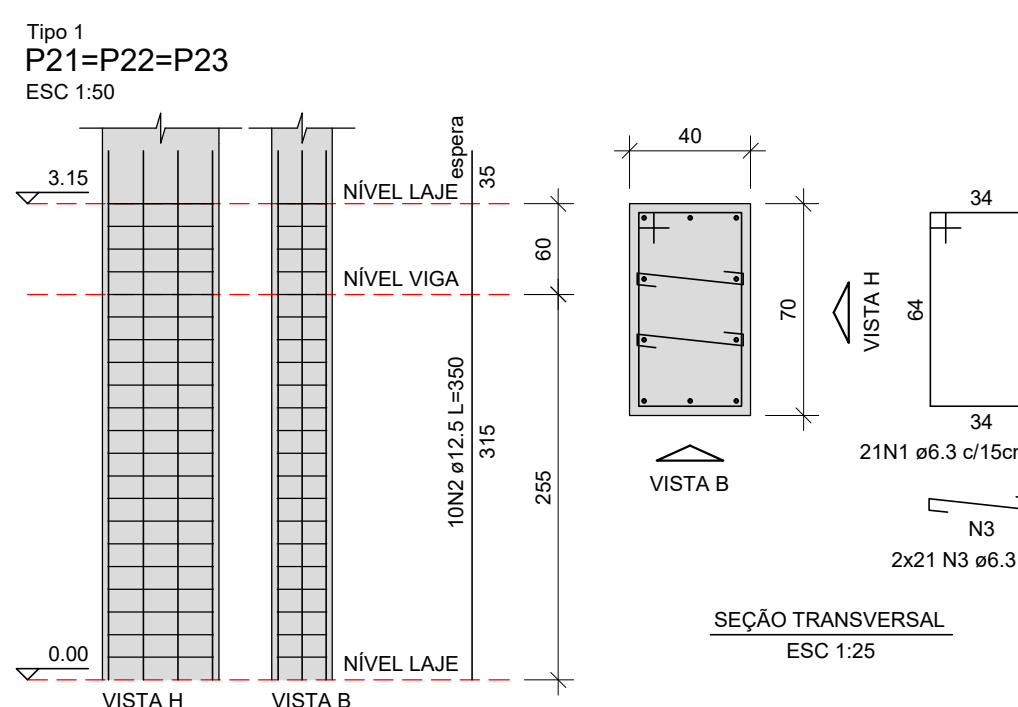
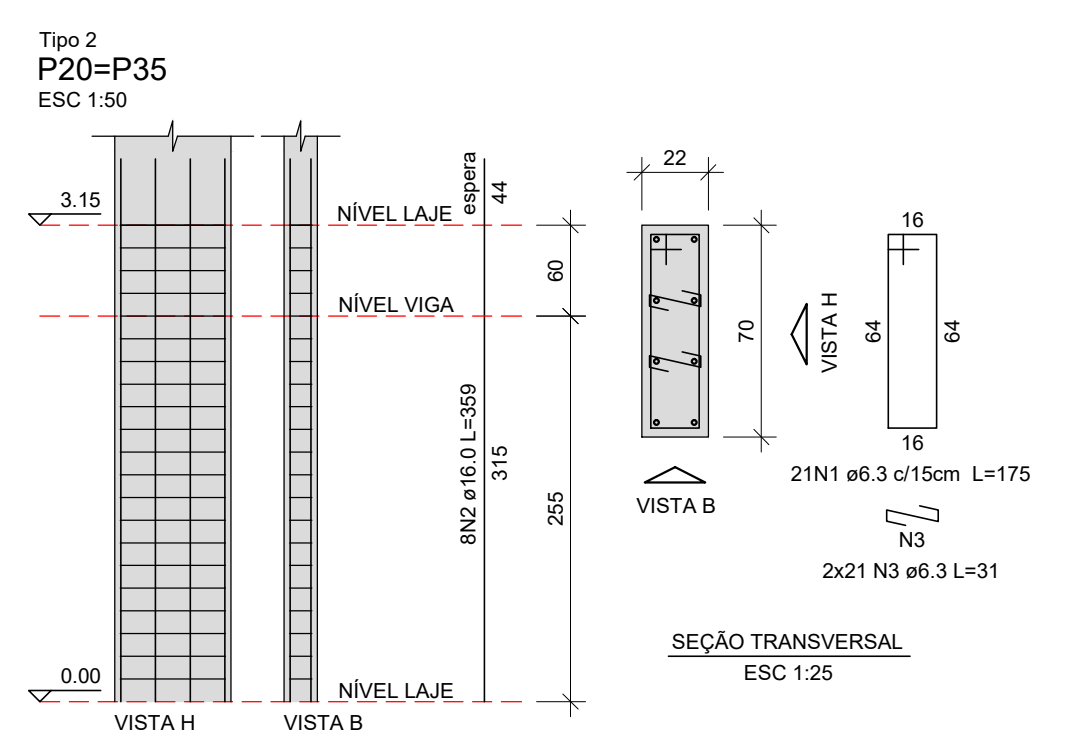
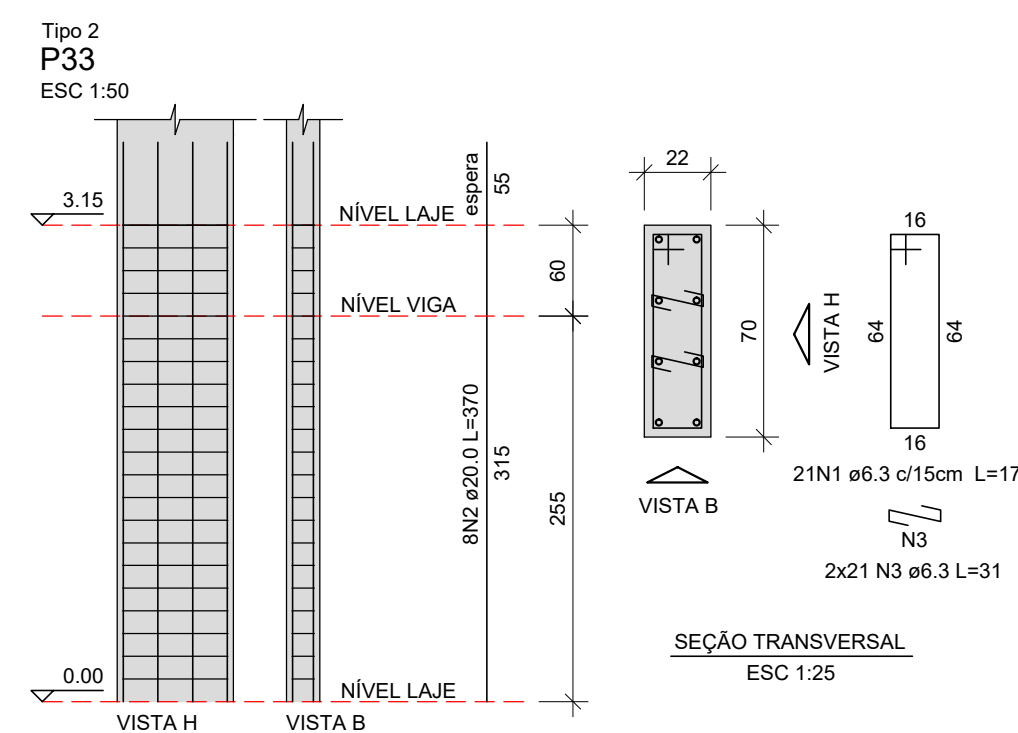
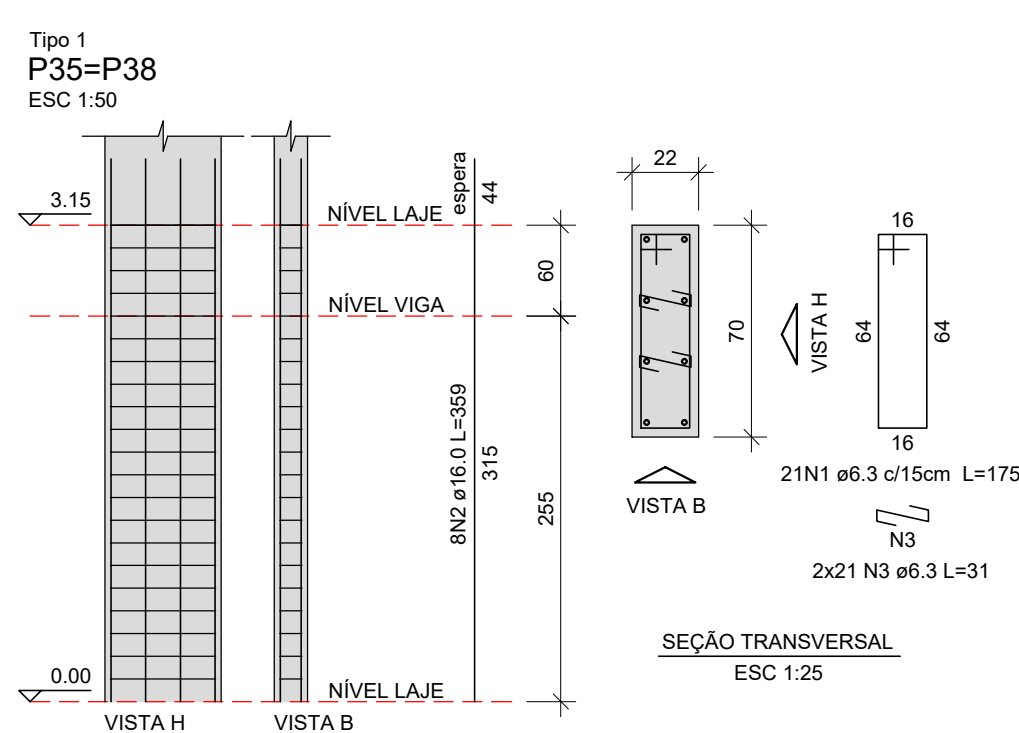
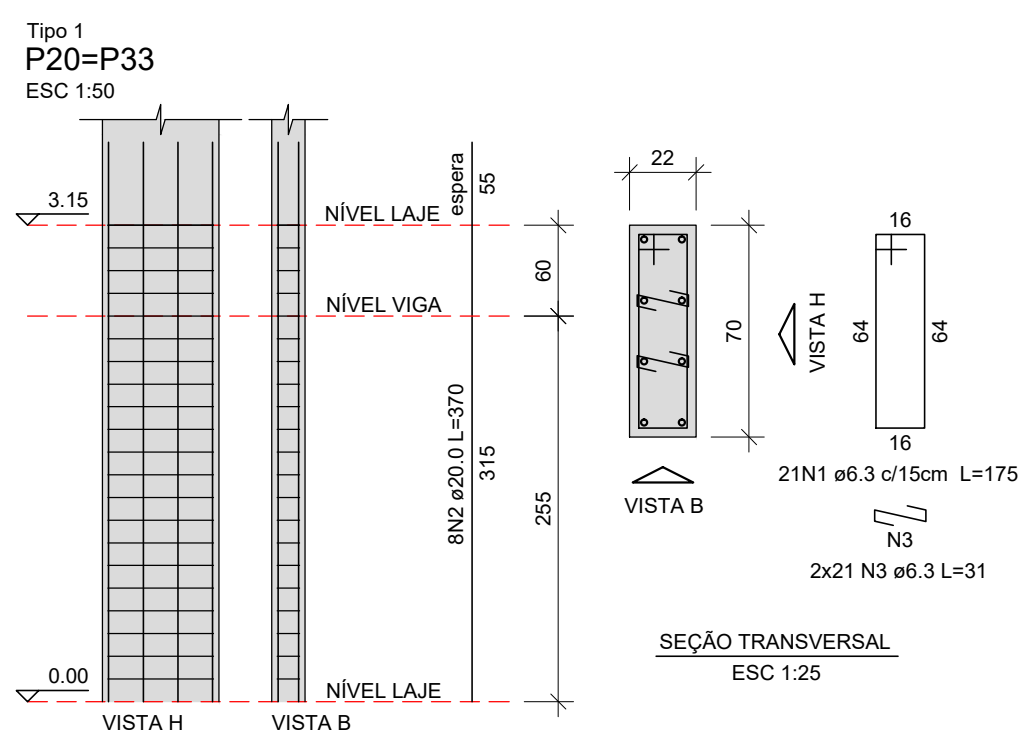
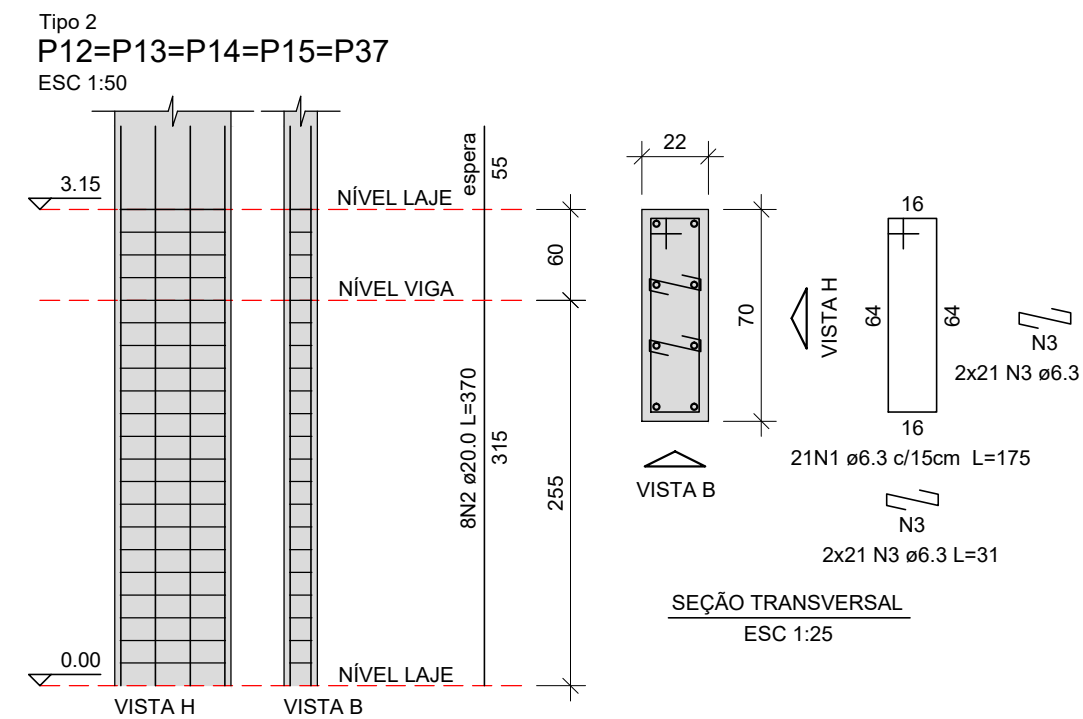
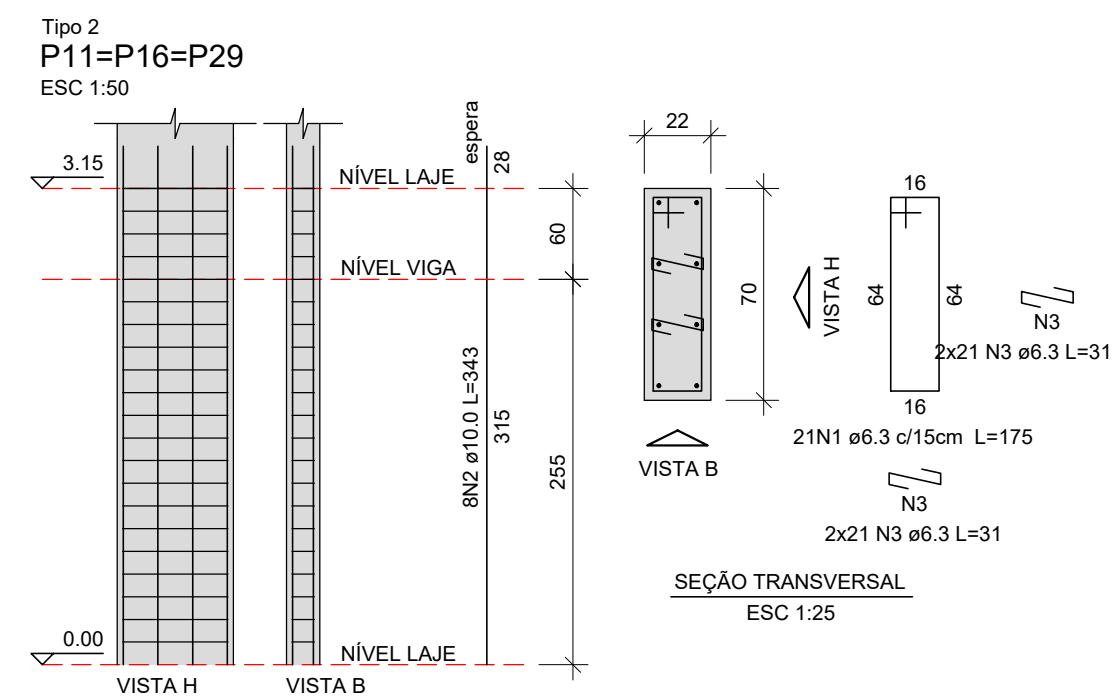
PRANCHA
18/24

PROPRIETÁRIO: Universidade Federal do Rio Grande do Sul

TIPO 1



TIPO 2



OBSERVAÇÕES


- 1) A EXECUÇÃO DA ESTRUTURA DEVE SEGUIR AS PRESCRIÇÕES DA NBR 6118/2014;
- 2) A DOBRA DAS ARMADURAS DEVERÃO SEGUIR AS PRESCRIÇÕES DA NBR 6118/2014;
- 3) A LOCAÇÃO DA ESTRUTURA DEVERÁ SER COMPATIBILIZADA COM AS MEDIDAS DO TERRENO E NÃO DEVE SER FEITA ACUMULANDO ERROS;
- 4) A EXECUÇÃO DA ESTRUTURA DEVERÁ INICIAR APÓS A COMPATIBILIZAÇÃO COM OS PROJETOS ARQUITETÔNICOS E COMPLEMENTARES;
- 5) AS FORMAS NÃO PODERÃO APRESENTAR DEFORMAÇÕES EXCESSIVAS;
- 6) A CURA DEVERÁ SER FEITA DURANTE OS SETE PRIMEIROS DIAS A PARTIR DO LANÇAMENTO DO CONCRETO, DEVENDO SER RIGOROSAMENTE INSPECIONADO;
- 7) QUALQUER ALTERAÇÃO DE RESISTÊNCIA OU DIMENSÕES DEVERÃO SER COMUNICADAS;
- 8) O CONCRETO DEVERÁ SER DOSADO SEGUINDO A SUA RESISTÊNCIA AOS 28 DIAS (fck);
- 9) CASO SEJA NECESSÁRIO EMENDA DE BARRAS NÃO ESPECIFICADA NESTE PROJETO ESTA DEVERÁ SER FEITA CONFORME AS ESPECIFICAÇÕES DO ITEM 9 DA NBR 6118/2014;
- 10) DIMENSÕES DAS BITOLAS EM mm. COTAS EM cm.

ESPECIFICAÇÕES DE PROJETO (NBR-6118: 2014)

COBRIMENTOS (CAA II)	RESISTÊNCIAS DO CONCRETO
PILARES: 3.0 cm	PILARES: C40 Fck = 40 MPa
VIGAS: 3.0 cm	VIGAS: C40 Fck = 40 MPa
LAJES: 2.5 cm	LAJES: C40 Fck = 40 MPa
ESCADA: 2.5 cm	ESCADA: C25 Fck = 25 MPa

TABELA DE TRASPASSE (mínimo)

Ø 6.3mm	35cm (constr. 20cm)
Ø 8.0mm	40cm
Ø 10mm	50cm
Ø 12.5mm	63cm
Ø 16mm	80cm
Ø 20mm	100cm

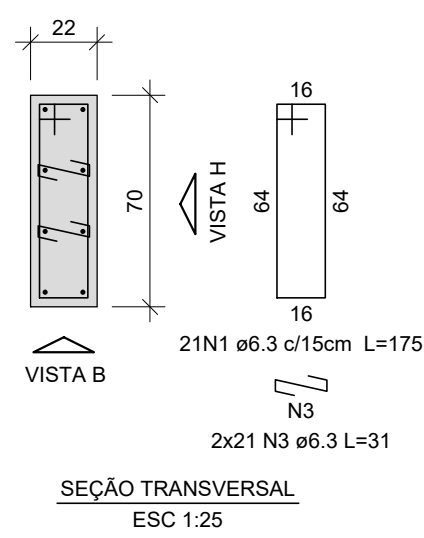
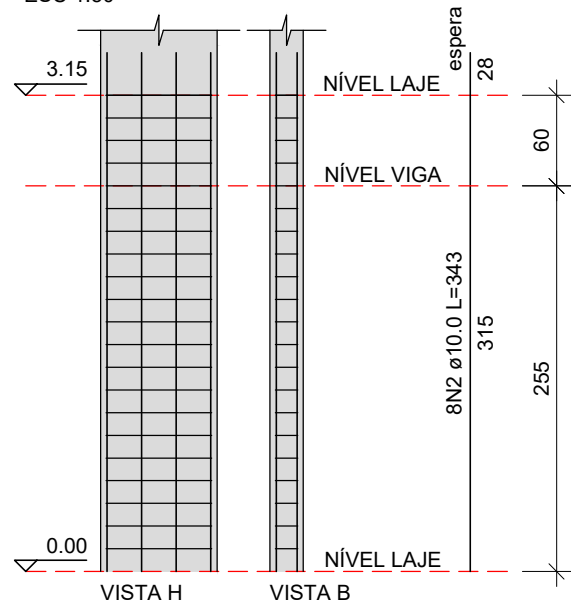


PROJETO ESTRUTURAL
EDIFICAÇÃO COMERCIAL

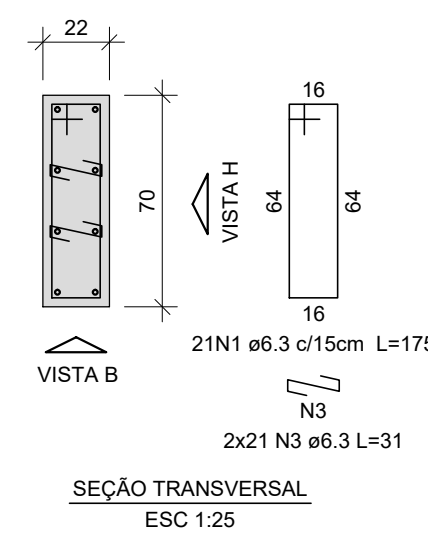
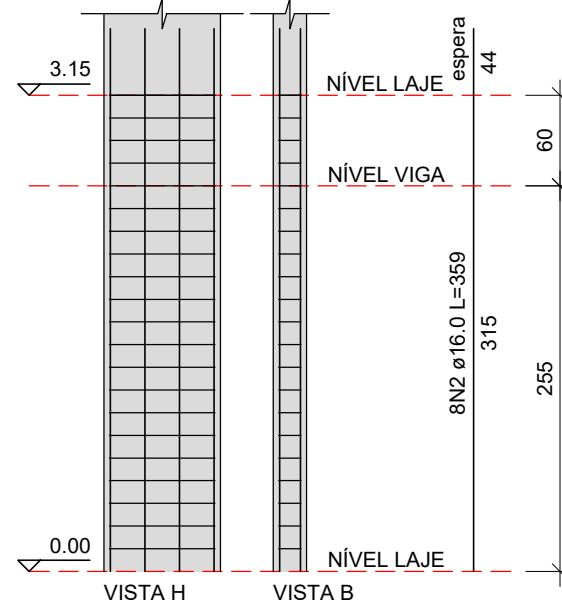
LOCAL: Av. Padre Cacique esquina Otávio Dutra Porto Alegre - RS	ESCALA indicada
RESPONSÁVEIS TÉCNICOS: Acad. Marcos Wilson Ogata	DATA: 28/11/19
DESCRIÇÃO: Detalhamento das armaduras pilares dos pavimentos tipo 1, 2	PRANCHA 19/24
PROPRIETÁRIO: Universidade Federal do Rio Grande do Sul	

TIPO 3

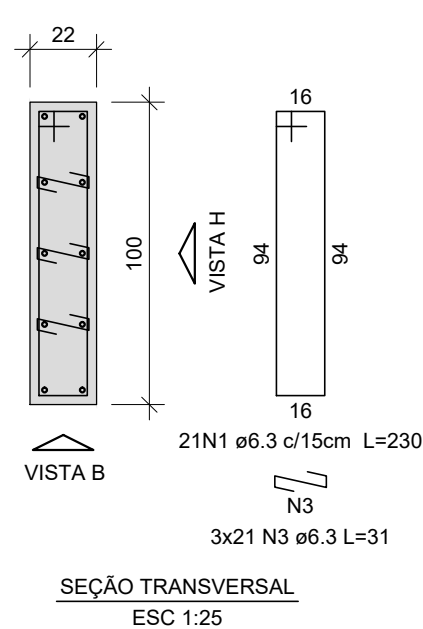
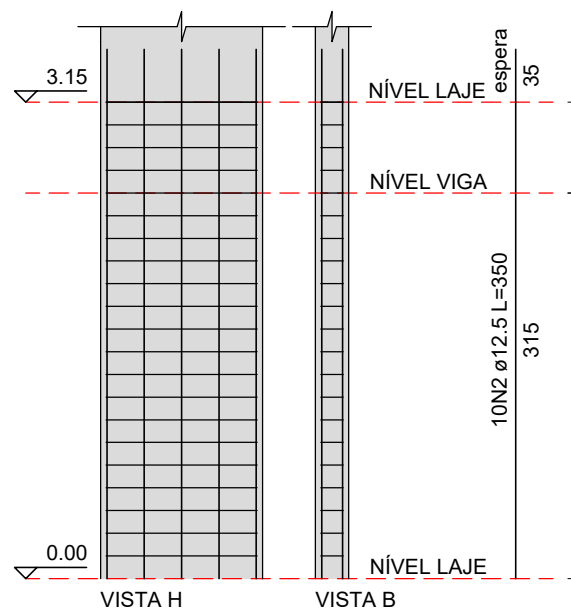
Tipo 3
P11=P16=P20=P29
ESC 1:50



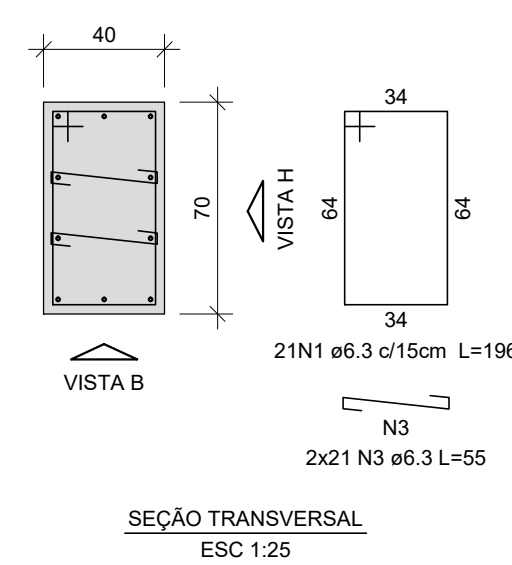
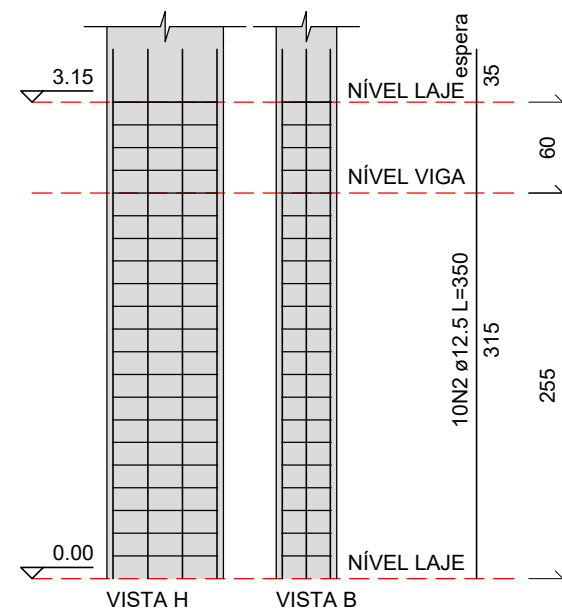
Tipo 3
P12=P13=P14=P15=P33=P37
ESC 1:50



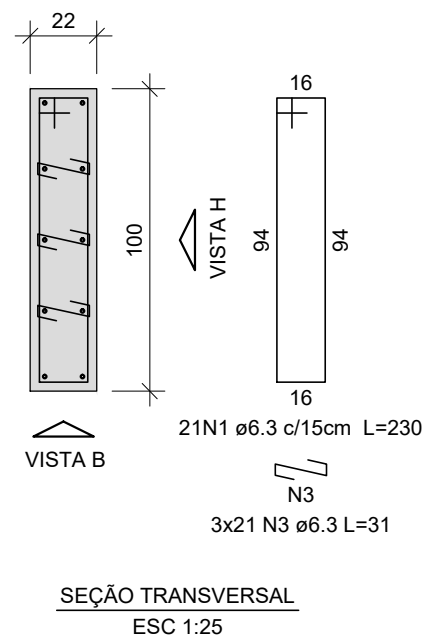
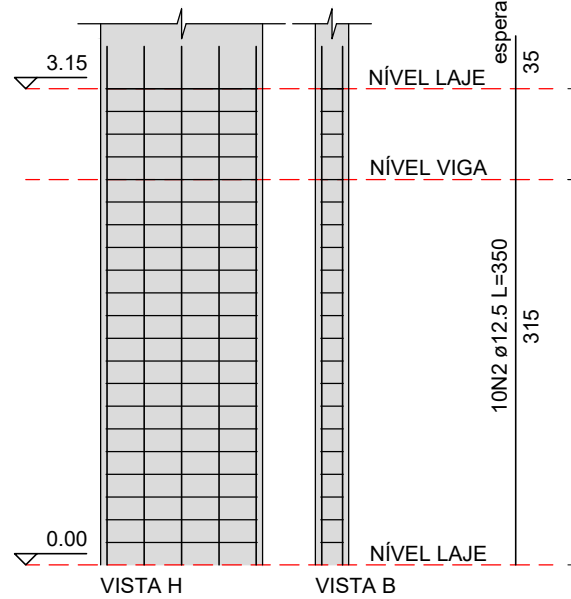
Tipo 3
P34
ESC 1:50



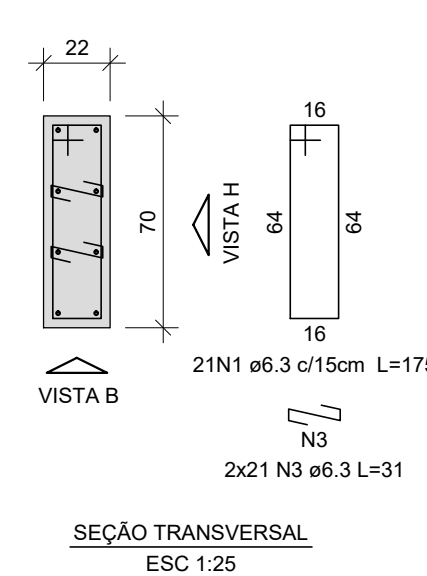
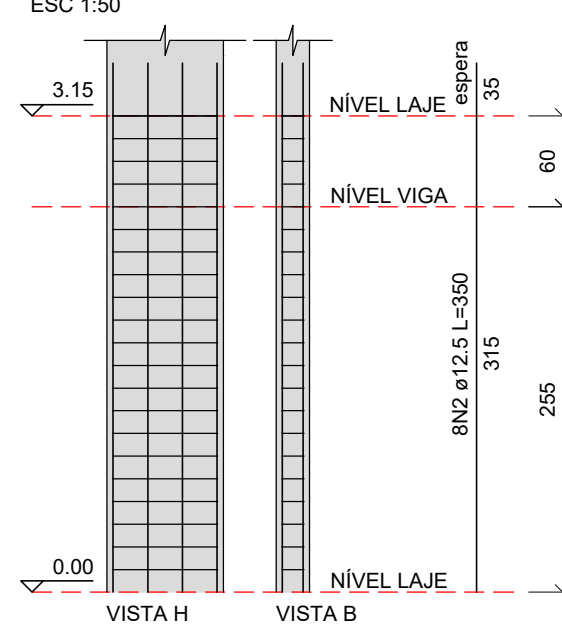
Tipo 3
P21=P22=P23=P24
ESC 1:50



Tipo 3
P28=P30=P36
ESC 1:50



Tipo 3
P35=P38
ESC 1:50



OBSERVAÇÕES

- 1) A EXECUÇÃO DA ESTRUTURA DEVE SEGUIR AS PRESCRIÇÕES DA NBR 6118/2014;
- 2) A DOBRA DAS ARMADURAS DEVERÃO SEGUIR AS PRESCRIÇÕES DA NBR 6118/2014;
- 3) A LOCAÇÃO DA ESTRUTURA DEVERÁ SER COMPATIBILIZADA COM AS MEDIDAS DO TERRENO E NÃO DEVE SER FEITA ACUMULANDO ERROS;
- 4) A EXECUÇÃO DA ESTRUTURA DEVERÁ INICIAR APÓS A COMPATIBILIZAÇÃO COM OS PROJETOS ARQUITETÔNICOS E COMPLEMENTARES;
- 5) AS FORMAS NÃO PODERÃO APRESENTAR DEFORMAÇÕES EXCESSIVAS;
- 6) A CURA DEVERÁ SER FEITA DURANTE OS SETE PRIMEIROS DIAS A PARTIR DO LANÇAMENTO DO CONCRETO, DEVENDO SER RIGOROSAMENTE INSPECIONADO;
- 7) QUALQUER ALTERAÇÃO DE RESISTÊNCIA OU DIMENSÕES DEVERÃO SER COMUNICADAS;
- 8) O CONCRETO DEVERÁ SER DOSADO SEGUINDO A SUA RESISTÊNCIA AOS 28 DIAS (fck);
- 9) CASO SEJA NECESSÁRIO EMENDA DE BARRAS NÃO ESPECIFICADA NESTE PROJETO ESTA DEVERÁ SER FEITA CONFORME AS ESPECIFICAÇÕES DO ITEM 9 DA NBR 6118/2014;
- 10) DIMENSÕES DAS BITOLAS EM mm. COTAS EM cm.



PROJETO ESTRUTURAL EDIFICAÇÃO COMERCIAL

LOCAL: Av. Padre Cacique esquina Otávio Dutra
Porto Alegre - RS

ESCALA
indicada

RESPONSÁVEIS TÉCNICOS:
Acad. Marcos Wilson Ogata

DATA:
28/11/19

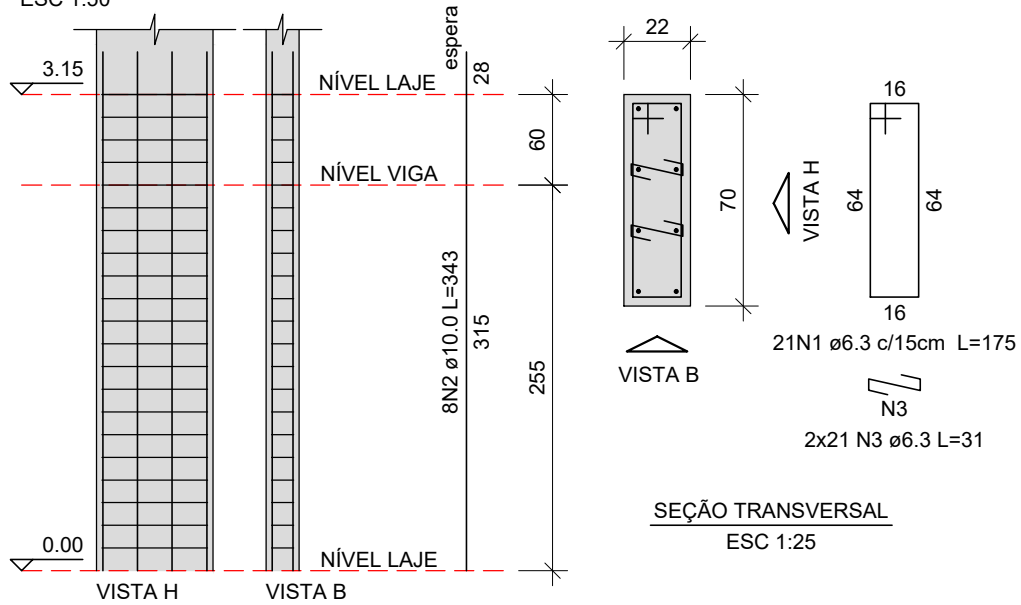
DESCRIÇÃO:
Detalhamento das armaduras
pilares dos pavimentos tipo 3

PRANCHA
20/24

PROPRIETÁRIO: Universidade Federal do Rio Grande do Sul

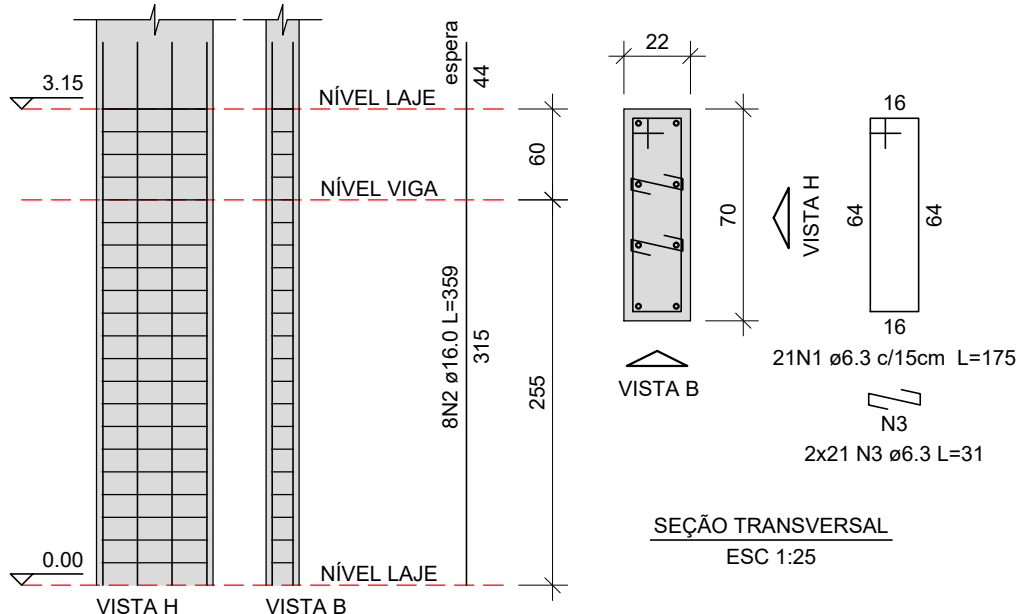
TIPO 4 E 5

Tipo 4 e 5
P11=P12=P13=P14=P15=P20=P25
=P29=P35=P37=P38
 ESC 1:50



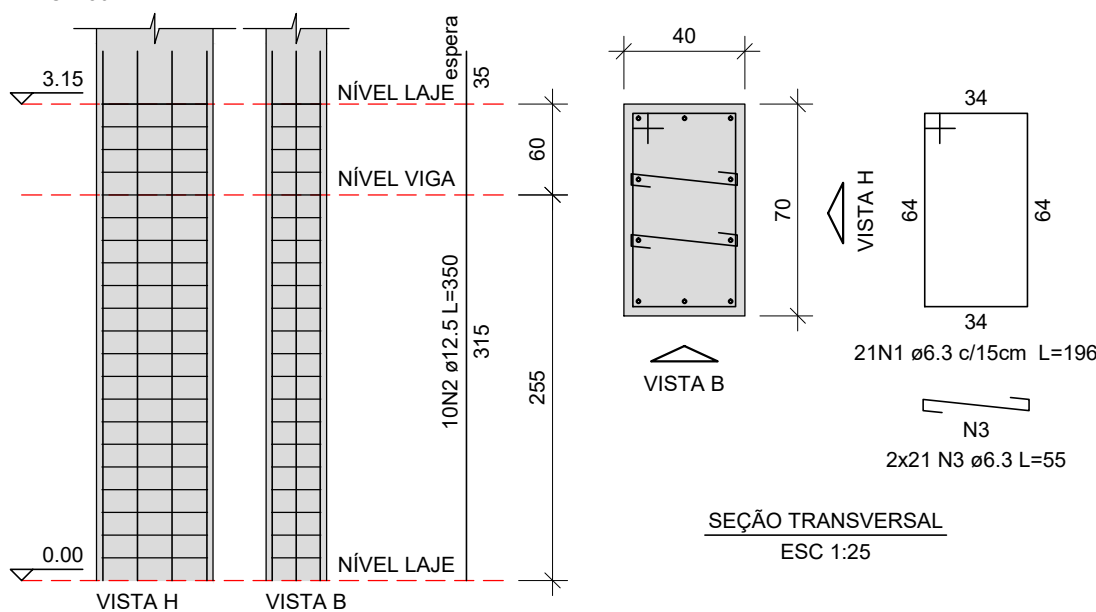
Tipo 4 e 5

P33
 ESC 1:50



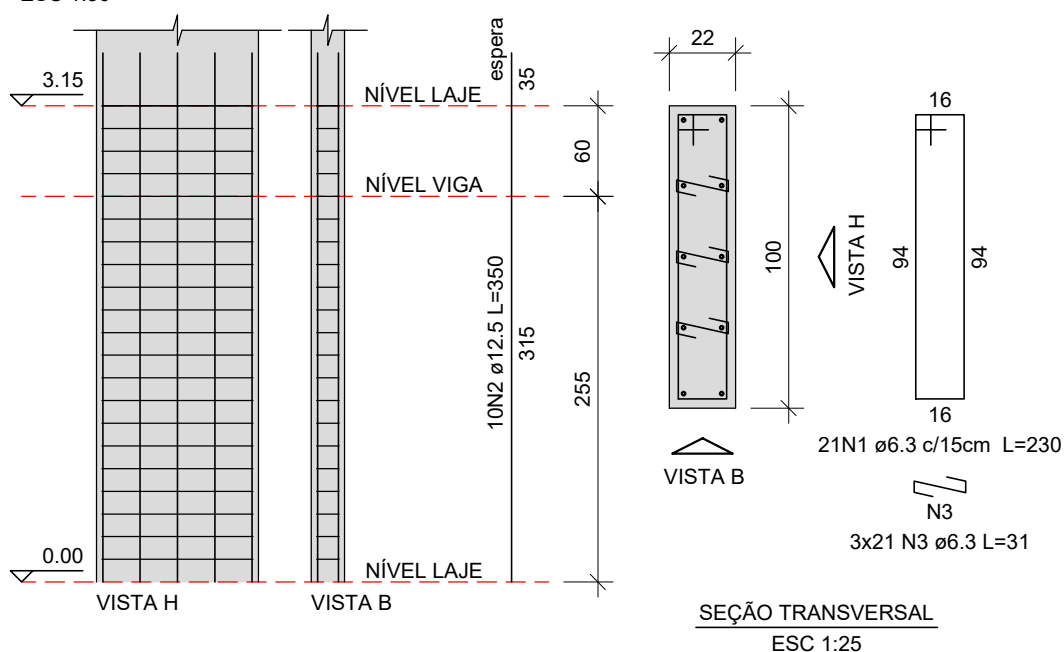
Tipo 4 e 5

P21=P22=P23=P24
 ESC 1:50



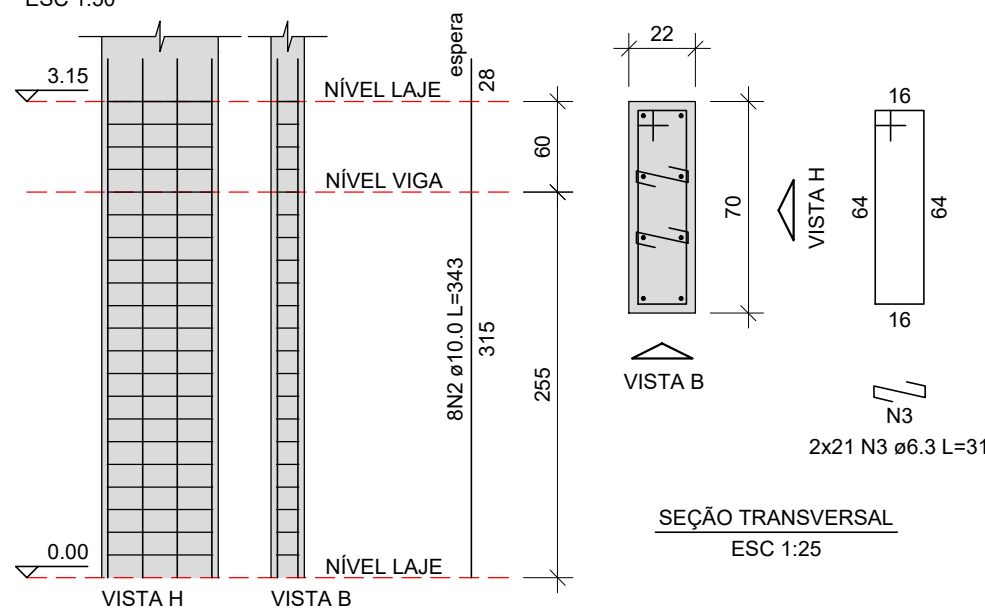
Tipo 4 e 5

P28=P30=P34=P36
 ESC 1:50



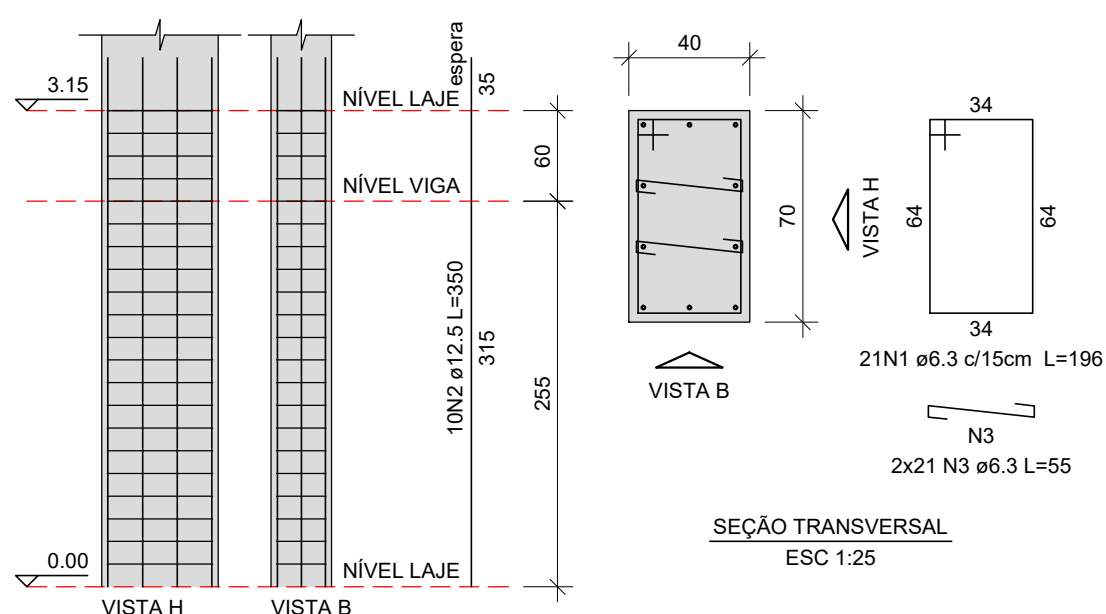
TIPO 6 À COBERTURA

Tipo 6 à Cobertura
P11=P12=P13=P14=P15=P20=P25
=P29=P33=P35=P37=P38
 ESC 1:50



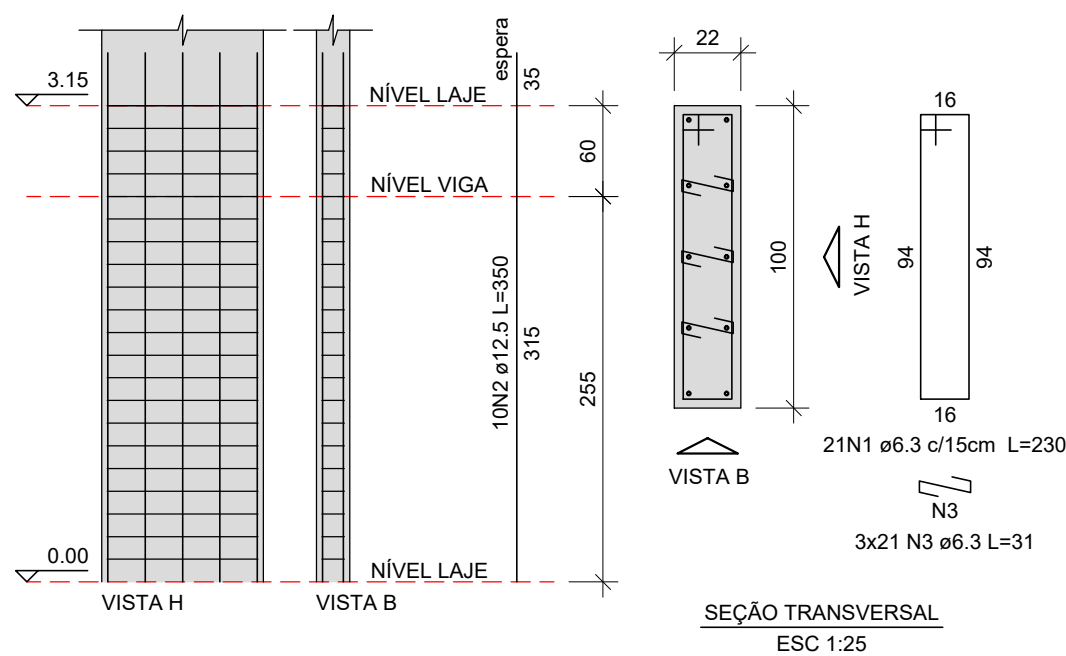
Tipo 6 à Cobertura

P21=P22=P23=P24
 ESC 1:50



Tipo 6 à Cobertura

P28=P30=P34=P36
 ESC 1:50



OBSERVAÇÕES

- 1) A EXECUÇÃO DA ESTRUTURA DEVE SEGUIR AS PRESCRIÇÕES DA NBR 6118/2014;
- 2) A DOBRA DAS ARMADURAS DEVERÃO SEGUIR AS PRESCRIÇÕES DA NBR 6118/2014;
- 3) A LOCAÇÃO DA ESTRUTURA DEVERÁ SER COMPATIBILIZADA COM AS MEDIDAS DO TERRENO E NÃO DEVE SER FEITA ACUMULANDO ERROS;
- 4) A EXECUÇÃO DA ESTRUTURA DEVERÁ INICIAR APÓS A COMPATIBILIZAÇÃO COM OS PROJETOS ARQUITETÔNICOS E COMPLEMENTARES;
- 5) AS FORMAS NÃO PODERÃO APRESENTAR DEFORMAÇÕES EXCESSIVAS;
- 6) A CURA DEVERÁ SER FEITA DURANTE OS SETE PRIMEIROS DIAS A PARTIR DO LANÇAMENTO DO CONCRETO, DEVENDO SER RIGOROSAMENTE INSPECIONADO;
- 7) QUALQUER ALTERAÇÃO DE RESISTÊNCIA OU DIMENSÕES DEVERÃO SER COMUNICADAS;
- 8) O CONCRETO DEVERÁ SER DOSADO SEGUINDO A SUA RESISTÊNCIA AOS 28 DIAS (fck);
- 9) CASO SEJA NECESSÁRIO EMENDA DE BARRAS NÃO ESPECIFICADA NESTE PROJETO ESTA DEVERÁ SER FEITA CONFORME AS ESPECIFICAÇÕES DO ITEM 9 DA NBR 6118/2014;
- 10) DIMENSÕES DAS BITOLAS EM mm. COTAS EM cm.



PROJETO ESTRUTURAL EDIFICAÇÃO COMERCIAL

LOCAL: Av. Padre Cacique esquina Otávio Dutra
 Porto Alegre - RS

ESCALA
 indicada

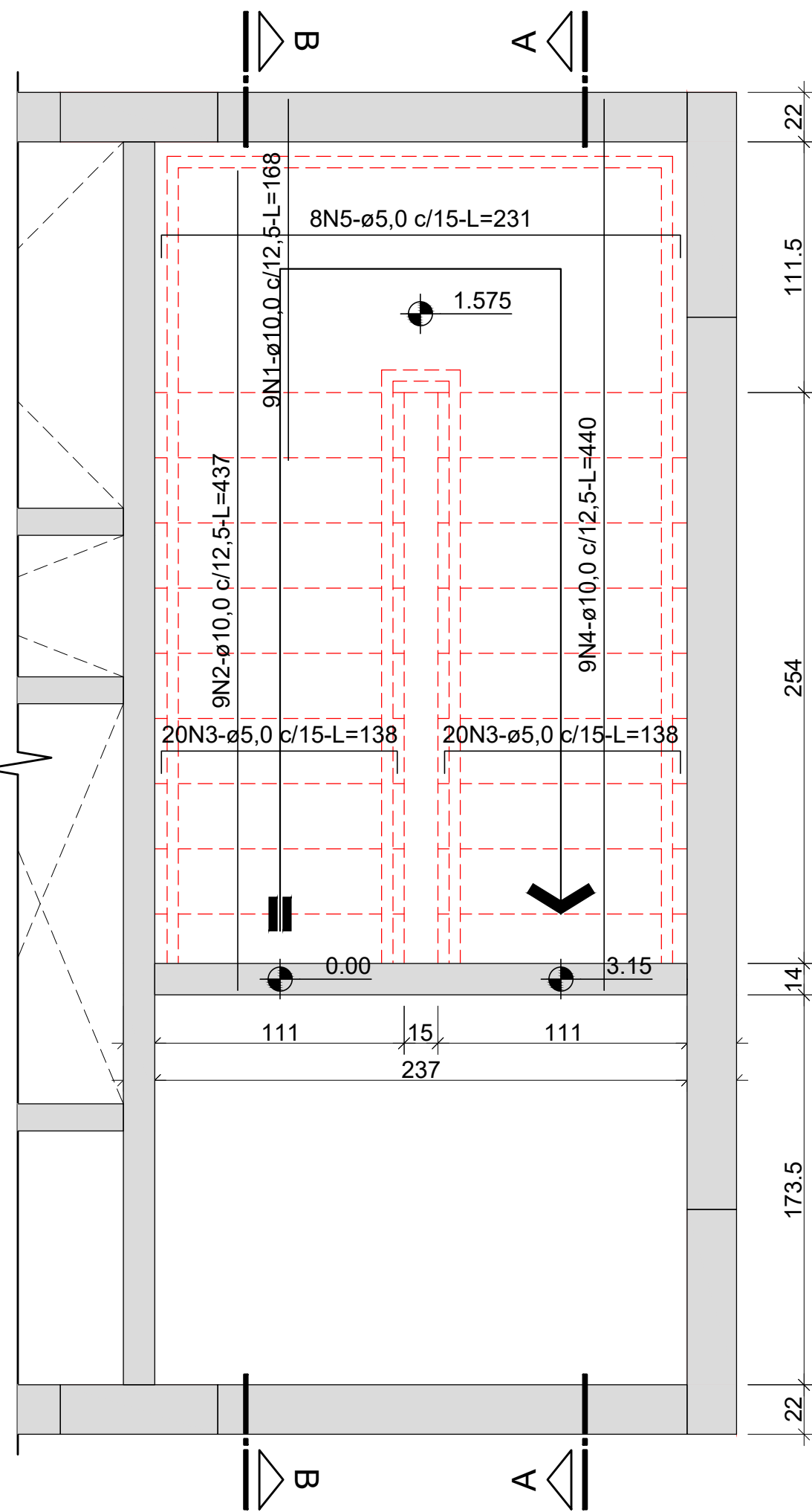
RESPONSÁVEIS TÉCNICOS:
 Acad. Marcos Wilson Ogata

DATA:
 28/11/19

DESCRIÇÃO:
 Detalhamento das armaduras
 pilares dos pavimentos tipos 4 à cobertura

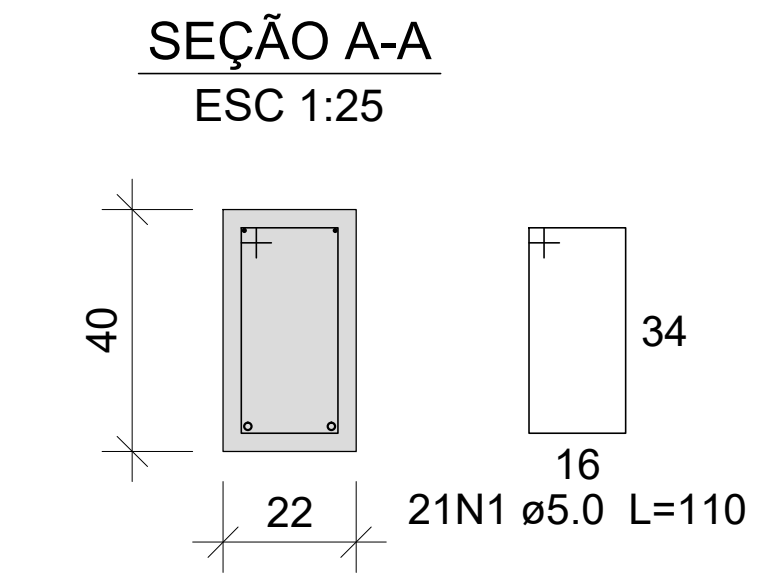
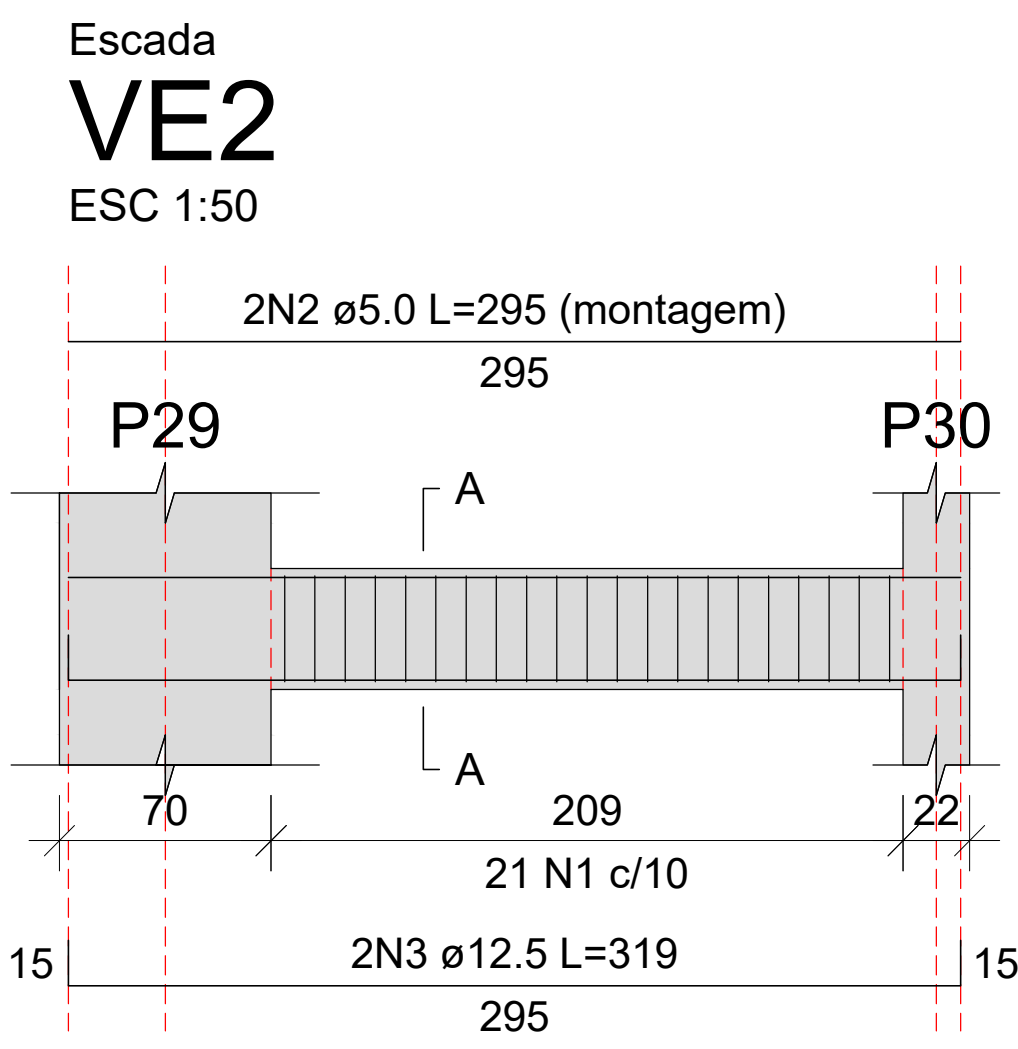
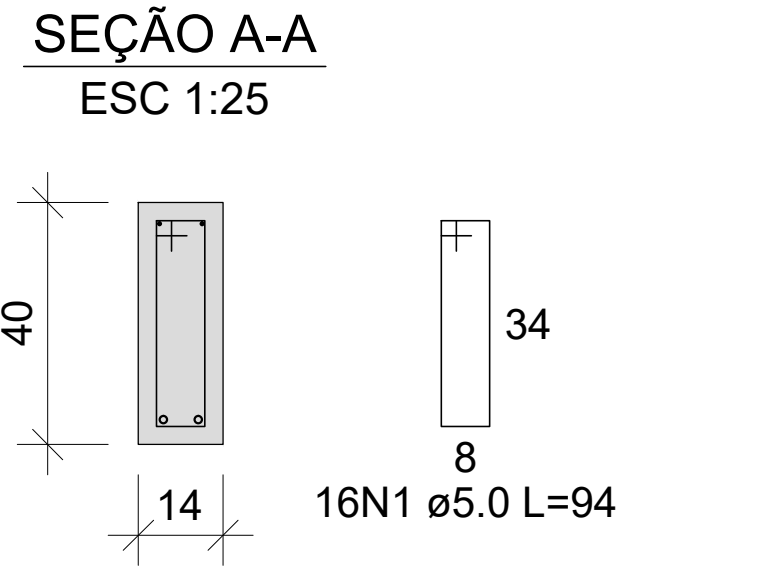
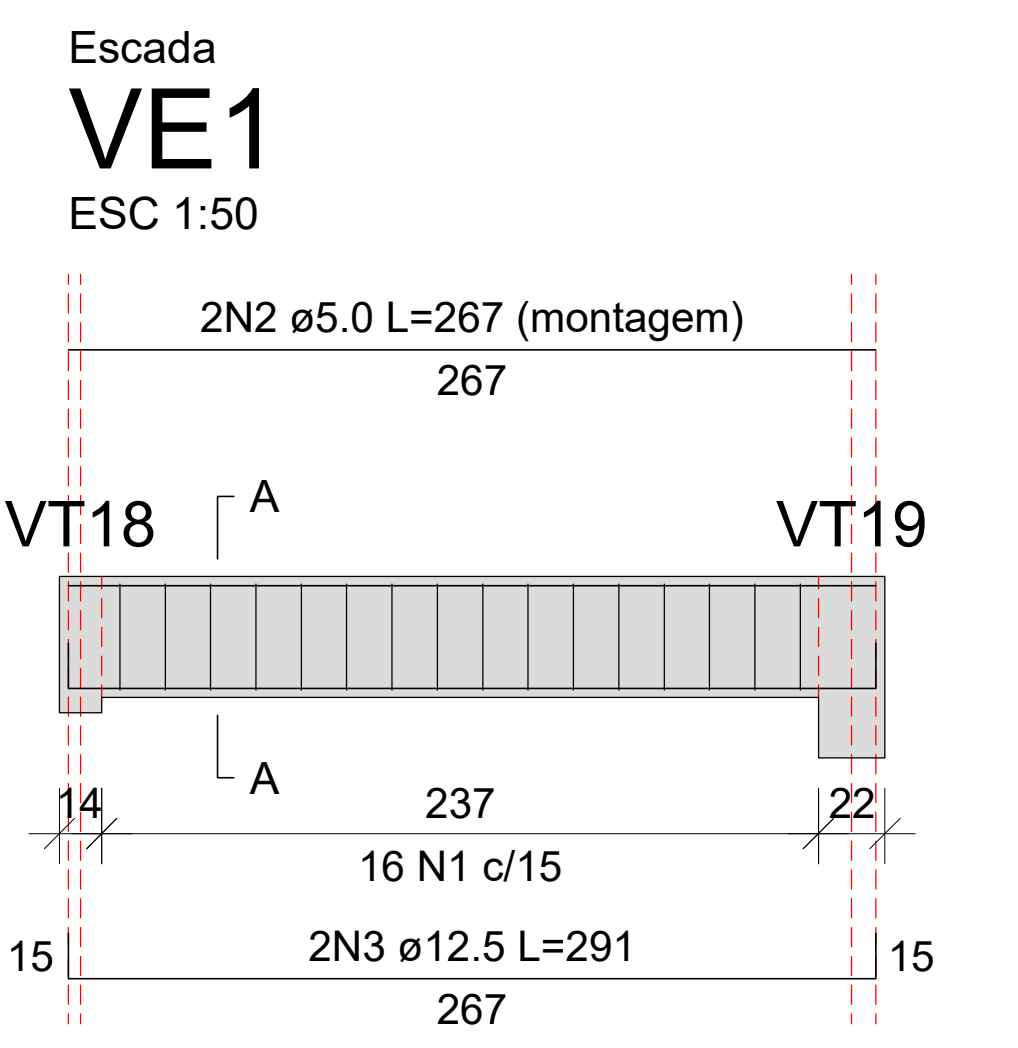
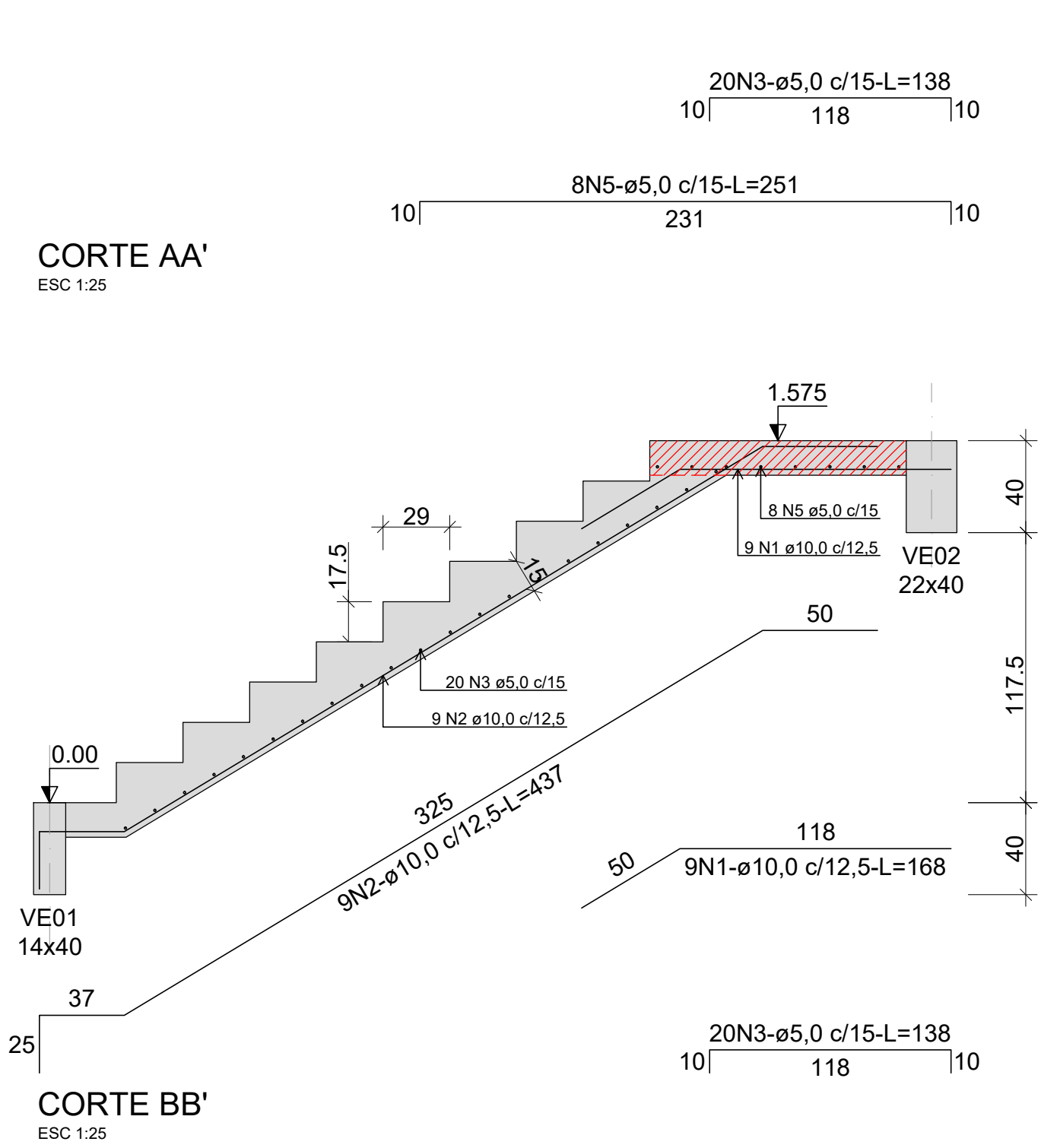
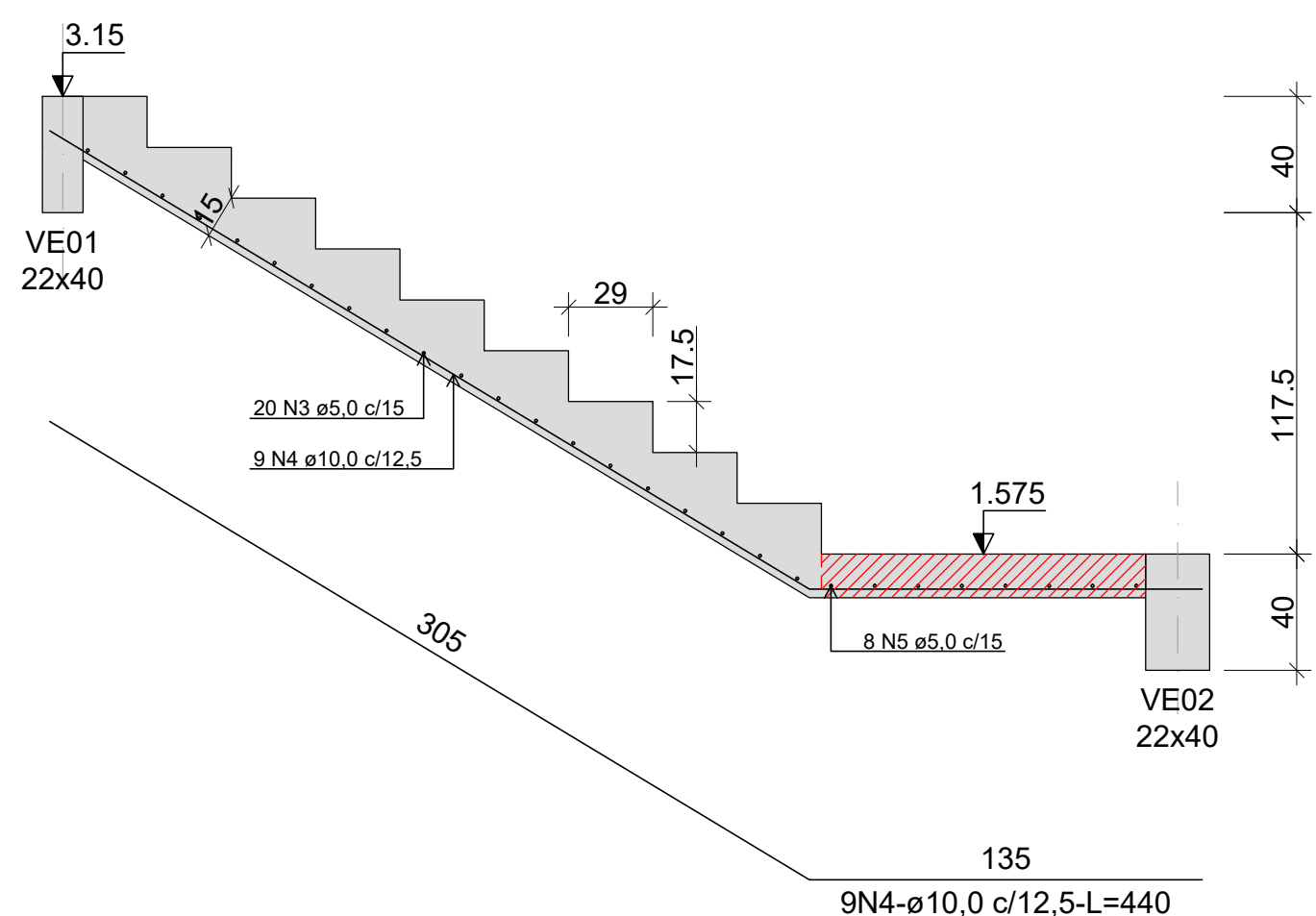
PRANCHA
21/24

PROPRIETÁRIO: Universidade Federal do Rio Grande do Sul



RESUMO DE FERROS - ESCADA

ID	Ø (mm)	Peso linear (kg/m)	Comp. Unit. (cm)	Qtde	Comp. Total (m)	Peso (kg)
N1	10,0	0,617	168	9	15,12	9,33
N2	10,0	0,617	437	9	39,33	24,27
N3	5,0	0,160	138	40	55,20	8,83
N4	10,0	0,617	440	9	39,60	24,43
N5	5,0	0,160	251	8	20,08	3,21
Total (kg)						70,1
Total + 10% (kg)						77,1

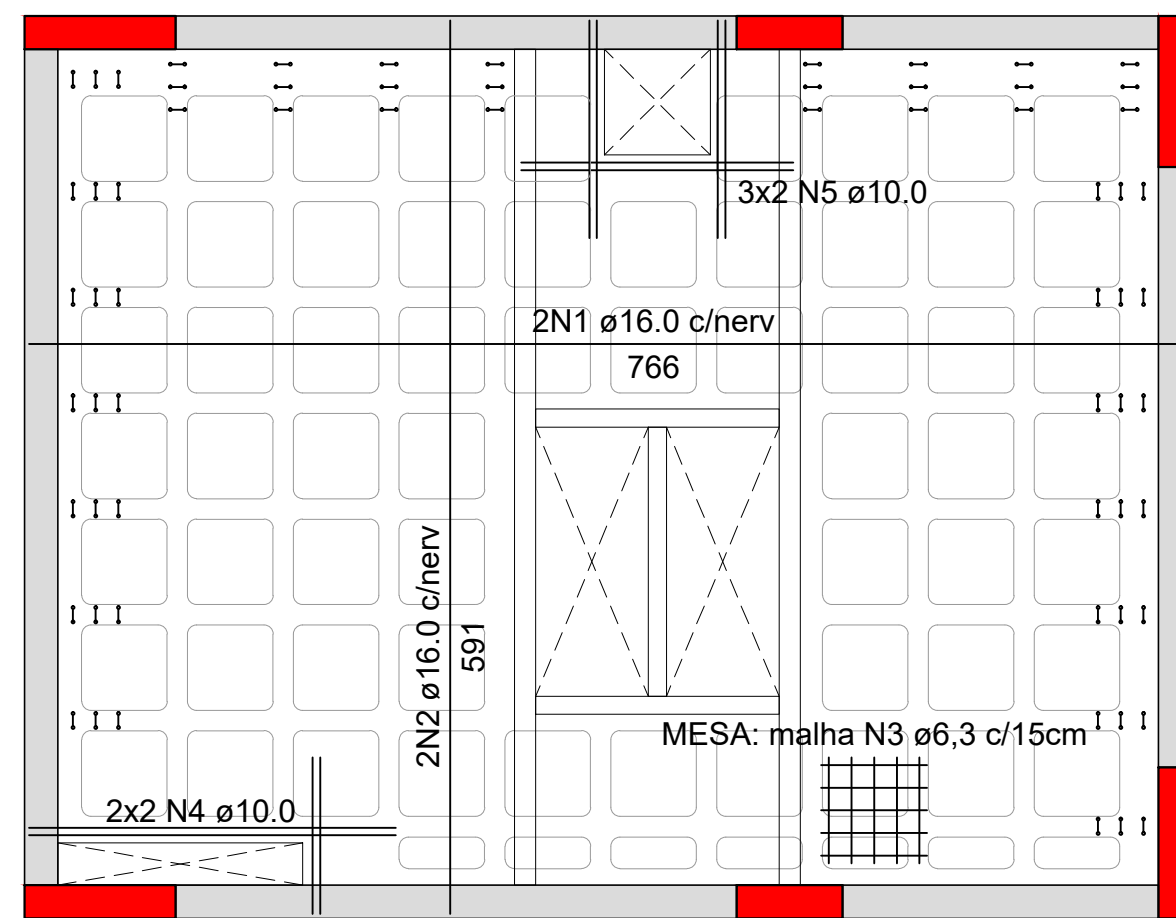


- OBSERVAÇÕES**
- 1) A EXECUÇÃO DA ESTRUTURA DEVE SEGUIR AS PRESCRIÇÕES DA NBR 6118/2014;
 - 2) A DOBRA DAS ARMADURAS DEVERÃO SEGUIR AS PRESCRIÇÕES DA NBR 6118/2014;
 - 3) A LOCAÇÃO DA ESTRUTURA DEVERÁ SER COMPATIBILIZADA COM AS MEDIDAS DO TERRENO E NÃO DEVE SER FEITA ACUMULANDO ERROS;
 - 4) A EXECUÇÃO DA ESTRUTURA DEVERÁ INICIAR APÓS A COMPATIBILIZAÇÃO COM OS PROJETOS ARQUITETÔNICOS E COMPLEMENTARES;
 - 5) AS FORMAS NÃO PODERÃO APRESENTAR DEFORMAÇÕES EXCESSIVAS;
 - 6) A CURA DEVERÁ SER FEITA DURANTE OS SETE PRIMEIROS DIAS A PARTIR DO LANÇAMENTO DO CONCRETO, DEVENDO SER RIGOROSAMENTE INSPECIONADO;
 - 7) QUALQUER ALTERAÇÃO DE RESISTÊNCIA OU DIMENSÕES DEVERÃO SER COMUNICADAS;
 - 8) O CONCRETO DEVERÁ SER DOSADO SEGUINDO A SUA RESISTÊNCIA AOS 28 DIAS (fck);
 - 9) CASO SEJA NECESSÁRIO EMENDA DE BARRAS NÃO ESPECIFICADA NESTE PROJETO ESTA DEVERÁ SER FEITA CONFORME AS ESPECIFICAÇÕES DO ITEM 9 DA NBR 6118/2014;
 - 10) DIMENSÕES DAS BITOLAS EM mm. COTAS EM cm.

UFRGS
UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL

PROJETO ESTRUTURAL EDIFICAÇÃO COMERCIAL

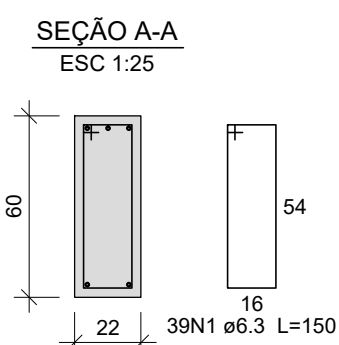
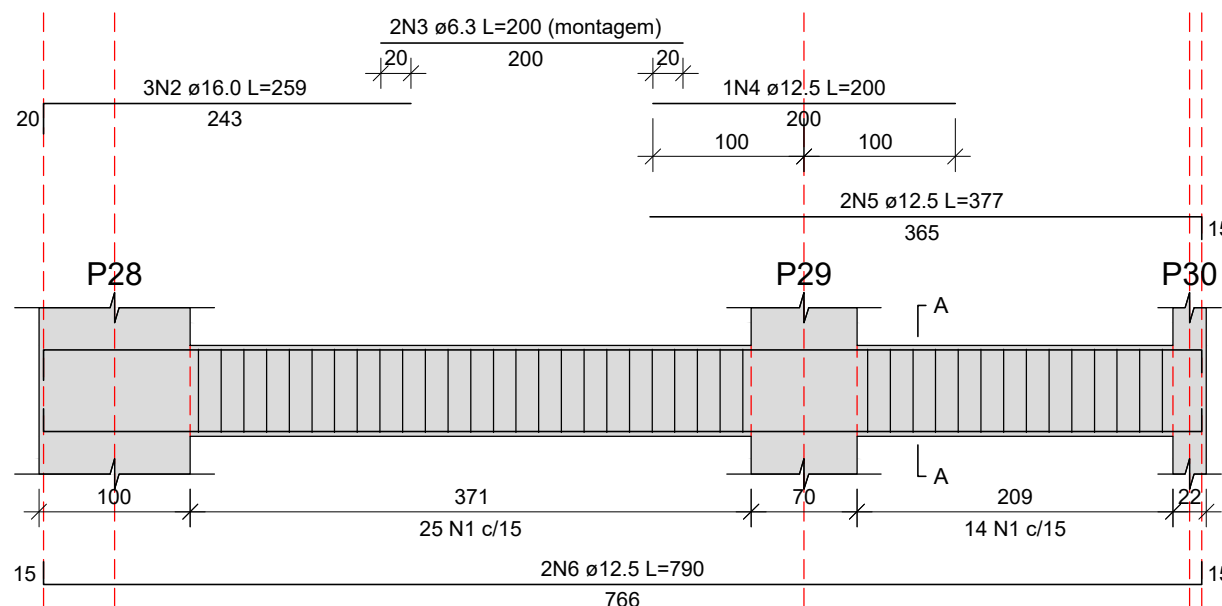
LOCAL: Av. Padre Cacique esquina Otávio Dutra Porto Alegre - RS	ESCALA indicada
RESPONSÁVEIS TÉCNICOS: Acad. Marcos Wilson Ogata	DATA: 28/11/19
DESCRIÇÃO: Projeto estrutural da escada + quantitativos Todos os pavimentos	PRANCHA 22/24
PROPRIETÁRIO: Universidade Federal do Rio Grande do Sul	



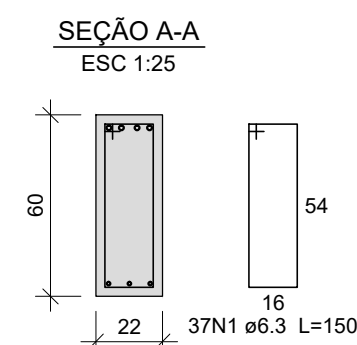
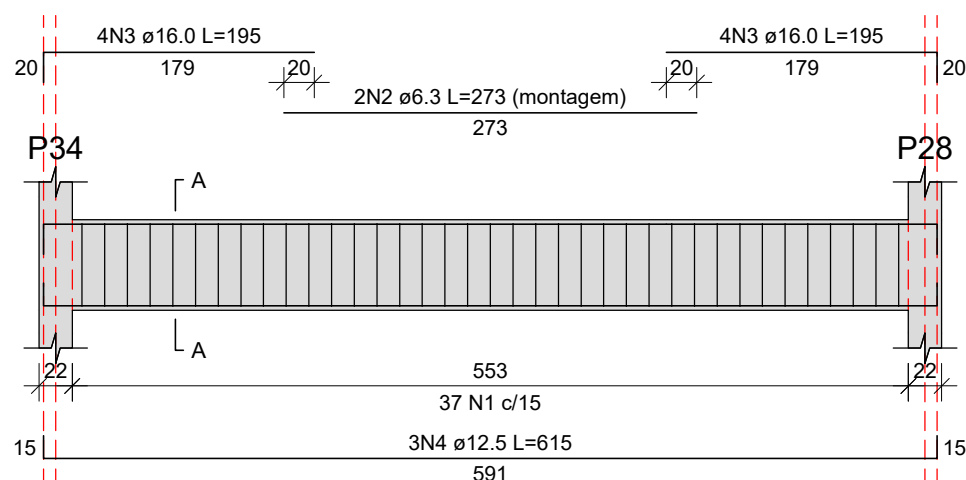
*ESTRIBOS INDICADOS EM PLANTA: ø6,3 c/15cm

LAJES - PAVIMENTO RESERVATÓRIO
ESCALA 1/50

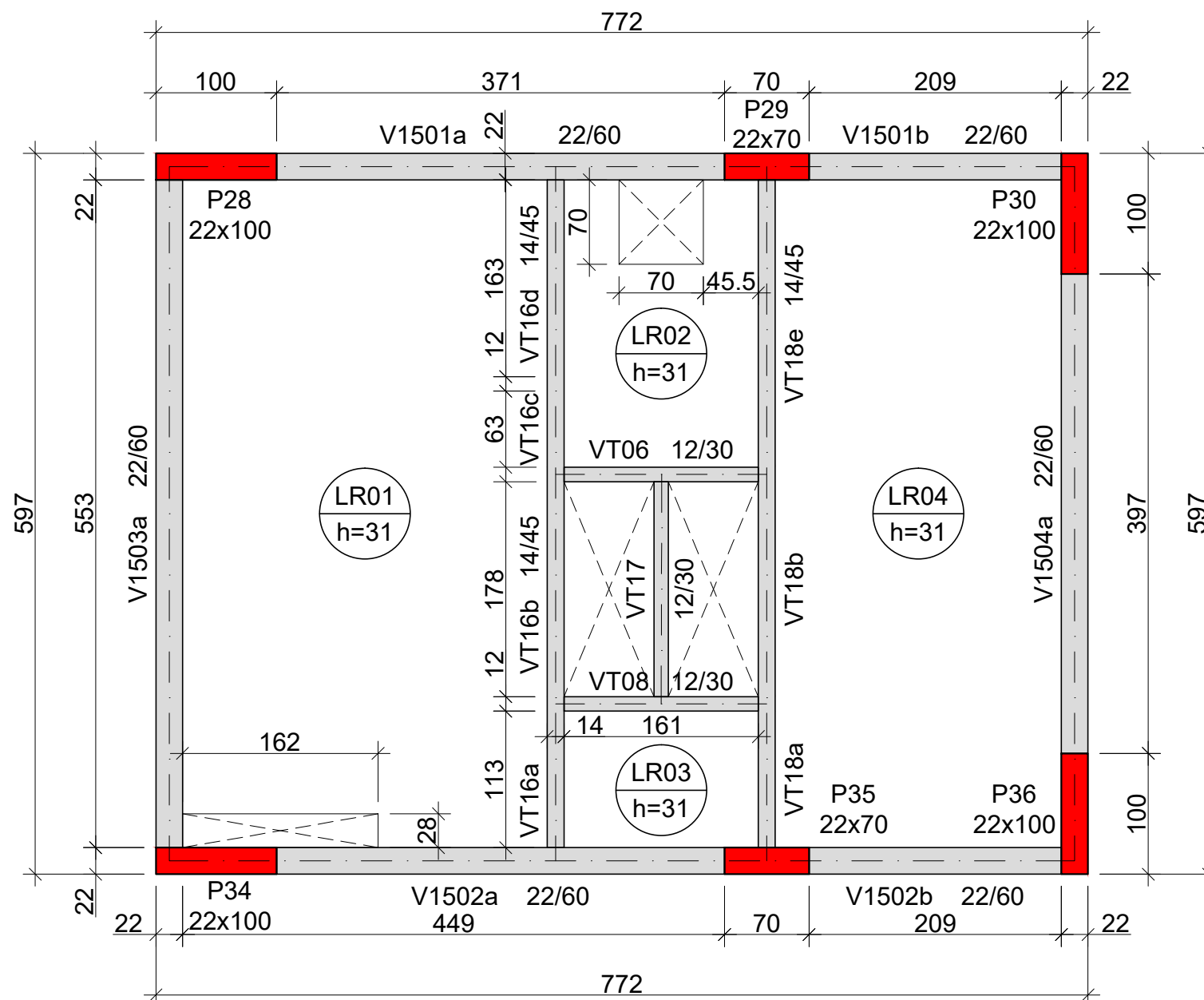
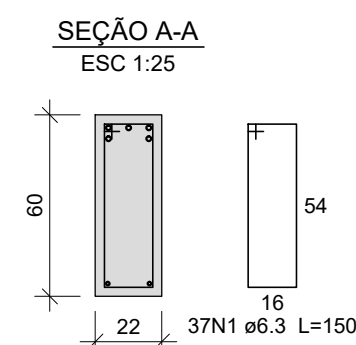
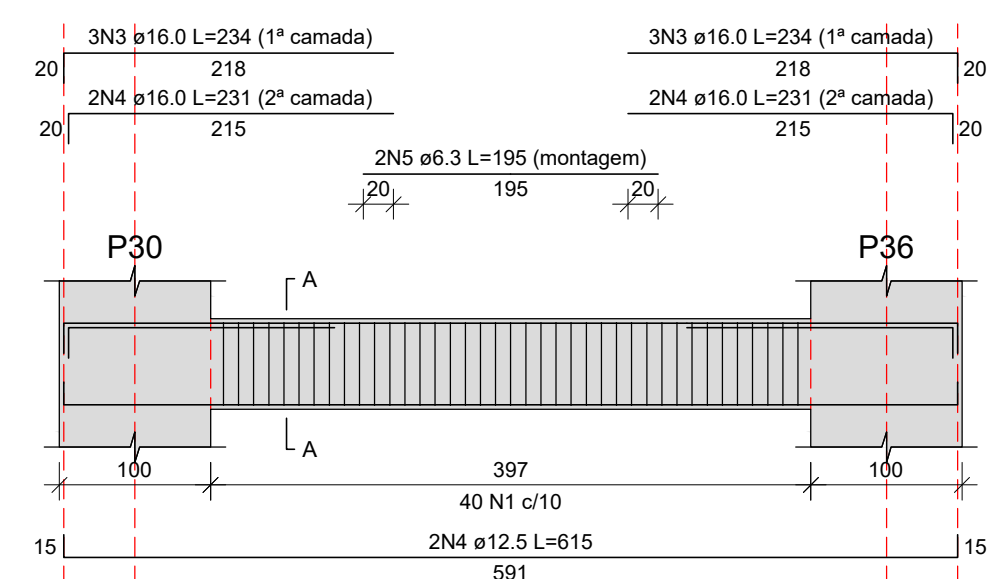
Reservatório
V1501 e V1502
ESC 1:50



Reservatório
V1503
ESC 1:50



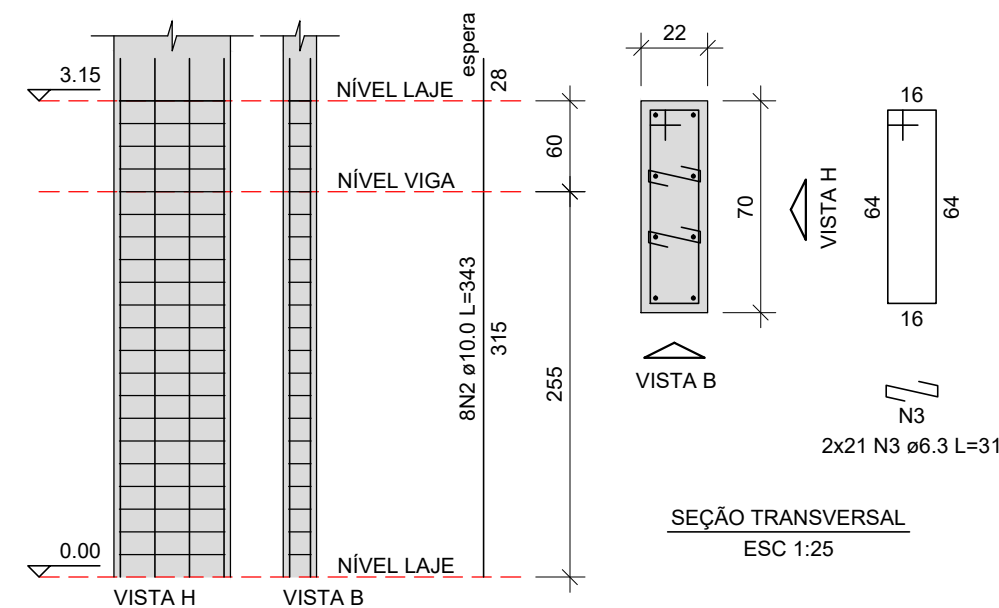
Reservatório
V1504
ESC 1:50



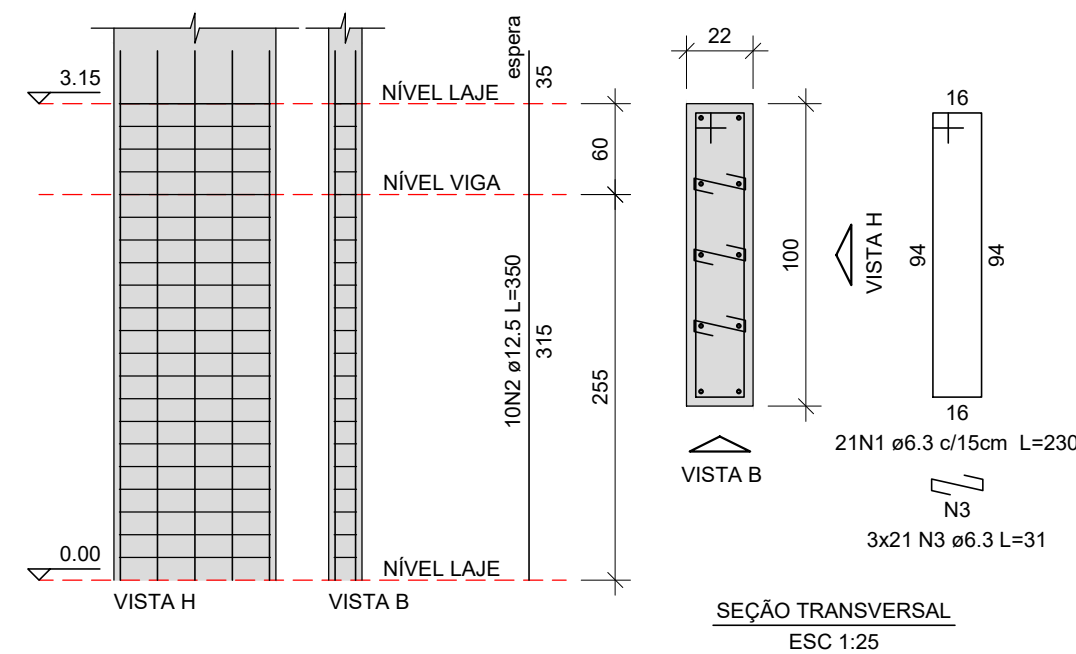
PLANTA DE GEOMETRIA - PAVIMENTO RESERVATÓRIO
ESCALA 1/50

PILARES

Reservatórios
P29=P35
ESC 1:50



Reservatórios
P28=P30=P34=P36
ESC 1:50



OBSERVAÇÕES

- 1) A EXECUÇÃO DA ESTRUTURA DEVE SEGUIR AS PRESCRIÇÕES DA NBR 6118/2014;
- 2) A DOBRA DAS ARMADURAS DEVERÃO SEGUIR AS PRESCRIÇÕES DA NBR 6118/2014;
- 3) A LOCAÇÃO DA ESTRUTURA DEVERÁ SER COMPATIBILIZADA COM AS MEDIDAS DO TERRENO E NÃO DEVE SER FEITA ACUMULANDO ERROS;
- 4) A EXECUÇÃO DA ESTRUTURA DEVERÁ INICIAR APÓS A COMPATIBILIZAÇÃO COM OS PROJETOS ARQUITETÔNICOS E COMPLEMENTARES;
- 5) AS FORMAS NÃO PODERÃO APRESENTAR DEFORMAÇÕES EXCESSIVAS;
- 6) A CURA DEVERÁ SER FEITA DURANTE OS SETE PRIMEIROS DIAS A PARTIR DO LANÇAMENTO DO CONCRETO, DEVENDO SER RIGOROSAMENTE INSPECIONADO;
- 7) QUALQUER ALTERAÇÃO DE RESISTÊNCIA OU DIMENSÕES DEVERÃO SER COMUNICADAS;
- 8) O CONCRETO DEVERÁ SER DOSADO SEGUINDO A SUA RESISTÊNCIA AOS 28 DIAS (fck);
- 9) CASO SEJA NECESSÁRIO EMENDA DE BARRAS NÃO ESPECIFICADA NESTE PROJETO ESTA DEVERÁ SER FEITA CONFORME AS ESPECIFICAÇÕES DO ITEM 9 DA NBR 6118/2014;
- 10) DIMENSÕES DAS BITOLAS EM mm. COTAS EM cm.



PROJETO ESTRUTURAL
EDIFICAÇÃO COMERCIAL

LOCAL: Av. Padre Cacique esquina Otávio Dutra
Porto Alegre - RS

ESCALA
indicada

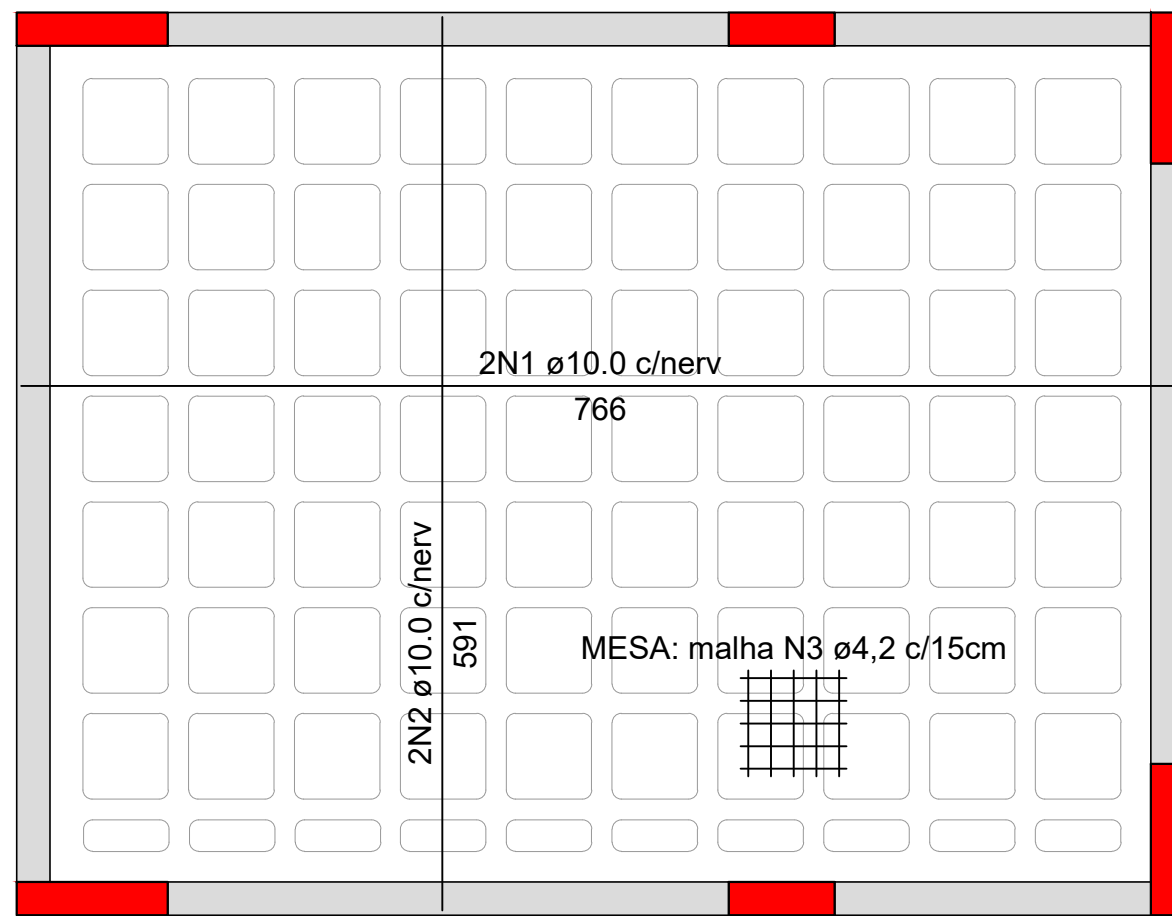
RESPONSÁVEIS TÉCNICOS:
Acad. Marcos Wilson Ogata

DATA:
28/11/19

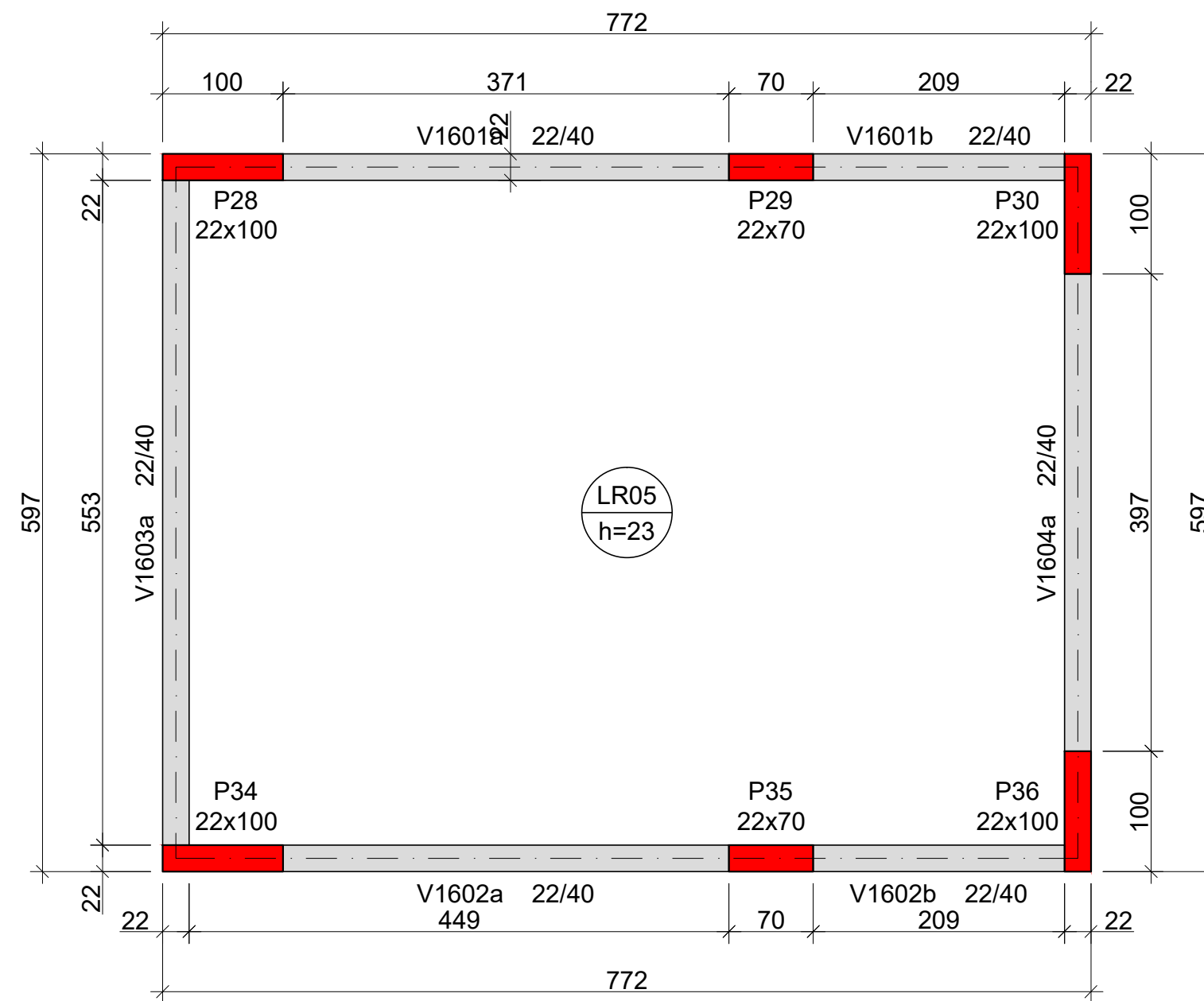
DESCRIÇÃO:
Detalhamento das armaduras
Pavimento reservatório

PRANCHA
23/24

PROPRIETÁRIO: Universidade Federal do Rio Grande do Sul

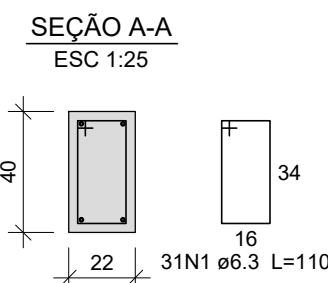
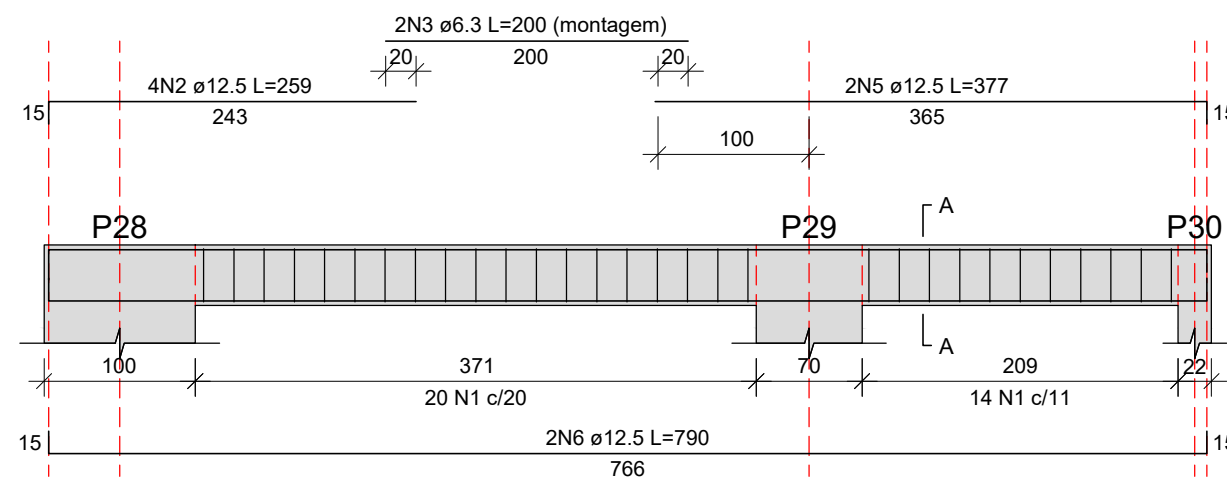


LAJES - PAVIMENTO TOPO
ESCALA 1/50

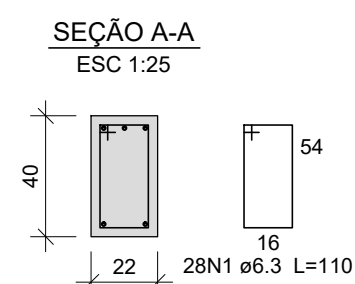
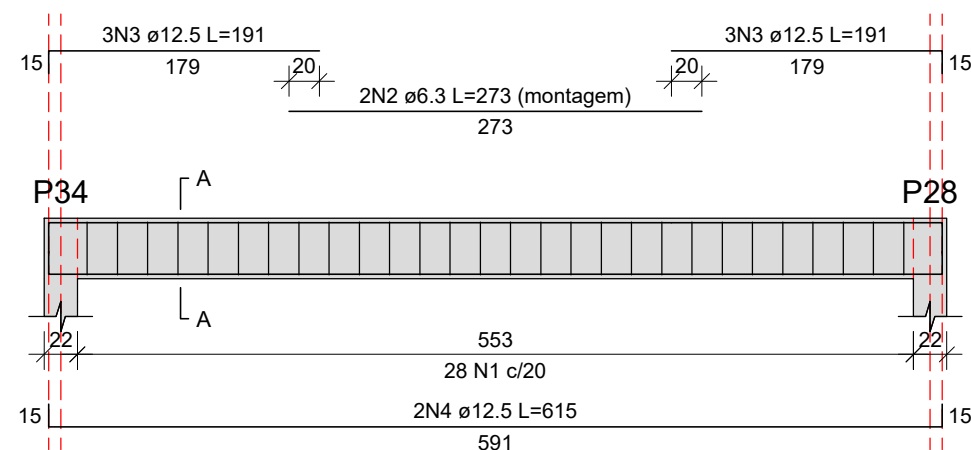


PLANTA DE GEOMETRIA - PAVIMENTO TOPO
ESCALA 1/50

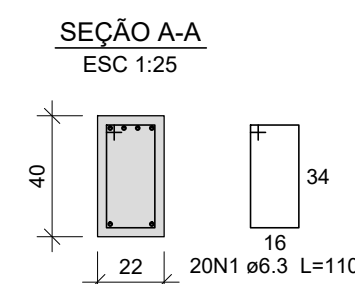
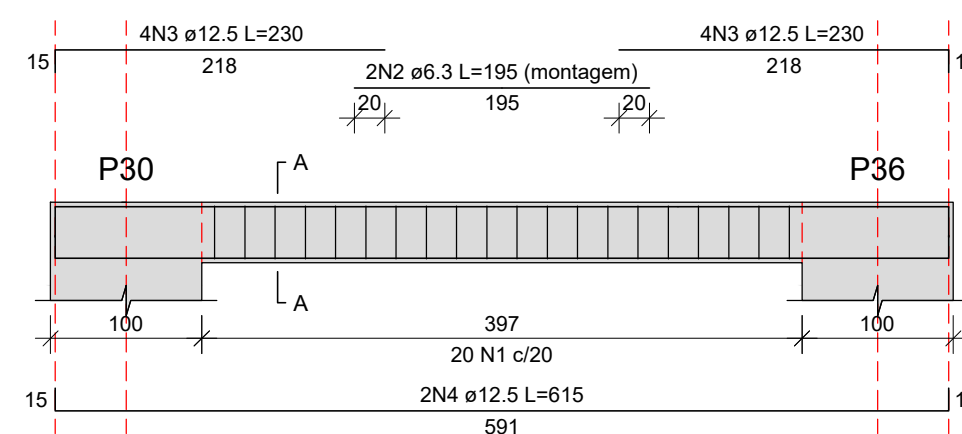
Topo
V1601 e V1602
ESC 1:50



Topo
V1603
ESC 1:50



Topo
V1604
ESC 1:50



OBSERVAÇÕES

- 1) A EXECUÇÃO DA ESTRUTURA DEVE SEGUIR AS PRESCRIÇÕES DA NBR 6118/2014;
- 2) A DOBRA DAS ARMADURAS DEVERÃO SEGUIR AS PRESCRIÇÕES DA NBR 6118/2014;
- 3) A LOCAÇÃO DA ESTRUTURA DEVERÁ SER COMPATIBILIZADA COM AS MEDIDAS DO TERRENO E NÃO DEVE SER FEITA ACUMULANDO ERROS;
- 4) A EXECUÇÃO DA ESTRUTURA DEVERÁ INICIAR APÓS A COMPATIBILIZAÇÃO COM OS PROJETOS ARQUITETÔNICOS E COMPLEMENTARES;
- 5) AS FORMAS NÃO PODERÃO APRESENTAR DEFORMAÇÕES EXCESSIVAS;
- 6) A CURA DEVERÁ SER FEITA DURANTE OS SETE PRIMEIROS DIAS A PARTIR DO LANÇAMENTO DO CONCRETO, DEVENDO SER RIGOROSAMENTE INSPECIONADO;
- 7) QUALQUER ALTERAÇÃO DE RESISTÊNCIA OU DIMENSÕES DEVERÃO SER COMUNICADAS;
- 8) O CONCRETO DEVERÁ SER DOSADO SEGUINDO A SUA RESISTÊNCIA AOS 28 DIAS (fck);
- 9) CASO SEJA NECESSÁRIO EMENDA DE BARRAS NÃO ESPECIFICADA NESTE PROJETO ESTA DEVERÁ SER FEITA CONFORME AS ESPECIFICAÇÕES DO ITEM 9 DA NBR 6118/2014;
- 10) DIMENSÕES DAS BITOLAS EM mm. COTAS EM cm.



PROJETO ESTRUTURAL EDIFICAÇÃO COMERCIAL

LOCAL: Av. Padre Cacique esquina Otávio Dutra
Porto Alegre - RS

ESCALA
indicada

RESPONSÁVEIS TÉCNICOS:
Acad. Marcos Wilson Ogata

DATA:
28/11/19

DESCRIÇÃO:
Detalhamento das armaduras
Pavimento topo

PRANCHA
24/24

PROPRIETÁRIO: Universidade Federal do Rio Grande do Sul