

**UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL
ESCOLA DE ENGENHARIA
COMISSÃO DE GRADUAÇÃO DO CURSO DE ENGENHARIA CIVIL**

André Vigevani Schaf

**DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL DE UM EDIFÍCIO EM
CONCRETO ARMADO: METODOLOGIA SEM USO DE
SOFTWARE PROFISSIONAL VS. SISTEMA CAD/TQS**

Porto Alegre
dezembro, 2018

ANDRÉ VIGEVANI SCHAF

**DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL DE UM EDIFÍCIO EM
CONCRETO ARMADO: METODOLOGIA SEM USO DE
SOFTWARE PROFISSIONAL VS. SISTEMA CAD/TQS**

Trabalho de Diplomação 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
dezembro, 2018

ANDRÉ VIGEVANI SCHAF

**DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL DE UM EDIFÍCIO EM
CONCRETO ARMADO: METODOLOGIA SEM USO DE
SOFTWARE PROFISSIONAL VS. SISTEMA CAD/TQS**

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 Professor Orientador e pela Comissão de Graduação (COMGRAD) do Curso Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, dezembro de 2018

Prof. Alexandre Rodrigues Pacheco
Dr. pela The Pennsylvania State University
Orientador

BANCA EXAMINADORA

Prof. Alexandre Rodrigues Pacheco (UFRGS)
Dr. pela The Pennsylvania State University

Prof. Vanessa Fátima Pasa Dutra (UFRGS)
Dra. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Prof. Ronald José Ellwanger (UFRGS)
Dr. pela Universidade Federal do Rio de Janeiro

À minha família, mas especialmente à minha mãe,
Dirce, e ao meu pai, Jacob, que sempre me
apoiaram de modo incondicional.

AGRADECIMENTOS

Primeiramente, gostaria de agradecer a UFRGS pela contribuição com o meu crescimento profissional e pessoal que, apesar de todas as dificuldades financeiras e políticas, sempre proporcionou-me um ensino de excelência.

Ao Prof. Masuero, por toda a dedicação e atenção dada para os alunos ao longo do curso, sempre muito gentil, tido como uma referência entre os mesmos.

Ao Prof. Alexandre Pacheco, pela disponibilidade e dedicação ao me orientar neste trabalho.

À Prof. Vanessa, pela correção dedicada e cuidadosa deste trabalho.

A todos os professores por compartilharem seu conhecimento, em especial o Prof. Ronald, um professor que em pouco tempo ganhou minha admiração, e o Prof. Rios, por todos os ensinamentos referentes às estruturas de concreto armado.

Aos colegas que ajudaram a tornar esta caminhada mais leve e divertida, alguns gerando grandes amizades.

Aos meus irmãos, por toda a parceria ao longo da vida.

Ao meu pai, Jacob, por desde cedo introduzir a ciência em minha vida e ser a principal referência de cultura, competência, dedicação e profissionalismo.

Um agradecimento especial a minha mãe, Dirce, por ser a coisa mais preciosa que tenho na vida, por todo o amor, dedicação e doação desde meu primeiro dia de vida.

A Rosane, por toda a dedicação em fazer minha vida melhor todos os dias.

A Marilene, por ser um exemplo de força e garra, e sempre estar disposta a tornar minha vida mais feliz.

Gostaria de agradecer a Jéssica Prudente, por estar sempre ao meu lado, acreditar em mim, me dar todo o amor e carinho possível, ser divertida, sensível e por me fazer amar.

Construímos muros demais e pontes de menos.

Isaac Newton

RESUMO

Atualmente, o concreto armado é o material mais utilizado na construção civil. Neste contexto, este trabalho apresenta, a partir de um projeto arquitetônico, o dimensionamento da superestrutura de um edifício residencial de concreto armado composto basicamente por quatro pavimentos. A análise e o dimensionamento das estruturas são realizados por duas metodologias: sem o auxílio de um *software* profissional de projetos, e com o uso do *software* profissional de projetos TQS, o qual é amplamente utilizado em escritórios de cálculo estrutural no Brasil. Ambas as metodologias são desenvolvidas de acordo com a NBR:6118. Ao final, é feita a avaliação dos resultados com as duas metodologias.

Palavras-chave: NBR:6118. Estruturas de Concreto Armado. Dimensionamento. Análise Estrutural. Estabilidade Global. Lajes. Vigas. Pilares. Pórtico Espacial. TQS

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1: Diagrama representando o delineamento para o trabalho.....	22
Figura 3.1: Diagrama Parábola-Retângulo para o concreto comprimido.....	29
Figura 3.2: Diagrama retangular.....	29
Figura 3.3: Diagrama Tensão-Deformação do aço.....	30
Figura 3.4: Domínios de ELU de uma seção transversal considerando aço CA-50.....	31
Figura 3.5: Relações de compatibilidade de deformações.....	32
Figura 4.1: Tipos de encontro entre vigas e pilares.....	34
Figura 4.2: Vinculação das bordas de lajes.....	36
Figura 4.3: Núcleo de concreto armado.....	37
Figura 6.1: Transmissão de cargas verticais em uma estrutura.....	41
Figura 6.2: Áreas de influência da laje sobre as vigas.....	43
Figura 6.3: Isopletas de velocidade básica V_o (m/s).....	44
Figura 6.4: Coeficiente de arrasto pra edificações paralelepípedicas com vento de baixa turbulência.....	47
Figura 6.5: Força de arrasto ao longo da altura do edifício.....	48
Figura 7.1: Representação genérica da área de influência dos pilares.....	54
Figura 8.1: Viga contínua e seu diagrama de momentos.....	57
Figura 8.2: Segmentação de parte de um arranjo espacial em um pórtico plano.....	58
Figura 8.3: Grelha.....	59
Figura 8.4: Concepção da estrutura em um pórtico espacial.....	60
Figura 8.5: Deslocabilidade das estruturas.....	60
Figura 8.6: Momentos em uma laje engastada.....	64
Figura 8.7: Vãos reduzidos.....	66
Figura 8.8: Carga linear gerada por paredes centralizadas nos vãos.....	67
Figura 8.9: Seção retangular de viga.....	72
Figura 8.10: Forças de tração e compressão na seção transversal.....	73
Figura 8.11: Seção de viga em “T”.....	74
Figura 8.12: a) zona comprimida dentro da mesa; b) zona comprimida entre h_f e Y_{duct}	75
Figura 8.13: Largura de mesa colaborante.....	79
Figura 8.14: Afastamento mínimo das barras longitudinais.....	80
Figura 8.15: Comprimentos de ancoragem de armaduras longitudinais de pilares.....	86
Figura 8.16: Proteção contra flambagem.....	87

Figura 11.1: Escada.....	97
Figura 11.2: Carregamento e diagrama de momento fletor da escada.....	98
Figura 11.3: Detalhamento das armaduras da escada.....	99
Figura 12.1: Detalhamento do reservatório.....	103
Figura 14.1: Deslocamento do pilar de referência na direção x (a) e na direção y (b).....	109
Figura 15.1: Estrutura do edifício modelada no <i>software</i> Mastan2.....	111
Figura 15.2: Diagrama de momento fletor de P1 para carga permanente e vento.....	113
Figura 17.1: Diagrama que relaciona as grandezas adimensionais ν, μ e ω	133
Figura 18.1: Reservatório modelado no TQS.....	137
Figura 18.2: Escada modelada no TQS.....	137
Figura 18.3: Modelo 3D do edifício modelado no TQS.....	138
Figura 18.4: Avisos e erros gerados pelo TQS para o edifício.....	139
Figura 18.5: Verificação de flechas no pavimento tipo pelo visualizador de grelha do TQS.....	140
Figura 18.6: Relatório simplificado da classificação da estrutura.....	140
Figura 18.6: Momentos fletores das lajes gerados como elementos finitos.....	141
Figura 18.7: Grampo no encontro das vigas V1 e V6.....	143
Figura 18.8: Armadura de suspensão entre as vigas V3 e V8.....	144
Figura 18.9: Ajuste da rigidez axial dos pilares pelo TQS.....	147

LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1: Valores dos fatores de combinação (ψ_0) e de redução (ψ_1 e ψ_2) para as ações variáveis.....	28
Tabela 6.1: Valores usuais de cargas em edifícios.....	40
Tabela 6.2: Parâmetros meteorológicos.....	45
Tabela 7.1: Relação entre altura de vigas de concreto armado e o vão coberto.....	53
Tabela 7.2: Valores do coeficiente adicional γ_n para pilares e pilares-parede.....	54
Tabela 7.3: Carga estimada (p) para cálculo de pilares.....	55
Tabela 7.4: Área de pré-dimensionamento da seção transversal de pilares.....	55
Tabela 8.1: Relação entre agressividade do meio e cobrimento.....	69
Tabela 8.2: Classes de agressividade ambiental.....	69
Tabela 8.3: Valores mínimos para armaduras em lajes de concreto armado.....	70
Tabela 8.4: Taxas mínimas de armadura de flexão.....	71
Tabela 8.5: Recomendações de diâmetro mínimo e espaçamento das armaduras.....	71
Tabela 8.6: Taxa mínima de armadura de flexão para vigas.....	75
Tabela 8.7: Relação entre agressividade do meio e cobrimento.....	80
Tabela 8.8: Comprimento de ancoragem básico para aço CA-50.....	86
Tabela 8.9: Relação entre agressividade do meio e cobrimento.....	87
Tabela 9.1: Cargas adotadas para as lajes.....	89
Tabela 9.2: Cargas do sistema elevatório.....	90
Tabela 9.3: Parâmetros gerais para verificação do ELS-DEF das lajes.....	90
Tabela 9.4: Verificação do ELS-DEF das lajes avaliadas.....	90
Tabela 9.5: Pré-dimensionamento dos pilares.....	91
Tabela 10.1: Momentos solicitantes das lajes do Pavimento Tipo.....	92
Tabela 10.2: Momentos solicitantes das lajes da Cobertura.....	93
Tabela 10.3: Momentos solicitantes nos vãos e apoios das lajes do Pav. Tipo e Cobertura....	93
Tabela 10.4: Armadura positiva das lajes do Pavimento Tipo.....	94
Tabela 10.5: Armaduras negativas das lajes do Pav. Tipo.....	94
Tabela 10.6: Dimensionamento das armaduras positivas das lajes da Cobertura.....	95
Tabela 10.7: Armaduras negativas das lajes da Cobertura.....	96
Tabela 11.1: Cargas da escada.....	97
Tabela 11.2: Dimensionamento da escada.....	98
Tabela 12.1: Cargas verticais permanentes e variáveis nas vigas do pavimento tipo.....	100

Tabela 12.2: Cargas verticais permanentes e variáveis nas vigas de cobertura.....	101
Tabela 12.3: Cargas verticais do reservatório.....	103
Tabela 13.1: Coeficientes de arrasto.....	104
Tabela 13.2: Força de arrasto total nos níveis das lajes.....	104
Tabela 13.3: Coeficiente de rigidez dos pórticos de contraventamento.....	105
Tabela 13.4: Distribuição das cargas de vento nos pórticos de contraventamento.....	105
Tabela 13.5: Forças devido ao vento com excentricidade nos pórticos de contraventamento.....	106
Tabela 14.1: Valores obtidos para.....	107
Tabela 14.2: Relação entre o desaprumo e as cargas de vento na direção x.....	107
Tabela 14.3: Relação entre o desaprumo e as cargas de vento na direção y.....	108
Tabela 14.4: Deslocamento dos pilares de referência.....	110
Tabela 14.5: Deslocamento e $I_{c,eq}$ dos pórticos.....	110
Tabela 14.6: Parâmetro de Instabilidade α_x e α_y	110
Tabela 15.1: Momentos fletores (M_k) dos pilares.....	113
Tabela 15.2: Combinação (ELU) dos momentos fletores (M_k) dos pilares.....	114
Tabela 15.3: Combinação ELU dos esforços axiais dos pilares do térreo ao 4º pavimento...	115
Tabela 15.4: Combinação ELU dos esforços axiais (N_k) dos pilares da cobertura.....	117
Tabela 16.1: Largura de mesa colaborante das vigas do pavimento tipo e da cobertura.....	118
Tabela 16.2: Largura de mesa colaborante exclusiva de vigas da cobertura.....	119
Tabela 16.3: Verificação ao ELS-DEF e ao ELS-W das vigas do pavimento tipo.....	124
Tabela 16.4: Armadura de suspensão das vigas do pavimento tipo e da cobertura.....	125
Tabela 17.1: Verificação de dispensa dos efeitos de 2º ordem local.....	127
Tabela 17.2: Dimensionamento da armadura dos pilares.....	130
Tabela 18.1: Comparativo das cargas axiais nos pilares do térreo.....	145
Tabela 18.1: Comparativo dos momentos fletores nos pilares do térreo.....	146

LISTA DE SÍMBOLOS

γ_c : coeficiente de ponderação resistência do concreto

γ_s : coeficiente de ponderação resistência do aço

γ_f : coeficiente de majoração

ρ_c : massa específica

$F_{Gi,k}$: valor característico das ações permanentes

$F_{Q1,k}$: valor característico da ação variável considerada como ação principal para a combinação

γ_g : coeficientes de ponderação das ações permanentes

γ_q : coeficientes de ponderação das ações variáveis

ε_{su} : deformação específica última de alongamento do aço

ε_{cu} : deformação específica última de encurtamento do concreto

E_s : módulo de elasticidade do aço tem valor

V_o : velocidade básica do vento

S_1 : fator Topográfico

S_2 : rugosidade do terreno

S_3 : fator Estatístico

V_k : velocidade Característica

C_a : coeficiente de Arrasto

F_a : força de Arrasto

I_c : momento de inércia da seção bruta de concreto

α : parâmetro de Instabilidade

φ : coeficiente de ortotropia

λ : índice de esbeltez

e : excentricidade

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO.....	17
2 DIRETRIZES DO TRABALHO.....	19
2.1 OBJETIVOS	19
2.1.1 Objetivo principal.....	19
2.1.2 Objetivos secundários.....	19
2.2 PRESSUPOSTOS.....	19
2.3 DELIMITAÇÕES.....	20
2.4 LIMITAÇÕES.....	20
2.5 DELINEAMENTO.....	21
3 BASES DO DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURAS.....	23
3.1 ESTADOS LIMITES.....	23
3.1.1 Estado Limite Último (ELU).....	23
3.1.2 Estado Limite de Serviço (ELS).....	24
3.2 SEGURANÇA DAS ESTRUTURAS.....	24
3.2.1 Coeficiente de Ponderação das Resistências no ELU.....	25
3.2.2 Coeficiente de Ponderação das Ações no ELU.....	25
3.3 AÇÕES.....	25
3.3.1 Ações Permanentes.....	26
3.3.2 Ações Variáveis.....	26
3.3.3 Ações Excepcionais.....	27
3.3.4 Combinações Últimas das Ações	27
3.4 COMPORTAMENTO BÁSICO DOS MATERIAIS A SOLICITAÇÕES NORMAIS NO ESTADO LIMITE ÚLTIMO.....	28
3.4.1 Diagrama de Tensões Parábola-Retângulo para o Concreto Comprimido.....	28
3.4.2 Diagrama de Tensão-Deformação do Aço.....	30
3.5 DOMÍNIOS DE DEFORMAÇÃO.....	30
4 ELEMENTOS ESTRUTURAIS.....	33
4.1 ELEMENTOS LINEARES.....	33
4.1.1 Vigas.....	33
4.1.2 Pilares.....	34
4.2 ELEMENTOS DE SUPERFÍCIE.....	35
4.2.1 Lajes.....	35

4.2.2 Pilares-Parede.....	36
5 ESTRUTURA DE UM EDIFÍCIO.....	38
5.1 ARRANJO ESTRUTURAL.....	38
5.2 SISTEMAS ESTRUTURAIS.....	38
5.2.1 Subsistemas Horizontais.....	38
5.2.2 Subsistemas Verticais.....	39
6 CARGAS EM ESTRUTURAS DE EDIFÍCIOS.....	40
6.1 CARGAS VERTICAIS	40
6.1.1 Lajes.....	41
6.1.2 Vigas.....	42
6.1.2.1 Carga de lajes em vigas.....	42
6.1.3 Pilares.....	43
6.2 CARGAS HORIZONTAIS	43
6.2.1 Forças devido ao Vento.....	43
6.2.1.1 Velocidade básica do vento (V_0).....	44
6.2.1.2 Fator Topográfico (S_1).....	44
6.2.1.3 Rugosidade do terreno, dimensões da edificação e altura sobre o terreno (S_2).....	44
6.2.1.4 Fator Estatístico (S_3).....	46
6.2.1.5 Velocidade Característica (V_k) e Pressão Dinâmica (q) do Vento.....	46
6.2.1.6 Coeficiente de Arrasto (C_a).....	46
6.2.1.7 Força de Arrasto (F_a).....	47
6.3 DISTRIBUIÇÃO DA CARGA DE VENTO ENTRE AS SUBESTRUTURAS DE CONTRAVENTAMENTO.....	48
7 CONSIDERAÇÕES AO PRÉ-DIMENSIONAMENTO DA ESTRUTURA.....	50
7.1 LAJES.....	50
7.2 VIGAS.....	53
7.3 PILARES	53
8 ANÁLISE ESTRUTURAL.....	56
8.1 MODELOS DE ANÁLISE ESTRUTURAL.....	56
8.1.1 Viga Contínua.....	56
8.1.2 Pórtico Plano.....	57
8.1.2 Grelha.....	58
8.1.2 Pórtico Espacial.....	59

8.2 ESTABILIDADE GLOBAL	60
8.2.1 Parâmetro de Instabilidade α	61
8.2.2 Coeficiente γ_z	62
8.2.3 Imperfeições Geométricas Globais	63
8.3 DIMENSIONAMENTO DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS.....	63
8.3.1 Lajes	63
8.3.1.1 Cálculo das Solicitações no Regime Rígido-Plástico.....	64
8.3.1.1.1 Solicitações de Cargas Superficiais	65
8.3.1.1.2 Solicitações de Cargas Lineares	67
8.3.1.2 Dimensionamento das Armaduras.....	68
8.3.2 Vigas	72
8.3.2.1 Flexão Simples.....	72
8.3.2.1.1 Seção Retangular	72
8.3.2.1.2 Seção “T”	74
8.3.2.1.3 Armadura Longitudinal Mínima	75
8.3.2.1.4 Comprimento de Ancoragem das armaduras longitudinais	76
8.3.2.2 Cisalhamento.....	76
8.3.2.2.1 Modelo de cálculo	77
8.3.2.2.2 Armadura Transversal Mínima	78
8.3.2.2.3 Afastamento Máximo da Armadura Transversal	79
8.3.2.3 Largura de Mesa Colaborante.....	79
8.3.2.4 Cobrimento das armaduras.....	80
8.3.2.5 Afastamento Mínimo das barras longitudinais.....	80
8.3.2.6 Armadura de Suspensão.....	81
8.3.3 Pilares	81
8.3.3.1 Momento mínimo.....	81
8.3.3.2 Dispensa da Análise dos Efeitos Locais de 2ª Ordem.....	82
8.3.3.3 Determinação dos Efeitos Locais de 2ª Ordem.....	83
8.3.3.4 Dimensionamento da Armadura Longitudinal (Armadura Simétrica).....	84
8.3.3.5 Taxa de Armadura e Diâmetro Mínimo.....	85
8.3.3.6 Espaçamento das barras longitudinais.....	85
8.3.3.7 Comprimento por transpasse das barras longitudinais.....	85
8.3.3.8 Proteção contra flambagem das barras longitudinais.....	87
8.3.3.9 Cobrimento das armaduras.....	87

9 EDIFÍCIO MODELO	88
9.1 CARACTERIZAÇÃO.....	88
9.2 MATERIAIS BÁSICOS.....	88
9.3 ARRANJO ESTRUTURAL.....	89
9.3.1 Lançamento das Vigas e Pilares	89
9.3.2 Pré-dimensionamento dos elementos estruturais	89
9.3.2.1 Lajes.....	89
9.3.2.2 Vigas.....	90
9.3.2.3 Pilares.....	91
10 DIMENSIONAMENTO DAS LAJES	92
10.1 CÁLCULO DAS SOLICITAÇÕES.....	92
10.2 DIMENSIONAMENTO DAS ARMADURAS.....	93
11 DIMENSIONAMENTO DA ESCADA	97
12 CARGAS VERTICAIS A SEREM LANÇADAS NO PÓRTICO ESPACIAL	100
12.1 CÁLCULO DAS CARGAS VERTICAIS NAS VIGAS.....	100
12.2 CÁLCULO DA CARGA DO RESERVATÓRIO.....	102
13 CÁLCULO DAS CARGAS DE VENTO	104
13.1 CÁLCULO DA CARGA DE VENTO TOTAL NAS LAJES.....	104
13.2 CÁLCULO DA DISTRIBUIÇÃO DAS CARGAS DE VENTO ENTRE AS SUBESTRUTURAS DE CONTRAVENTAMENTO.....	105
13.2.1 Cálculo da rigidez horizontal dos pórticos de contraventamento	105
13.2.2 Distribuição das cargas de vento	105
13.2.3 Distribuição das cargas de vento considerando reta de ação da força fora do centro elástico da estrutura	106
14 VERIFICAÇÃO DA ESTABILIDADE GLOBAL DA ESTRUTURA	107
14.1 VERIFICAÇÃO DO DESAPRUMO.....	107
14.2 VERIFICAÇÃO DO PARÂMETRO DE INSTABILIDADE α	109
15 PÓRTICO ESPACIAL	111
15.1 SOLICITAÇÕES NAS VIGAS.....	112
15.2 SOLICITAÇÕES NOS PILARES.....	112
16 DIMENSIONAMENTO DAS VIGAS	118
16.1 CÁLCULO DA LARGURA DE MESA COLABORANTE.....	118

16.2 CÁLCULO DAS ARMADURAS TRANSVERSAIS.....	119
16.3 CÁLCULO DAS ARMADURAS DE FLEXÃO.....	119
16.4 VERIFICAÇÃO AO ESTADO LIMITE DE DEFORMAÇÃO EXCESSIVA (ELS-DEF) E DE ABERTURA DE FISSURAS (ELS-W).....	120
16.5 CÁLCULO DAS ARMADURAS DE SUSPENSÃO.....	125
17 DIMENSIONAMENTO DOS PILARES.....	127
17.1 DISPENSA DA ANÁLISE DOS EFEITOS DE 2º ORDEM LOCAL.....	127
17.2 CÁLCULO DAS ARMADURAS DOS PILARES.....	130
18 MODELAGEM DA ESTRUTURA NO SISTEMA CAD/TQS.....	135
18.1 DEFINIÇÃO DOS PARÂMETROS DE PROJETO.....	135
18.2 CONCEPÇÃO ESTRUTURAL.....	136
18.3 PROCESSAMENTO GLOBAL DO EDIFÍCIO.....	138
18.4 ANÁLISE E COMPARATIVO DOS RESULTADOS.....	142
19 CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	148
REFERÊNCIAS.....	150
ANEXO A – PLANTAS ARQUITETÔNICAS.....	153
ANEXO B – PLANTAS DE FORMAS.....	158
ANEXO C – PLANTAS DE DISTRIBUIÇÃO DAS ÁREAS DE INFLUÊNCIA.....	162
ANEXO D – SUBESTRUTURA DE CONTRAVENTAMENTO.....	164
ANEXO E – TABELAS PARA CÁLCULOS.....	166
ANEXO F – SOLICITAÇÕES NAS VIGAS.....	169
ANEXO G – DIMENSIONAMENTO DAS VIGAS.....	179
ANEXO H – DETALHAMENTO DAS ARMADURAS DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS (TQS).....	190

1 INTRODUÇÃO

O concreto armado é o produto da união solidária do concreto com um material resistente à tração, geralmente o aço. Esta associação é importante pelo fato de que o concreto sozinho, apesar de boa resistência à compressão, pouco resiste à tração. Deste modo, o concreto armado, através da ação conjunta de concreto e aço, torna-se um material adequado para constituir os elementos estruturais responsáveis por resistir e transmitir os esforços solicitantes. Para que o mesmo tenha bom desempenho estrutural, é fundamental que exista uma boa aderência entre os dois materiais.

Historicamente, a ideia de associar o concreto a algum metal ocorre pela primeira vez na França, em 1855, quando J. L. Lambot decide construir um barco com concreto e barras de ferro. Porém, o uso sistemático do concreto armado e a formulação de seus princípios básicos se deram em 1861 respectivamente com os franceses J. Monier e F. Coignet. Alguns anos depois, no ano de 1873, em Nova York, o material teve sua estreia na construção civil com a casa intitulada *Ward's Castle*, construída pelo americano W. E. Ward. Entretanto, é apenas em 1900 que se tem o início das teorias fundamentais do concreto armado, desenvolvidas por Koenen e, posteriormente, Mörsch (CARVALHO; FIGUEIREDO FILHO, 2014).

Atualmente, o concreto armado ainda é o material mais utilizado na construção civil. Apesar de algumas desvantagens (dimensão dos elementos, o que acarreta em um peso próprio elevado, velocidade de execução, necessidade de escoramentos), possui inúmeras vantagens em relação a outros materiais: adaptabilidade às diversas formas, proporcionando maior liberdade ao projetista, produção de estruturas monolíticas, possibilidade de pré-moldagem, durabilidade, resistência, entre outras. Porém, para que suas qualidades sejam aproveitadas na construção, é necessário que os elementos estruturais estejam arranjados de forma a respeitarem suas limitações.

Em estruturas convencionais de concreto armado, formadas basicamente por lajes, vigas e pilares, o arranjo se dá na forma de um pórtico espacial, em que lajes transmitem esforços para as vigas, vigas para pilares e estes para os elementos de fundação. Na elaboração do arranjo estrutural, é de suma importância que se compreenda o potencial comportamento destes elementos, pois suas funções devem ser adequadas aos esforços atuantes. Desta maneira, o projetista precisa ter a destreza para representar da maneira mais fiel possível o comportamento do sistema físico real em um modelo físico idealizado, pois efetivamente, em virtude de sua complexidade, não somos capazes de calcular a estrutura real.

Por esta razão utiliza-se uma série de hipóteses simplificadoras que geram incertezas, estas compensadas por fatores de segurança considerados nos cálculos.

Quando é feita a apreciação das ações que podem ocorrer em uma estrutura, consideram-se, além das ações físicas, as químicas, que são responsáveis pela durabilidade da mesma e variam de acordo com o nível de agressividade do ambiente. Quanto às ações físicas, determinam-se as hipóteses de cargas, verticais e horizontais, a que a estrutura como um todo e seus elementos estarão sujeitos, sempre se levando em conta a condição mais desfavorável.

A análise estrutural é uma das fases mais importantes de um projeto estrutural, pois ela, considerando a relação de equilíbrio de forças e compatibilidade de deformações e em vista das ponderações já referidas, viabiliza a compreensão de como a estrutura irá se comportar diante dos esforços solicitantes obtidos. A partir dos resultados alcançados, pode-se realizar o dimensionamento dos elementos estruturais frente aos estados-limite último (ELU) e de serviço (ELS) e verificar se o pré-dimensionamento e arranjo estruturais feitos previamente são adequados.

Em situações onde se deve considerar a interação de um número maior de ações como, por exemplo, cargas de vento, uma análise global se faz necessária, o que pode tornar a modelagem estrutural um tanto complexa, dificultando o cálculo manual. Atualmente, em virtude destas e da grande produtividade e eficiência demandadas pelo mercado, existem *softwares* modernos, como TQS, Eberick, SAP2000 e outros, que facilitam estes processos, permitindo-se fazer uma análise integrada e completa da estrutura, tornando-se ferramentas indispensáveis para o projetista. Entretanto, mesmo com o auxílio destes *softwares*, erros podem acontecer. Neste sentido, o uso de modelos mais simples pode contribuir para a conferência de resultados, possibilitando avaliar a magnitude das discrepâncias entre metodologias de análise. Deve-se sempre ter consciência de que um programa computacional, por mais sofisticado que seja, é apenas uma ferramenta de auxílio, nunca substituindo a função do engenheiro, que sempre terá a responsabilidade pelo projeto.

Neste contexto, este trabalho visa elaborar o projeto estrutural de um edifício residencial modelo de concreto armado, composto basicamente por quatro pavimentos (limitação da versão do *software* utilizado), a partir de um projeto arquitetônico. A análise e o dimensionamento das estruturas serão realizados por duas metodologias: sem o auxílio de um *software* profissional de projetos, e com o uso do *software* profissional de projetos TQS, o qual é amplamente usado em escritórios de cálculo estrutural no Brasil. Ao final, será feita a avaliação dos resultados das duas metodologias.

2 DIRETRIZES DO TRABALHO

O desenvolvimento do trabalho seguirá as diretrizes apresentadas a seguir.

2.1 OBJETIVOS

Os objetivos do trabalho foram subdivididos em principal e secundário.

2.1.1 Objetivo principal

O objetivo principal do trabalho é realizar o projeto estrutural do edifício modelo, abordando o dimensionamento dos elementos básicos de concreto armado da estrutura, utilizando duas metodologias: sem o uso de *software* profissional e com o uso do sistema CAD/TQS.

2.1.2 Objetivos secundários

Os objetivos secundários do trabalho são:

- a) fazer o comparativo dos resultados obtidos com as duas metodologias, analisando as possíveis discrepâncias;
- b) analisar a relevância dos efeitos da carga de vento e esforços globais de 2ª ordem em estruturas de médio porte;
- c) utilizar um *software* de uso comercial amplamente adotado em escritórios de engenharia;

2.2 PRESSUPOSTOS

Neste trabalho assume-se que:

- a) as recomendações das normas: NBR 6118 - *Projeto de estruturas de concreto – Procedimento*, NBR 6120 - *Cargas para o cálculo de estruturas de edificações*, NBR 8681 - *Ações e segurança nas estruturas* e da NBR 6123 - *Forças devidas ao vento em edificações* são válidas;
- b) no concreto armado, desde que o limite de elasticidade não seja ultrapassado, as deformações são uma função linear das tensões, ou seja, a Lei de Hooke é válida para esta condição;
- c) uma seção plana permanece plana durante a deformação (Hipótese de Navier-Bernoulli), com exceção de vigas-parede e pilares-parede;

- d) o modelo de pórtico espacial gera resultados mais realistas do que os modelos de viga contínua e de pórticos planos associados;
- e) o concreto é considerado um material homogêneo e sua resistência à tração é desprezada;
- f) admite-se que a distribuição de tensões no concreto seja representado pelo diagrama parábola-retângulo;
- g) as lajes são consideradas com rigidez infinita no plano horizontal (hipótese de Sussekind, 1984);
- h) a deformação específica da armadura é igual a do concreto adjacente, pois se admite a solidariedade (aderência) perfeita de ambos.

2.3 DELIMITAÇÕES

São delimitações do trabalho:

- a) edificação composta por 4 pavimentos localizada na zona urbana da cidade de Porto Alegre – RS;
- b) estrutura aporticada convencional de concreto armado: lajes maciças, vigas e pilares;
- c) o dimensionamento das armaduras do reservatório não é abordado, apenas sua contribuição para com as cargas verticais e horizontais;
- d) vigas e pilares são de seção retangular, sendo que os últimos possuem seção constante ao longo dos pavimentos;
- e) não é contemplado o dimensionamento dos elementos de fundação, pois estes ensejariam considerações e análises a respeito do comportamento do solo aonde viria a se situar a edificação.

2.4 LIMITAÇÕES

São limitações deste trabalho:

- a) quanto às ações horizontais, não são considerados efeitos dinâmicos decorrentes da carga de vento, como por exemplo, vibrações;
- b) a alvenaria de vedação não é considerada quanto ao aumento de rigidez da estrutura;

- c) por simplificação, a excentricidade referida na NBR 6123:1988 não é considerada na ação da carga de vento, de modo que a reta de ação da mesma é admitida no centro elástico da estrutura, conseqüentemente as torções características também não são consideradas;
- d) não são considerados os efeitos de fluência, retração e redistribuição de esforços causados pela fissuração do concreto, com exceção à verificação dos ELS;
- e) a análise estrutural é feita apenas através do modelo de pórtico espacial.

2.5 DELINEAMENTO

O percurso de desenvolvimento do trabalho é apresentado a seguir de maneira sucinta, destacando-se as fases mais relevantes. O diagrama da Figura 2.1 esquematiza o desenvolvimento do trabalho.

Na revisão bibliográfica, foi reunido todo o material necessário à realização do trabalho e constituiu-se de parte da literatura (livros, teses, dissertações, artigos) específica ao assunto e das normas pertinentes. Desta revisão foram extraídos conceitos resolutivos, de forma a deixar o trabalho mais objetivo e focado em seu propósito. Também foi feita uma avaliação do objeto de estudo a fim de se formular hipóteses simplificadoras que facilitassem os cálculos, mas que não gerassem impactos significativos aos resultados. Esta revisão se estendeu ao longo de todo o trabalho.

No esquema estrutural, foi feito o lançamento preliminar de vigas e pilares de maneira a respeitar o projeto arquitetônico e a não impactar negativamente na escolha das dimensões dos elementos estruturais.

O pré-dimensionamento da estrutura será definido de forma coerente com o arranjo estrutural e as limitações físicas dos elementos, assim deixando vigas, pilares e lajes com dimensões aceitáveis dentro dos padrões construtivos. A qualidade e o sucesso, tanto do esquema estrutural quanto do pré-dimensionamento, dependem, em parte, da experiência do projetista.

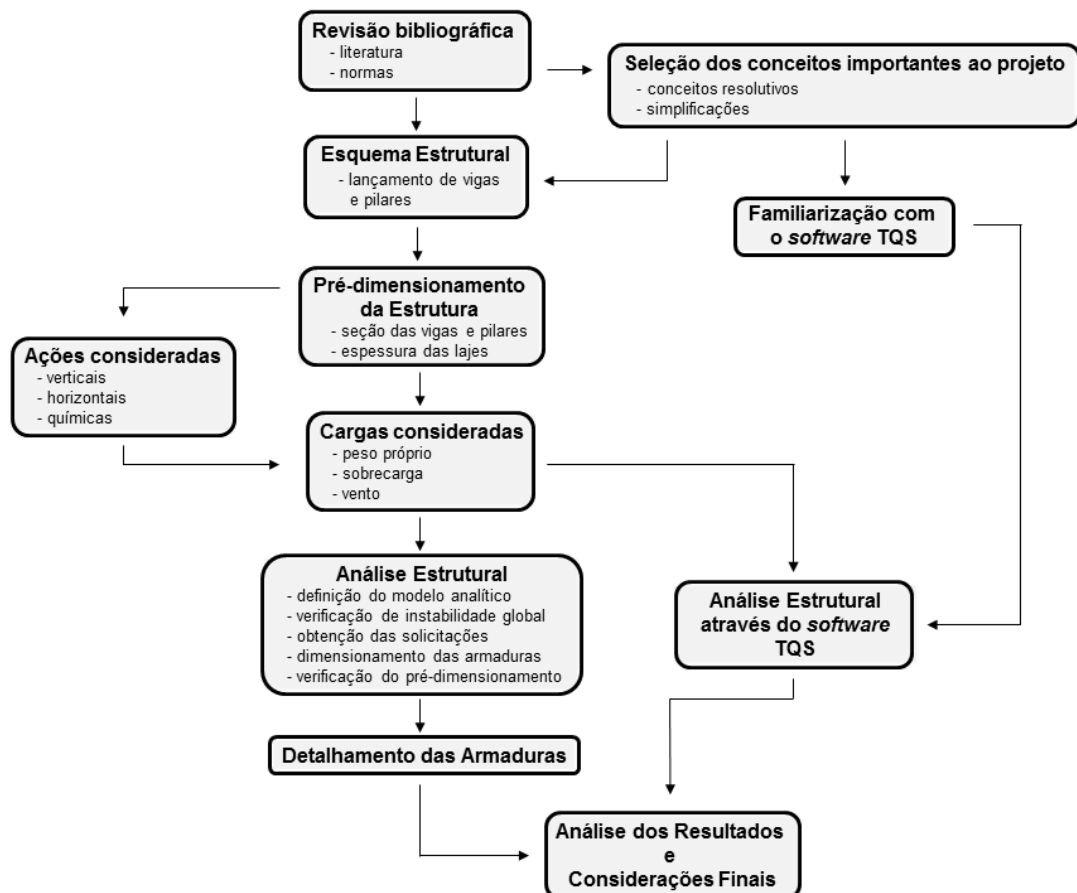
Paralelamente a estas etapas e as seguintes, foi feita a familiarização do autor com o *software* TQS. Inicialmente foram dominados os comandos básicos para, posteriormente, aprofundar o conhecimento em ferramentas específicas ao propósito do projeto.

Depois de definido o modelo analítico da estrutura, foi feito o lançamento das cargas verticais e horizontais separadamente e obtida a resposta da estrutura. Assim, pôde ser feita a análise global e consequente ajustes na concepção estrutural do edifício, para depois proceder com o dimensionamento dos elementos.

A análise com o CAD-TQS veio na etapa seguinte, onde foi feita a modelagem da estrutura com as mesmas considerações anteriores e obtidas as informações referentes ao processamento global da estrutural, gerando diagramas de solicitações e detalhamento das armaduras.

A análise dos resultados foi feita juntamente com a apresentação dos resultados obtidos, assim não foi separado um capítulo exclusivo para análise e comparativos. Ao final, as considerações gerais ao trabalho.

Figura 2.1: Diagrama representando o delineamento para o trabalho.



(Fonte: elaborado pelo autor)

3 BASES DO DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURAS

3.1 ESTADOS LIMITES

Para que uma estrutura possa desempenhar com êxito a função para a qual foi projetada, a mesma deve possuir as condições adequadas de segurança, durabilidade e conforto. O Estado Limite é uma condição particular em que uma estrutura não deve ultrapassar, e caso isso ocorra, será considerada imprópria a sua finalidade estrutural ou ao seu uso. Segundo a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014), os Estados Limites podem ser classificados de forma geral como: Estado Limite Último (ELU) e Estado Limite de Serviço (ELS).

3.1.1 Estado Limite Último (ELU)

O ELU é o estado que corresponde a máxima resistência de um material ou uma estrutura, ou seja, está diretamente relacionado com a segurança. Mas os ELUs mais importantes não dizem respeito ao material, e sim à estrutura. A NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014) o define como o estado limite relacionado ao colapso, ou a qualquer outra forma de ruína estrutural, que determine a paralisação do uso da estrutura. Fusco (1976) pondera:

Certamente o aspecto mais importante do problema de segurança é o perigo de colapso da estrutura. O colapso sobrevém quando pelo menos uma parte da estrutura se torna hipostática. [...] Nas estruturas isostáticas, a ruptura de uma seção qualquer conduz ao colapso das mesmas. Nas estruturas hiperestáticas a ruptura não é, porém, obrigatoriamente acompanhada pelo colapso. No entanto, também neste caso fica caracterizado o estado limite último. Basta que haja a ruptura de um elemento qualquer da estrutura, mesmo de importância secundária, para que ela deixe de manter as características de segurança exigíveis para a utilização normal da construção (FUSCO, 1976, P. 193).

A norma recomenda ainda, baseada na NBR 8681- *Ações e segurança nas estruturas*, a verificação quanto as seguintes situações:

- a) *Equilíbrio*: caracterizado pela perda de estabilidade estática, admitida a estrutura como corpo rígido;
- b) *Esgotamento da capacidade resistente*: na estrutura ou em parte dela, devido às solicitações normais e tangenciais, admitindo-se a redistribuição dos esforços internos. Verificar também considerando efeitos de segunda ordem;

- c) *Ações dinâmicas*: provocadas por vibração excessiva causada por máquinas ou pessoas, em que a frequência natural da estrutura se aproxima da frequência crítica, podendo gerar efeitos de ressonância;
- d) *Fadiga*: causada por ações repetitivas de cargas, gerando um processo de modificação progressiva e permanente da estrutura interna do material;
- e) *Colapso progressivo*;
- f) e ainda perda de resistência causada por fogo ou sismos.

Montoya et al. (2011) ainda aponta para ELU causado por flambagem ou instabilidade em parte ou em toda a estrutura.

3.1.2 Estado Limite de Serviço (ELS)

O ELS pode estar ligado à estética, à durabilidade, ao conforto proporcionado aos usuários, à boa utilização de máquinas e equipamentos suportados pela estrutura, entre outros. A avaliação da estrutura é feita em relação à função para a qual a mesma foi projetada. Conforme Fusco (1976), sob a ação das cargas de utilização normal, as estruturas não podem apresentar deformações exageradas, ou seja, os deslocamentos de seus pontos devem ser inferiores aos limites admitidos como adequados para a construção. Segundo Montoya (2011), as verificações mais importantes são:

- a) *Deformação*: caracterizado por flecha ou giro excessivos em um elemento ou na estrutura;
- b) *Fissuração*: caracterizado quando a formação ou abertura de fissuras atingem um valor limite;
- c) *Vibração*: produção de vibrações indesejadas que podem atingir certos limites de amplitude e frequência.

A NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014) ainda prevê ELS de compressão e descompressão, verificações usuais em concreto protendido.

3.2 SEGURANÇA DAS ESTRUTURAS

Como a análise da segurança feita pelo método dos estados limite é um processo simplificado, em que modelos idealizados são colocados no lugar da estrutura real, precisamos contornar as incertezas existentes no cálculo estrutural transformando os valores

característicos em valores de cálculo. Desta maneira, minoram-se as resistências e majoram-se as ações.

Segundo a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014), as condições analíticas de segurança estabelecem que as resistências não devam ser menores que as solicitações e devem ser verificadas em relação a todos os estados limites e todos os carregamentos especificados para o tipo de construção considerado. Em qualquer caso deve ser respeitada a condição:

$$R_d \geq S_d \quad (3.1)$$

Ou seja, a estrutura está segura quando as solicitações de cálculo (S_d) forem, no máximo, iguais às resistências de cálculo (R_d) de seus elementos estruturais.

3.2.1 Coeficiente de Ponderação das Resistências no ELU

Como indicado na NBR 6118:2014, em situações normais, as resistências para concreto e aço deverão ser minoradas respectivamente pelos coeficientes de cálculo γ_c e γ_s :

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{f_{ck}}{1,4} \quad (\text{Concreto}) \quad (3.2)$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{f_{yk}}{1,15} \quad (\text{Aço}) \quad (3.3)$$

3.2.2 Coeficiente de Ponderação das Ações no ELU

Segundo a NBR 6118:2014, em situações normais, as ações Permanentes e Variáveis devem ser majoradas por um coeficiente de cálculo γ_f :

$$f_f = f_k \cdot \gamma_f = f_k \cdot 1,4 \quad (3.4)$$

Coeficientes relacionados a ações do vento ou ações em pilares com uma dimensão inferior a 19cm, serão abordados em seções específicas.

3.3 AÇÕES

Para se garantir a segurança e o conforto de uma estrutura, a influência de todas as ações significativas, frente aos ELU e ELS, deve ser considerada na análise estrutural. Carvalho e Figueiredo Filho (2014) definem: denomina-se ação qualquer influência, ou

conjunto de influências, capaz de produzir estados de tensão em uma estrutura. Assim, os esforços solicitantes, os quais são utilizados no dimensionamento da estrutura, são consequências dessas ações. De acordo com a NBR 8681 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003), as ações são classificadas em permanentes, variáveis e excepcionais. Montoya (2011) ainda classifica as ações como: diretas ou indiretas, estáticas ou dinâmicas, segundo a variação no tempo e variação no espaço. Entretanto, o trabalho vai adotar a classificação da norma.

3.3.1 Ações Permanentes

Ações que estão sempre atuando, e de maneira praticamente constante em magnitude e posição. Conforme a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014), ações permanentes são as que ocorrem com valores praticamente constantes durante toda a vida da construção e devem ser consideradas com seus valores representativos mais desfavoráveis para a segurança. Também são admitidas como permanentes as ações que crescem no tempo, tendendo a um valor limite constante, como, por exemplo, fluência e retração do concreto. São divididas em diretas e indiretas:

- a) Diretas: é considerado aqui o peso próprio da estrutura, de elementos constitutivos fixos e de instalações permanentes. A norma se aplica aos concretos de massa específica (ρ_c) entre 2000 kg/m^3 e 2800 kg/m^3 . Porém, se a massa específica real não for conhecida, recomenda para o concreto simples o valor de 2400 kg/m^3 e para o concreto armado 2500 kg/m^3 . O empuxo de terra e de outros materiais granulosos, quando forem admitidos como não removíveis, também se enquadra aqui.
- b) Indiretas: são apreciadas as deformações impostas por fluência e retração do concreto, deslocamentos de apoio, imperfeições geométricas (globais e locais) e protensão.

3.3.2 Ações Variáveis

Ações que possuem variações em relação a seu valor médio. São divididas em diretas e indiretas, segundo a norma:

- a) Diretas: são as cargas acidentais previstas para o uso da construção (pessoas, móveis, etc.), a ação o vento (NBR 6123:1988) e carga de água (extravasão de

reservatórios e retenção de água da chuva). As cargas acidentais geralmente são: cargas verticais de uso na construção, cargas móveis (considerando impacto vertical), impacto lateral, força longitudinal de frenagem ou aceleração e força centrífuga.

- b) Indiretas: são causadas por variações uniformes (clima e insolação) e não uniformes de temperatura e por ações dinâmicas (choques ou vibrações). Neste último, os efeitos de fadiga devem ser considerados.

3.3.3 Ações Excepcionais

A NBR 6118:2014 determina que no projeto de estruturas sujeitas a situações excepcionais de carregamento, cujos efeitos não possam ser controlados por outros meios, devem ser consideradas ações excepcionais com os valores definidos, em cada caso particular, por Normas Brasileiras específicas.

3.3.4 Combinações Últimas das Ações

A combinação última normal, segundo a NBR 8681 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003, p. 7), é dada pela seguinte expressão:

$$F_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{gi} F_{Gi,k} + \gamma_q \left(F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \psi_{0j} F_{Qj,k} \right) \quad (3.5)$$

onde:

F_d : valor de cálculo das ações para combinação última;

$F_{Gi,k}$: valor característico das ações permanentes;

$F_{Q1,k}$: valor característico da ação variável considerada como ação principal para a combinação;

$\psi_{0j} F_{Qj,k}$: valor reduzido de combinação de cada uma das demais ações variáveis.

γ_g e γ_q : coeficientes de ponderação das ações permanentes, no caso desfavorável, e ações variáveis, no caso geral, respectivamente. Seus valores são os mesmos de γ_f , ou seja:

$$\gamma_g = \gamma_q = 1,4 \quad (3.6)$$

Conforme a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 68), no caso de estruturas usuais de edifícios, as combinações onde o efeito das

cargas permanentes seja favorável, considerando γ_g reduzido (1,0), não precisam ser consideradas. Os valores de ψ_0 podem ser encontrados na Tabela 3.1:

Tabela 3.1: Valores dos fatores de combinação (ψ_0) e de redução (ψ_1 e ψ_2) para as ações variáveis.

Ações		γ_{fz}		
		ψ_0	ψ_1	ψ_2
Cargas acidentais de edifícios	Locais em que não há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas	0,5	0,4	0,3
Vento	Pressão dinâmica do vento nas estruturas em geral	0,6	0,3	0

(Fonte: adaptado de NBR 6118:2014, p. 65)

A tabela acima foi adaptada em função das cargas variáveis consideradas neste trabalho.

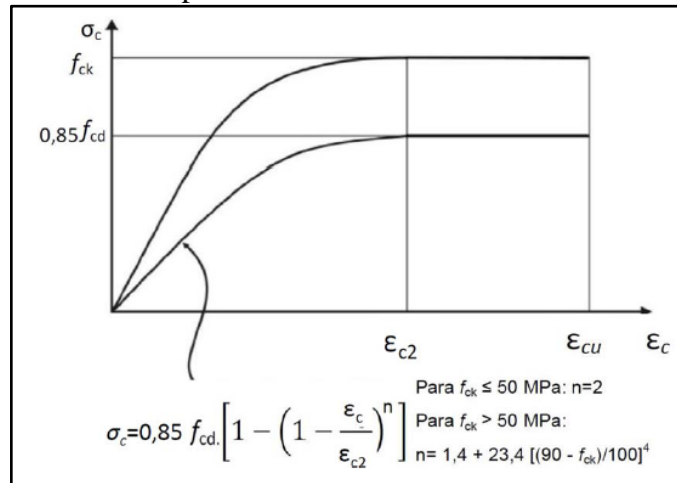
3.4 COMPORTAMENTO BÁSICO DOS MATERIAIS A SOLICITAÇÕES NORMAIS NO ESTADO LIMITE ÚLTIMO

Um elemento de concreto armado submetido a solicitações normais pode atingir seu ELU tanto com a ruptura do concreto no banzo comprimido, quanto com o alongamento plástico excessivo da armadura tracionada. Segundo Fusco (1981), como o início do fenômeno de ruptura do concreto é de difícil identificação experimental, convencionou-se aceitar que o concreto atinge a ruptura quando o seu encurtamento alcança determinados valores experimentais justificados. Neste sentido, o ELU é alcançado quando a fibra mais comprimida de concreto atinge um valor último convencional ε_{cu} (deformação específica última de encurtamento do concreto), ou quando na armadura tracionada a barra de aço mais deformada tem alongamento igual ao valor convencional ε_{su} (deformação específica última de alongamento do aço).

3.4.1 Diagrama de Tensões Parábola-Retângulo para o Concreto Comprimido

Para análises no ELU do concreto, as tensões de compressão na seção transversal de peças submetidas a solicitações normais, podem ser representadas de acordo com a distribuição apresentada no diagrama de tensão-deformação idealizado da Figura 3.1.

Figura 3.1: Diagrama Parábola-Retângulo para o concreto comprimido.



(Fonte: NBR 6118, 2014, p. 26)

Para concretos de classes até C50 ($f_{ck} \leq 50 \text{ MPa}$):

$$\epsilon_{c2} = 2,0\text{‰} \text{ (deformação específica de encurtamento do concreto)}$$

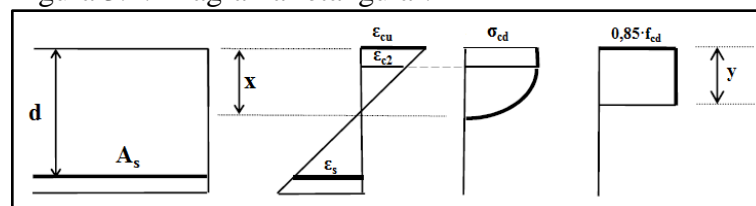
$$\epsilon_{cu} = 3,5\text{‰} \text{ (deformação específica última de encurtamento do concreto)}$$

Este diagrama pode ser substituído por um diagrama retangular de altura $y = \lambda \cdot x$ e tensão constante até a largura $\alpha_c \cdot f_{cd}$ (Figura 3.2), onde os valores usados para λ e α_c , referente a concretos de classes até C50 ($f_{ck} \leq 50 \text{ MPa}$), podem ser:

$$\lambda = 0,8 \quad (3.7)$$

$$\alpha_c = 0,85 \quad (3.8)$$

Figura 3.2: Diagrama retangular.



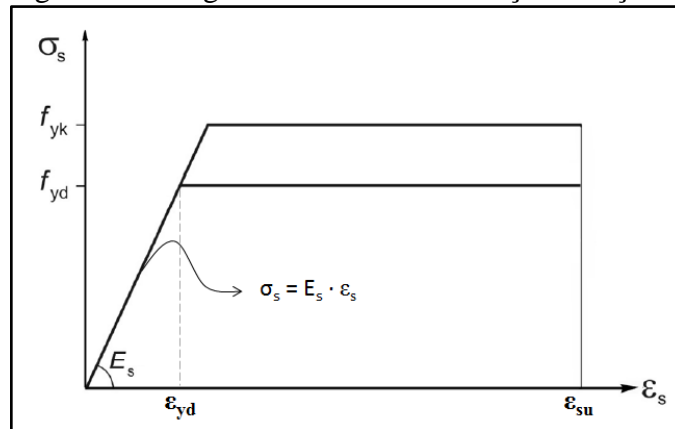
(Fonte: adaptado de FUSCO, 1981, p. 5)

Conforme Fusco (1981), os resultados obtidos com este diagrama retangular são semelhantes aos obtidos com o diagrama parábola-retângulo. As possíveis divergências de resultados ocorrem somente no domínio 5 (ver item 3.5).

3.4.2 Diagrama de Tensão-Deformação do Aço

Conforme a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014), para os cálculos no ELU pode-se utilizar o diagrama simplificado para armaduras passivas mostrado na Figura 3.3.

Figura 3.3: Diagrama Tensão-Deformação do aço.



(Fonte: adaptado de NBR 6118, 2014, p. 29)

Pelo Diagrama da Figura 3.3, considerando os valores de projeto, temos:

$$0 < \epsilon_s < \epsilon_{yd} \rightarrow \sigma_s = E_s \cdot \epsilon_s \quad (3.9)$$

$$\epsilon_{yd} < \epsilon_s \rightarrow \sigma_s = f_{yd} \quad (3.10)$$

onde $\epsilon_{yd} = 2,07\%$ é a deformação específica de alongamento do aço CA-50 para a tensão f_{yd} .

Para as peças de concreto armado, o ϵ_{su} (deformação específica última de alongamento do aço) é tomado com o valor convencional $\epsilon_{su} = 10\%$.

Embora a armadura admita deformações máximas entre 10% e 30%, para prevenir deformações plásticas excessivas, optou-se por limitar a este valor. Desta maneira, o trabalho conjunto entre concreto e aço é garantido.

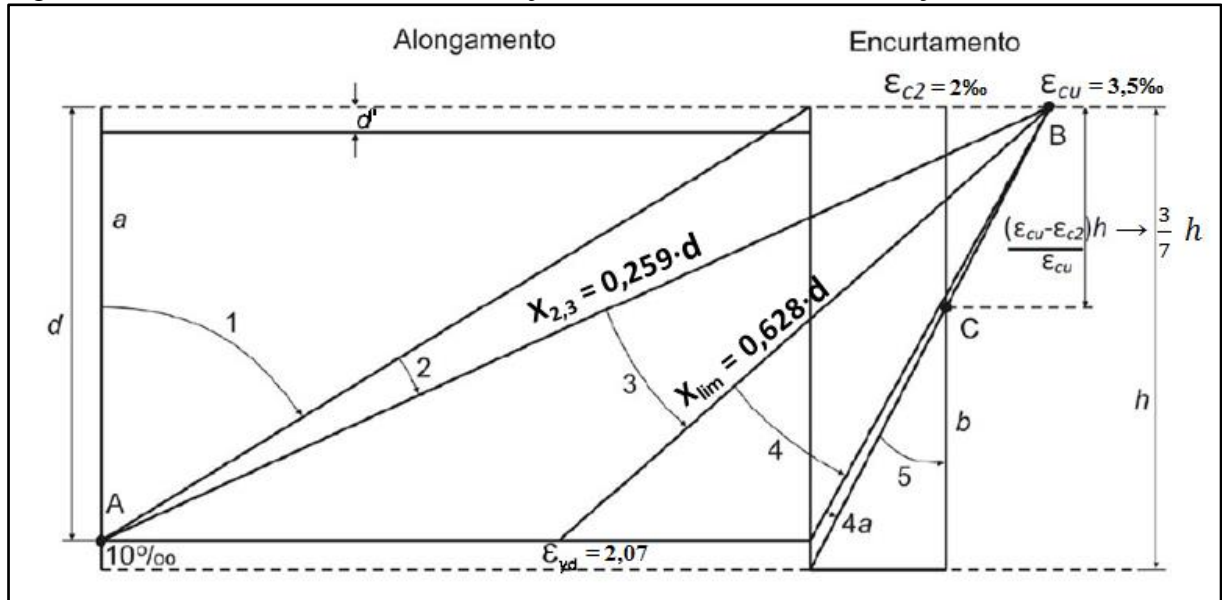
O módulo de elasticidade considerado para o aço tem valor: $E_s = 210.000\text{MPa}$.

3.5 DOMÍNIOS DE DEFORMAÇÃO

O ELU de deformação plástica excessiva pode ser caracterizado pelas deformações específicas do concreto comprimido e da armadura tracionada. A deformação da seção de um

elemento de concreto armado, frente aos esforços solicitantes, nos leva a assumir um dos domínios esquematizados em um diagrama de deformações específicas (Figura 3.4).

Figura 3.4: Domínios de ELU de uma seção transversal considerando aço CA-50.



(Fonte: adaptado de NBR 6118, 2014, p. 122)

Conforme a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014), e complementada pelo autor, os domínios são descritos a seguir:

a) Ruptura convencional por deformação plástica excessiva:

- Reta *a*: tração uniforme;

- DOMÍNIO 1: tração não uniforme, sem compressão. O ELU ocorre com o limite de escoamento do aço ($\epsilon_{su} = 10\%$). A linha neutra é externa à seção transversal;

- DOMÍNIO 2: flexão simples ou composta sem ruptura à compressão do concreto ($\epsilon_c < \epsilon_{cu} = 3,5\%$) e com o máximo alongamento permitido. A linha neutra corta a seção transversal;

b) Ruptura convencional por encurtamento limite do concreto:

- DOMÍNIO 3: flexão simples (seção dita subarmada) ou composta com ruptura à compressão do concreto ($\epsilon_{cu} = 3,5\%$) e com escoamento do aço ($\epsilon_s \geq \epsilon_{yd}$). A deformação da armadura tracionada é no mínimo igual à deformação de início de escoamento ϵ_{yd} . Esta é a melhor situação, pois os dois materiais são bem

aproveitados e não há risco de ruptura sem aviso. A linha neutra corta a seção transversal;

- DOMÍNIO 4: flexão simples (seção dita superarmada) ou composta com ruptura à do concreto ($\varepsilon_{cu} = 3,5\%$) e aço tracionado sem escoamento ($\varepsilon_s < \varepsilon_{yd}$). Predominância do efeito de compressão. A linha neutra corta a seção transversal. A ruptura acontece de forma frágil;

- DOMÍNIO 4a: flexão composta com armaduras comprimidas. Ruptura do concreto por compressão ($\varepsilon_{cu} = 3,5\%$) A linha neutra ainda corta a seção transversal, mas na região de cobrimento da armadura;

- DOMÍNIO 5: compressão não uniforme, sem tração. Deformação última variável, com $\varepsilon_{c2} = 2,0\%$ na compressão uniforme e $\varepsilon_{cu} = 3,5\%$ na flexo-compressão. A linha neutra não corta a seção;

- Reta *b*: compressão uniforme.

As relações de compatibilidade de deformações são encontradas na Figura 3.5:

Figura 3.5: Relações de compatibilidade de deformações.

<p>♦ domínio 1: $x < 0$</p> <p>$\varepsilon_1 = 10\%$</p> $\frac{10\%}{d-x} = \frac{\varepsilon_2}{d'-x} = \frac{\varepsilon_c}{-x}$ $\varepsilon_2 = 10\% \frac{d'-x}{d-x}$ $\varepsilon_c = -10\% \frac{x}{d-x}$ <p>♦ domínio 2: $0 < x < x_{23}$</p> <p>$\varepsilon_1 = 10\%$</p> $\frac{10\%}{d-x} = \frac{\varepsilon_2}{x-d'} = \frac{\varepsilon_c}{x}$ $\varepsilon_2 = 10\% \frac{x-d'}{d-x}$ $\varepsilon_c = 10\% \frac{x}{d-x}$ $x_{23} = \frac{\varepsilon_{cu}}{10\% + \varepsilon_{cu}} d$	<p>♦ domínios 3 e 4:</p> <p>domínio 3: $x_{23} < x < x_{lim}$ domínio 4: $x_{lim} < x < d$</p> $\frac{\varepsilon_{cu}}{x} = \frac{\varepsilon_1}{d-x} = \frac{\varepsilon_2}{x-d'}$ $\varepsilon_1 = \varepsilon_{cu} \frac{d-x}{x}$ $\varepsilon_2 = \varepsilon_{cu} \frac{x-d'}{x}$ $x_{lim} = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{yd} + \varepsilon_{cu}} d$ $\varepsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_s}$ <p>♦ domínio 4a: $d < x < h$</p> $\frac{\varepsilon_{cu}}{x} = \frac{\varepsilon_1}{x-d} = \frac{\varepsilon_2}{x-d'}$ $\varepsilon_1 = \varepsilon_{cu} \frac{x-d}{x}$ $\varepsilon_2 = \varepsilon_{cu} \frac{x-d'}{x}$	<p>♦ domínio 5: $x > h$</p> $\frac{\varepsilon_{c2}}{x - \left(\frac{\varepsilon_{cu} - \varepsilon_{c2}}{\varepsilon_{cu}} \right) h} = \frac{\varepsilon_c}{x} = \frac{\varepsilon_1}{x-d} = \frac{\varepsilon_2}{x-d'}$ $\varepsilon_c = \varepsilon_{c2} \frac{x}{x - \left(\frac{\varepsilon_{cu} - \varepsilon_{c2}}{\varepsilon_{cu}} \right) h}$ $\varepsilon_1 = \varepsilon_{c2} \frac{x-d}{x - \left(\frac{\varepsilon_{cu} - \varepsilon_{c2}}{\varepsilon_{cu}} \right) h}$ $\varepsilon_2 = \varepsilon_{c2} \frac{x-d'}{x - \left(\frac{\varepsilon_{cu} - \varepsilon_{c2}}{\varepsilon_{cu}} \right) h}$
---	---	--

(Fonte: adaptado de CAMPOS FILHO, 2014a, p. 7)

4 ELEMENTOS ESTRUTURAIS

Os elementos estruturais diferenciam-se de acordo com sua forma geométrica e tipo de capacidade resistente, ou seja, sua função estrutural. De forma básica, estes elementos podem ser classificados, segundo a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014), em lineares e de superfície.

4.1 ELEMENTOS LINEARES

A NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014) define como aqueles em que o comprimento longitudinal supera em pelo menos três vezes a maior dimensão da seção transversal, sendo também denominados barras. De acordo com sua função estrutural, e com o foco do trabalho, pode-se citar: vigas e pilares.

4.1.1 Vigas

Elementos horizontais em que os efeitos de flexão são predominantes. São responsáveis principalmente por receber as cargas das lajes, alvenarias e, eventualmente, de pilares e outras vigas, assim como transmitir estes esforços aos pilares que a sustentam. Sua utilização é fundamental para que as lajes consigam vencer grandes vãos sem a necessidade de pilares. Esta capacidade é devida as suas características geométricas, as quais geram um elevado momento de inércia em relação ao eixo horizontal, potencializando o uso adequado das armaduras, em especial, de tração. Quanto à ductilidade em vigas, pode-se fazer a seguinte observação:

Nas vigas é necessário garantir boas condições de ductilidade respeitando os limites da posição da linha neutra (x/d) dados em 14.6.4.3, sendo adotada se necessário, armadura de compressão. A introdução da armadura de compressão para garantir o atendimento de valores menores da posição da linha neutra (x), que estejam nos domínios 2 ou 3, não conduz a elementos estruturais com ruptura frágil. A ruptura frágil está associada a posições da linha neutra no domínio 4, com ou sem armadura de compressão (NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014), p. 122).

As vigas podem também fazer parte da estrutura de contraventamento, auxiliando na rigidez global da estrutura e na transmissão das ações horizontais aos pilares.

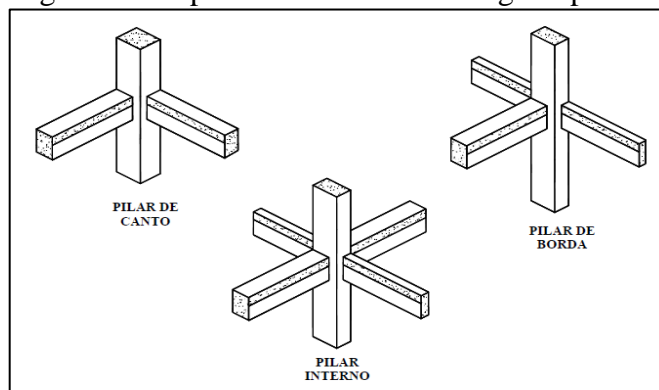
4.1.2 Pilares

Segundo a NBR 6118:2014, são elementos lineares de eixo reto, usualmente dispostos na vertical, em que as forças normais de compressão são preponderantes. Porém, em certas situações estão submetidos à flexo-compressão normal ou oblíqua. Estes elementos são responsáveis, principalmente, em recolher as cargas transmitidas pelas vigas do mesmo pavimento e de pilares dos pavimentos superiores e, posteriormente, conduzi-las para as fundações. Portanto, os pilares de pavimentos inferiores sempre deverão ser mais reforçados.

Pilares e vigas formam um conjunto pórticos planos os quais são os principais responsáveis pela estabilidade global em um edifício. Os pilares podem ser classificados de acordo com o tipo de encontro entre estes elementos:

- a) *Pilares Internos*: localizam-se principalmente na região interna do pavimento. O encontro acontece com vigas em apenas um eixo ou em dois eixos do pilar, de modo continuado. Desta maneira, os efeitos de flexão são geralmente reduzidos, podendo se considerar apenas compressão simples.
- b) *Pilares de Borda ou de Extremidade*: localizam-se na extremidade do pavimento, nas regiões intermediárias. O encontro ocorre com vigas nos dois eixos do pilar, em forma de “T”, gerando um carregamento excêntrico em um dos eixos. Deste modo, os efeitos de flexão neste eixo são mais relevantes, podendo se considerar a flexo-compressão.
- c) *Pilares de Canto*: localizam-se nos cantos do pavimento. O encontro se dá com vigas nos dois eixos do pilar, em forma de “L”, gerando um carregamento excêntrico nos mesmos. Assim, deve-se considerar a flexo-compressão oblíqua.

Figura 4.1: Tipos de encontro entre vigas e pilares.



(Fonte: Scadelai, 2004, p. 27)

4.2 ELEMENTOS DE SUPERFÍCIE

De acordo com a NBR 6118:2014, são elementos em que uma dimensão, a espessura, é relativamente pequena em face das demais, podendo receber as designações seguintes pertinentes ao trabalho.

4.2.1 Lajes

São os elementos estruturais que possuem a função de receber e suportar diretamente as cargas verticais de utilização da edificação e transmiti-las, juntamente com seu peso próprio, às vigas, e eventualmente pilares, que a suportam. A NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014) define ainda como os elementos de superfície plana sujeitos principalmente a ações normais ao seu plano.

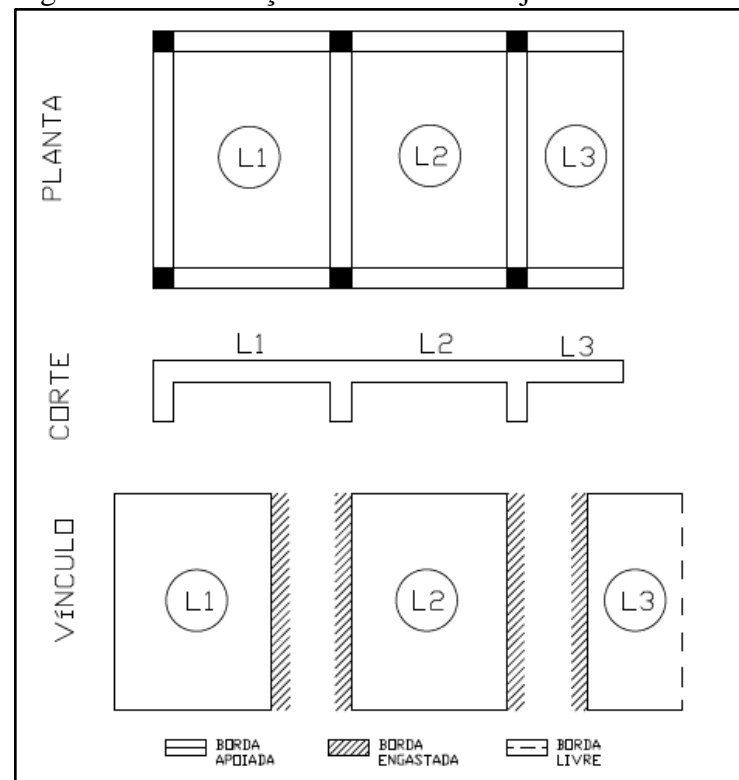
Neste trabalho serão consideradas apenas as lajes maciças. As mesmas podem ser classificadas, de forma básica, com relação à vinculação de suas bordas (veremos a importância disto no item 6.1.2.1):

- a) *Borda simplesmente apoiada*: acontece quando a laje não tem continuidade após a viga de apoio, ou quando a laje adjacente tem espessura significativamente menor (> 2cm menor) ou está em um plano horizontal diferente.
- b) *Borda engastada*: ocorre quando a laje, no mesmo plano horizontal, tem continuidade após a viga de apoio e não cai nas hipóteses do item “a”. Lajes em balanço são sempre engastadas, independentemente de seu nível ou espessura.
- c) *Borda livre*: acontece com a ausência de apoios após a laje passar pela viga de apoio.

Caso a borda de uma laje tenha duas situações de vínculo (apoiado e engastado), para fins de cálculo, a favor da segurança, esta borda só será considerada inteiramente engastada se o engaste corresponder a mais de 85% do comprimento a borda, caso contrário, considera-se apoiada.

A Figura 4.2 apresenta de forma ilustrativa a relação de vinculação das bordas de lajes.

Figura 4.2: Vinculação das bordas de lajes.



(Fonte: elaborado pelo autor)

As lajes também podem ser classificadas quanto à direção de sua armadura:

- Armadas em apenas uma direção:** quando a relação entre maior e menor vãos é superior a dois (> 2), quando a laje for sustentada continuamente por apenas duas bordas ou ainda quando tiver três bordas livres.
- Armadas em duas direções ou em cruz:** caso contrário (≤ 2).

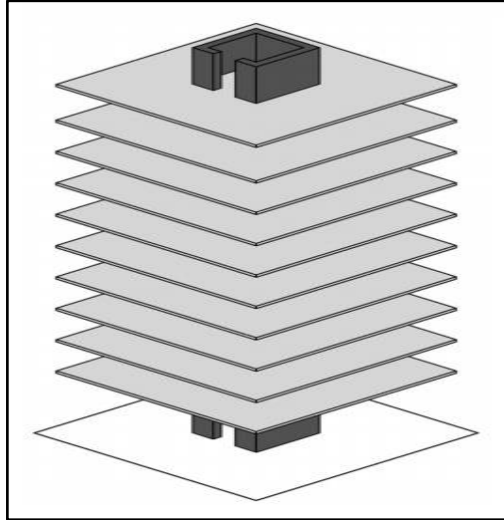
Neste trabalho, ocorrerão somente casos de lajes armadas em duas direções, desta maneira, serão abordados conceitos envolvendo apenas esta situação.

4.2.2 Pilares-Parede

Segundo a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014), são elementos de superfície plana usualmente dispostos na vertical e submetidos preponderantemente à compressão. Podem ser compostos por uma ou mais superfícies associadas, mas para configurar-se como pilar-parede, a menor dimensão deve ser inferior que $1/5$ da maior, ambas consideradas na seção transversal. Este tipo de elemento está geralmente presente em estruturas de elevadores e, por sua elevada rigidez, absorve uma parcela

significativa das ações horizontais, atuando como uma importante estrutura de contraventamento.

Figura 4.3: Núcleo de concreto armado.



(Fonte: Carneiro e Martins, 2008, p. 40)

5 ESTRUTURA DE UM EDIFÍCIO

5.1 ARRANJO ESTRUTURAL

Edifícios de concreto armado têm sua base de sustentação em um arranjo reticular formado basicamente por lajes, vigas, pilares e fundações. O arranjo precisa estar em consonância com o projeto arquitetônico, ser efetivo, economicamente viável e compatível com as limitações de seus elementos estruturais. Estes elementos devem estar ligados de forma adequada e ter propriedades físicas e geométricas capazes de proporcionar resistência a esforços mecânicos e a deslocamentos excessivos, pois são responsáveis por absorver e transmitir todas as ações verticais e horizontais de forma segura ao solo. Segundo Corrêa (1991), a concepção do arranjo estrutural envolve a idealização das ligações dos diversos elementos e deve seguir alguns requisitos:

Em primeiro lugar devem-se garantir ligações suficientes para que não haja formação de mecanismos. Em segundo lugar deve-se atentar para um ponto de grande relevância: as ligações previstas devem ser exequíveis e devem representar da melhor maneira possível aquelas que realmente ocorrerão (CORRÊA, 1991, p. 16).

O distanciamento entre pilares consecutivos e que suportam uma mesma viga, não pode ser excessivo ao ponto de a viga necessitar de uma altura que seja incompatível com as aberturas e com a estética. Mas o oposto, pilares muito próximos, também não é satisfatório em termos econômicos e estéticos. Da mesma maneira, lajes que cobrem grandes vãos precisam ter espessura elevada, o que não é recomendado economicamente.

5.2 SISTEMAS ESTRUTURAIIS

Segundo Corrêa (1991), o objetivo básico do sistema estrutural é coletar as cargas presentes no edifício e controlar seu fluxo. Porém, a escolha do sistema a ser adotado para uma determinada edificação pode ser um problema complexo, contudo, algumas soluções se tornaram mais usuais. Assim, ele pode ser classificado de forma básica em subsistemas horizontais e verticais. A definição destes subsistemas é feita de modo simultâneo, uma vez que os mesmos são interdependentes.

5.2.1 Subsistemas Horizontais

Corrêa (1991, p. 18) afirma que os subsistemas horizontais possuem como funções básicas: coletar forças gravitacionais e transmiti-las para os elementos verticais, predominantemente por flexão, e distribuir as ações verticais entre os diversos subsistemas verticais resistentes, comportando-se como diafragmas. Giongo (2007, p. 19) afirma ainda que esses subsistemas são constituídos pelas lajes, as quais são elementos bidimensionais que funcionam como diafragmas e como conectores entre os elementos estruturais verticais, geralmente pilares. Neste cenário, as vigas podem ser consideradas como elementos auxiliares na transmissão de cargas aos pilares e também funcionam com enrijecedores do subsistema horizontal.

5.2.2 Subsistemas Verticais

De acordo com Corrêa (1991), os subsistemas verticais têm como função estrutural básica: suportar os subsistemas horizontais e as ações verticais absorvidas por estes, transmitindo-as às fundações, e compor com os mesmos os painéis resistentes às ações laterais, geralmente vento. Os principais elementos que compõem os subsistemas verticais são os pilares, paredes estruturais e núcleos de concreto armado (pilares-parede), comuns em elevadores e escadas. No caso da alvenaria não ser estrutural, a mesma acaba sendo tratada como mais um agente externo de carregamento da estrutura, porém contribui para o enrijecimento global do subsistema.

6 CARGAS EM ESTRUTURAS DE EDIFÍCIOS

6.1 CARGAS VERTICAIS

A NBR 6120 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1980) fixa basicamente as condições para determinação dos valores das cargas verticais que devem ser consideradas no projeto estrutural de edificações, não abordando questões relacionadas a cargas de vento. A mesma classifica as cargas nas seguintes categorias:

- a) **Cargas Permanentes (g)**: são essencialmente as ações permanentes diretas (peso próprio da estrutura, de elementos constitutivos fixos e de instalações permanentes).
- b) **Cargas Acidentais (q)**: são basicamente as ações variáveis diretas, excluindo-se as cargas de vento e de água. São aquelas previstas para o uso da estrutura. Neste trabalho, por conveniência, será adotado o termo “**Cargas Variáveis**”.

Os valores de cargas mais significativos a este trabalho quanto ao cálculo de estruturas de edificações estão indicados na Tabela 6.1.

Tabela 6.1: Valores usuais de cargas em edifícios.

Cargas Permanentes	Material	Peso Específico (kN/m ³)
	Concreto Simples	24
	Concreto Armado	25
	Argamassa	19 - 21
	Bloco Cerâmico Vazado	13
	Bloco Cerâmico Maciço	18
	Porcelanato	20
	Argamassa colante ¹	0,085 (kN/m ²)
Cargas Variáveis	Local	Carga (kN/m ²)
	Dormitórios, sala, copa, cozinha e banheiro	1,5
	Despensa, área de serviço e lavanderia	2,0
	Corredor residencial	2,0
	Escada residencial	2,5
	Cobertura	0,5

(Fonte: adaptado de NBR 6120, 1980, p. 2, 3)

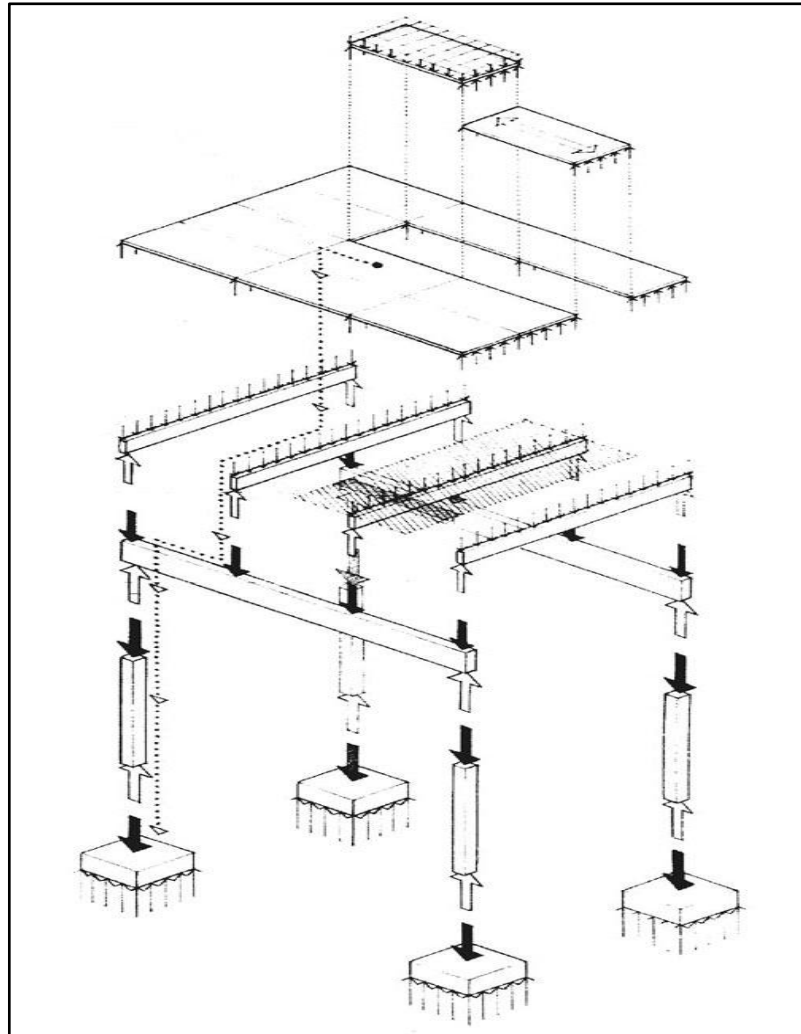
Em um edifício, as cargas verticais atuantes nas lajes de um pavimento são transmitidas para as vigas que, juntamente com a carga de alvenaria, se houver, transferem

¹ Valor referente à argamassa colante para porcelanatos da marca Quartzolit, retirado de: https://www.quartzolit.weber/files/br/2017-12/BT_porcelanato_e_piso_sobre_piso_externo_quartzolit.pdf

por flexão aos pilares. Estes, por sua vez, absorvem e transmitem as cargas dos pavimentos de forma cumulativa a outros pilares e aos elementos de fundação, os quais são responsáveis por distribuí-las ao solo.

A Figura 6.1 representa de forma esquemática a transmissão de cargas verticais ao longo de uma estrutura genérica:

Figura 6.1: Transmissão de cargas verticais em uma estrutura.



(Fonte: DEBS, 2007 apud BARBOSA, 2008, p. 16)

6.1.1 Lajes

A carga (p) atuante em uma laje compreende as cargas permanentes (g) e variáveis (q), as quais são consideradas como uniformemente distribuída ao longo de toda sua superfície, de modo que:

$$p = g + q \quad (\text{kN/m}^2) \quad (6.1)$$

Como as cargas permanentes aparecem em termos de peso específico (kN/m^3), para tanto, precisa-se multiplicar o valor do mesmo pela espessura atribuída ao material, assim obtendo-se a carga superficial (kN/m^2). No mesmo sentido, é comum existirem paredes executadas diretamente sobre as lajes, neste caso, o peso da parede deve ser distribuído uniformemente sobre a superfície da laje (kN/m^2).

6.1.2 Vigas

As cargas que atuam em uma viga são provenientes de seu peso próprio, alvenaria, se houver, e de uma parcela (área de influência) da laje, ou das lajes, que a mesma ajuda a sustentar. Desta forma, o carregamento total da viga é o somatório de todas estas cargas, considerando-se, de forma simplificada, uma distribuição uniforme linear (kN/m). Existe ainda a possibilidade de existirem cargas concentradas de pilares apoiados diretamente sobre a viga, ou de vigas suspensas pela mesma.

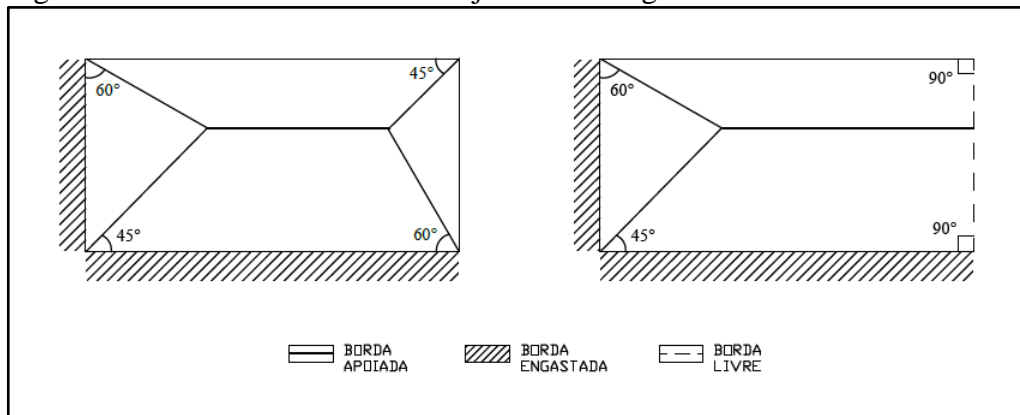
6.1.2.1 Carga de lajes em vigas

Lajes que são sustentadas por vigas ao longo de todo o seu perímetro e armada em duas direções, em situações limite de carregamento, apresentam linhas de ruptura que se originam em seus vértices e se estendem até o seu interior. A orientação destas linhas depende do tipo de vínculo existente entre as bordas da laje analisada e da laje adjacente. Consequentemente, cada viga suportará a carga correspondente a uma parcela da laje, chamada área de influência, a qual é delimitada pelas linhas de ruptura e geralmente possuem uma forma trapezoidal ou triangular. Segundo a NBR 6118:2014, as linhas podem ser aproximadas por retas inclinadas, a partir dos vértices, com os seguintes ângulos:

- a) **45°**: entre dois apoios do mesmo tipo;
- b) **60°**: a partir do apoio considerado engastado, se o outro for considerado simplesmente apoiado;
- c) **90°**: a partir do apoio, quando a borda vizinha for livre.

A Figura 6.2 ilustra de forma clara e concisa todas as combinações de vínculos de bordas.

Figura 6.2: Áreas de influência da laje sobre as vigas.



(Fonte: elaborado pelo autor)

6.1.3 Pilares

Os pilares são os apoios das vigas, de modo que a carga vertical a qual atua nos mesmos é resultado das reações de equilíbrio aos esforços solicitantes. Esta carga é somada à carga de cada pavimento, de forma que os pilares inferiores necessitem ser mais reforçados.

6.2 CARGAS HORIZONTAIS

As cargas horizontais são ocasionadas principalmente por ações do vento. Neste contexto, toda a estrutura contribui, em maior ou menor grau, para a estabilidade global, pois os esforços são distribuídos pela alvenaria externa aos elementos estruturais de extremidade e estes para os elementos internos. Isto está relacionado à ideia de rigidez espacial, a qual possibilita uma avaliação mais precisa e realista da estabilidade da edificação. Este conceito é geralmente abordado por modelos de maior complexidade, como pórticos espaciais, apresentando deslocamentos menores em relação a modelos mais simplificados, muitas vezes tão pequenos que podem ser desprezados frente aos limites estabelecidos. Neste contexto, Ellwagner (2005) diz que as lajes, dentro da hipótese de rigidez infinita no plano horizontal, são consideradas como diafragmas rígidos que podem apenas transladar e rotacionar no seu próprio eixo.

6.2.1 Forças devido ao Vento

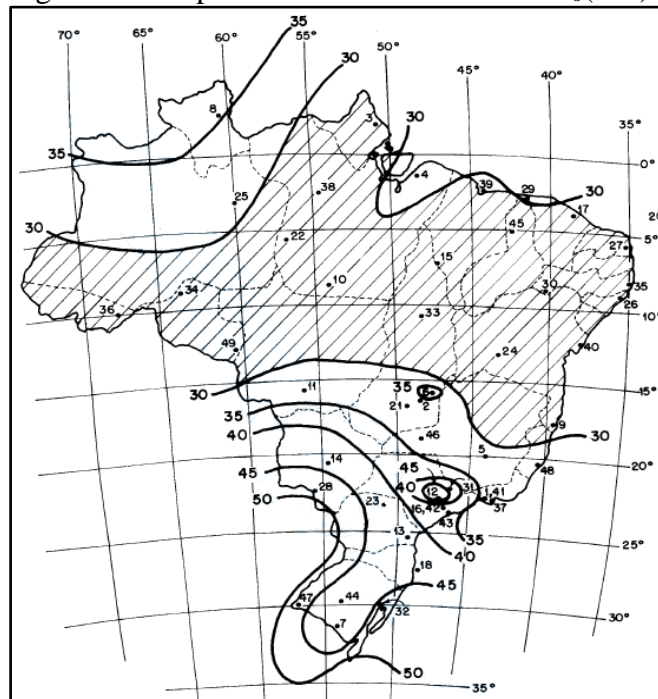
As ações do vento podem ser calculadas de acordo com a NBR 6123 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988). Os cálculos referentes a estas ações serão usados somente para fins de análise estrutural, não contemplando efeitos sobre os revestimentos. Nos itens que dizem respeito aos fatores meteorológicos (6.2.1.2 a 6.2.1.4), por

conveniência, serão abordados apenas os valores válidos ao edifício estudado e à região onde o mesmo se localiza: zona urbana de Porto Alegre.

6.2.1.1 Velocidade Básica do Vento (V_0)

É a velocidade correspondente a uma rajada de 3 segundos, excedida em média uma vez em 50 anos, a 10 metros acima do terreno, em campo aberto e plano. De regra, é admitido que o vento possa soprar em qualquer direção horizontal. Seu valor varia de acordo com a região e pode ser obtido em um gráfico de isopletas fornecido pela norma (Figura 6.3). Para Porto Alegre: $V_0 = 46\text{m/s}$

Figura 6.3: Isopletas de velocidade básica $V_0(\text{m/s})$.



(Fonte: NBR 6123, 1988, p. 6)

6.2.1.2 Fator Topográfico (S_1)

Este fator leva em consideração as possíveis variações de relevo. O terreno pode ser classificado como terreno plano ou fracamente acidentado: $S_1 = 1,0$

6.2.1.3 Rugosidade do terreno, dimensões da edificação e altura sobre o terreno (S_2)

Segundo a norma, o fator S_2 considera o efeito combinado da rugosidade do terreno, da variação da velocidade do vento com a altura acima do terreno e das dimensões da edificação ou parte da edificação.

Quanto à rugosidade do terreno a região se enquadra na **Categoria IV** (NBR 6123:1988, p. 8): terrenos cobertos por obstáculos numerosos e pouco espaçados, em zona florestal, industrial ou urbanizada.

Com relação às dimensões da edificação, a mesma se enquadra na **Classe A** (NBR 6123:1988, p. 9): toda edificação na qual a maior dimensão horizontal ou vertical não exceda 20 m.

A expressão para se calcular o fator S_2 , levando em consideração a variação do vento com a altura, é dada por:

$$S_2 = b F_r \left(\frac{z}{10} \right)^p \quad (6.2)$$

onde o parâmetros b e p dependem da Categoria e Classe da edificação e podem ser encontrados da Tabela 6.2, z é a altura e F_r é o fator de rajada.

Tabela 6.2: Parâmetros meteorológicos.

Categoria	z_g (m)	Parâmetro	Classes		
			A	B	C
I	250	b	1,10	1,11	1,12
		p	0,06	0,065	0,07
II	300	b	1,00	1,00	1,00
		F_r	1,00	0,98	0,95
		p	0,085	0,09	0,10
III	350	b	0,94	0,94	0,93
		p	0,10	0,105	0,115
IV	420	b	0,86	0,85	0,84
		p	0,12	0,125	0,135
V	500	b	0,74	0,73	0,71
		p	0,15	0,16	0,175

(Fonte: NBR 6123, 1988, p. 9)

Com os valores fornecidos pela tabela ($b = 0,86$; $p = 0,12$; $F_r = 1$), pode-se reescrever a expressão anterior da seguinte forma:

$$S_2 = 0,86 \left(\frac{z}{10} \right)^{0,12} \quad (6.3)$$

6.2.1.4 Fator Estatístico (S_3)

Este fator é baseado em conceitos estatísticos, o qual considera o grau de segurança requerido e a vida útil da edificação. O edifício em estudo se enquadra no Grupo 2 (Tabela 3 da norma): edificações para hotéis e residências e edificações para comércio e indústria com alto fator de ocupação: $S_3 = 1,0$

6.2.1.5 Velocidade Característica (V_k) e Pressão Dinâmica (q) do Vento

Para obter-se a velocidade característica do vento (V_k), multiplicam-se a velocidade básica (V_o) e os fatores S_1 , S_2 e S_3 .

$$V_k = V_o S_1 S_2 S_3 \text{ (m/s)} \quad (6.4)$$

A pressão dinâmica do vento (q) é dada por:

$$q = 0,613 V_k^2 \text{ (N/m}^2\text{)} \quad (6.5)$$

Substituindo-se os valores obtidos:

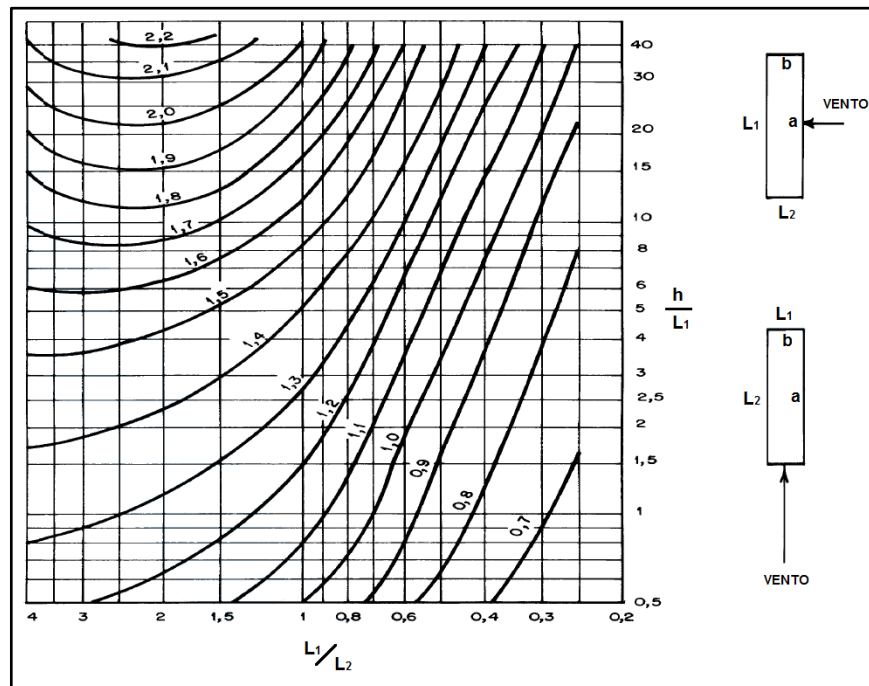
$$q = 959,34 \left(\frac{z}{10}\right)^{0,24} \text{ (N/m}^2\text{)} \quad (6.6)$$

Os parâmetros meteorológicos são aqui finalizados, com a obtenção da pressão dinâmica (q). O passo seguinte envolve parâmetros de forma da edificação.

6.2.1.6 Coeficiente de Arrasto (C_a)

O coeficiente de arrasto (C_a) é obtido através de um gráfico, fornecido pela norma, para edificações paralelepípedicas em vento de baixa turbulência (Figura 6.4). O coeficiente deve ser encontrado para as duas direções de vento apresentadas no gráfico, horizontal (x) e vertical (y). Isto é necessário, pois a estrutura apresenta dimensões distintas para suas fachadas e conseqüentemente um sistema de contraventamento também distinto, assim responderá de modos diferentes às ações do vento. Desta maneira, chega-se a dois coeficientes de arrasto, C_{ax} e C_{ay} . Agora, pode-se calcular a força de arrasto para as duas direções de vento.

Figura 6.4: Coeficiente de arrasto pra edificações paralelepípedicas com vento de baixa turbulência.



(Fonte: NBR 6123, 1988, p. 20)

6.2.1.7 Força de Arrasto (F_a)

A força de arrasto (F_a) para as duas direções de vento é definida como:

$$F_{ax} = C_{ax} q A_{ex} \quad (\text{N}) \quad (6.7)$$

$$F_{ay} = C_{ay} q A_{ey} \quad (\text{N}) \quad (6.8)$$

onde F_{ax} e F_{ay} , C_{ax} e C_{ay} , A_{ex} (m^2) e A_{ey} (m^2) são as forças de arrasto, coeficientes de arrasto e áreas frontais efetivas nas direções x e y , e q (N/m^2) é a pressão dinâmica.

Sendo as áreas frontais efetivas são dadas por:

$$A_{ex} = L_x 2z' \quad (\text{m}^2) \quad (6.9)$$

$$A_{ey} = L_y 2z' \quad (\text{m}^2) \quad (6.10)$$

onde L_x (m) e L_y (m) são, respectivamente, as larguras das fachadas na direção x e y , e z' é a distância entre o eixo da laje e o ponto médio entre pavimentos.

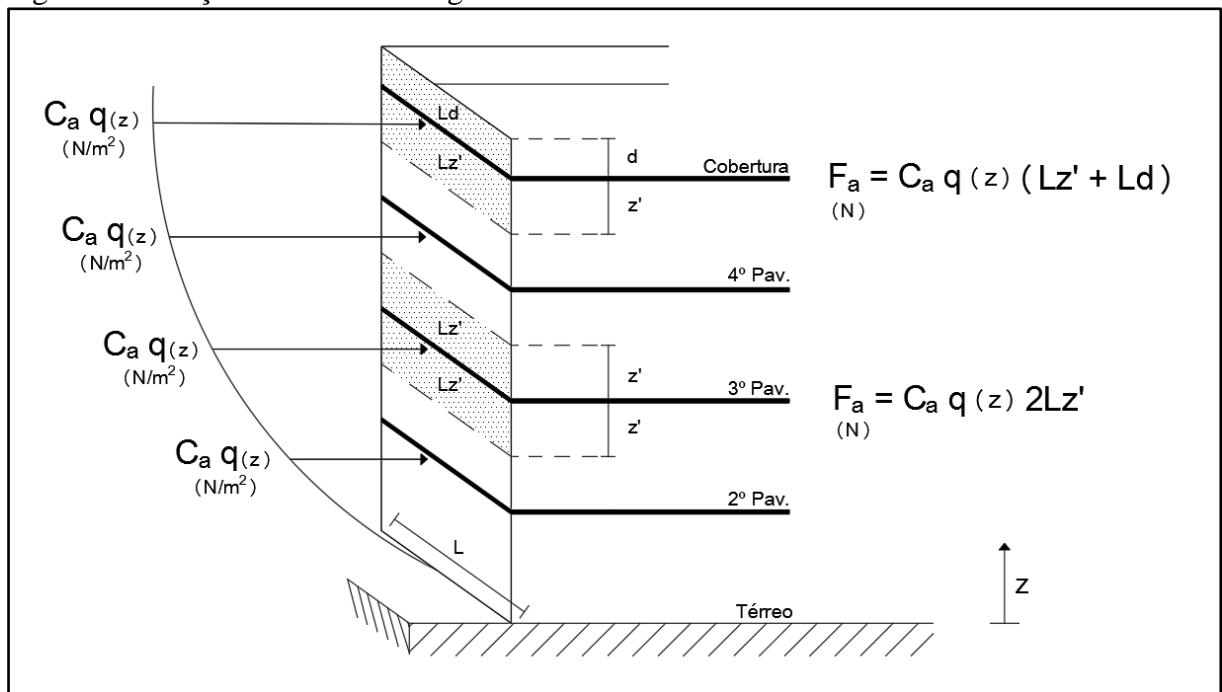
A área frontal efetiva é definida deste modo, pelo fato da carga de vento incidir em pontos nodais do modelo estrutural, ou seja, no encontro entre pilares e lajes externas. Se os

parâmetros calculados até agora forem substituídos na expressão de F_a , ficará claro que a mesma estará em função da altura z , pois q depende z , assim teremos de forma geral:

$$F_a(z) = C_a q A_e = C_a 959,34 \left(\frac{z}{10}\right)^{0,24} L 2z' \quad (6.11)$$

Esta expressão só será alterada para a laje de cobertura, onde A_e é igual a Lz' , mais as áreas de platibanda (Ld) e demais áreas acima que possam causar resistência ao vento, como caixas d'água, e para a laje do 2º pavimento, onde A_e é igual a Lz' somada às áreas do *hall* de entrada e pilares. A Figura 6.5 pode ajudar na visualização do que foi afirmado:

Figura 6.5: Força de arrasto ao longo da altura do edifício.



(Fonte: elaborado pelo autor)

A rigor, z deve ser a altura do centroide da área efetiva. A partir deste ponto, pode-se calcular a força global do vento sobre a estrutura, fazendo-se o somatório de todas as forças de arrasto. Porém, para a metodologia deste trabalho, não será necessário.

6.3 DISTRIBUIÇÃO DA CARGA DE VENTO ENTRE AS SUBESTRUTURAS DE CONTRAVENTAMENTO

A distribuição das cargas de vento é aproximadamente proporcional à rigidez horizontal dos pórticos que forma a subestrutura de contraventamento. Assim, assumindo que

a estrutura comporta-se de forma linear, os mesmos podem ser modelados como molas lineares contidas no mesmo plano. A partir destas considerações, coeficiente de rigidez (k) de um pórtico pode ser medido pela razão entre uma força horizontal aplicada em seu topo e o deslocamento horizontal do nível onde a força foi aplicada, conforme a Lei de Hooke.

Neste contexto, a força de arrasto F_a pode ser distribuída segundo a relação abaixo:

$$F_{ai} = \frac{F_a k_i}{\sum k_i} \quad (6.12)$$

Onde:

F_{ai} : força de arrasto aplicada ao um pórtico i ;

k_i : coeficiente de rigidez de um pórtico i .

O Centro Elástico (CE) pode ser encontrado pela expressão:

$$CE_j = \frac{\sum k_{j,i} \cdot j_i}{\sum k_{j,i}} \quad (6.13)$$

Onde:

CE_j : centro elástico na direção j (x ou y);

$k_{j,i}$: coeficiente de rigidez de um pórtico i na direção j ;

j_i : distância da origem do eixo de coordenadas global, na direção j (x ou y), ao pórtico i .

Conforme as limitações deste trabalho, as cargas de ventos são consideradas com reta de ação da força no centro elástico da estrutura, nas duas direções, mesmo uma delas não tendo simetria da subestrutura de contraventamento.

7 CONSIDERAÇÕES AO PRÉ-DIMENSIONAMENTO DA ESTRUTURA

O pré-dimensionamento dos elementos estruturais é feito a partir da concepção do arranjo estrutural. Sua maior vantagem está em possibilitar a realização da análise estrutural de forma aproximada, além de verificar a viabilidade do arranjo utilizado, seja no contexto estético ou econômico. Na análise, as dimensões adotadas deverão ser verificadas e ajustadas se necessário. Quanto mais realista for o processo de pré-dimensionamento, menor é a probabilidade de alteração dos valores estipulados. Projetistas experientes muitas vezes efetuam o pré-dimensionamento em função de comparações com projetos anteriores.

A NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 73-74), apesar de não tratar sobre o pré-dimensionamento, recomenda que os elementos estruturais de concreto armado possuam valores limite mínimos para suas dimensões. Isto tem como objetivo evitar que esses elementos tenham um desempenho insuficiente e que propiciem condições adequadas de execução. A seguir são apresentadas metodologias de pré-dimensionamento e informações referentes aos valores mínimos relevantes ao trabalho.

7.1 LAJES

O pré-dimensionamento de uma laje está relacionado à sua espessura. O ideal é que a espessura adotada condicione ao dimensionamento de uma armadura simples, para evitar o uso de armadura superior. A espessura das lajes maciças deve respeitar os seguintes valores-limite mínimos:

- a) Cobertura sem balanço: **7cm**
- b) Lajes de piso sem balanço: **8cm**
- c) Lajes em balanço: **10cm**

Para calcular a espessura a ser adotada, será usado um método de verificação do estado limite de serviço de deformações excessivas. A NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 77) estabelece alguns deslocamentos-limite, dentre eles, será adotado o da aceitabilidade sensorial, com flecha admissível (f_{adm}):

$$f_{adm} = \frac{l}{250} \quad (7.1)$$

onde l é o comprimento do menor vão da laje.

Segundo a norma, as flechas nas lajes podem ser calculadas para a carga de serviço ($F_{d,ser}$), correspondente à combinação quase permanente de serviço. Para tanto, deve-se arbitrar a espessura da laje com o valor-limite recomendado pela norma. No caso de edifícios residenciais tem-se:

$$F_{d,ser} = \sum F_{gi,k} + \sum 0,3 F_{qj,k} \quad (\text{kN/m}^2) \quad (7.2)$$

onde $F_{gi,k}$ (kN/m^2) são as cargas permanentes e $F_{qj,k}$ (kN/m^2) as cargas variáveis.

O momento de inércia da seção (I_{eq}) pode ser estimado por:

$$\text{se } m_a \leq m_r \rightarrow I_{eq} = I_c \quad (7.3)$$

$$\text{se } m_a > m_r \rightarrow I_{eq} = 0,3I_c \quad (7.4)$$

onde:

$m_a = \alpha F_{d,ser} l^2$: momento máximo no vão para lajes biapoiadas ou contínuas, para a combinação quase permanente de serviço no regime elástico;

α : constante baseada nos vínculos de lajes armadas em duas direções e no regime elástico. A tabela de valores encontra-se no ANEXO E – Tabelas para Cálculos.

I_c : momento de inércia da seção bruta de concreto;

m_r : momento de fissuração da laje, dado por:

$$m_r = 0,25 f_{ctm} b h^2 \quad (7.5)$$

onde $b = 1\text{m}$ (valor convencionado), h é a espessura da laje e o valor de f_{ctm} , para concretos até C50, pode ser obtido por:

$$f_{ctm} = 0,3 f_{ck}^{2/3} \quad (7.6)$$

sendo f_{ctm} e f_{ck} são expressos em MPa.

Para o cálculo da flecha imediata, primeiramente é preciso encontrar o módulo de elasticidade secante do concreto com as expressões:

$$E_{cs} = \alpha_i E_{ci} \quad (7.7)$$

$$\alpha_i = 0,8 + 0,2 \frac{f_{ck}}{80} \leq 1,0 \quad (7.8)$$

onde o módulo de deformação tangente inicial E_{ci} (MPa), para concretos de f_{ck} (MPa) entre C20 e C50, pode ser calculado por:

$$E_{ci} = 5600 \alpha_E f_{ck}^{1/2} \quad (7.9)$$

sendo:

$\alpha_E = 1,2$: basalto;

$\alpha_E = 1,0$: granito e gnaisse;

$\alpha_E = 0,9$: calcário;

$\alpha_E = 0,7$: arenito.

Para lajes armadas em duas direções, a flecha inicial (f_o), em ($t = 0$), é dada por:

$$f_o = k \frac{F_{d,ser} l^4}{E_{cs} I_{eq}} \quad (7.10)$$

onde:

l : menor vão da laje;

k : coeficiente dependente dos vínculos da laje e pode ser obtido através da Tabela no ANEXO E.

Com a flecha inicial (f_o) obtida, calcula-se a flecha final (f_∞), a qual se incluem os efeitos de fluência do concreto:

$$f_\infty = (1 + \alpha_f) f_o \quad (7.11)$$

onde α_f é o coeficiente de fluência do concreto. O valor adotado será $\alpha_f = 1,32$.

Para atender ao limite imposto pela norma, quanto ao estado limite de deformações excessivas:

$$f_\infty \leq f_{adm} \quad (7.12)$$

Se a expressão acima for satisfeita, o h adotado será considerado como a espessura da laje para os cálculos posteriores. Caso contrário, deve-se incrementar 1cm à espessura da laje e recalcular.

7.2 VIGAS

O pré-dimensionamento das vigas diz respeito principalmente em determinar sua altura, pois sua largura é convenientemente ajustada com a das paredes de alvenaria não revestidas, assim não interferindo no projeto arquitetônico. Entretanto, a norma define que a largura da seção transversal de vigas não deve ser inferior a **12cm**.

As metodologias utilizadas para se pré-dimensionar a altura de uma viga giram em torno do vão, efetivo ou teórico, que esta viga cobre. O método mais simples define que a altura da viga seja 10% do vão entre pilares:

$$h = \frac{l}{10} \quad (7.13)$$

onde h (m) é a altura da viga e l (m) é o comprimento do vão.

Outra forma é apresentada por Di Pietro (2000), que recomenda para edifícios residenciais as relações da Tabela 7.1.

Tabela 7.1: Relação entre altura de vigas de concreto armado e o maior vão coberto.

Vigas	Bi-apoiada	Contínua	Em balanço
Concreto armado	$h = \frac{l}{8}$ a $\frac{l}{12}$	$h = \frac{l}{12}$ a $\frac{l}{16}$	$h = \frac{l}{5}$ a $\frac{l}{7}$

(Fonte: adaptado de DI PIETRO, 2000, p. 103)

O valor de l é o comprimento do vão teórico, ou seja, entre os centros dos pilares.

7.3 PILARES

Segundo a norma, pilares e pilares-parede maciços, qualquer que seja a sua forma, não devem apresentar dimensão menor que 19cm em sua seção transversal. Em casos especiais, admitem-se valores inferiores, mas desde que se multipliquem os esforços solicitantes de cálculo por um coeficiente de majoração γ_n , como mostra a Tabela 7.2. Porém, em qualquer caso, não se permite que esses elementos tenham área de seção transversal inferior a 360cm².

Tabela 7.2: Valores do coeficiente adicional γ_n para pilares e pilares-parede.

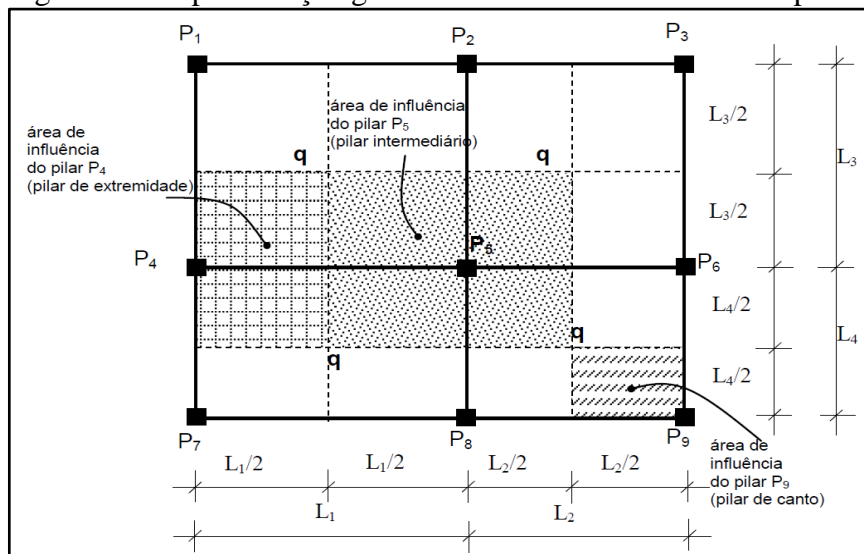
b cm	≥ 19	18	17	16	15	14
γ_n	1,00	1,05	1,10	1,15	1,20	1,25

Onde:
 $\gamma_n = 1,95 - 0,05 b$;
 b é a menor dimensão da seção transversal do pilar em cm.
 NOTA O coeficiente γ_n deve majorar os esforços solicitantes finais de cálculo nos pilares e pilares-parede, quando de seu dimensionamento.

(Fonte: NBR 6118, 2014, p. 73)

O pré-dimensionamento dos pilares diz respeito à determinação da sua área de seção transversal. O mesmo pode ser feito pelo método das áreas de influência, formadas pelos pontos médios entre pilares adjacentes, como representado na Figura 7.1.

Figura 7.1: Representação genérica da área de influência dos pilares.



(Fonte: MELO, 2013)

O carregamento de cada pilar pode ser obtido pela seguinte expressão:

$$N_d = 1,4 A_i p n_p \quad (7.14)$$

onde N_d (kN) é o carregamento sobre o pilar, A_i (m²) é a área de influência, p (kN/m²) é a carga estimada da laje e n_p é o número de pavimentos.

Segundo Di Pietro (2000), a carga estimada (p) para lajes pode ser adotada como na Tabela 7.3.

Tabela 7.3: Carga estimada (p) para cálculo de pilares.

Laje	Carga (kN/m ²)
Cobertura	5
Pavimento Tipo	10

(Fonte: adaptado de DI PIETRO, 2000, p. 108)

A carga estimada poderia ser calculada para cada pilar, após o pré-dimensionamento dos outros elementos, porém demandaria um trabalho extenso, o que foge do propósito deste procedimento.

Bastos (2005, apud MELO, 2013) sugere uma metodologia para calcular a área da seção transversal de pilares em edificações de pequeno porte, como mostra a Tabela 7.4.

Tabela 7.4: Área de pré-dimensionamento da seção transversal de pilares.

Pilar Intermediário	$A_p = \frac{N_d}{0,6 f_{ck} + 0,42}$
Pilar de Extremidade e de Canto	$A_p = \frac{1,45 N_d}{0,6 f_{ck} + 0,42}$

(Fonte: adaptado de BASTOS, 2005, apud MELO, 2013, p. 39)

Desta forma, encontra-se a área da seção transversal dos pilares, a qual servirá de base para o pré-dimensionamento dos mesmos. Na sequência, o projetista ainda deverá adequar as dimensões de modo harmônico com o projeto arquitetônico, observando as limitações recomendadas pela norma.

8 ANÁLISE ESTRUTURAL

8.1 MODELOS DE ANÁLISE ESTRUTURAL

Em virtude de sua complexidade, para auxiliar na compreensão do comportamento de estruturas reais, busca-se representá-las por meio de modelos idealizados que, através de simplificações, viabilizem a análise estrutural. Entretanto, cada tipo de modelo possui limitações específicas que devem ser conhecidas pelo projetista, para que o mesmo possa fazer o uso adequado a cada situação. Muitas vezes, a escolha de um determinado modelo está ligada à disponibilidade de recursos, sejam estes computacionais, econômicos ou de gestão do tempo. A NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014) apresenta algumas premissas necessárias à análise estrutural:

A análise estrutural deve ser feita a partir de um modelo estrutural adequado ao objetivo da análise. Em um projeto pode ser necessário mais de um modelo para realizar as verificações previstas nesta Norma.

O modelo estrutural pode ser idealizado como a composição de elementos estruturais básicos, [...] formando sistemas estruturais resistentes que permitam representar de maneira clara todos os caminhos percorridos pelas ações até os apoios da estrutura.

O modelo deve representar a geometria dos elementos estruturais, os carregamentos atuantes, as condições de contorno, as características e respostas dos materiais, sempre em função do objetivo específico da análise (NBR 6118 - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 82).

Alguns modelos importantes são apresentados a seguir, porém o modelo utilizado neste trabalho será modelo de pórtico espacial.

8.1.1 Viga Contínua

Este é um modelo bem simples o qual considera a viga de forma isolada e recebendo as cargas verticais, distribuídas (peso próprio, lajes e paredes) e concentradas (vigas e pilares que são suportados), de maneira que o cálculo das solicitações é viável de se fazer até mesmo manualmente. Neste modelo, os pilares e outras vigas podem ser considerados como apoios simples. Esta metodologia é denominada Modelo Clássico da Viga Contínua. A NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014), mas observa a necessidade de algumas correções:

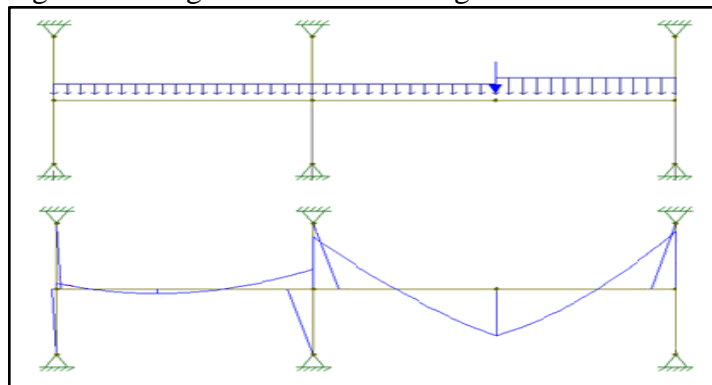
- a) não devem ser considerados momentos positivos menores que os que se obteriam se houvesse engastamento perfeito da viga nos apoios internos;
- b) quando a viga for solidária com o pilar intermediário e a largura do apoio, medida na direção do eixo da viga, for maior que a quarta parte da altura do

- pilar, não pode ser considerado momento negativo de valor absoluto menor do que o de engastamento perfeito nesse apoio;
- c) quando não for realizado o cálculo exato da influência da solidariedade dos pilares com a viga, deve ser considerado, nos apoios extremos, momento fletor igual ao momento de engastamento perfeito multiplicado pelos coeficientes estabelecidos [...] (NBR 6118 - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 93).

Estas correções são relevantes pelo fato de que os pilares podem absorver parte dos momentos negativos, reduzindo os efeitos destes para o vão seguinte. Assim como se forem muito largos, podem aumentar bastante os momentos negativos nos apoios.

Segundo esta norma, alternativamente, o modelo de viga contínua pode ser melhorado, considerando-se a solidariedade dos pilares com a viga, mediante a introdução da rigidez à flexão dos pilares extremos e intermediários. Desta maneira, consideram-se os pilares como engastados nos pavimentos inferior e superior ou bi-apoiados em seus pontos médios.

Figura 8.1: Viga contínua e seu diagrama de momentos.



(Fonte: elaborado pelo autor)

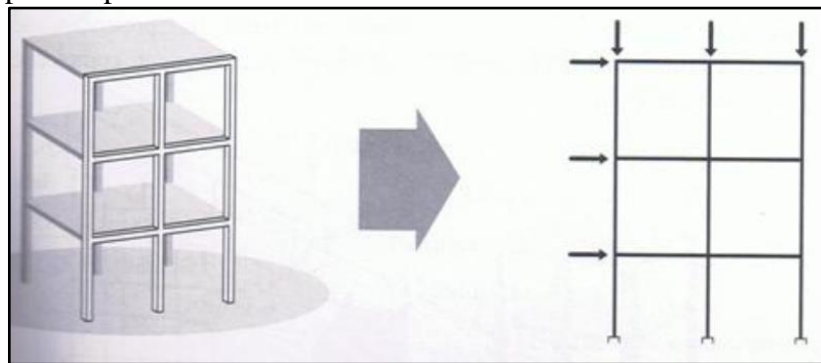
8.1.2 Pórtico Plano

Este modelo é formado por barras lineares verticais (pilares) e horizontais (vigas) ligadas por nós e dispostas em um arranjo bidimensional. Estes nós possuem três graus de liberdade: direções vertical e horizontal e giro no plano. Neste tipo de modelo, pode-se considerar não apenas as cargas verticais, mas também as horizontais, de maneira a possibilitar uma análise de seus efeitos na estabilidade global da estrutura. Deste modo, é possível simular o comportamento de mais de um pavimento. Entretanto, para se analisar a estrutura como um todo, deve-se fazer a segmentação da mesma em um conjunto de pórticos planos, associando-os através da superposição de suas respostas frente aos carregamentos.

Ellwanger (2005) reflete sobre a transferência de cargas e a diferenças com relação às vigas contínuas:

O comportamento dos pórticos pode ser entendido como a interação de várias vigas contínuas com as barras que formam os pilares. As reações verticais das vigas contínuas convertem-se aqui em acréscimos aos esforços normais dos pilares. Um aspecto importante a ser percebido é a transferência de momentos fletores. Nas vigas contínuas isoladas são nulos os momentos nos apoios extremos e há igualdade de momentos nas extremidades dos vãos adjacentes junto aos apoios intermediários. Nos pórticos dos edifícios, ao contrário, os momentos não são nulos nas extremidades das vigas, sendo transferidos aos respectivos pilares. Ocorre transferência de momentos também para os pilares intermediários (ELLWANGER, 2005, p. 26).

Figura 8.2: Segmentação de parte de um arranjo espacial em um pórtico plano.



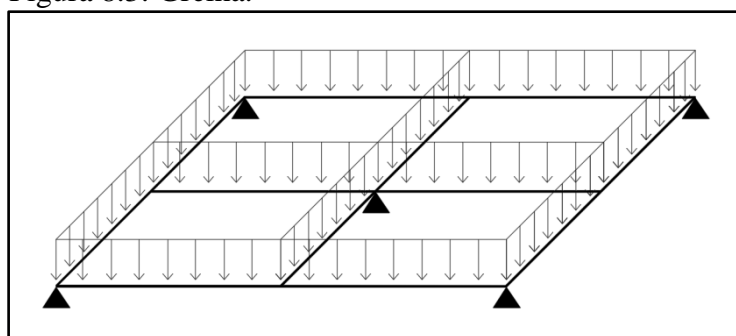
(Fonte: KIMURA, 2007, p. 121)

8.1.2 Grelha

Segundo Ellwanger (2005, p. 26), são estruturas formadas por barras desenvolvendo-se segundo várias direções dentro do plano e interconectando-se em pontos denominados nós. O mesmo autor afirma que o comportamento de uma grelha de sustentação de pavimento pode ser entendido como a interação de várias vigas contínuas (representadas por barras lineares), desenvolvendo-se segundo eixos contidos no plano do pavimento e transferindo entre si esforços cortantes e momentos. Em grelhas de geometria ortogonal, fica mais evidente a transferência de momento fletor de uma viga para momento torçor na viga ortogonal a ela, e vice-versa. As vigas da grelha recebem as cargas verticais de maneira semelhante às vigas contínuas e os pilares são considerados como apoios simples. Este modelo simula o comportamento de um pavimento com seus elementos horizontais submetidos a cargas verticais e é mais amplo do que o modelo de viga contínua, pois considera a interação entre vigas de forma mais realista (assumidas como apoios elásticos) e a compatibilidade de deformações. Segundo a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS

TÉCNICAS, 2014, pág. 94), os pavimentos dos edifícios podem ser modelados como grelhas, para o estudo das cargas verticais, considerando-se a rigidez à flexão dos pilares de maneira análoga à que foi prescrita para as vigas contínuas. A norma também afirma que em grelhas e pórticos espaciais, para a verificação dos estados limites últimos, o modelo pode ser considerado com rigidez à torção das vigas nula, de modo a eliminar a torção de compatibilidade (torção não necessária ao equilíbrio do elemento) da análise.

Figura 8.3: Grelha.



(Fonte: elaborado pelo autor)

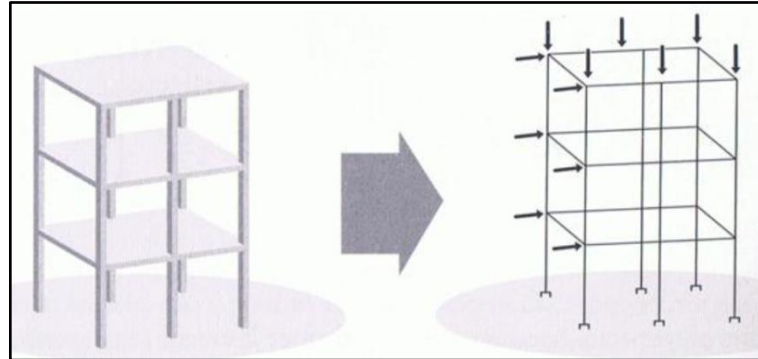
8.1.2 Pórtico Espacial

O modelo de pórtico espacial pode ser considerado o mais completo entre todos, assemelhando-se a um conjunto de pórticos planos e grelhas, unidos por nós. Cada nó possui seis graus de liberdade (três translações e três rotações) e os apoios podem ser assumidos como engastes perfeitos. Porém, sua resolução é de grande complexidade, pois é uma estrutura altamente hiperestática, o que demanda o uso de computadores e *softwares* compatíveis que analisem os elementos de forma conjunta. Esta análise engloba esforços normais, esforços cortantes e momentos fletores e torçores. Neste contexto, para muitas aplicações, nem sempre este modelo será o mais apropriado.

Seu conceito deste modelo permite a aplicação simultânea das cargas verticais e horizontais, possibilitando a verificação quanto à estabilidade global assim como no pórtico plano, porém de forma mais direta, eficiente e realista. O fato de a estrutura ser analisada de forma única acaba promovendo a contribuição de todos os elementos para sua rigidez global, considerando o contraventamento nas direções ortogonais, o que reflete em deslocamentos menores e mais representativos frente às ações do vento. Em modelos mais sofisticados, podem-se considerar os elementos ligados por diafragmas rígidos, dentro da ideia de Sussekind (1984). O pórtico espacial também permite a análise dos efeitos de torção global, diferentemente do pórtico plano. Segundo Corrêa (1991, p. 125), é possível tratar o pórtico

tridimensional como uma extensão do caso bidimensional, compondo-se os planos verticais e horizontais e complementando-se com os efeitos da torção.

Figura 8.4: Concepção da estrutura em um pórtico espacial.

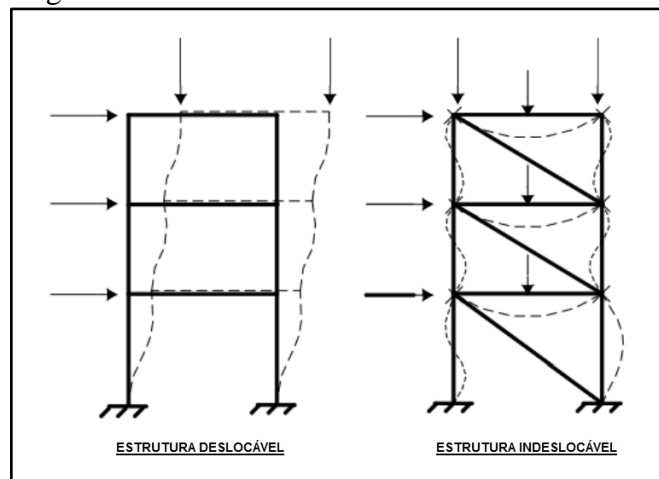


(Fonte: KIMURA, 2007, p. 122)

8.2 ESTABILIDADE GLOBAL

Atualmente nos centros urbanos, com a necessidade do aproveitamento territorial, a verticalização das edificações revela-se notória, gerando construções mais altas e esbeltas, de modo que as ações horizontais tornam-se relevantes, convocando uma avaliação atenta à estabilidade global das mesmas. A ação simultânea de vento e cargas verticais provoca deslocamentos laterais da estrutura, implicando em esforços adicionais e alterando a configuração geral de solicitações. Esta resposta da estrutura é conhecida como **Efeito Global de 2ª Ordem**. De modo geral, em estruturas aporricadas de nós deslocáveis, as ações de vento que possam provocar efeitos estáticos ou dinâmicos importantes devem ser consideradas. Fusco (1981) as define como sendo estruturas cujos nós mudam de posição em virtude da flexão de suas barras.

Figura 8.5: Deslocabilidade das estruturas.



(Fonte: FUSCO, 1981, p. 233)

Conforme a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014):

As estruturas de nós móveis são aquelas onde os deslocamentos horizontais não são pequenos e, em decorrência, os efeitos globais de 2ª ordem são importantes (superiores a 10 % dos respectivos esforços de 1ª ordem). Nessas estruturas devem ser considerados tanto os esforços de 2ª ordem globais como os locais e localizados (NBR 6118 - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 103).

A norma ainda apresenta alguns processos aproximados que podem ser utilizados para verificar a possibilidade de dispensa da consideração dos esforços globais de 2ª ordem. Desta maneira, possibilita considerar a estrutura como de nós fixos ou móveis, sem necessidade de cálculo rigoroso.

8.2.1 Parâmetro de Instabilidade α

Uma estrutura reticulada simétrica pode ser considerada como sendo de nós fixos se $\alpha < \alpha_1$, conforme a expressão:

$$\alpha = H_{tot} \sqrt{\frac{N_k}{(E_{cs}I_c)}} \quad (8.1)$$

sendo:

$$\alpha_1 = 0,2 + 0,1n \quad \text{para: } n \leq 3$$

$$\alpha_1 = 0,6 \quad \text{para: } n \geq 4$$

onde:

n : é o número pavimentos acima da fundação ou de um nível pouco deslocável do subsolo;

H_{tot} : é a altura total da estrutura, medida a partir do topo da fundação ou de um nível pouco deslocável do subsolo;

N_k : é o somatório de todas as cargas verticais atuantes na estrutura (a partir do nível considerado para o cálculo de H_{tot}), com seu valor característico;

$E_{cs}I_c$: representa o somatório dos valores de rigidez de todos os pilares na direção considerada.

O valor de I_c deve ser calculado considerando as seções brutas dos pilares.

Em edifícios com $n \geq 4$, para associações de pilares-parede e para pórticos associados a pilares-parede, manter $\alpha_1 = 0,6$ (geralmente usado para estruturas usuais de edifícios). No caso de contraventamento constituído exclusivamente por pilares-parede, adotar $\alpha_1 = 0,7$ e quando só houver pórticos, adotar $\alpha_1 = 0,5$.

8.2.2 Coeficiente γ_z

Para estruturas reticuladas de ao menos quatro pavimentos, o método do coeficiente γ_z é válido na apreciação da importância dos esforços de 2ª ordem globais. O mesmo pode ser determinado através dos resultados de uma análise linear de primeira ordem, utilizando, para cada caso de carregamento, os valores de rigidez fornecidos adiante, os quais consideram como aproximada a não linearidade física. O valor do coeficiente γ_z para cada combinação de carregamento é dada por:

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}} \quad (8.2)$$

onde:

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

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

A estrutura é considerada como de nós fixos se: $\gamma_z \leq 1,1$.

Segundo a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 105), sob a ação de forças horizontais, a estrutura é sempre calculada como deslocável. O fato de a estrutura ser classificada como sendo de nós fixos, dispensa apenas a consideração dos esforços globais de 2ª ordem, assim, os efeitos locais de 2ª ordem ainda devem ser verificados.

8.2.3 Imperfeições Geométricas Globais

Conforme a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 58), na análise global das estruturas, sejam elas contraventadas ou não, deve ser considerado um desaprumo dos elementos verticais.

$$\theta_a = \theta_1 \sqrt{\frac{1 + \frac{1}{n}}{2}} \quad (8.2a)$$

onde:

θ_a : inclinação do eixo da subestrutura de contraventamento;

$$\theta_1 = \frac{1}{100\sqrt{H}} \quad (\theta_{1,\min} = 1/300 \text{ e } \theta_{1,\max} = 1/200);$$

H : altura da estrutura em metros;

n : número de prumadas de pilares.

Segundo Araújo (2014c, pág. 124), os efeitos do desaprumo podem ser consideradas através da aplicação de forças horizontais ($F_{H, \text{desap}}$) dadas pela expressão abaixo:

$$F_{H, \text{desap}} = \theta_a \cdot N_{ki}$$

onde:

N_{ki} : força vertical total no andar i .

A relação entre as avaliações quanto às ações de vento e do desaprumo deve ser feita comparando-se, para cada direção, a resultante do somatório dos momentos em cada pavimento na base da estrutura, não se considerando $\theta_{1\min}$ para esta verificação. A avaliação é feita da seguinte forma:

- 30% $\sum M_{\text{vento}} > \sum M_{\text{desap}}$: considera-se somente as ações do vento;
- 30% $\sum M_{\text{desap}} > \sum M_{\text{vento}}$: considera-se somente as ações do desaprumo;
- demais casos: combinam-se as ações, sem a consideração de $\theta_{1\min}$.

8.3 DIMENSIONAMENTO DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS

8.3.1 Lajes

Em edifícios residenciais comuns de médio porte, as cargas envolvidas são relativamente baixas, de maneira que a verificação dos esforços cortantes em lajes é

dispensável, assim como o dimensionamento das armaduras transversais. Neste sentido, em lajes, o trabalho restringe-se ao dimensionamento das armaduras de flexão.

As armaduras de flexão das lajes podem ser positivas, armadas na face inferior, ou negativas, na face superior, geralmente em regiões de bordas engastadas. Nos cantos de vínculo simplesmente apoiada, são colocadas armaduras de canto para absorver os momentos torçores que ali podem surgir. Segundo Araújo (2014 b):

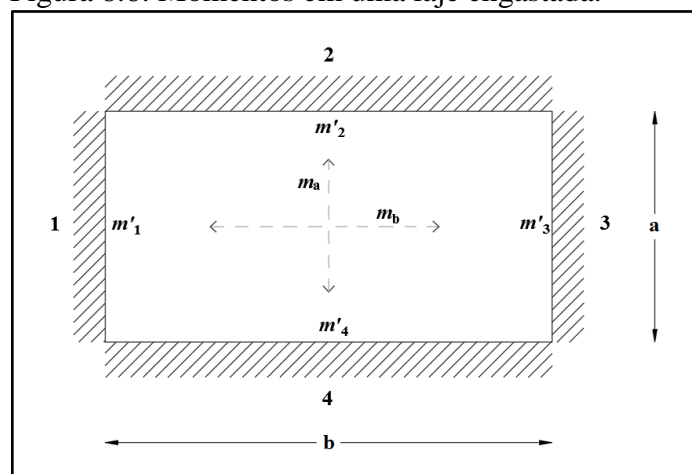
Em construções monolíticas junto aos apoios de extremidade, surgem momentos negativos na laje, decorrentes da torção das vigas de borda. O valor desses momentos negativos depende da rigidez à torção das vigas de borda. Para as dimensões usuais das vigas dos edifícios (vigas estreitas com pequena rigidez à torção), esses momentos negativos são pequenos. Em geral, os momentos negativos são bem menores que o momento de fissuração da laje, o que permite desconsiderar as armaduras negativas junto aos apoios de extremidade (ARAÚJO, 2014b, p. 181).

8.3.1.1 Cálculo das Solicitações no Regime Rígido-Plástico

Para a verificação das lajes no Estado Limite Último (ELU), o concreto armado pode ser considerado como um material rígido-plástico. Deste modo, o cálculo dos momentos fletores pode ser realizado através do método das linhas de ruptura, considerando uma laje retangular e de bordas engastadas.

As bordas são numeradas de 1 a 4 no sentido horário, iniciando-se sempre pela menor borda a esquerda ou superior. Definem-se os momentos negativos nas bordas de m' e o momento no vão de m . A laje se apresenta como na Figura 8.6.

Figura 8.6: Momentos em uma laje engastada.



(Fonte: elaborado pelo autor)

onde:

m_a : momento da armadura A_{sa} , paralelo ao vão a ;

m_b : momento da armadura A_{sb} , paralelo ao vão b ;
 m'_1, m'_2, m'_3 e m'_4 : momentos negativos nas bordas;
 a e b : comprimento dos vãos menor e maior, respectivamente.

O grau de engastamento é definido por i e possui os seguintes valores, de acordo com o vínculo:

- a) bordas engastadas: entre **0,7** e **2,0** (a NBR:6118 recomenda que $i \geq 1,5$);
- b) bordas apoiadas: igual a **zero**.

Os momentos negativos nas bordas são definidos por:

$$\begin{aligned} m'_1 &= -i_1 \cdot m_b \\ m'_2 &= -i_2 \cdot m_a \\ m'_3 &= -i_3 \cdot m_b \\ m'_4 &= -i_4 \cdot m_a \end{aligned} \quad (8.3)$$

8.3.1.1.1 Solicitações de Cargas Superficiais

As cargas superficiais (p) são consideradas como o peso próprio da laje, seus revestimentos. Neste contexto, pode-se dividir as lajes com relação à razão de seus vãos:

- a) **lajes isotrópicas**: são lajes com a razão $0,8 \leq a/b \leq 1$. Nestas lajes, assume-se a aproximação:

$$m_a = m_b = m \quad (8.4)$$

$$A_{sa} = A_{sb} \quad (8.5)$$

O momento no vão pode ser calculado por:

$$m = \frac{p a_r b_r}{8 \left(1 + \frac{a_r}{b_r} + \frac{b_r}{a_r} \right)} \quad (8.6)$$

onde:

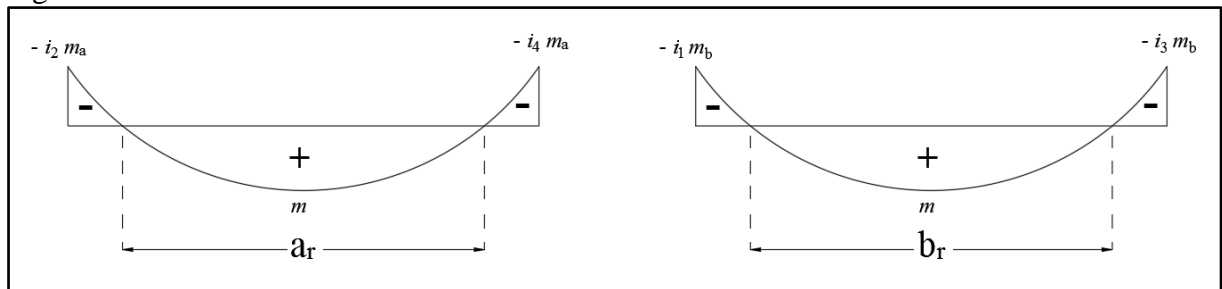
p : carga superficial;

a_r e b_r : vãos reduzidos, os quais dependem dos graus de engastamento:

$$a_r = \frac{2a}{\sqrt{1+i_2} + \sqrt{1+i_4}} \quad b_r = \frac{2b}{\sqrt{1+i_1} + \sqrt{1+i_3}} \quad (8.7)$$

A Figura 8.7 pode esclarecer melhor o conceito de vão reduzido.

Figura 8.7: Vãos reduzidos.



(Fonte: elaborado pelo autor)

- b) **lajes ortótropas:** são lajes com a razão $0,5 \leq a/b \leq 0,8$. Nestas lajes, assume-se:

$$m_a \neq m_b \quad (8.8)$$

$$A_{sa} \neq A_{sb} \quad (8.9)$$

O momento no vão pode ser calculado por:

$$m = \frac{p a_r b_r^*}{8 \left(1 + \frac{a_r}{b_r^*} + \frac{b_r^*}{a_r} \right)} \quad (8.10)$$

onde:

p : carga superficial;

a_r e b_r : vãos reduzidos, calculados igualmente às lajes isotrópicas;

b_r^* é dado por:

$$b_r^* = \frac{b_r}{\sqrt{\varphi}} \quad (8.11)$$

onde:

φ : coeficiente de ortotropia, dado por:

$$\varphi = \frac{12 - i_2 - i_4}{12 - i_1 - i_3} \cdot \left(\frac{a}{b} \right)^{1,7} \quad (8.12)$$

Os momentos nos vãos finalmente ficam:

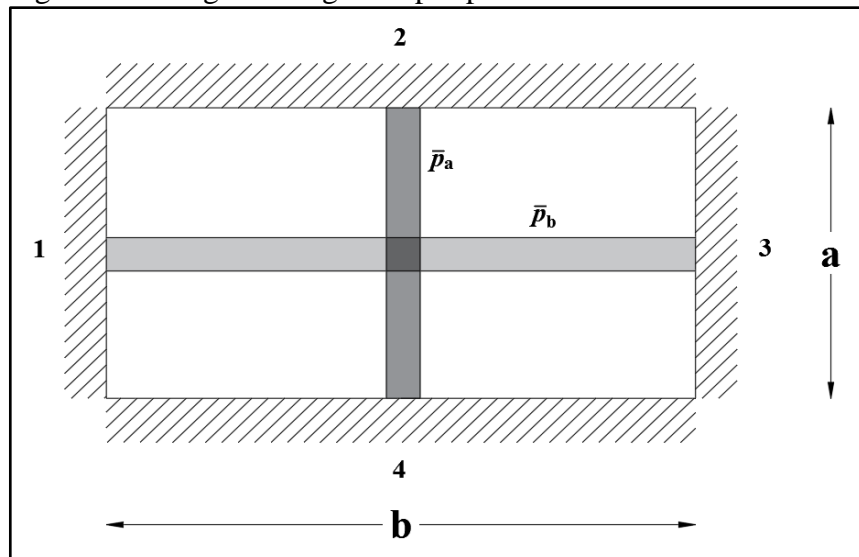
$$m_a = m \quad (8.13)$$

$$m_b = \varphi \cdot m \quad (8.14)$$

8.3.1.1.2 Solicitações de Cargas Lineares

As cargas lineares, neste trabalho, dizem respeito às paredes de alvenaria apoiadas diretamente sobre o vão da laje. Para fins de cálculos, estas cargas são consideradas paralelas aos vãos e, a favor da segurança, cobrindo toda a extensão dos mesmos e posicionadas da maneira mais desfavorável, independentemente de suas posições e comprimentos reais, como mostra a Figura 8.8:

Figura 8.8: Carga linear gerada por paredes centralizadas nos vãos.



(Fonte: elaborado pelo autor)

onde:

\bar{p}_a e \bar{p}_b : são as cargas lineares ao longo de todo o vão e, respectivamente, paralelas aos vãos a e b .

Podem-se calcular as solicitações através das expressões que seguem, sendo as cargas superficiais predominantes:

$$\bar{p}^* = p(1 + \alpha + 2\beta) \quad (8.15)$$

$$\alpha = \frac{\bar{p}_a}{p b} \quad \beta = \frac{\bar{p}_b}{p a} \quad (8.16)$$

$$a_r = \frac{2a}{\sqrt{1 + i_2} + \sqrt{1 + i_4}} \quad (8.17)$$

$$\bar{b}_r^* = \frac{1}{\sqrt{\varphi}} \cdot \sqrt{\frac{1 + \alpha + 2\beta}{1 + 3\beta}} \cdot \frac{2b}{\sqrt{1 + i_1} + \sqrt{1 + i_3}} \quad (8.18)$$

$$m = \frac{\bar{p}^* a_r \bar{b}_r^*}{8 \left(1 + \frac{a_r}{\bar{b}_r^*} + \frac{\bar{b}_r^*}{a_r} \right)} \quad (8.19)$$

Os momentos nos vãos finalmente ficam:

$$m_a = m \quad (8.20)$$

$$m_b = \varphi \cdot m \quad (8.21)$$

Este é um formulário completo, então caso alguma das cargas, \bar{p}_a ou \bar{p}_b , não exista, apenas considera-se como zero.

8.3.1.2 Dimensionamento das Armaduras

O dimensionamento das armaduras é condicionado a:

- a) uma seção retangular de largura $b = 100cm$;
- b) espessura útil:

$$d = h - c - 0,5cm \quad (8.22)$$

Exceção: armadura do maior vão (b) das lajes ortótropas.

onde:

h : espessura da laje;

c : cobrimento.

Para lajes ortótropas, usa-se:

$$d_a = h - c - 0,5cm \quad (\text{menor vão})$$

$$d_b = h - c - 1,0cm \quad (\text{maior vão}) \quad (8.23)$$

Sempre a armadura do menor vão deve ser colocada abaixo da armadura do maior vão.

O cobrimento (c) depende do grau de agressividade do meio o qual a laje encontra-se exposta, e pode se relacionado à Tabela 8.1:

Tabela 8.1: Relação entre agressividade do meio e cobrimento.

Tipo de Estrutura	Elemento	Classe de Agressividade Ambiental			
		I	II	III	IV
		Cobrimento Nominal (mm)			
Concreto Armado	Laje	20	25	35	45

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 tais como pisos de elevado desempenho, pisos cerâmicos, pisos asfálticos e outros as exigências desta Tabela podem ser substituídas por $c_{nom} \geq \phi_{barra}$, respeitado um cobrimento nominal ≥ 15 mm.

(Fonte: adaptado de NBR 6118:2014, p. 20)

Na Tabela 8.2 encontra-se a descrição das classes de agressividade ambiental:

Tabela 8.2: 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
II	Moderada	Urbana ^{1), 2)}	Pequeno
III	Forte	Marinha ¹⁾ Industrial ^{1), 2)}	Grande
IV	Muito forte	Industrial ^{1), 3)} Respingos de maré	Elevado

¹⁾ Pode-se admitir um microclima com uma classe de agressividade mais branda (um nível acima) para ambientes internos secos (salas, dormitórios, banheiros, cozinhas e áreas de serviço de apartamentos residenciais e conjuntos comerciais ou ambientes com concreto revestido com argamassa e pintura).
²⁾ Pode-se admitir uma classe de agressividade mais branda (um nível acima) em: obras em regiões de clima seco, com umidade média relativa do ar menor ou igual a 65%, partes da estrutura protegidas de chuva em ambientes predominantemente secos, ou regiões onde chove raramente.
³⁾ Ambientes quimicamente agressivos, tanques industriais, galvanoplastia, branqueamento em indústrias de celulose e papel, armazéns de fertilizantes, indústrias químicas.

(Fonte: NBR 6118:2014, p. 17)

As seguintes expressões podem ser utilizadas para o cálculo do dimensionamento à flexão simples (armadura simples):

$$A_s = \frac{\alpha_c \lambda f_{cd} b x}{f_{yd}} \quad (8.24)$$

$$x = \frac{d}{\lambda} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2m_d}{\alpha_c f_{cd} b d^2}} \right) \quad (8.25)$$

onde:

x : linha neutra e, para garantir as condições de ductilidade, sua posição deve ficar limitada em $x/d \leq 0,25$ para concretos até C50 ($f_{ck} \leq 50\text{MPa}$);

m_d : momento de cálculo.

Para concretos com $f_{ck} \leq 50\text{MPa}$, os parâmetros λ e α são dados por:

$$\lambda = 0,8$$

$$\alpha = 0,85$$

A Tabela 8.3 define os valores mínimos para armaduras em lajes de concreto armado:

Tabela 8.3: Valores mínimos para armaduras em lajes de concreto armado.

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

(Fonte: NBR 6118:2014, p. 158)

onde:

ρ : taxa de armadura (A_s/A_c).

Segundo a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 130), a armadura mínima deve ser determinada pelo dimensionamento da seção a um momento fletor mínimo dado pela expressão a seguir, respeitada a taxa mínima absoluta de 0,15%.

$$M_{d,min} = 0,8 W_0 f_{ctk,sup} \quad (8.26)$$

onde:

W_0 : é o módulo de resistência da seção transversal bruta de concreto, relativo à fibra mais tracionada;

$f_{ctk,sup}$: é a resistência característica superior do concreto à tração dada por:

$$f_{ctk,sup} = 1,3 f_{ctm} \quad (\text{MPa}) \quad (8.27)$$

Para concretos até C50:

$$f_{ctm} = 0,3 f_{ck}^{2/3} \quad (\text{MPa}) \quad (8.28)$$

Conforme a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014), alternativamente, a armadura mínima pode ser considerada atendida se forem respeitadas as taxas mínimas de armadura da Tabela 8.4:

Tabela 8.4: Taxas mínimas de armadura de flexão.

Forma da seção	Valores de $\rho_{min}^{1)}$ ($A_{s,min}/A_c$) %														
	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	85	90
Retangular	0,150	0,150	0,150	0,164	0,179	0,194	0,208	0,211	0,219	0,226	0,233	0,239	0,245	0,251	0,256

¹⁾ Os valores de ρ_{min} estabelecidos nesta Tabela pressupõem o uso de aço CA-50, $d/h = 0,8$ e $\gamma_c = 1,4$ e $\gamma_s = 1,15$. Caso esses fatores sejam diferentes, ρ_{min} deve ser recalculado.

(Fonte: NBR 6118:2014, p. 130)

A NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014) ainda fornece algumas prescrições:

Qualquer barra da armadura de flexão deve ter diâmetro no máximo igual a $h/8$.

As barras da armadura principal de flexão devem apresentar espaçamento no máximo igual a $2h$ ou 20 cm, prevalecendo o menor desses dois valores na região dos maiores momentos fletores.

Nas lajes maciças armadas em uma ou em duas direções, [...] toda a armadura positiva deve ser levada até os apoios, não se permitindo escalonamento desta armadura. A armadura deve ser prolongada no mínimo 4 cm além do eixo teórico do apoio NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 169).

Podem-se seguir algumas recomendações quanto à escolha da bitola e do espaçamento das armaduras, conforme a Tabela 8.5:

Tabela 8.5: Recomendações de diâmetro mínimo e espaçamento das armaduras.

Tipo de armadura	Diâmetro mínimo (mm)	Espaçamento (cm)
Armadura Positiva	$\phi 4,2$	entre 10 e 15cm
Armadura Negativa	$\phi 5,0$	entre 15 e 20cm

(Fonte: elaborado pelo autor)

8.3.2 Vigas

Com as solicitações obtidas para as vigas, em consequência à transmissão de esforços das lajes e de seu peso próprio, pode-se proceder ao dimensionamento das armaduras e fazer as verificações das seções adotadas para as mesmas. O dimensionamento será feito com relação aos efeitos de flexão simples e corte (cisalhamento).

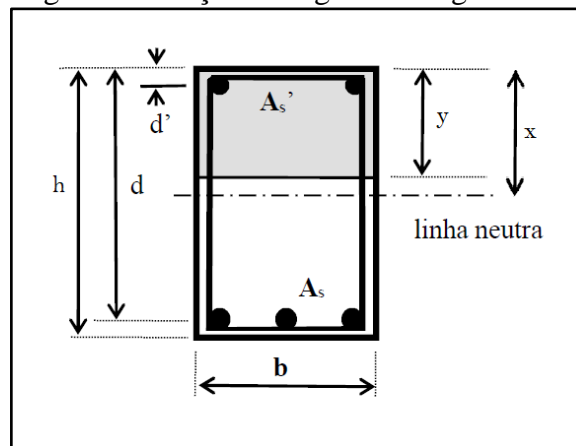
8.3.2.1 Flexão Simples

Neste item, será abordado o dimensionamento de vigas de seções retangulares e em forma de “T”, submetidas à flexão simples.

8.3.2.1.1 Seção Retangular

Uma viga genérica de seção retangular se apresenta como mostrado na Figura 8.9:

Figura 8.9: Seção retangular de viga.



(Fonte: RIOS, 2017, p. 2)

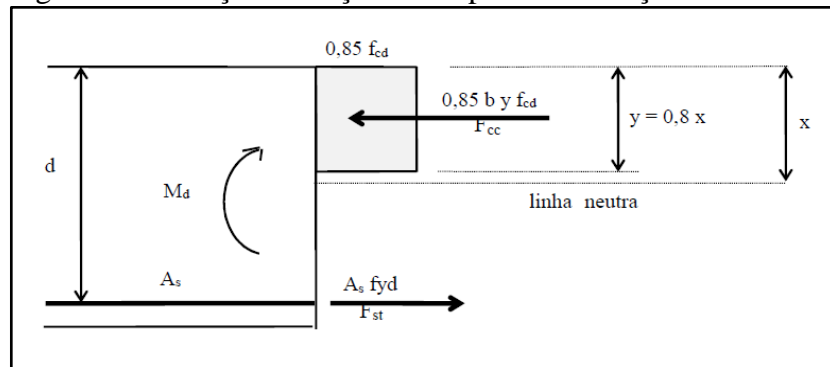
Neste trabalho será usada a metodologia de cálculo baseado no equilíbrio de forças e momentos ao longo da seção transversal. Será usado também o conceito estabelecido no item 3.4.1, o qual apresenta a simplificação do Diagrama Parábola-Retângulo em um diagrama retangular equivalente de altura igual a $y = 0,8x$.

Através da verificação da Figura 8.10, pode-se escrever as equações de equilíbrio:

$$\sum F = 0 \rightarrow 0,85 b y f_{cd} - A_s f_{yd} = 0 \quad (8.29)$$

$$\sum M_{A_s} = 0 \rightarrow M_d = 0,85 b y f_{cd} (d - 0,5y) \quad (8.30)$$

Figura 8.10: Forças de tração e compressão na seção transversal.



(Fonte: RIOS, 2017, p. 3)

O valor de y pode ser obtido com a equação do somatório de momentos, e então se verifica a seguinte condição quanto ao uso de armadura simples ou dupla:

$$y \leq y_{duct} = 0,8x_{duct} \rightarrow M_d \leq M_{d,lim} \rightarrow \text{Domínios 2 e 3} \rightarrow \text{Armadura Simples}$$

$$y > y_{duct} \rightarrow M_d > M_{d,lim} \rightarrow \text{Domínio 4} \rightarrow \text{Armadura Dupla}$$

$$\text{onde: } M_{d,lim} = 0,85by_{duct}f_{cd}(d - 0,5y_{duct}) \quad (8.31)$$

Desde 2014, a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS) entende que $M_{d,lim}$ deve ser calculado utilizando y_{duct} , e não y_{lim} conceitual. Para concretos até C50:

$$y_{duct} = 0,8x_{duct} = 0,8 \cdot 0,45d \quad (8.32)$$

No primeiro caso, dimensiona-se a armadura simples utilizando a equação do somatório de forças. No segundo caso, usa-se armadura na zona comprimida para se prevenir contra a ruptura repentina do concreto por compressão.

Para o cálculo da armadura dupla usam-se as seguintes expressões:

$$\sum F = 0 \rightarrow 0,85 b y_{duct} f_{cd} + A'_s \sigma_2 - A_s f_{yd} = 0 \quad (8.33)$$

$$\sum M_{A_s} = 0 \rightarrow M_d = M_{d,lim} + \Delta M_d = M_{d,lim} + A'_s \sigma_2 (d - d') \quad (8.34)$$

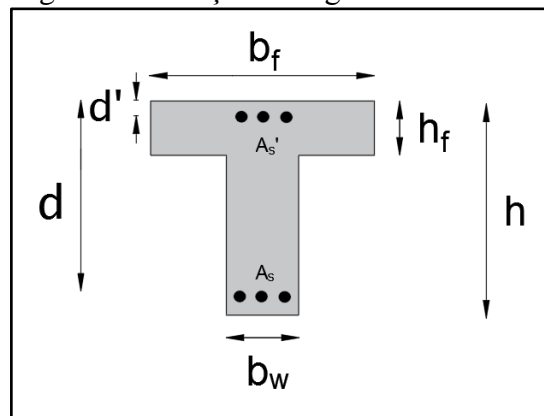
$$\text{onde: } \Delta M_d = M_d - M_{d,lim} \quad (8.35)$$

O valor de σ_2 é encontrado utilizando-se o Diagrama de Tensão-Deformação do aço (Figura 3.4) e o valor de ε_2 , através das relações de compatibilidade de deformações.

8.3.2.1.2 Seção “T”

Em muitas ocasiões, como se verá adiante, as vigas retangulares podem se comportar como vigas de seção “T”, assim, este tipo de perfil é muito comum na construção civil e deve ter uma atenção especial. Para o dimensionamento de armaduras em vigas de seção transversal “T”, adota-se o mesmo procedimento feito com as equações de equilíbrio para vigas de seção retangular. Entretanto, é preciso fazer-se uma adaptação destas equações à nova geometria. A Figura 8.11 mostra com detalhes uma seção genérica em “T”:

Figura 8.11: Seção de viga em “T”.



(Fonte: elaborado pelo autor)

Neste tipo de dimensionamento pode-se recair em três situações:

- a) zona comprimida dentro da mesa ($y < h_f$ – Armadura Simples): neste caso, os cálculos são feitos como se fosse uma seção retangular de largura b_f e altura útil igual a d .

$$\sum F = 0 \rightarrow 0,85 b_f y f_{cd} - A_s f_{yd} = 0 \quad (8.36)$$

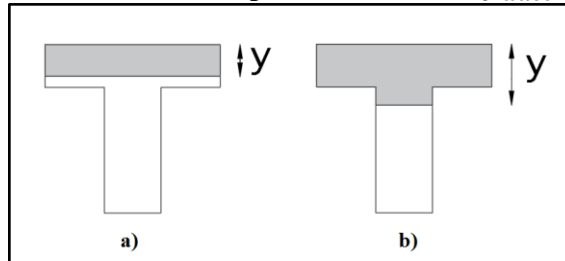
$$\sum M_{A_s} = 0 \rightarrow M_d = 0,85 b_f y f_{cd} (d - 0,5y) \quad (8.37)$$

- b) zona comprimida entre h_f e y_{duct} ($h_f < y < y_{duct}$ – Armadura Simples): os cálculos devem ser feitos adaptando-se à seção “T”.

$$\sum F = 0 \rightarrow 0,85 b_w y f_{cd} + 0,85 f_{cd} (b_f - b_w) h_f - A_s f_{yd} = 0 \quad (8.38)$$

$$\sum M_{A_s} = 0 \rightarrow M_d = 0,85 b_w y f_{cd}(d - 0,5y) + 0,85 f_{cd}(b_f - b_w)h_f(d - 0,5h_f) \quad (8.39)$$

Figura 8.12: a) zona comprimida dentro da mesa; b) zona comprimida entre h_f e y_{duct} .



(Fonte: elaborado pelo autor)

- c) zona comprimida maior que y_{duct} ($y > y_{duct}$ - Armadura Dupla): o procedimento é semelhante ao cálculo para seção retangular.

$$M_{d,lim} = 0,85 b_w y_{duct} f_{cd}(d - 0,5y_{duct}) + 0,85 f_{cd}(b_f - b_w)h_f(d - 0,5h_f) \quad (8.40)$$

$$\sum F = 0 \rightarrow 0,85 f_{cd}[(b_f - b_w)h_f + b_w y_{duct}] + A'_s \sigma_2 - A_s f_{yd} = 0 \quad (8.41)$$

$$\sum M_{A_s} = 0 \rightarrow M_d = M_{d,lim} + A'_s \sigma_2 (d - d') \quad (8.42)$$

8.3.2.1.3 Armadura Longitudinal Mínima

A armadura de flexão mínima (A_{smin}) pode ser calculada pela expressão abaixo:

$$\rho_{min} = \frac{A_{smin}}{A_c} \quad (8.43)$$

onde:

A_c : área da seção transversal da viga;;

ρ_{min} : taxa mínima de armadura de flexão obtida pela Tabela 8.6:

Tabela 8.6: Taxa mínima de armadura de flexão para vigas.

Forma da seção	Valores de ρ_{min}^1 ($A_{s,min}/A_c$) %														
	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	85	90
Retangular	0,150	0,150	0,150	0,164	0,179	0,194	0,208	0,211	0,219	0,226	0,233	0,239	0,245	0,251	0,256

¹⁾ Os valores de ρ_{min} estabelecidos nesta Tabela pressupõem o uso de aço CA-50, $d/h = 0,8$ e $\gamma_c = 1,4$ e $\gamma_s = 1,15$. Caso esses fatores sejam diferentes, ρ_{min} deve ser recalculado.

(Fonte: NBR 6118:2014, p. 130)

8.3.2.1.4 Comprimento de Ancoragem das armaduras longitudinais

As barras longitudinais devem ser ancoradas adequadamente com o valor abaixo:

$$l_{b,nec} = \alpha l_b \frac{A_{s,calc}}{A_{s,ef}} \geq l_{b,min} \quad (8.44)$$

onde:

$l_{b,min}$: é o maior valor entre $0,3l_b$, 10ϕ e 100mm ;

$l_{b,nec}$: comprimento de ancoragem necessário;

$\alpha = 1$ (sem gancho), $\alpha = 0,7$ (barra tracionada com gancho ($\geq 8\phi$) e cobertura nominal ao gancho ($\geq 3\phi$));

l_b : comprimento básico de ancoragem dado por:

$$l_b = \frac{\phi}{4} \frac{f_{yd}}{\eta_1 \eta_2 \eta_3 f_{ctd}} \geq 25\phi \quad (8.44a)$$

$\eta_1 = 2,25$ (barras nervuradas);

$\eta_2 = 1$ (boa aderência);

$\eta_3 = 1$ ($\phi < 32\text{mm}$)

A armadura, nos apoios externos, deve estar ancorada com um comprimento l_{ext} :

$$l_{ext} \geq \begin{cases} l_{b,nec} \\ r + 5,5\phi \\ 60\text{mm} \end{cases} \text{ , onde } r \text{ é o raio de dobra da barra} \quad (8.45)$$

Já nos apoios internos, deve estar ancorada com um comprimento l_{inter} :

$$l_{inter} = 10\phi \quad (8.46)$$

Se no apoio o momento fletor for positivo, as barras devem ser contínuas ou emendadas.

8.3.2.2 Cisalhamento

Para fins de análise do comportamento estrutural de uma viga de concreto armado, pode-se utilizar a analogia da treliça de Ritter-Mörsch. Conforme esta idealização, o concreto (ou concreto e armadura de compressão, se for o caso) constituiria o banzo comprimido e as

diagonais comprimidas a 45°. A armadura longitudinal de tração formaria o banzo tracionado, e as armaduras transversais representariam as diagonais tracionadas de 45° a 90°.

Segundo a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 135), a resistência do elemento estrutural, numa determinada seção transversal, deve ser considerada satisfatória quando verificadas simultaneamente as seguintes condições:

$$V_{Sd} \leq V_{Rd2} \quad (8.47)$$

$$V_{Sd} \leq V_{Rd3} = V_c + V_{sw} \quad (8.48)$$

onde:

V_{Sd} : força cortante solicitante de cálculo;

V_{Rd2} : força cortante resistente de cálculo, relativa à ruína das diagonais comprimidas de concreto;

V_{Rd3} : força cortante resistente de cálculo, relativa à ruína por tração diagonal;

V_c : parcela de força cortante absorvida por mecanismos complementares ao de treliça;

V_{sw} : parcela resistida pela armadura transversal.

8.3.2.2.1 Modelo de cálculo

A NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 135-138) faz duas abordagens diferentes em relação ao cálculo da armadura transversal. Por simplificação, no trabalho será usado o “Modelo de cálculo I”, como a norma se refere, apesar de ser menos econômico que o outro modelo de cálculo, já que este último simula melhor os esforços internos em uma viga pela variação do ângulo θ . No modelo adotado, admite-se que as diagonais de compressão (bielas) estejam inclinadas com um ângulo fixo $\theta = 45^\circ$ em relação ao eixo longitudinal da viga e que a parcela complementar V_c tenha valor constante, independente de V_{Sd} .

a) verificação da compressão diagonal do concreto:

$$V_{Rd2} = 0,27\alpha_{v2} f_{cd} b_w d \quad (8.49)$$

onde:

$$\alpha_{v2} = \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \quad (8.50)$$

onde: f_{ck} é em MPa.

b) cálculo da armadura transversal:

$$V_{Rd3} = V_c + V_{sw} \quad (8.51)$$

onde:

$$V_{sw} = \left(\frac{A_{sw}}{s} \right) 0,9d f_{ywd} (\text{sen } \alpha + \text{cos } \alpha) \quad (8.52)$$

onde:

A_{sw} : área da seção transversal da armadura transversal (estribos);

$f_{ywd} \leq 435\text{MPa}$: resistência característica ao escoamento do aço da armadura transversal;

s : espaçamento entre estribos;

α : ângulo de inclinação da armadura transversal em relação ao eixo longitudinal do elemento estrutural, podendo-se tomar $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$.

$V_c = 0$ nos elementos estruturais tracionados quando a linha neutra se situa fora da seção;

$V_c = V_{c0}$ na flexão simples e na flexo-tração com a linha neutra cortando a seção;

Na flexo-compressão V_c fica:

$$V_c = 0,6 f_{ctd} b_w d \quad (8.53)$$

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk,inf}}{1,4} \quad (8.54)$$

$$f_{ctk,inf} = 0,7 f_{ctm} \quad (8.55)$$

$$f_{ctm} = 0,3 f_{ck}^{2/3} \quad (8.56)$$

onde: f_{ck} em MPa.

O “Modelo de cálculo II” admite diagonais de compressão com inclinação, em relação ao eixo longitudinal do elemento, variável de 30° a 45° . Admite ainda que a parcela complementar V_c sofra redução com o aumento de V_{sd} .

8.3.2.2.2 Armadura Transversal Mínima

Segundo a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 133), os elementos lineares como vigas, devem conter armadura transversal mínima constituída por estribos:

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{\min} \geq 0,2 \frac{f_{ct,m}}{f_{yw,k}} b_w \operatorname{sen} \alpha \quad (8.57)$$

Desta maneira, pode-se calcular o valor mínimo do esforço cortante:

$$V_{Sd,\min} = V_c + V_{sw,\min} \quad (8.58)$$

8.3.2.2.3 Afastamento Máximo da Armadura Transversal

O afastamento máximo dos estribos pode ser relacionado com as condições abaixo:

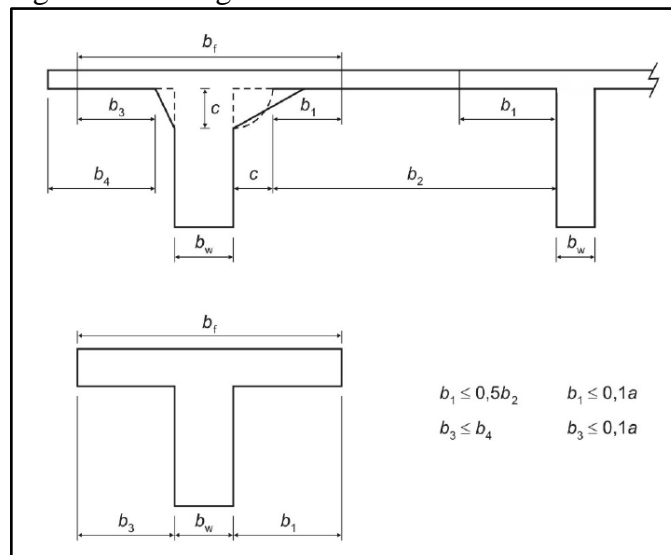
$$s_{\max} \leq 0,6d \rightarrow V_{sd} \leq 0,67V_{Rd2} \quad (8.60)$$

$$s_{\max} \leq 0,3d \rightarrow V_{sd} > 0,67V_{Rd2} \quad (8.61)$$

8.3.2.3 Largura de Mesa Colaborante

Conforme a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 87), quando a estrutura for modelada sem a consideração da ação conjunta de lajes e vigas, pode-se estimar uma largura colaborante da laje associada à viga, compondo uma seção transversal T, assim, estabelecendo as distribuições de esforços internos de uma forma mais realista. A Figura 8.13 elucida o método:

Figura 8.13: Largura de mesa colaborante.



(Fonte: NBR 6118:2014, p. 88)

O valor de a pode ser estimado em função do vão da viga:

$$a = \alpha l \quad (8.62)$$

onde:

l : vão da viga;

$\alpha = 1,00$ (simplesmente apoiada);

$\alpha = 0,75$ (momento em uma só extremidade);

$\alpha = 0,60$ (momento nas duas extremidades);

$\alpha = 2,00$ (balanço).

8.3.2.4 Cobrimento das armaduras

O cobrimento (c) depende do grau de agressividade do meio o qual a viga encontra-se exposta, e pode se relacionado à Tabela 8.7:

Tabela 8.7: Relação entre agressividade do meio e cobrimento.

Tipo de Estrutura	Elemento	Classe de Agressividade Ambiental			
		I	II	III	IV
		Cobrimento Nominal (mm)			
Concreto Armado	Viga	20	25	35	45

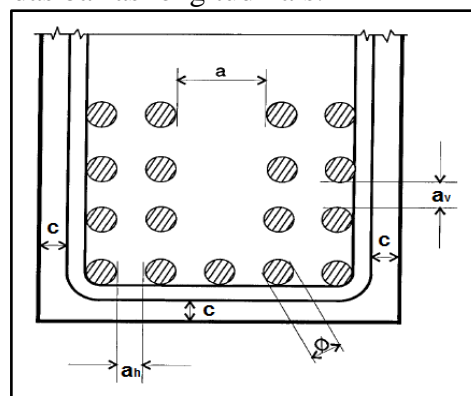
Para a face superior de lajes e vigas que serão revestidas com argamassa de contrapiso, com revestimentos finais secos tipo carpete e madeira, com argamassa de revestimento e acabamento tais como pisos de elevado desempenho, pisos cerâmicos, pisos asfálticos e outros as exigências desta Tabela podem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

(Fonte: adaptado de NBR 6118:2014, p. 20)

8.3.2.5 Afastamento Mínimo das barras longitudinais

A fim de que os elementos estruturais apresentem um desempenho adequado, as barras longitudinais necessitam de um espaçamento mínimo para o completo envolvimento pelo concreto. A Figura 8.14 auxilia na compreensão.

Figura 8.14: Afastamento mínimo das barras longitudinais.



(Fonte: RIOS, 2017, p. 2)

$$a_h \geq \begin{cases} 2cm \\ \emptyset \\ 1,2\emptyset_{agregado} \end{cases} \quad a_v \geq \begin{cases} 2cm \\ \emptyset \\ 0,6\emptyset_{agregado} \end{cases} \quad a = \emptyset_{vibrador} + 1cm$$

8.3.2.6 Armadura de Suspensão

Segundo a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 150), nas proximidades de cargas concentradas transmitidas à viga por outras vigas ou elementos discretos que nela se apoiem ao longo ou em parte de sua altura, ou fiquem nela pendurados, deve ser colocada armadura de suspensão. O cálculo da armadura de suspensão pode ser feita pela expressão:

$$A_{s,susp} = \frac{1,4 R_{apoio}}{f_{yd}} \quad (8.63)$$

onde:

R_{apoio} : reação da viga suportada que, quando as faces superiores das vigas estiverem no mesmo nível, pode-se considerar a redução pela razão das alturas (h) das vigas:

$$R'_{apoio} = R_{apoio} \cdot \frac{h_{viga\ suportada}}{h_{viga\ suporte}} \quad (8.64)$$

8.3.3 Pilares

Após a obtenção das cargas provenientes das reações nas vigas, pode-se realizar o dimensionamento das armaduras dos pilares.

8.3.3.1 Momento mínimo

Segundo a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 60), o efeito das imperfeições locais nos pilares pode ser substituído, em estruturas reticuladas, pela consideração do momento mínimo de 1ª ordem dado a seguir:

$$M_{1d,min} = N_d(0,015 + 0,03h) \quad (8.65)$$

onde:

h: altura total da seção transversal na direção considerada, em metros.

Caso os momentos solicitantes, referentes a cada eixo da seção transversal do pilar, forem menores que este momento mínimo, os mesmos devem ser substituídos por este. Posteriormente, ao momento adotado devem ser somados os momentos de 2ª ordem, se houver.

8.3.3.2 Dispensa da Análise dos Efeitos Locais de 2ª Ordem

Conforme a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 107), em elementos isolados, como os pilares analisados, os esforços locais de 2ª ordem podem ser dispensados se o índice de esbeltez (λ) for menor que o índice de esbeltez limite (λ_1). As expressões são dadas por:

$$\lambda = \frac{l_e}{i} \quad (8.66)$$

onde:

l_e : comprimento equivalente, sendo o menor dos seguintes valores:

$$l_e = l_0 + h \quad \text{ou} \quad l_e = l \quad (8.67)$$

onde:

l_0 : distância entre as faces internas das lajes adjacentes;

h : altura da seção transversal do pilar;

l : distância entre os eixos das lajes adjacentes.

i : raio de giração mínimo da seção transversal.

$$\lambda_1 = \frac{25 + 12,5 \frac{e_1}{h}}{\alpha_b} \quad (8.68)$$

sendo:

$$35 \leq \lambda_1 \leq 90$$

onde:

e_1/h : excentricidade relativa de 1ª ordem, onde $e_1 = \frac{M}{N}$;

α_b : para pilares biapoiados sem cargas transversais é dado por:

$$\alpha_b = 0,6 + 0,4 \frac{M_B}{M_A} \geq 0,4 \quad (8.69)$$

onde:

M_A : momento de 1ª ordem de maior valor absoluto do pilar;

M_B : momento de 1ª ordem positivo, se tracionar na mesma face que M_A , e negativo caso contrário. Estes dois momentos são referentes a uma mesma direção.

Para pilares com carga transversal significativa, $\alpha_b = 1$.

8.3.3.3 Determinação dos Efeitos Locais de 2ª Ordem

Segundo Leonhardt (1977), as hipóteses lineares da Teoria de 1ª Ordem devem ser abandonadas quando as deformações tiverem influência sobre os esforços solicitantes, diminuindo consequentemente a resistência de uma peça estrutural. Montoya (2011) ainda afirma que mesmo em elementos carregados axialmente, podem aparecer efeitos de 2ª ordem, devido a irregularidades dos mesmos e da incerteza do ponto de aplicação da carga. As deformações, que passam a surgir, potencializam o efeito e minimizam a capacidade de resistência dos mesmos, conduzindo-os à instabilidade (flambagem).

Os cálculos podem ser realizados através do Método Aproximado do Pilar Padrão com Rigidez k Aproximada, já que dificilmente algum pilar do edifício modelo terá $\lambda > 90$. Segundo a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 110), este método só pode ser empregado no cálculo de pilares com $\lambda \leq 90$, seção retangular constante, armadura simétrica e constante ao longo de seu eixo. O momento total máximo no pilar deve ser calculado a partir do momento de 1ª ordem majorado:

$$M_{d,tot} = \frac{\alpha_b M_{1d,A}}{1 - \frac{\lambda^2}{120 \frac{k}{v}}} \geq \begin{cases} M_{1d,A} \\ M_{1d,mín} \end{cases} \quad (8.70)$$

onde:

k : rigidez adimensional dado por:

$$k = 32 \left(1 + 5 \frac{M_{d,tot}}{h N_d} \right) v \quad (8.71)$$

Este método é resolvido por um processo iterativo, normalmente suficiente com duas ou três iterações.

A continuidade se dá com a formulação seguinte:

$$A \cdot M_{d,tot}^2 + B \cdot M_{d,tot} + C = 0, \text{ onde: } \begin{cases} A = 5h \\ B = h^2 N_d - \frac{N_d l_e^2}{320} - 5h \alpha_b M_{1d,A} \\ C = -N_d h^2 \alpha_b M_{1d,A} \end{cases} \quad (8.72)$$

$$M_{d,tot} = \frac{-B + \sqrt{B^2 - 4AC}}{2A}$$

De acordo com a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 111), quando a esbeltez de um pilar de seção retangular submetido à flexão composta oblíqua for $\lambda \leq 90$, nas duas direções principais, pode ser aplicado o processo descrito anteriormente. Ainda afirma que:

Uma vez obtida a distribuição de momentos totais (1ª e 2ª ordens), em cada direção, deve ser verificada, para cada seção ao longo do eixo, se a composição desses momentos solicitantes fica dentro da envoltória de momentos resistentes para a armadura escolhida. Essa verificação pode ser realizada em apenas três seções: nas extremidades A e B e num ponto intermediário onde se admite atuar concomitantemente os momentos $M_{d,tot}$ nas duas direções (x e y) (NBR 6118 - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 111).

8.3.3.4 Dimensionamento da Armadura Longitudinal (Armadura Simétrica)

Neste projeto serão adotadas armaduras longitudinais simétricas, ou seja, assume-se que $A_{s1}=A_{s2}=A_s$.

Em rigor, levando-se em consideração ações verticais e horizontais, pilares de estruturas apertadas apresentam momentos fletores nos dois eixos da seção transversal, assim os mesmos são dimensionados considerando-se a flexo compressão oblíqua. Conforme a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 124), nas situações de flexão oblíqua, simples ou composta, pode ser adotada a aproximação dada pela expressão de interação:

$$\left[\frac{M_{Rd,x}}{M_{Rd,xx}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{Rd,y}}{M_{Rd,yy}} \right]^\alpha = 1 \quad (8.73)$$

onde:

$M_{Rd,x}$ e $M_{Rd,y}$: componentes do momento resistente de cálculo em flexão oblíqua composta, segundo os dois eixos principais de inércia x e y, da seção bruta, com um esforço normal resistente de cálculo N_{Rd} igual à normal solicitante N_{Sd} . Esses são os valores que se deseja;

$M_{Rd,xx}$ e $M_{Rd,yy}$: momentos resistentes de cálculo segundo cada um dos referidos eixos em flexão composta normal, com o mesmo valor de N_{Rd} . Esses valores são calculados a partir do arranjo e da quantidade de armadura em estudo;

α : expoente cujo valor depende de vários fatores, entre eles o valor da força normal, a forma da seção, o arranjo da armadura e de suas porcentagens. Em geral pode ser adotado $\alpha = 1$, a favor da segurança. No caso de seções retangulares, pode-se adotar $\alpha = 1,2$.

8.3.3.5 Taxa de Armadura e Diâmetro Mínimo

Segundo Campos Filho (2214b, 17), o diâmetro das barras longitudinais não deve ser inferior a 10mm e nem superior a 1/8 da menor dimensão transversal do elemento.

De acordo com a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 132), as armaduras mínima e máxima devem ser:

$$A_{s,min} = 0,15 \frac{N_d}{f_{yd}} \geq A_c \cdot 0,4\% \quad (8.74)$$

$$A_{s,máx} = A_c \cdot 8\% \quad (8.75)$$

8.3.3.6 Espaçamento das barras longitudinais

O espaçamento mínimo entre as faces das barras longitudinais deve ser o maior dos seguintes valores:

- a) 20mm;
- b) ϕ barra;
- c) 1,2 vezes a dimensão do agregado graúdo.

O espaçamento máximo entre eixos das barras deve ser menor ou igual a duas vezes o trecho considerado, sem exceder 40cm.

8.3.3.7 Comprimento por transpasse das barras longitudinais

Conforme a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 43), o comprimento de espera das barras longitudinais comprimidas deve ser:

$$l_{0c} = l_b \frac{A_{s,calc}}{A_{s,ef}} \geq l_{0c,min} \quad (8.76)$$

onde:

$l_{0c,min}$: é o maior valor entre $0,6 l_b$, 15ϕ e 200mm .

l_b : comprimento de ancoragem básico, necessário para ancorar a força limite $A_s f_{yd}$, o qual pode ser obtido com a Tabela 8.8 abaixo:

Tabela 8.8: Comprimento de ancoragem básico para aço CA-50.

f_{ck} (MPa)	15	20	25	30	35	40	45	50	55	≥ 60
l_b	53ϕ	44ϕ	38ϕ	34ϕ	30ϕ	28ϕ	26ϕ	26ϕ	26ϕ	25ϕ

(Fonte: CAMPOS FILHO, 2014b, p. 19)

As barras longitudinais que não terão continuidade no pilar superior, devem ser ancoradas adequadamente com o valor abaixo:

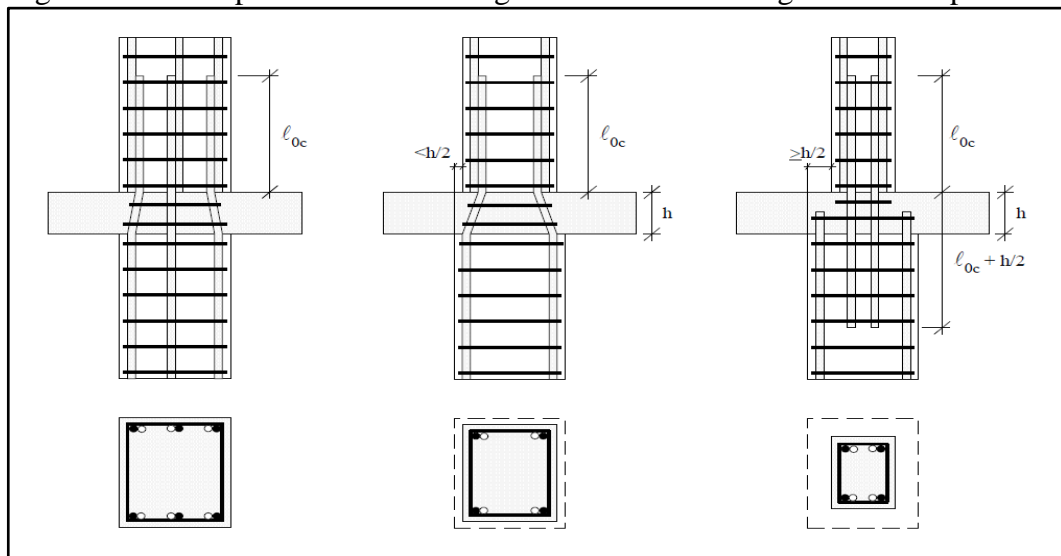
$$l_{b,nec} = l_b \frac{A_{s,calc}}{A_{s,ef}} \geq l_{b,min} \quad (8.77)$$

onde:

$l_{b,min}$: é o maior valor entre $0,3l_b$, 10ϕ e 100mm .

$l_{b,nec}$: comprimento de ancoragem necessário, igualmente usado em vigas.

Figura 8.15: Comprimentos de ancoragem de armaduras longitudinais de pilares.

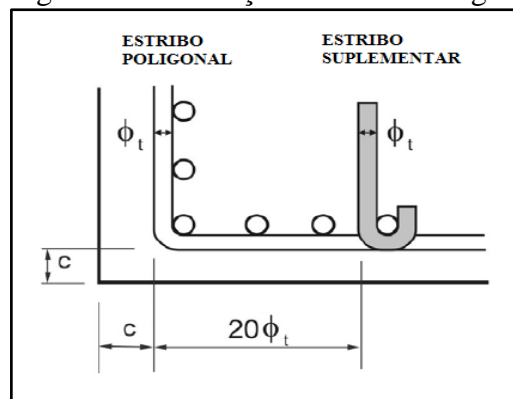


(Fonte: CAMPOS FILHO, 2014b, p. 20)

8.3.3.8 Proteção contra flambagem das barras longitudinais

Conforme a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 145), sempre que houver possibilidade de flambagem das barras longitudinais situadas à superfície do elemento estrutural, devem-se usar estribos poligonais que garantam a estabilidade das barras em até $20\phi_t$ da curva do estribo, a partir deste ponto, as barras seguintes precisam de estribos suplementares, como mostra a Figura 8.16.

Figura 8.16: Proteção contra flambagem.



(Fonte: NBR 6118:2014, p. 146)

onde:

ϕ_t : diâmetro dos estribos.

A armadura transversal deve cobrir toda a extensão dos pilares, inclusive nas regiões de cruzamento com vigas e lajes, e não deve ter diâmetro (ϕ_t) inferior a 5mm. O espaçamento longitudinal deve ser igual ou inferior ao menor dos seguintes valores:

- 200mm;
- menor dimensão da seção transversal do pilar;
- $12\phi_t$, para aço CA-50.
- se $\phi_t < \phi_l/4$, e as armaduras forem do mesmo tipo de aço, pode-se usar o

$$\text{espaçamento dado por } s = \frac{90GPa \phi_t^2}{f_{yk} \phi_l}.$$

8.3.3.9 Cobrimento das armaduras

O cobrimento (c) depende do grau de agressividade do meio o qual a viga encontra-se exposta, e pode se relacionado à Tabela 8.9:

Tabela 8.9: Relação entre agressividade do meio e cobrimento.

Tipo de Estrutura	Elemento	Classe de Agressividade Ambiental			
		I	II	III	IV
Cobrimento Nominal (mm)					
Concreto Armado	Pilar	25	30	40	50

(Fonte: adaptado de NBR 6118:2014, p. 20)

9 EDIFÍCIO MODELO

9.1 CARACTERIZAÇÃO

O edifício analisado localiza-se na zona urbana da cidade de Porto Alegre e é composto por quatro pavimentos, sendo um térreo, três pavimentos tipo e cobertura em laje impermeabilizada. Sua estruturação é convencional de lajes maciças, vigas e pilares de seção retangular em concreto armado e paredes de alvenaria não portantes.

O pavimento térreo possui hall de entrada e estacionamento com oito vagas e o pavimento tipo é composto por dois apartamentos com planta espelhada. O acesso aos apartamentos pode ser feito por elevador ou escada.

Na cobertura encontra-se um reservatório com capacidade para 10.000 litros de água, casa de máquinas do sistema de elevador e fechamento do perímetro com platibanda. A impermeabilização é feita com manta asfáltica e cobertura de argamassa para proteção mecânica.

A alvenaria de fechamento terá duas espessuras: 15cm para alvenaria interna e 25cm para alvenaria externa e de divisão dos apartamentos. Tanto seu acabamento quanto das estruturas de concreto armado, receberão revestimento de argamassa e pintura.

Como o projeto será executado em um meio urbano, foi adotado classe de agressividade ambiental II (moderada).

No ANEXO A está o conjunto de plantas arquitetônicas do projeto.

9.2 MATERIAIS BÁSICOS

Para a estrutura adotar-se-á concreto classe C30 ($f_{ck} = 30\text{MPa}$) e aço padronizado em CA-50 ($f_{yk} = 500\text{MPa}$).

Com relação às paredes internas e externas será usado bloco cerâmico vazado de medida (11,5x19x29cm) a cutelo e deitado, com 1,5cm e 3cm de argamassa de cada lado, respectivamente. A caixa da escada e do elevador será usada alvenaria de bloco cerâmico maciço de medida (5,3x11,5x19cm) e 3cm de argamassa de cada lado.

O piso estrutural receberá contrapiso (cimento e areia) de 5cm, reboco inferior (cimento e areia) de 2cm e revestimento superior em porcelanato.

9.3 ARRANJO ESTRUTURAL

9.3.1 Lançamento das Vigas e Pilares

A concepção do arranjo estrutural foi feito a partir do projeto arquitetônico e de maneira a interferir minimamente no mesmo. Primeiramente foi definida a localização das vigas, preferencialmente junto às paredes, e depois o posicionamento dos pilares, de modo a se obter um vão máximo entre cinco e seis metros. As regiões correspondentes à estrutura de sustentação do elevador e do reservatório superior receberam um reforço adicional. O lançamento dos elementos também deve levar em consideração sua interferência com demais projetos de engenharia. No ANEXO B encontra-se a Plantas de Formas da estrutura.

9.3.2 Pré-dimensionamento dos elementos estruturais

9.3.2.1 Lajes

A espessura inicial escolhida para as lajes foi a mínima admitida pela NBR 6118:2014 para lajes sem balanço: 8cm. Com referência neste valor, foi feita a verificação quanto ao ELS de grandes deformações, como apresentado no item 7.1. Esta verificação foi realizada para as lajes mais críticas, de maneira a simplificar o processo. Para a laje L_A , apesar de admitir os 8cm, foi superdimensionada para uma espessura de 10cm, pois a mesma deve suportar também a carga do sistema elevatório, que é uma carga dinâmica e envolve outras considerações não abordadas neste trabalho. Os parâmetros utilizados para os carregamentos das lajes estão na Tabela 9.1 e cargas relacionadas ao sistema elevatório na Tabela 9.2. Os resultados estão apresentados nas Tabelas 9.3 e 9.4.

Tabela 9.1: Cargas adotadas para as lajes.

Materiais	Espessura (m)	γ (kN/m ³)	g (kN/m ²)
Reboco Inferior (c + a)	0,02	19	0,38
Laje	0,08	25	2
Laje L_A	0,10	25	2,5
Contrapiso (c + a)	0,05	21	1,05
Revestimento (porcelanato)	0,01	20	0,2
Total Lajes (kN/m ²)			3,64
Total Laje L_A (kN/m ²)			4,13

(Fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 9.2: Cargas do sistema elevatório.

Componente *	Carga (kN/m ²)**
Cabine (300kg)	0,578
Carga de serviço (420kg)	0,808
Contrapeso (510kg)	0,980
Motor (100kg)	0,192
Peso Próprio Total	2,56
Sobrecarga	2,0

(*) Valores fornecidos por empresa especializada.
(**) Cargas referentes à laje do elevador (5,1 m²)

(Fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 9.3: Parâmetros gerais para verificação do ELS-DEF das lajes.

Espessura:				8cm		10cm	
f _{ctm} (MPa)	α _i	E _{ci} (MPa)	E _{cs} (MPa)	m _r (KNm/m)	I _{eq} (cm ⁴)	m _r (KNm/m)	I _{eq} (cm ⁴)
2,90	0,875	36807	32206	4,63	4266,67	7,24	8333,33

(Fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 9.4: Verificação do ELS-DEF das lajes avaliadas.

Pavimento Tipo													
Laje	Área (m ²)	Espes. (cm)	g laje (kN/m ²)	g alvenaria (kN/m ²)	g total (kN/m ²)	q (kN/m ²)	F _{d,ser} (KN/m ²)	α	m _a (kNm/m)	k	f ₀ (cm)	f _∞ (cm)	f _{adm} (cm)
L1	20,5	8	3,64	1,28	4,92	1,50	5,37	0,045	3,58	0,36	0,31	0,72	1,54
L10	28,9	8	3,64	0	3,64	1,50	4,09	0,035	3,30	0,17	0,22	0,51	1,92
Cobertura													
L _A	5,1	10	6,69	0	6,69	2,00	7,29	0,034	1,04	0,25	0,01	0,03	0,82

Apesar de 8cm passar nas verificações da laje L_A, usou-se 10cm pelo fato de o elevador ser uma carga dinâmica.

(Fonte: elaborado pelo autor)

Como se pode observar, a flecha máxima das lajes é inferior à flecha admissível para a aceitabilidade sensorial, o que significa que as espessuras adotadas às lajes são inicialmente satisfatórias. A carga de peso próprio e o dimensionamento das armaduras serão realizados e verificados em vista destas características geométricas.

9.3.2.2 Vigas

Através do arranjo estrutural realizado com o lançamento das vigas e pilares, foi possível selecionar as características geométricas das vigas, que levam em conta principalmente a largura da alvenaria a ser utilizada e o maior vão de trecho da viga, como explicado anteriormente no item 7.2. Logicamente, com este método se obteriam muitas alturas diferentes para as vigas, assim foram definidas algumas medidas padronizadas.

Inicialmente optou-se por definir as vigas V13 e V18 com alturas de 40cm, o que posteriormente teve de ser alterado para 50cm por razão da instabilidade global na direção y e estar muito próxima do limite. No item pertinente a este assunto isto ficará mais claro. Na

Planta de Formas estão apresentadas as características geométricas finais das vigas, que mesmo com as verificações vistas adiante não se alteraram.

9.3.2.3 Pilares

Por meio da metodologia apresentada no item 7.3, foi realizado o pré-dimensionamento dos pilares. Entretanto optou-se por usar diretamente as cargas apresentadas nas Tabelas 12.1 e 12.2, pois estas não dependem dos pilares. Assim, usou-se apenas as equações da Tabela 7.4, utilizando os pontos médios das vigas adjacente aos pilares como limite da área de influência, descartando-se as estimativas de carga apresentadas na Tabela 7.3. Como os pilares deste projeto são de seção constante, o pré-dimensionamento foi considerado diretamente nos pilares de base. Os valores obtidos estão na Tabela 9.5.

Tabela 9.5: Pré-dimensionamento dos pilares.

Pré-dimensionamento dos pilares do térreo							
Pilar	Térreo		Seção ¹	Pilar	Térreo		Seção ¹
	Carga (KN)	Área (cm ²)			Carga (KN)	Área (cm ²)	
P1	311,38	284,73	19x22	P13	372,41	340,54	19x22
P2	497,59	455,01	19x24	P14	253,49	231,80	19x22
P3	497,59	455,01	19x24	P15	476,81	300,69	19x22
P4	311,38	284,73	19x22	P16	547,45	345,24	19x22
P5	351,16	321,11	19x22	P17	668,02	421,28	19x22
P6	646,04	407,41	14X30	P18	569,68	359,26	19x22
P7	646,04	407,41	14X30	P19	253,49	231,80	19x22
P8	346,16	316,53	19x22	P20	159,77	100,76	19x22
P9	372,41	340,54	19x22	P21	376,32	237,32	19x22
P10	538,10	339,34	14X26	P22	469,06	295,80	19x22
P11	856,01	539,82	19X29	P23	212,69	134,13	19x22
P12	538,10	339,34	14X26	—	—	—	—

(1) Estas seções não correspondem necessariamente às áreas obtida, pois foram escolhidas de forma a padronizar as medidas.

(Fonte: elaborado pelo autor)

Posteriormente, estas dimensões tiveram que ser alteradas em função da instabilidade global apresentada pela estrutura na direção *y*. Assim alguns pilares precisaram ser reorientados e redimensionados. Para não se trabalhar com uma multiplicidade de seções, optou-se por generalizar os pilares em função de uma seção única de 20x30cm.

10 DIMENSIONAMENTO DAS LAJES

10.1 CÁLCULO DAS SOLICITAÇÕES

Como na metodologia de cálculo adotada para o dimensionamento das lajes depende apenas das suas cargas superficiais, suas dimensões e vinculação, foi realizada esta etapa a fim de definir ao certo as potenciais cargas transmitidas às vigas.

Primeiramente foi determinado o tipo de laje, os graus de engastamento e posteriormente as cargas superficiais e lineares atuantes nas lajes. Seguindo a sequência de cálculos apresentados nos itens 8.3.1.1.1 e 8.3.1.1.2, chega-se aos momentos solicitantes gerados nos vãos e vínculos das mesmas. Nas Tabelas 10.1 e 10.2 encontram-se os valores obtidos para os momentos nos vãos das lajes do pavimento tipo e cobertura. Através do resultado do momento (m) obtido nas duas tabelas anteriores, pode-se calcular os momentos definitivos nos vãos e nos apoios das lajes de acordo com seu tipo de geometria e grau de engastamento, apresentados na Tabela 10.3. Nestas tabelas, optou-se por não agruparem-se lajes semelhantes, a fim de apresentar com clareza os graus de engastamento definidos.

Tabela 10.1: Momentos solicitantes das lajes do Pavimento Tipo.

Pavimento Tipo – Momentos Fletores																	
Laje	a (m)	b (m)	Tipo	i_1	i_2	i_3	i_4	φ	p (kN/m ²)	\bar{p}_a (kN/m)	\bar{p}_b (kN/m)	α	β	p^* (kN/m ²)	a_r (m)	b_r (m)	m (kNm/m)
L1	3,65	5,45	Orto	0	0	1,5	1,5	0,51	5,14	6,24	6,24	0,2	0,3	9,70	2,83	5,8	5,608
L2	2,60	3,45	Orto	0	1,5	1,5	1,5	0,53	5,14	0	0	0	0	5,14	1,64	3,7	1,054
L3	2,60	3,45	Orto	0	1,5	1,5	1,5	0,53	5,14	0	0	0	0	5,14	1,64	3,7	1,054
L4	3,65	5,45	Orto	1,5	0	0	1,5	0,51	5,14	6,24	6,24	0,2	0,3	9,70	2,83	5,8	5,608
L5	2,85	5,30	Orto	0	1,5	1,5	1,5	0,30	5,14	6,24	0	0,2	0	6,32	1,80	8,3	2,031
L6	2,60	2,85	Iso	1,5	1,5	1,5	1,5	1,00	5,14	6,24	0	0,4	0	7,33	1,64	2,2	1,055
L7	2,60	2,85	Iso	1,5	1,5	1,5	1,5	1,00	5,14	6,24	0	0,4	0	7,33	1,64	2,2	1,055
L8	2,85	5,30	Orto	1,5	1,5	0	1,5	0,30	5,14	6,24	0	0,2	0	6,32	1,80	8,3	2,031
L9	3,30	5,70	Orto	1,5	1,5	0	0	0,39	5,30	6,24	0	0,2	0	6,39	2,56	7,7	3,627
L10	4,80	5,70	Iso	1,5	1,5	0	1,5	1,00	5,14	0	0	0	0	5,14	3,04	4,4	2,742
L11	4,80	5,70	Iso	1,5	1,5	0	1,5	1,00	5,14	0	0	0	0	5,14	3,04	4,4	2,742
L12	3,30	5,70	Orto	1,5	0	0	1,5	0,39	5,30	6,24	0	0,2	0	6,39	2,56	7,7	3,627
L13	2,55	4,00	Orto	0	1,5	0	0	0,41	6,14	0	0	0	0	6,14	1,98	6,3	2,118

(Fonte: elaborado pelo autor)

As lajes L9 e L12 possuem uma carga superficial (p) diferenciada, pois são lajes que existem parcelas com $q = 1,5 \text{ kN/m}^2$ e $q = 2,0 \text{ kN/m}^2$ (área de serviço), assim, foi utilizado um valor médio respeitando as proporcionalidades.

Tabela 10.2: Momentos solicitantes das lajes da Cobertura.

Laje	a (m)	b (m)	Tipo	i_1	i_2	i_3	i_4	φ	p (kN/m ²)	a_r (m)	b_r (m)	m (kNm/m)
L1	3,65	5,45	Orto	0	0	1,5	1,5	0,51	4,14	2,83	5,9	2,430
L2	2,60	3,45	Orto	0	1,5	1,5	1,5	0,53	4,14	1,64	3,7	0,849
L3	2,60	3,45	Orto	0	1,5	1,5	1,5	0,53	4,14	1,64	3,7	0,849
L4	3,65	5,45	Orto	1,5	0	0	1,5	0,51	4,14	2,83	5,9	2,430
L5	2,85	5,30	Orto	0	1,5	1,5	1,5	0,30	4,14	1,80	7,5	1,296
L6	2,60	2,85	Iso	1,5	1,5	1,5	1,5	1	4,14	1,64	1,8	0,510
L7	2,60	2,85	Iso	1,5	1,5	1,5	1,5	1	4,14	1,64	1,8	0,510
L8	2,85	5,30	Orto	1,5	1,5	0	1,5	0,30	4,14	1,80	7,5	1,296
L9	3,30	5,70	Orto	1,5	1,5	0	0	0,39	4,14	2,56	7,0	2,261
L10	4,80	5,70	Iso	1,5	1,5	1,5	1,5	1	4,14	3,04	3,6	1,869
L11	4,80	5,70	Iso	1,5	1,5	1,5	1,5	1	4,14	3,04	3,6	1,869
L12	3,30	5,70	Orto	1,5	0	0	1,5	0,39	4,14	2,56	7,0	2,261
L13	2,55	4,00	Orto	1,5	1,5	1,5	0	0,54	5,64	1,98	3,4	1,444
L _A	2,05	2,55	Iso	1,5	1,5	0	0	1	8,70	1,59	2,0	1,119
L _B	2,50	3,40	Orto	1,5	1,5	0	0	0,59	4,14	1,94	3,4	0,905

(Fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 10.3: Momentos solicitantes nos vãos e apoios das lajes do Pav. Tipo e Cobertura.

Laje	Pavimento Tipo						Cobertura					
	m_a (kNm/m)	m_b (kNm/m)	m_1' (kNm/m)	m_2' (kNm/m)	m_3' (kNm/m)	m_4' (kNm/m)	m_a (kNm/m)	m_b (kNm/m)	m_1' (kNm/m)	m_2' (kNm/m)	m_3' (kNm/m)	m_4' (kNm/m)
L1	5,61	2,84	0,00	0,00	-4,26	-8,41	2,43	1,23	0,00	0,00	-1,84	-3,65
L2	1,05	0,56	0,00	-1,58	-0,84	-1,58	0,85	0,45	0,00	-1,27	-0,67	-1,27
L3	1,05	0,56	0,00	-1,58	-0,84	-1,58	0,85	0,45	0,00	-1,27	-0,67	-1,27
L4	5,61	2,84	-4,26	0,00	0,00	-8,41	2,43	1,23	-1,84	0,00	0,00	-3,65
L5	2,03	0,61	0,00	-3,05	-0,91	-3,05	1,30	0,39	0,00	-1,94	-0,58	-1,94
L6	1,06	1,06	-1,58	-1,58	-1,58	-1,58	0,51	0,51	-0,76	-0,76	-0,76	-0,76
L7	1,06	1,06	-1,58	-1,58	-1,58	-1,58	0,51	0,51	-0,76	-0,76	-0,76	-0,76
L8	2,03	0,61	-0,91	-3,05	0,00	-3,05	1,30	0,39	-0,58	-1,94	0,00	-1,94
L9	3,63	1,43	-2,15	-5,44	0,00	0,00	2,26	0,89	-1,34	-3,39	0,00	0,00
L10	2,74	2,74	-4,11	-4,11	0,00	-4,11	1,87	1,87	-2,80	-2,80	-2,80	-2,80
L11	2,74	2,74	-4,11	-4,11	0,00	-4,11	1,87	1,87	-2,80	-2,80	-2,80	-2,80
L12	3,63	1,43	-2,15	0,00	0,00	-5,44	2,26	0,89	-1,34	0,00	0,00	-3,39
L13	2,12	0,86	0,00	-3,18	0,00	0,00	1,44	0,78	-1,18	-2,17	-1,18	0,00
L _A	—	—	—	—	—	—	1,12	1,12	-1,68	-1,68	0,00	0,00
L _B	—	—	—	—	—	—	0,90	0,54	-0,80	-1,36	0,00	0,00

(Fonte: elaborado pelo autor)

10.2 DIMENSIONAMENTO DAS ARMADURAS

Através das considerações feitas no item 8.3.1.2 e dos resultados obtidos anteriormente para as solicitações, pode-se realizar o dimensionamento das armaduras positivas e negativas das lajes do pavimento tipo e cobertura. Nas Tabelas 10.4 e 10.5 estão, respectivamente, as armaduras positivas e negativas referentes ao pavimento tipo e nas

Tabelas 10.6 e 10.7, da cobertura. Nas mesmas, foi feito a verificação das condições de ductilidade através da relação $x/d < 0,25$.

Tabela 10.4: Armadura positiva das lajes do Pavimento Tipo.

Armaduras Positivas												
Laje	Vão a (menor)						Vão b (maior)					
	m_a (kNm/m)	d (cm)	x (cm)	A_s (cm ²)	$A_{s_{min}}$ (cm ²)	Armadura	m_b (kNm/m)	d (cm)	x (cm)	A_s (cm ²)	$A_{s_{min}}$ (cm ²)	Armadura
L1/L4	5,608	5	1,19	3,99	0,80	ø8,0 c/ 12cm	2,837	4,5	0,64	2,15	0,80	ø6,3 c/ 14cm
L2/L3	1,054	5	0,21	0,69	0,80	ø4,2 c/ 15cm	0,559	4,5	0,12	0,40	0,80	ø4,2 c/ 15cm
L5/L8	2,031	5	0,40	1,35	0,80	ø4,2 c/ 10cm	0,606	4,5	0,13	0,44	0,80	ø4,2 c/ 15cm
L6/L7	1,055	5	0,21	0,69	0,80	ø4,2 c/ 15cm	1,055	4,5	0,23	0,77	0,80	ø4,2 c/ 15cm
L9/L12	3,627	5	0,74	2,48	0,80	ø6,3 c/ 12cm	1,432	4,5	0,31	1,05	0,80	ø4,2 c/ 13cm
L10/L11	2,742	5	0,55	1,85	0,80	ø5,0 c/ 10cm	2,742	4,5	0,62	2,08	0,80	ø6,3 c/ 15cm
L13	2,118	5	0,42	1,41	0,80	ø5 c/ 13cm	0,862	4,5	0,19	0,63	0,80	ø4,2 c/ 15cm

*O comprimento de ancoragem deve ser prolongado no mínimo 4cm além do eixo teórico do apoio.
 $x/d < 0,25$*

(Fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 10.5: Armaduras negativas das lajes do Pav. Tipo.

Armaduras Negativas								
Laje	m' (kNm/m)	d (cm)	x (cm)	x/d	A_s (cm ²)	$A_{s_{min}}$ (cm ²)	Armadura	L (cm)
L1/V1 L4/V3	0	6	0	0	0	0,80	ø5,0 c/ 20cm	75
L1/V2 L4/V2	0	6	0	0	0	0,80	ø5,0 c/ 20cm	75
L1/L2 L3/L4	-4,26	6	0,72	0,12	2,40	1,20	ø8,0 c/ 20cm	95
L1/L5 L4/L8	-8,41	6	1,50	0,25	5,01	1,20	ø10 c/ 15cm	95
L2/V1 L3/V1	0	6	0	0	0	0,80	ø5,0 c/ 20cm	55
L2/L3	-1,58	6	0,26	0,04	0,86	1,20	ø5,0 c/ 16cm	65
L2/L6 L3/L7	-1,58	6	0,26	0,04	0,86	1,20	ø5,0 c/ 16cm	65
L5/V1 L8/V3	0	6	0	0	0	0,80	ø5,0 c/ 20cm	60
L5/L6 L7/L8	-1,58	6	0,26	0,04	0,86	1,20	ø5,0 c/ 16cm	75
L5/L10 L8/L11	-4,11	6	0,69	0,12	2,31	1,20	ø8,0 c/ 20cm	120
L5/L9 L8/L12	-3,05	6	0,50	0,08	1,69	1,20	ø6,3 c/ 18cm	85
L6/L7	-1,58	6	0,26	0,04	0,86	1,20	ø5,0 c/ 16cm	65
L6/L10 L7/L11	-4,11	6	0,69	0,12	2,31	1,20	ø8,0 c/ 20cm	120
L9/L10 L11/L12	-5,44	6	0,93	0,15	3,11	1,20	ø8,0 c/ 16cm	120

Continua

Continuação

Armaduras Negativas								
Laje	m' (kNm/m)	d (cm)	x (cm)	x/d	A_s (cm ²)	$A_{s_{min}}$ (cm ²)	Armadura	L (cm)
L9/V3 L12/V3	0	6	0	0	0	0,80	ø5,0 c/ 20cm	70
L9/V4 L12/V2	0	6	0	0	0	0,80	ø5,0 c/ 20cm	70
L10/L11	-4,11	6	0,69	0,12	2,31	1,20	ø8,0 c/ 20cm	120
L10/L13	-3,18	6	0,53	0,09	1,77	1,20	ø5,0 c/ 15cm	120
L10/V3	0	6	0	0	0	0,80	ø5,0 c/ 20cm	100
L11/V3	0	6	0	0	0	0,80	ø5,0 c/ 20cm	100
L11/L13	-3,18	6	0,53	0,09	1,77	1,20	ø5,0 c/ 15cm	120
L13/V1	0	6	0	0	0	0,80	ø5,0 c/ 20cm	55
L13/V3	0	6	0	0	0	0,80	ø5,0 c/ 20cm	55
L13/V4	0	6	0	0	0	0,80	ø5,0 c/ 20cm	55

O comprimento das armaduras seguiu a regra de 1/4 do maior dentre os menores vãos entre as lajes e 1/5 do menor vão da laje quando a borda é apoiada.

(Fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 10.6: Dimensionamento das armaduras positivas das lajes da Cobertura.

Armaduras Positivas												
Laje	Vão a (menor)						Vão b (maior)					
	m_a (kNm/m)	d (cm)	x (cm)	A_s (cm ²)	$A_{s_{min}}$ (cm ²)	Armadura	m_b (kNm/m)	d (cm)	x (cm)	A_s (cm ²)	$A_{s_{min}}$ (cm ²)	Armadura
L1	2,430	5	0,49	1,63	0,80	ø5,0 c/ 12cm	1,229	4,5	0,27	0,90	0,80	ø4,2 c/ 15cm
L2	0,849	5	0,17	0,55	0,80	ø4,2 c/ 15cm	0,450	4,5	0,10	0,32	0,80	ø4,2 c/ 15cm
L3	0,849	5	0,17	0,55	0,80	ø4,2 c/ 15cm	0,450	4,5	0,10	0,32	0,80	ø4,2 c/ 15cm
L4	2,430	5	0,49	1,63	0,80	ø5,0 c/ 12cm	1,229	4,5	0,27	0,90	0,80	ø4,2 c/ 15cm
L5	1,296	5	0,25	0,85	0,80	ø4,2 c/ 15cm	0,387	4,5	0,08	0,28	0,80	ø4,2 c/ 15cm
L6	0,510	5	0,10	0,33	0,80	ø4,2 c/ 15cm	0,510	4,5	0,11	0,37	0,80	ø4,2 c/ 15cm
L7	0,510	5	0,10	0,33	0,80	ø4,2 c/ 15cm	0,510	4,5	0,11	0,37	0,80	ø4,2 c/ 15cm
L8	1,296	5	0,25	0,85	0,80	ø4,2 c/ 15cm	0,387	4,5	0,08	0,28	0,80	ø4,2 c/ 15cm
L9	2,261	5	0,45	1,51	0,80	ø5,0 c/ 13cm	0,893	4,5	0,19	0,65	0,80	ø4,2 c/ 15cm
L10	1,869	5	0,37	1,24	0,80	ø4,2 c/ 11cm	1,869	4,5	0,41	1,39	0,80	ø4,2 c/ 10cm
L11	1,869	5	0,37	1,24	0,80	ø4,2 c/ 11cm	1,869	4,5	0,41	1,39	0,80	ø4,2 c/ 10cm
L12	2,261	5	0,45	1,51	0,80	ø5,0 c/ 13cm	0,893	4,5	0,19	0,65	0,80	ø4,2 c/ 15cm
L13	1,444	5	0,28	0,95	0,80	ø4,2 c/ 14cm	0,784	4,5	0,17	0,57	0,80	ø4,2 c/ 15cm
L _A	1,119	5	0,22	0,73	0,80	ø4,2 c/ 15cm	1,119	4,5	0,24	0,82	0,80	ø4,2 c/ 15cm
L _B	0,905	5	0,18	0,59	0,80	ø4,2 c/ 15cm	0,537	4,5	0,12	0,39	0,80	ø4,2 c/ 15cm

*O comprimento de ancoragem deve ser prolongado no mínimo 4cm além do eixo teórico do apoio.
 $x/d < 0,25$*

(Fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 10.7: Armaduras negativas das lajes da Cobertura.

Armaduras Negativas								
Laje	m' (kNm/m)	d (cm)	x (cm)	x/d	As (cm ²)	As _{min} (cm ²)	Armadura	L (cm)
L1/V1 L4/V3	0	6	0,00	0	0	0,80	ø5,0 c/ 20cm	75
L1/V2 L4/V2	0	6	0,00	0	0	0,80	ø5,0 c/ 20cm	75
L1/L2 L3/L4	-1,84	6	0,30	0,05	1,01	1,20	ø5,0 c/ 16cm	95
L1/L5 L4/L8	-3,65	6	0,61	0,10	2,04	1,20	ø6,3 c/ 15cm	95
L2/V1 L3/V1	0	6	0,00	0	0	0,80	ø5,0 c/ 20cm	55
L2/L3	-1,27	6	0,21	0,03	0,69	1,20	ø5,0 c/ 16cm	65
L2/L6 L3/L7	-0,76	6	0,12	0,02	0,41	1,20	ø5,0 c/ 16cm	65
L5/V1 L8/V3	0	6	0,00	0	0	0,80	ø5,0 c/ 20cm	60
L5/L6 L7/L8	-0,76	6	0,12	0,02	0,41	1,20	ø5,0 c/ 16cm	75
L5/L10 L8/L11	-2,80	6	0,46	0,08	1,55	1,20	ø6,3 c/ 20cm	120
L5/L9 L8/L12	-1,94	6	0,32	0,05	1,07	1,20	ø5,0 c/ 16cm	85
L6/L7	-0,76	6	0,12	0,02	0,41	1,20	ø5,0 c/ 16cm	65
L6/L10 L7/L11	-2,80	6	0,46	0,08	1,55	1,20	ø6,3 c/ 20cm	120
L9/L10 L11/L12	-3,39	6	0,56	0,09	1,89	1,20	ø6,3 c/ 16cm	120
L9/V3 L12/V3	0	6	0,00	0	0	0,80	ø5,0 c/ 20cm	70
L9/V4 L12/V2	0	6	0,00	0	0	0,80	ø5,0 c/ 20cm	70
L10/L11	-2,80	6	0,46	0,08	1,55	1,20	ø6,3 c/ 20cm	120
L10/L13	-2,80	6	0,46	0,08	1,55	1,20	ø6,3 c/ 20cm	120
L10/L _A	-2,80	6	0,46	0	2	0,80	ø6,3 c/ 15cm	120
L11/L _B	-2,80	6	0,46	0	2	0,80	ø6,3 c/ 15cm	120
L11/L13	-2,80	6	0,46	0,08	1,55	1,20	ø6,3 c/ 20cm	120
L _A /V4	0	6	0	0	0	1,20	ø5,0 c/ 16cm	45
L13/L _A	-1,68	6	0,27	0,05	0,92	1,20	ø5,0 c/ 16cm	65
L13/L _B	-1,18	6	0,19	0	1	0,80	ø5,0 c/ 20cm	65
L13/V4	0	6	0	0	0	1,20	ø5,0 c/ 16cm	55
L _B /V3	0	6	0,00	0	0	0,80	ø5,0 c/ 20cm	50
L _A /V3	0	6	0,00	0	0	0,80	ø5,0 c/ 20cm	45
L _B /V4	0	6	0	0	0	1,20	ø5,0 c/ 16cm	50

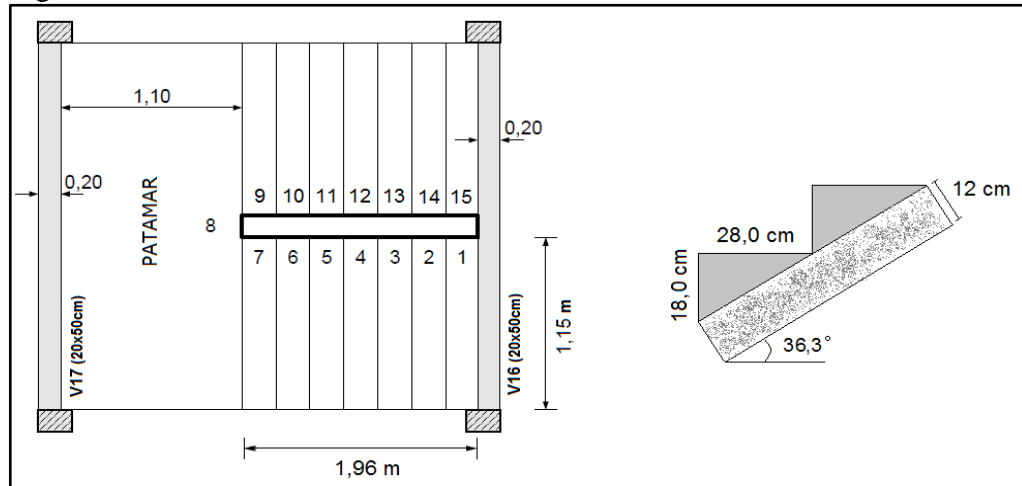
O comprimento das armaduras seguiu a regra de 1/4 do maior dentre os menores vãos entre as lajes e 1/5 do menor vão da laje quando a borda é apoiada.

(Fonte: elaborado pelo autor)

11 DIMENSIONAMENTO DA ESCADA

A escada foi analisada como uma laje armada em uma direção e apoiada nas vigas V16 e V17. Suas medidas derivam de uma imposição do desenho arquitetônico, mas também de questões técnicas e de conforto recomendadas na literatura. Na Figura 11.1 configuram-se as características geométricas adotadas para a escada e o patamar.

Figura 11.1: Escada.



(Fonte: elaborado pelo autor)

O vão (l) da laje foi considerado a distância entre os eixos das vigas de apoio:

$$l = 0,1 + 1,10 + 1,96 + 0,1 = 3,26m$$

Para um vão com esta dimensão, é prudente definir a laje com uma espessura de 12cm, a fim de não levar a situações de armadura dupla (espessura insuficiente) ou de armadura mínima (espessura exagerada).

A inclinação (θ) foi obtida através da relação:

$$\theta = \tan^{-1}\left(\frac{1,44}{1,96}\right) = 36,3^\circ$$

Na Tabela 11.1 estão listados os parâmetros de carga da escada e do patamar.

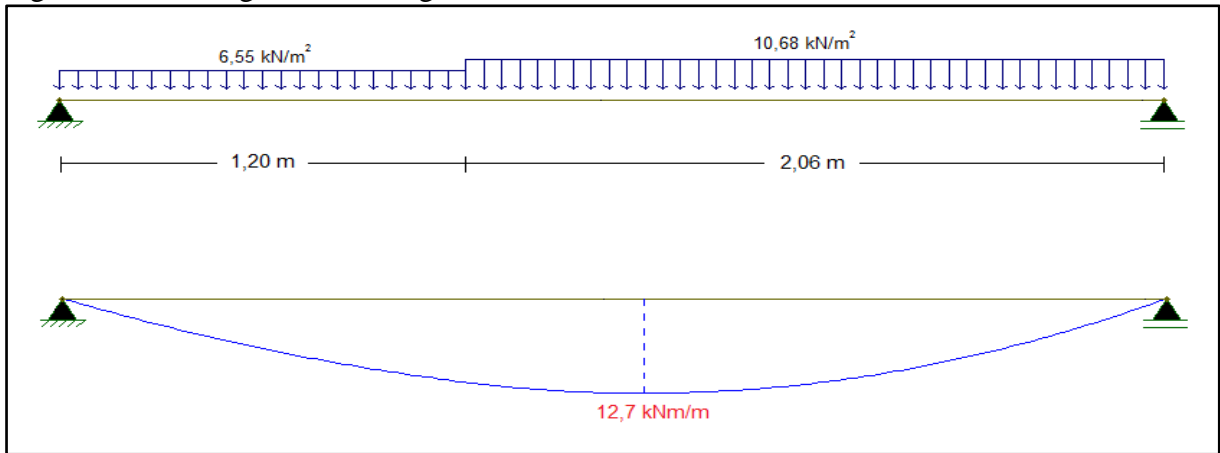
Tabela 11.1: Cargas da escada.

Carga da Escada		Carga do Patamar	
Peso próprio (kN/m ²)	3,602	Peso próprio (kN/m ²)	3
Degraus (kN/m ²)	2,16	Revest. cerâmico (kN/m ²)	0,85
Revest. cerâmico (kN/m ²)	0,85	Reboco inferior (kN/m ²)	0,2
Reboco inferior (kN/m ²)	0,2	Sobrecarga (kN/m ²)	2,5
Sobrecarga (kN/m ²)	2,5	Total (kN/m ²)	6,55
Peitoril (kN/m ²)	1,3		
Total (kN/m ²)	10,68		

(Fonte: elaborado pelo autor)

Através do *software* Ftool 3.0.1, que pode ser obtido gratuitamente na internet, foi obtidas as solicitações para o dimensionamento da armadura, como mostra a Figura 11.2.

Figura 11.2: Carregamento e diagrama de momento fletor da escada.



(Fonte: elaborado pelo autor)

Com o resultado obtido, podem-se usar as mesmas equações para o dimensionamento de lajes, (8.23), (8.25) e (8.26), para encontrar a área da armadura principal da escada. Para a armadura de distribuição, vale a relação abaixo:

$$A_{s,distr} \geq \begin{cases} \frac{A_{s,pric}}{5} \\ \frac{A_{s,min}}{2} \\ 0,90 \text{ cm}^2/m \end{cases}$$

Onde: $A_{s,min} = 0,15\% \cdot b \cdot h = 0,0015 \cdot 100 \cdot 12 = 1,8 \text{ cm}^2$

Na Tabela 11.2 estão os resultados obtidos para as armaduras.

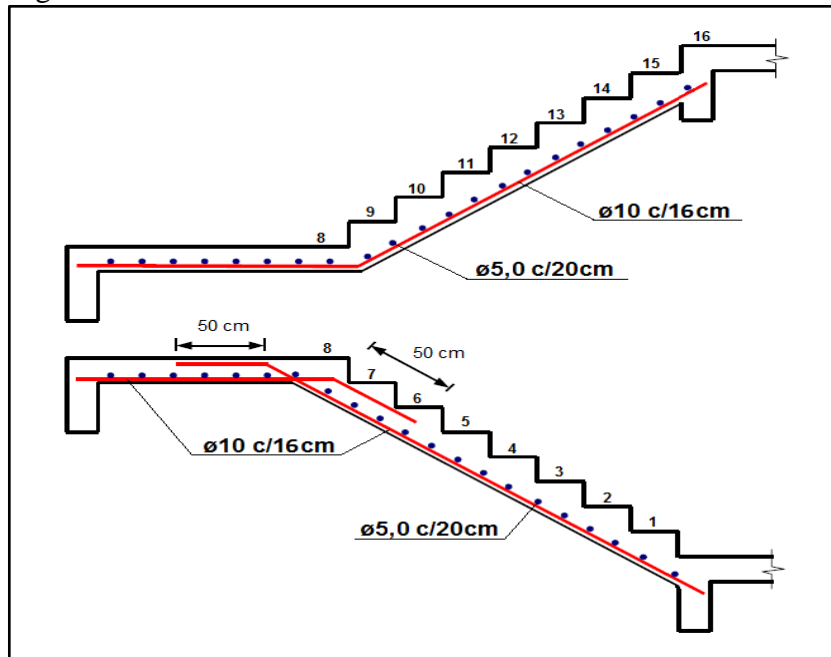
Tabela 11.2: Dimensionamento da escada.

Armadura Principal	
d (cm)	9
m (kNm/m)	12,7
x (cm)	1,45
x/d	0,16
$A_{s,princ}$ (cm ² /m)	4,86
ø10 c/16cm	
Armadura de Distribuição	
$A_{s,distr}$ (cm ² /m)	0,97
ø5,0 c/20cm	

(Fonte: elaborado pelo autor)

Na Figura 11.2 é apresentado o detalhamento das armaduras de forma básica. Na seção de inflexão no trecho inferior da escada, é conveniente dividir a armadura principal em duas armaduras prolongadas a fim de evitar a fissuração do concreto pela retificação das barras longitudinais. Um prolongamento razoável seria de 50ϕ .

Figura 11.3: Detalhamento das armaduras da escada.



(Fonte: elaborado pelo autor)

12 CARGAS VERTICAIS A SEREM LANÇADAS NO PÓRTICO ESPACIAL

12.1 CÁLCULO DAS CARGAS VERTICAIS NAS VIGAS

Para a composição das cargas lineares aplicadas sobre as vigas, levou-se em consideração as alvenarias diretamente sobre as vigas, a carga de peso próprio e a carga superficial das lajes suportadas. A contribuição de cada laje ao carregamento foi dividida por áreas de influência, como demonstrado no item 6.1.2.1, e podem ser visualizadas no ANEXO C – Planta de Distribuição das Áreas de Influência. As Tabelas 12.1 e 12.2 mostram as cargas verticais permanentes e variáveis lançadas nas vigas dos pavimentos tipo e cobertura, respectivamente.

Tabela 12.1: Cargas verticais permanentes e variáveis nas vigas do pavimento tipo.

Pavimento Tipo										
Viga		Peso Próprio	Carga da Alv.	Área de Influência ¹	g Laje	L Viga	Reação Lajes ²	g Viga	Q Total ³	Q Viga
Nome	Trecho	(KN/m)	(KN/m)	(m ²)	(KN/m ²)	(m)	(KN/m)	(KN/m)	(KN)	(KN/m)
V1/V3	V1/V3	2,50	8,58	4,50	3,64	5,45	3,97	14,57	6,75	1,24
V2	a	2,50	8,58	0,84	3,64	2,60	1,18	9,46	1,26	0,48
	b	2,50	8,58	0,84	3,64	2,60	1,18	9,46	1,26	0,48
V4/V9	a	2,50	8,58	4,39	3,64	5,68	3,43	13,23	7,17	1,26
	b	2,50	8,58	1,02	3,64	2,89	1,28	9,85	1,53	0,53
	c	2,50	8,58	2,34	3,64	3,65	2,33	10,89	3,51	0,96
V5	a	1,50	5,13	13,14	3,64	5,45	9,72	16,35	19,71	3,62
	b	1,50	5,13	2,93	3,64	2,60	2,63	9,26	4,40	1,69
	c	1,50	5,13	2,93	3,64	2,60	2,63	9,26	4,40	1,69
	d	1,50	5,13	13,14	3,64	5,45	9,72	16,35	19,71	3,62
V6/V8	a	0,90	5,13	3,28	3,64	2,85	5,90	11,93	4,92	1,73
	b	0,90	5,13	6,82	3,64	3,45	9,78	15,81	10,23	2,97
V7	a	2,50	8,58	14,72	3,64	5,70	9,40	22,34	22,08	3,87
	b	2,50	8,58	3,28	3,64	2,85	8,51	19,59	4,92	1,73
	c	2,50	8,58	5,44	3,64	3,40	5,82	16,90	8,16	2,40
V10	a	1,50	5,13	6,65	3,64	3,25	7,45	14,08	9,98	3,07
	b	1,50	5,13	4,02	3,64	2,15	9,19	15,82	6,03	2,80
	c	1,50	5,13	4,53	3,64	2,60	6,34	12,97	6,80	2,61
	d	1,50	5,13	4,53	3,64	2,60	6,34	12,97	6,80	2,61
	e	1,50	5,13	4,02	3,64	2,15	9,19	15,82	6,03	2,80
	f	1,50	5,13	6,65	3,64	3,25	7,45	14,08	9,98	3,07
V11/V12	V11/V12	1,50	5,13	14,97	3,64	5,70	10,09	16,71	23,46	4,12
V13	a	2,50	8,58	1,69	3,64	3,3	1,89	10,73	3,38	1,04
	b	2,50	10,76	2,00	3,64	2,15	3,39	16,65	3,00	1,40
	c	2,50	8,58	5,69	3,64	2,6	7,97	15,96	9,79	3,76
	d	2,50	8,58	1,92	3,64	1,4	4,99	10,34	3,46	2,47
	e	2,50	10,76	4,41	3,64	3,5	4,65	17,92	6,62	1,92
	f	2,50	8,58	1,69	3,64	3,3	1,89	10,73	3,38	1,04
V14	V14	2,50	10,76	0	0	2,55	0,00	13,26	0,00	0,00
V15	V15	1,50	8,58	0,76	3,64	2,55	1,08	11,16	1,52	0,60

Continua

Continuação

Pavimento Tipo										
Viga		Peso Próprio	Carga da Alv.	Área de Influência ¹	g Laje	L Viga	Reação Lajes ²	g Viga	Q Total ³	Q Viga
Nome	Trecho	(KN/m)	(KN/m)	(m ²)	(KN/m ²)	(m)	(KN/m)	(KN/m)	(KN)	(KN/m)
V16	V16	2,50	8,58	4,41	10,70	2,55	28,07	29,67	10,65	4,17
V17	V17	2,50	10,76	3,65	12,23	2,55	17,51	29,28	9,13	3,58
V18	a	2,50	10,76	0	3,64	2,15	0,00	13,26	0,00	0,00
	b	2,50	8,58	3,65	3,64	4	3,32	14,40	7,30	1,83
	c	2,50	10,76	0	3,64	3,5	0,00	13,26	0,00	0,00

(1) Somatório das áreas de influência das lajes adjacentes à viga.
(2) Carga das lajes adjacentes correspondente às áreas de influência, considerando carga a permanente das mesmas e das paredes internas.
(3) Somatório das sobrecargas das lajes relativas às áreas de influência (ver Tabela 6.1).

(Fonte: elaborado pelo autor)

Nas vigas V17 e V16 está levando-se em consideração a carga da escada. No caso, a área de influência de 3,65m² é metade da área superficial da escada, a qual na viga V16 ainda se soma a parcela da laje L13 que lhe compete.

Tabela 12.2: Cargas verticais permanentes e variáveis nas vigas de cobertura.

Vigas da Cobertura										
Viga		Peso Próprio	Carga da Alv.	Área de Influência ¹	g Laje	L Viga	Reação Lajes ²	g Viga	Q Total ³	Q Viga
Nome	Trecho	(KN/m)	(KN/m)	(m ²)	(KN/m ²)	(m)	(KN/m)	(KN/m)	(KN)	(KN/m)
V1/V3	V1/V3	2,50	3,73	4,5	3,64	5,45	3,01	9,24	2,25	0,41
V2	a	1,50	3,73	0,84	3,64	2,60	1,18	6,41	0,42	0,16
	b	1,50	3,73	0,84	3,64	2,60	1,18	6,41	0,42	0,16
V4/V9	a	2,50	3,73	4,39	3,64	5,68	2,81	9,04	2,20	0,39
	b	2,50	3,73	1,02	3,64	2,89	1,28	7,51	0,51	0,18
	c	2,50	3,73	2,34	3,64	3,65	2,33	8,56	1,17	0,32
V5	a	1,50	0,00	13,14	3,64	5,45	8,78	10,28	6,57	1,21
	b	1,50	0,00	2,93	3,64	2,60	4,10	5,60	1,47	0,56
	c	1,50	0,00	2,93	3,64	2,60	4,10	5,60	1,47	0,56
	d	1,50	0,00	13,14	3,64	5,45	8,78	10,28	6,57	1,21
V6/V8	a	0,90	0,00	3,28	3,64	2,85	4,19	5,09	1,64	0,58
	b	0,90	0,00	6,82	3,64	3,45	7,20	8,10	3,41	0,99
V7	a	2,50	0,00	14,72	3,64	5,70	9,40	11,90	7,36	1,29
	b	2,50	0,00	3,28	3,64	2,85	4,19	6,69	1,64	0,58
	c	2,50	0,00	5,44	3,64	3,40	5,82	8,32	2,72	0,80
V10	a	0,90	0,00	6,65	3,64	3,25	7,45	8,35	3,33	1,02
	b	0,90	0,00	4,02	3,64	2,15	6,81	7,71	2,01	0,93
	c	0,90	0,00	4,53	3,64	2,60	6,34	7,24	2,27	0,87
	d	0,90	0,00	4,53	3,64	2,60	6,34	7,24	2,27	0,87
	e	0,90	0,00	4,02	3,64	2,15	6,81	7,71	2,01	0,93
	f	0,90	0,00	6,65	3,64	3,25	7,45	8,35	3,33	1,02
V11/V12	V11/V12	1,50	0,00	14,97	3,64	5,70	9,56	11,06	7,49	1,31

Continua

Continuação

Vigas da Cobertura										
Viga		Peso Próprio	Carga da Alv.	Área de Influência ¹	g Laje	L Viga	Reação Lajes ²	g Viga	q Total ³	q Viga
Nome	Trecho	(KN/m)	(KN/m)	(m ²)	(KN/m ²)	(m)	(KN/m)	(KN/m)	(KN)	(KN/m)
V13	a	2,50	3,73	1,69	3,64	3,3	1,89	8,12	0,85	0,26
	b	3,40	4,46	3,1	6,20	2,15	8,94	16,80	3,20	1,49
	c	3,40	4,46	5,69	3,64	2,6	7,97	15,83	6,50	2,50
	d	3,40	4,46	1,92	3,64	1,4	4,99	12,85	2,79	1,99
	e	2,50	0,00	7,05	3,64	3,5	7,44	9,94	3,53	1,02
	f	2,50	3,73	1,69	3,64	3,3	1,89	8,12	0,85	0,26
V14	V14	3,40	8,19	0,75	6,20	2,55	1,82	13,41	1,50	0,59
V15	V15	2,40	4,46	2,06	6,20	2,55	5,01	11,87	4,12	1,62
V16	V16	3,40	4,46	2,06	3,64	2,55	2,94	10,80	2,17	0,85
V17	V17	2,50	3,73	0,75	3,64	2,55	1,07	7,30	0,38	0,15
V18	a	3,40	4,46	1,1	6,20	2,15	3,17	11,03	2,20	1,02
	b	3,40	4,46	3,65	3,64	4	3,32	11,18	7,30	1,83
	c	3,40	3,73	2,64	3,64	3,5	2,75	9,88	1,32	0,38

(1) Somatório das áreas de influência das lajes adjacentes à viga.
(2) Carga das lajes adjacentes correspondente às áreas de influência, considerando carga a permanente das mesmas.
(3) Somatório da sobrecarga das lajes relativas às áreas de influência (ver Tabela 6.1).

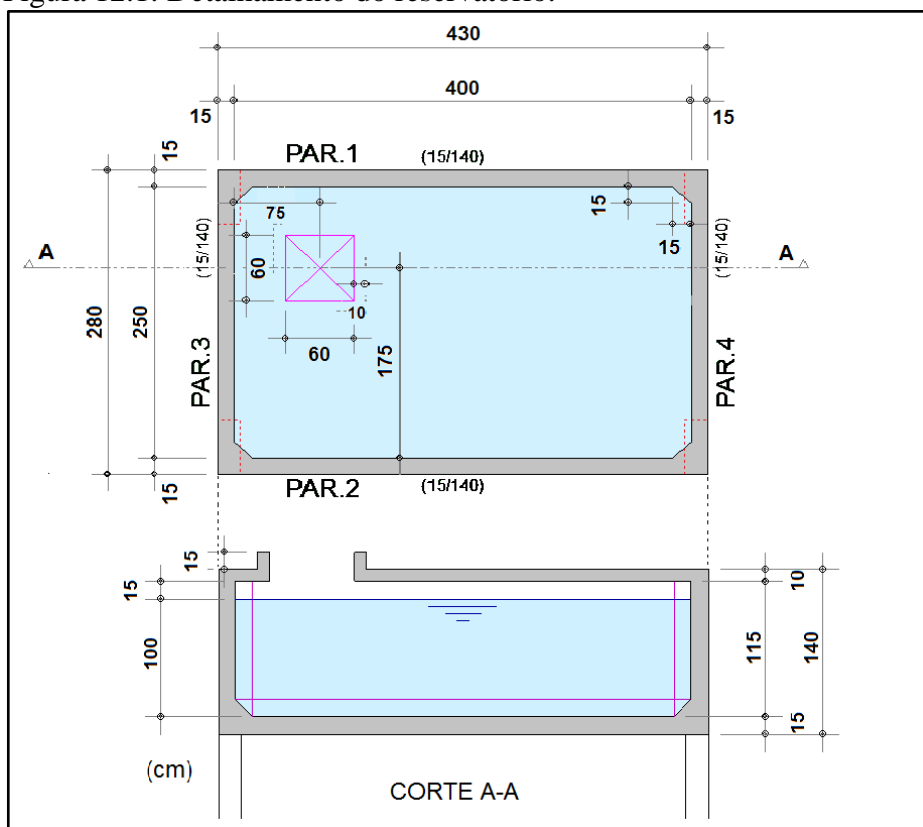
(Fonte: elaborado pelo autor)

Nas vigas V13b, V14, V15 e V18a estão consideradas as cargas do sistema elevatório.

12.2 CÁLCULO DA CARGA DO RESERVATÓRIO

Este trabalho não tem como propósito dimensionar o reservatório, mas leva em consideração o carregamento gerado na estrutura, tanto com relação à carga gravitacional quanto ao aumento da superfície exposta ao vento. Suas dimensões foram projetadas de maneira a respeitar a NBR 5626:1998. Sua estrutura é em concreto armado e sua carga foi calculada para o nível de transbordamento. A Figura 12.1 mostra o detalhamento do reservatório.

Figura 12.1: Detalhamento do reservatório.



(Fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 12.3: Cargas verticais do reservatório.

Componentes	Revest. (kN/m ²)	Peso (kN)	q (kN/m ²)
Tampa	1	30,10	0,5
Laje	1	41,25	10
Paredes (x4)	0	56,10	0
Volume (10m ³)	0	98,00	0
Total (KN)	—	249,45	105

(Fonte: elaborado pelo autor)

No pórtico, 1/4 da carga total permanente e da sobrecarga foram aplicadas como cargas concentradas nos quatro pilares de elevação do reservatório, P16, P17, P21 e P22, assim simulando sua ação na estrutura.

13 CÁLCULO DAS CARGAS DE VENTO

13.1 CÁLCULO DA CARGA DE VENTO TOTAL NAS LAJES

Conforme as considerações feitas no item 6.1.2, as forças de arrasto foram calculadas para o projeto. Em vista da região onde o edifício se localiza, verifica-se que se trata de um vento de baixa turbulência, assim, através da figura 6.4 e das plantas arquitetônicas, pode-se obter os coeficientes de arrasto nas direções x e y. Os resultados estão na Tabela 13.1.

Tabela 13.1: Coeficientes de arrasto.

Direção x		Direção y	
L_1	16,35	L_1	15,15
L_2	15,15	L_2	16,35
h	14,70	h	14,70
L_1/L_2	1,08	L_1/L_2	0,93
h/L_1	0,90	h/L_1	0,97
C_{ax}	1,14	C_{ay}	1,11

(Fonte: elaborado pelo autor)

Com auxílio da equação 6.11, foi calculada a força de arrasto total, em cada direção, para cada pavimento. O ponto de nível zero foi definido no pavimento térreo e o valor da altura (z) varia de acordo com o eixo geométrico das lajes. Para o nível do 2º pavimento, na direção y, considerou-se a redução da área de arrasto (A_{ey}) em função uma parcela ser constituída apenas por pilares. Já na cobertura, foi adotado um procedimento diferente, pois, em função do reservatório e da casa de máquinas, a área abaixo da laje não é igual à área acima da mesma. Deste modo usou-se A_{e1} (abaixo) e A_{e2} (acima), e z_1 e z_2 como sendo o centroide dessas áreas. Por conveniência, F_a foi substituído por F_H . A Tabela 13.2 mostra como ficaram os resultados.

Tabela 13.2: Força de arrasto total nos níveis das lajes.

Pavimento	z (m)		A_{ex} (m ²)		A_{ey} (m ²)		F_{Hx} (kN)	F_{Hy} (kN)
2º	2,84		47,09		33,23		38,07	26,04
3º	5,72		47,09		43,63		45,04	40,45
4º	8,60		47,09		43,63		49,67	44,61
Pavimento	z_1 (m)	z_2 (m)	A_{e1x} (m ²)	A_{e2x} (m ²)	A_{e1y} (m ²)	A_{e2y} (m ²)	F_{Hx} (kN)	F_{Hy} (kN)
Cobertura	11,28	13,57	40,548	13,545	37,572	5,880	61,59	47,70
$F_{H, total} = \Sigma$							194,36	158,80

(Fonte: elaborado pelo autor)

13.2 CÁLCULO DA DISTRIBUIÇÃO DAS CARGAS DE VENTO ENTRE AS SUBESTRUTURAS DE CONTRAVENTAMENTO

13.2.1 Cálculo da rigidez horizontal dos pórticos de contraventamento

Primeiramente, foram escolhidos os pórticos que teriam uma contribuição significativa à estabilidade do edifício em cada direção. O croqui da subestrutura de contraventamento encontra-se no ANEXO D – Subestrutura de Contraventamento.

Como a relação da distribuição das cargas de vento é apenas uma relação de proporcionalidade entre as rigidezes dos pórticos, é possível calcular esta rigidez apenas aplicando-se uma carga unitária horizontal no topo de cada pórtico. Para o cálculo dos deslocamentos foi utilizado o *software* Ftool 3.0.1. Os resultados encontrados para os coeficientes de rigidez horizontal estão na Tabela 13.3.

Tabela 13.3: Coeficiente de rigidez dos pórticos de contraventamento.

Direção x	Coord. y (m)	Deslocamento em x (m)	k (kN/m)
Px1	0,10	0,0002083	4801
Px2	16,25	0,0002083	4801
Px3	3,40	0,0002989	3346
Px4	12,95	0,0002989	3346
Direção y	Coord. x (m)	Deslocamento em y (m)	k (kN/m)
Py1	0,50	0,0001991	5023
Py2	3,85	0,0003312	3019
Py3	6,75	0,0004290	2331
Py4	12,35	0,0001673	5977
Py5	15,05	0,0002261	4423

(Fonte: elaborado pelo autor)

13.2.2 Distribuição das cargas de vento

Conforme o item 6.3 e a limitação constante no mesmo, foi feita a distribuição das cargas de vento entre os pórticos de contraventamento ($F_{H, Pórtico}$). Os resultados estão na Tabela 13.4.

Tabela 13.4: Distribuição das cargas de vento ($F_{H, Pórtico}$ [kN]) nos pórticos de contraventamento.

Pavimento	Vento na direção x		Vento na direção y				
	P1x / P2x	P3x / Px4	P1y	P2y	P3y	P4y	P5y
2º	11,218	7,817	6,296	3,785	2,922	7,493	5,544
3º	13,270	9,248	9,780	5,879	4,539	11,639	8,612
4º	14,635	10,199	10,786	6,484	5,006	12,836	9,498
Cobertura	18,147	12,646	11,534	6,934	5,353	13,727	10,157

Valores considerando a aproximação da força total por pavimento atuando no centro elástico (CE).

(Fonte: elaborado pelo autor)

13.2.3 Distribuição das cargas de vento considerando reta de ação da força fora do centro elástico da estrutura

Conforme as limitações deste trabalho, não foram consideradas as ações das cargas de vento com excentricidade, mesmo com a estrutura não possuindo simetria em uma das direções. Esta simplificação é aceitável pelo fato de o edifício em estudo ser de dimensões pouco expressivas e porque necessitaria realizar o dobro de combinações das ações, já que o modelo de análise estrutural é de pórtico espacial. Desta forma, seria preciso lançar separadamente as cargas com excentricidade à direita e à esquerda.

Este item é representativo apenas para ter-se uma ideia das discrepâncias dos valores obtidos anteriormente. Os cálculos, considerando a excentricidade, foram efetuados com auxílio do *software* Windload, de autoria do Prof. Ronald José Ellwanger e utilizado na disciplina Estruturas de Edifícios, do curso de Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul - UFRGS. Abaixo, na Tabela 13.5, seguem os resultados obtidos para as cargas de vento em cada pórtico e, a direita na tabela, a relação entre os resultados com e sem a consideração da excentricidade.

Tabela 13.5: Forças devido às cargas de vento com excentricidade ($F_{H,e,Pórtico}$) nos pórticos de contraventamento.

(kN)	Px1		Px2		Px3		Px4		$\frac{F_{H,Pórtico}}{F_{H,e,Pórtico}}$	
	Vento em x		Vento em x		Vento em x		Vento em x			
	e esq	e dir	e esq	e dir	e esq	e dir	e esq	e dir	Px1/Px2	90,11%
Fator	0,262	0,327	0,327	0,262	0,192	0,219	0,219	0,192	Px3/Px4	93,76%
Pav									Py1	91,24%
2º	9,974	12,449	12,449	9,974	7,309	8,337	8,337	7,309	Py2	90,28%
3º	11,800	14,727	14,727	11,800	8,647	9,863	9,863	8,647	Py3	96,73%
4º	13,013	16,241	16,241	13,013	9,536	10,877	10,877	9,536	Py4	96,88%
Cobert	16,135	20,138	20,138	16,135	11,824	13,487	13,487	11,824	Py5	95,04%
(kN)	Py1		Py2		Py3		Py4		Py5	
	Vento em y		Vento em y		Vento em y		Vento em y		Vento em y	
	e esq	e dir	e esq	e dir	e esq	e dir	e esq	e dir	e esq	e dir
Fator	0,265	0,228	0,161	0,141	0,116	0,111	0,258	0,297	0,176	0,224
Pav										
2º	6,901	5,937	4,193	3,672	3,021	2,891	6,719	7,734	4,583	5,833
3º	10,719	9,223	6,512	5,703	4,692	4,490	10,436	12,014	7,119	9,061
4º	11,821	10,171	7,182	6,290	5,175	4,952	11,509	13,249	7,851	9,992
Cobert	12,642	10,877	7,680	6,726	5,534	5,295	12,308	14,168	8,396	10,686

(Fonte: elaborado pelo autor)

Como se pode ver, a consideração da excentricidade não é tão significativa para o edifício em estudo, de maneira que a simplificação adotada para o lançamento das cargas de vento é aceitável.

14 VERIFICAÇÃO DA ESTABILIDADE GLOBAL DA ESTRUTURA

14.1 VERIFICAÇÃO DO DESAPRUMO

A avaliação quanto à necessidade de se considerar as ações do desaprumo foi feita conforme o item 8.2.3. Os resultados adquiridos estão apresentados nas Tabelas 14.1, 14.2 e 14.3. Os valores de N_k foram adquiridos através do somatório das cargas axiais dos pilares.

Tabela 14.1: Valores obtidos para θ .

H (m)	11,48
$\theta_{1\text{mín}}$	0,003
$\theta_{1\text{máx}}$	0,005
θ_1	0,00295

(Fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 14.2: Relação entre os desaprumo e as cargas de vento na direção x.

P1x / P2x						
Nível	N_k (kN)	$F_{H,\text{desap}}$ (kN)	z (m)	M_{desap} (kNm)	M_{vento} (kNm)	$\frac{M_{\text{desap}}}{M_{\text{vento}}}$
Cobertura	208,8	0,48	11,48	5,56	208,32	4,2%
4º Pav.	328,8	0,76	8,6	6,56	125,86	
3º Pav.	328,8	0,76	5,72	4,37	75,91	
2º Pav.	328,8	0,76	2,84	2,17	31,86	
$\theta_{a\text{ P1x / P2x}} = 0,00232$			Σ	18,66	441,94	
P3x						
Nível	N_k (kN)	$F_{H,\text{desap}}$ (kN)	z (m)	M_{desap} (kNm)	M_{vento} (kNm)	$\frac{M_{\text{desap}}}{M_{\text{vento}}}$
Cobertura	188,6	0,45	11,48	5,19	145,18	11,2%
4º Pav.	711,8	1,71	8,6	14,68	87,71	
3º Pav.	711,8	1,71	5,72	9,76	52,90	
2º Pav.	711,8	1,71	2,84	4,85	22,20	
$\theta_{a\text{ P3x}} = 0,00240$			Σ	34,47	307,99	
P4x						
Nível	N_k (kN)	$F_{H,\text{desap}}$ (kN)	z (m)	M_{desap} (kNm)	M_{vento} (kNm)	$\frac{M_{\text{desap}}}{M_{\text{vento}}}$
Cobertura	177,6	0,43	11,48	4,89	145,18	8,6%
4º Pav.	522,2	1,25	8,6	10,77	87,71	
3º Pav.	522,2	1,25	5,72	7,16	52,90	
2º Pav.	522,2	1,25	2,84	3,56	22,20	
$\theta_{a\text{ P4x}} = 0,00240$			Σ	26,37	307,99	
<i>Considerando-se θ_1 para o cálculo de θ_a</i>						

(Fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 14.3: Relação entre os desaprumo e as cargas de vento na direção y.

P1y						
Nível	N_k (kN)	$F_{H,desap}$ (kN)	z (m)	M_{desap} (kNm)	M_{vento} (kNm)	$\frac{M_{desap}}{M_{vento}}$
Cobertura	258,54	0,60	11,48	6,89	132,41	8,3%
4º Pav.	450,98	1,05	8,6	9,00	92,76	
3º Pav.	450,98	1,05	5,72	5,99	55,94	
2º Pav.	450,98	1,05	2,84	2,97	17,88	
$\theta_{a P3y} = 0,00232$			Σ	24,85	298,99	
P2y						
Nível	N_k (kN)	$F_{H,desap}$ (kN)	z (m)	M_{desap} (kNm)	M_{vento} (kNm)	$\frac{M_{desap}}{M_{vento}}$
Cobertura	293	0,68	11,48	7,81	79,60	16,9%
4º Pav.	564,44	1,31	8,6	11,27	55,76	
3º Pav.	564,44	1,31	5,72	7,49	33,63	
2º Pav.	564,44	1,31	2,84	3,72	10,75	
$\theta_{a P3y} = 0,00232$			Σ	30,29	179,74	
P3y						
Nível	N_k (kN)	$F_{H,desap}$ (kN)	z (m)	M_{desap} (kNm)	M_{vento} (kNm)	$\frac{M_{desap}}{M_{vento}}$
Cobertura	399,40	0,91	11,48	10,43	61,45	28,9%
4º Pav.	760,38	1,73	8,6	14,87	43,05	
3º Pav.	760,38	1,73	5,72	9,89	25,96	
2º Pav.	760,38	1,73	2,84	4,91	8,30	
$\theta_{a P3y} = 0,00227$			Σ	40,10	138,76	
P4y						
Nível	N_k (kN)	$F_{H,desap}$ (kN)	z (m)	M_{desap} (kNm)	M_{vento} (kNm)	$\frac{M_{desap}}{M_{vento}}$
Cobertura	552,6	1,24	11,48	14,23	157,58	11,3%
4º Pav.	672,2	1,51	8,6	12,96	110,39	
3º Pav.	672,2	1,51	5,72	8,62	66,58	
2º Pav.	672,2	1,51	2,84	4,28	21,28	
$\theta_{a P4y} = 0,00224$			Σ	40,09	355,82	
P5y						
Nível	N_k (kN)	$F_{H,desap}$ (kN)	z (m)	M_{desap} (kNm)	M_{vento} (kNm)	$\frac{M_{desap}}{M_{vento}}$
Cobertura	310,2	0,72	11,48	8,27	116,60	7,7%
4º Pav.	303,8	0,71	8,6	6,06	81,68	
3º Pav.	303,8	0,71	5,72	4,03	49,26	
2º Pav.	303,8	0,71	2,84	2,00	15,75	
$\theta_{a P4y} = 0,00232$			Σ	20,37	263,29	

Considerando-se θ_1 para o cálculo de θ_a

(Fonte: elaborado pelo autor)

Como os efeitos das ações decorrentes do desaprumo global do edifício são inferiores a 30% das ações de vento, desconsideram-se as ações do mesmo.

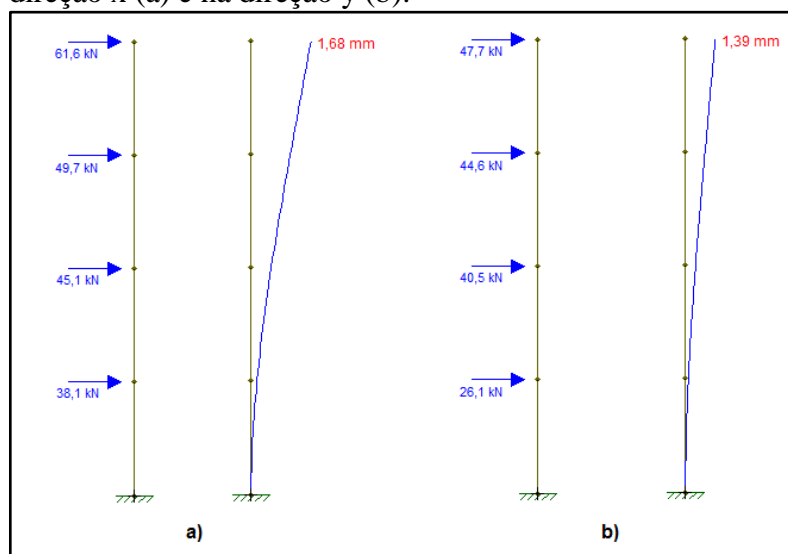
14.2 VERIFICAÇÃO DO PARÂMETRO DE INSTABILIDADE α

Para o cálculo do parâmetro de instabilidade α utilizou-se a equação 8.1 adotando-se o limite de 0,5, pois a subestrutura de contraventamento é formada apenas por pórticos. Assim, para se obter o valor de I_c para cada pórtico, pode-se atribuir o $I_{c,eq}$ de um pilar equivalente de seção constante. Primeiramente deve-se calcular o deslocamento horizontal do topo (a_i) de cada pórtico frente às cargas de vento da Tabela 13.4. Depois, calcula-se o $I_{c,eq}$ do pilar equivalente, engastado na base e livre no topo, com a mesma altura do pórtico analisado, de maneira que sob a ação da mesma carga, sofra o mesmo deslocamento do topo. Isto pode ser feito analisando-se um segundo pilar com um momento de inércia de referência $I_r = 1\text{m}^4$ e seção de área $A = 1\text{m}^2$, submetido ao carregamento total da carga de vento apresentado na Tabela 13.2, por fim obtendo-se seu deslocamento de topo (a_r). O valor de I_c do pilar equivalente é dado pela expressão abaixo:

$$I_c = \left(\frac{F_{H,Pórtico}}{F_H} \right) \frac{I_r a_r}{a_i} \quad (14.1)$$

Os deslocamentos dos pórticos e do pilar de referência foram obtidos com auxílio do *software* Ftool 3.0.1. A Figura 14.1 mostra como foi feito o procedimento com o pilar de referência.

Figura 14.1: Deslocamento do pilar de referência na direção x (a) e na direção y (b).



(Fonte: elaborado pelo autor)

Na Tabela 14.4 são apresentados os resultados dos deslocamentos (a_{r_x} e a_{r_y}) dos pilares de referência e na Tabela 14.5 os deslocamentos (a_i) e $I_{c,eq}$ dos pórticos.

Tabela 14.4: Deslocamento dos pilares de referência.

A (m ²)	1
I (m ⁴)	1
H _{tot} (m)	11,48
a _{r,x} (m)	0,00168
a _{r,y} (m)	0,00139

(Fonte: elaborado pelo autor)

A altura H_{tot} utilizada foi a do eixo central da laje de cobertura.

Tabela 14.5: Deslocamento e I_{c,eq} dos pórticos.

Pórtico	$\sum F_{H, \text{Pórtico } x} / F_{H, \text{total } x}$	a _{i,x} (m)	I _{c,eq x} (m ⁴)
P1x	0,295	0,00925	0,0535
P2x	0,295	0,00925	0,0535
P3x	0,205	0,00602	0,0573
P4x	0,205	0,00602	0,0573
Σ			0,2215
Pórtico	$\sum F_{H, \text{Pórtico } y} / F_{H, \text{total } y}$	a _{i,y} (m)	I _{c,eq y} (m ⁴)
P1y	0,242	0,00562	0,0598
P2y	0,145	0,00698	0,0289
P3y	0,112	0,00967	0,0161
P4y	0,288	0,00787	0,0509
P5y	0,213	0,00775	0,0382
Σ			0,1939

(Fonte: elaborado pelo autor)

Com os resultados dos momentos de inércia I_{c,eq}, pode-se, agora, calcular os parâmetros de instabilidade α_x e α_y . Os resultados e parâmetros utilizados estão da Tabela 14.6.

Tabela 14.6: Parâmetro de Instabilidade α_x e α_y .

N _k (kN)	10501,23
H _{tot} (m)	11,48
E _{cs} (kN/m ²)	32206086
I _{c,eq x} (m ⁴)	0,2215
I _{c,eq y} (m ⁴)	0,1939
α_x	0,440 < 0,5
α_y	0,471 < 0,5

(Fonte: elaborado pelo autor)

Como se pode ver, os resultados para α_x e α_y são inferiores ao limite 0,5, assim os cálculos para o dimensionamento da estrutura considerarão a mesma com sendo de nós fixos.

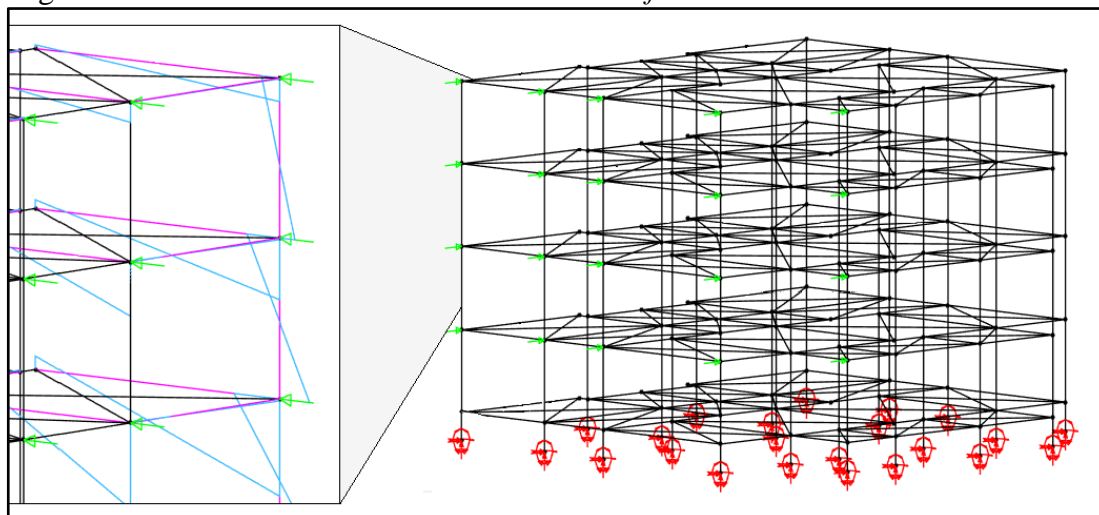
15 PÓRTICO ESPACIAL

Para a aquisição dos dados de solicitação dos elementos da estrutura, foi utilizado o *software* de análise estrutural Mastan2 v3.5. O mesmo pode ser adquirido de forma gratuita na internet. Ele permite a definição de geometria estrutural, condições de suporte, cargas aplicadas e propriedades de elementos. As rotinas de análise fornecem ao usuário a oportunidade de realizar análises elásticas ou inelásticas de primeira ou segunda ordem de estruturas tridimensionais e bidimensionais, porém neste trabalho foi feito apenas análises lineares de primeira ordem com o *software*. Entre os recursos de pós-processamento, incluem a interpretação do comportamento estrutural por meio de diagramas de força e deformação.

Como o *software* não simula o comportamento das lajes como diafragmas rígidos, foram adicionadas barras cruzadas no lugar das lajes. Estas barras foram definidas com um momento de inércia baixo e uma área de seção transversal elevada (10 vezes maior que a da viga de maior área). Os pilares de fundação foram adotados com tendo 1 metro de comprimento e com sua base engastada.

O lançamento das cargas permanentes verticais, de vento e sobrecarga foi feito de modo separado e com valores característicos. As solicitações foram obtidas através dos diagramas gerados na análise elástica de primeira ordem e posteriormente feitas as combinações previstas no item 3.3.4, equação 3.5, porém ainda sem o coeficiente de majoração $\gamma_f = 1,4$. Na Figura 15.1 se pode observar, apenas de forma exemplificativa, como ficou a projeção do pórtico com as cargas de vento na direção y e os diagramas de momento fletor de algumas barras.

Figura 15.1: Estrutura do edifício modelada no *software* Mastan2.



(Fonte: elaborado pelo autor)

15.1 SOLICITAÇÕES NAS VIGAS

Para tratar os dados obtidos de forma mais sintética, os valores das solicitações serão apresentados já na forma combinada. Nas Tabelas F.1 e F.2 do ANEXO F, encontram-se, respectivamente, os resultados das combinações (ELU) dos momentos fletores para as vigas do pavimento tipo e cobertura. A favor da segurança, para as vigas do pavimento tipo foram adotados os maiores valores entre pavimentos, já que de um pavimento para outro houve uma pequena variação dos valores.

Como se pode observar na Tabela F.1, para algumas combinações, em um mesmo ponto, foram obtidos momentos fletores negativos e positivos. Assim, a armadura deverá ser dimensionada de forma adequada nos mesmos.

De uma forma geral, os resultados para os momentos fletores obtidos estão dentro do esperado. Alguns pontos que merecem destaque são os valores negativos apresentados nos vão dos trechos V4b/V9b, V7b e V14, e o trecho V7c. Os primeiros são resultado da contra flecha gerada por trechos adjacentes prolongados que suportam uma carga bem maior. O segundo, por ser um trecho de aproximadamente 40cm em balanço.

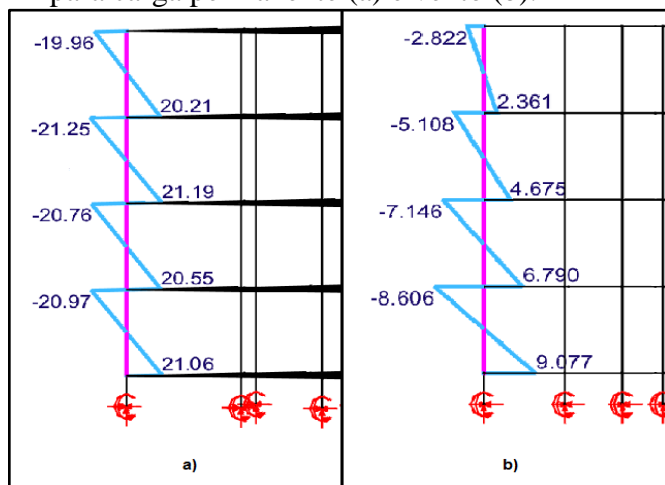
Nas Tabelas F.3 e F.4, do ANEXO F, encontram-se, respectivamente, os resultados das combinações (ELU) dos esforços cortantes para as vigas do pavimento tipo e cobertura.

Os resultados para os esforços cortantes também estão coerentes. Uma atenção especial deve ser dada aos encontros entre as vigas V6/V8 x V1/V3, V7 x V2 e V7 x V13, pois as vigas sustentadas apresentaram reações elevadas nestes pontos, o que necessitará de um reforço com armadura de suspensão.

15.2 SOLICITAÇÕES NOS PILARES

Com exceção dos momentos fletores consequentes das ações do vento, as solicitações de momento geradas nos pilares variaram pouco de pavimento para pavimento, assim para simplificar a aquisição destes valores, e a favor da segurança, foram generalizados os valores mais elevados a cada pilar. No mesmo sentido, os valores superior (topo) e inferior (base) para um mesmo eixo transversal dos pilares variaram muito pouco, assim os mesmos foram considerados iguais em módulo ($|M_{sup}| \approx |M_{inf}|$), majorado para o maior valor. A Figura 15.2 pode elucidar o que se quer dizer.

Figura 15.2: Diagrama de momento fletor do pilar P1 para carga permanente (a) e vento (b).



(Fonte: elaborado pelo autor)

Com o mesmo propósito do item anterior, serão apresentadas diretamente as combinações para as cargas axiais, porém para os momentos fletores é interessante analisar as solicitações individualmente para se verificar a consistência dos dados obtidos e a importância das ações do vento. Não foram gerados esforços cortantes significativos aos pilares, entretanto, a rigor, seria mais correto dimensionar os mesmos para tal.

Na Tabela 15.1, se pode verificar os momentos fletores característicos gerados pelo *software* Mastan2. O eixo local (x) é o eixo central principal de maior inércia dos pilares.

Tabela 15.1: Momentos fletores (M_k) dos pilares.

PILAR	Carga Permanente (kNm)		Vento na direção X: 0° - 180° (kNm)							
	Pior Situação		Térreo		2º Pav.		3º Pav.		4º Pav.	
	Eixo local x	Eixo local y	Eixo local x	Eixo local y	Eixo local x	Eixo local y	Eixo local x	Eixo local y	Eixo local x	Eixo local y
P1/P4	21,45	4,38	0	10,25	0	8,66	0	6,20	0	3,50
P2/P3	14,67	4,10	0	7,54	0	5,97	0	4,41	0	2,60
P5/P8	2,86	13,60	15,34	0,00	13,15	0,00	9,40	0,00	5,25	0,00
P6/P7	2,03	0,64	0	5,42	0	4,68	0	3,37	0	1,95
P9/P13	9,17	5,70	15,22	0,00	13,12	0,00	9,40	0,00	5,30	0,00
P10/P12	15,92	2,55	12,57	0,00	10,27	0,00	7,56	0,00	3,68	0,00
P11	7,32	0,16	26,80	0,00	22,37	0,00	16,27	0,00	9,59	0,00
P14/P19	12,97	5,98	12,22	0,00	10,26	0,00	7,43	0,00	4,32	0,00
P15	13,16	1,32	13,82	0,00	11,78	0,00	8,38	0,00	4,73	0,00
P16	8,41	0,28	0	9,05	0	7,50	0	5,31	0	2,94
P17	5,95	1,64	0	9,36	0	7,83	0	5,55	0	2,78
P18	12,51	3,59	14,04	0,00	11,8	0,00	8,28	0,00	4,8	0,00
P20	7,90	4,57	9,6	0,00	7,57	0,00	5,44	0,00	2,94	0,00
P21	8,85	4,00	0	8,09	0	6,50	0	4,60	0	2,22
P22	4,23	5,43	0	8,12	0	6,53	0	4,63	0	2,46
P23	9,20	6,00	9,66	0,00	7,62	0,00	5,48	0,00	2,98	0,00

Continua

Continuação

Sobrecarga (kNm)			Vento na direção Y: 90° - 270° (kNm)							
PILAR	Pior Situação		Térreo		2º Pav.		3º Pav.		4º Pav.	
	Eixo local x	Eixo local y	Eixo local x	Eixo local y	Eixo local x	Eixo local y	Eixo local x	Eixo local y	Eixo local x	Eixo local y
P1/P4	1,82	0,60	8,5	0,00	7,15	0,00	5,11	0,00	2,8	0,00
P2/P3	1,33	1,15	12,6	0,00	10,6	0,00	7,44	0,00	3,5	0,00
P5/P8	0,43	2,82	0,00	7,36	0,00	6,14	0,00	4,33	0,00	2,24
P6/P7	1,21	0,12	17,2	0,00	14,47	0,00	10,26	0,00	5,4	0,00
P9/P13	0,70	1,30	0,00	7,50	0,00	6,16	0,00	4,30	0,00	2,20
P10/P12	3,60	0,40	0	4,70	0	4,00	0	2,80	0	1,50
P11	2,15	0,05	0,00	10,62	0,00	8,89	0,00	6,35	0,00	3,20
P14/P19	1,40	0,86	0	8,00	0	6,46	0	4,54	0	2,41
P15	3,60	0,64	0	9,64	0	8,10	0	5,61	0	2,87
P16	2,13	0,60	11,08	0,00	9,84	0,00	6,8	0,00	3,15	0,00
P17	1,75	0,50	11,6	0,00	9,72	0,00	6,91	0,00	3,7	0,00
P18	3,10	0,84	0	9,48	0	8,00	0	5,58	0	2,83
P20	0,80	1,05	0	8,63	0	6,94	0	4,52	0	2,17
P21	1,60	0,72	12,3	0,00	10,07	0,00	7,03	0,00	3,4	0,00
P22	1,23	0,95	12	0,00	10,1	0,00	7,14	0,00	3,5	0,00
P23	1,40	0,92	0	8,20	0	6,70	0	4,65	0	2,37
$ M_{sup} \approx M_{inf} $										

(Fonte: elaborado pelo autor)

Na Tabela 15.2 estão as combinações para o ELU dos momentos fletores característicos obtidos para os pilares.

Tabela 15.2: Combinação (ELU) dos momentos fletores (M_k) dos pilares.

(kNm)	Térreo		2º Pavimento		3º Pavimento		4º Pavimento	
PILAR	Eixo local x	Eixo local y	Eixo local x	Eixo local y	Eixo local x	Eixo local y	Eixo local x	Eixo local y
P1/P4	30,86	14,93	29,51	13,34	27,47	10,88	25,16	8,18
P2/P3	27,94	12,22	25,94	10,65	22,78	9,09	18,84	7,28
P5/P8	18,42	22,37	16,23	21,15	12,48	19,34	8,33	17,76
P6/P7	19,84	6,12	17,11	5,38	12,90	4,07	8,04	2,65
P9/P13	24,74	13,85	22,64	12,51	18,92	10,65	14,82	8,55
P10/P12	30,29	7,45	27,99	6,75	25,28	5,55	21,73	4,25
P11	35,20	10,81	30,77	9,08	24,67	6,54	17,99	3,39
P14/P19	25,89	14,41	23,93	12,87	21,10	10,95	17,99	8,82
P15	28,78	11,28	26,74	9,74	23,34	7,25	19,69	4,51
P16	20,56	9,63	19,32	8,08	16,28	5,89	12,63	3,52
P17	18,43	11,25	16,55	9,72	13,74	7,44	10,53	4,67
P18	28,10	13,49	25,86	12,01	22,34	9,59	18,86	6,84
P20	17,90	13,73	15,87	12,04	13,74	9,62	11,24	7,27
P21	21,95	12,45	19,72	10,86	16,68	8,96	13,05	6,58
P22	16,85	14,03	14,95	12,44	11,99	10,54	8,35	8,37
P23	19,56	14,66	17,52	13,16	15,38	11,11	12,88	8,83
$ M_{sup} \approx M_{inf} $								

(Fonte: elaborado pelo autor)

Analisando as duas tabelas anteriores, se verifica que os valores obtidos são coerentes com a orientação dos pilares e encontros com vigas apresentados na planta de formas. Relata-se que todos os valores adotados para as combinações foram com o vento como carga variável principal. De certa forma, a magnitude de muitos destes resultados já era previsível, porém se podem destacar alguns casos:

- P9/P13: o momento gerado em torno do eixo local x pelas cargas verticais, mesmo existindo continuidade de viga, foi considerável, inclusive maior do que no eixo y, onde se tem descontinuidade de viga. Este efeito foi certamente causado pelo trecho de viga V4a, pois ele é muito maior do que o trecho V4b, e pela proximidade dos pilares P10/P12. Em outros pilares também se verificou isto.
- P5/P8: esperava-se uma diferença maior entre os momentos em torno dos eixos x e y gerados pelas cargas verticais, entretanto os pórticos P_{x1} e P_{x2} são de grande importância para a robustez da estrutura na direção x, o que faz com que a carga de vento nesta direção seja elevada.
- P11: o momento fletor resultante das cargas verticais no eixo local y ficou próximo de zero, o que mostra o efeito da simetria.

Na Tabela 15.3 são apresentados os resultados para as combinações ao ELU das cargas axiais nos pilares do térreo ao 4º pavimento. Nestes, foram considerados apenas os valores desfavoráveis, ou seja, os valores de tração ($-N_k$) foram desprezados para o dimensionamento. Na Tabela 15.4 são mostrados os valores para os pilares da cobertura, para os quais foram considerados os efeitos das cargas permanentes do reservatório e sua sobrecarga como única carga variável.

Tabela 15.3: Combinação ELU dos esforços axiais (N_k) dos pilares do térreo ao 4º pavimento.

Térreo					
(kN)	Sobrecarga (principal)	Sobrecarga (principal)	Vento 0° - 180° (principal)	Vento 90° - 270° (principal)	Valores Adotados
PILAR	Vento 0° - 180°	Vento 90° - 270°			
P1/P4	327,81	317,13	327,67	309,87	327,81
P2/P3	496,46	494,14	480,61	476,75	496,46
P5/P8	364,54	369,48	347,02	355,26	369,48
P6/P7	636,90	636,93	597,53	597,53	636,93
P9/P13	364,23	367,80	352,25	358,20	367,80
P10/P12	543,49	541,24	508,83	505,09	543,49
P11	898,48	890,01	847,15	833,04	898,48
P14/P19	269,29	270,03	266,38	267,61	270,03

Continua

Continuação

Térreo					
(kN)	Sobrecarga (principal)	Sobrecarga (principal)	Vento 0° - 180° (principal)	Vento 90° - 270° (principal)	Valores Adotados
PILAR	Vento 0° - 180°	Vento 90° - 270°			
P15	487,58	485,18	464,42	460,42	487,58
P16	569,42	562,44	539,41	527,77	569,42
P17	751,39	742,14	708,32	692,90	751,39
P18	614,54	611,03	582,20	576,35	614,54
P20	175,62	175,58	182,27	182,20	182,27
P21	393,59	386,05	384,06	371,50	393,59
P22	544,59	531,89	527,60	506,44	544,59
P23	271,44	266,62	273,23	265,20	273,23
2º Pavimento					
(kN)	Sobrecarga (principal)	Sobrecarga (principal)	Vento 0° - 180° (principal)	Vento 90° - 270° (principal)	Valores Adotados
PILAR	Vento 0° - 180°	Vento 90° - 270°			
P1/P4	235,73	229,38	234,47	223,88	235,73
P2/P3	357,22	355,72	345,36	342,86	357,22
P5/P8	264,04	267,10	251,65	256,75	267,10
P6/P7	450,55	450,58	423,03	423,09	450,58
P9/P13	262,62	264,72	253,31	256,81	264,72
P10/P12	386,77	385,50	362,12	360,00	386,77
P11	639,70	635,36	602,26	595,03	639,70
P14/P19	194,87	195,41	192,11	193,01	195,41
P15	350,64	349,46	333,44	331,47	350,64
P16	442,32	438,30	415,75	409,05	442,32
P17	559,08	553,86	524,30	515,60	559,08
P18	430,75	428,72	407,98	404,60	430,75
P20	133,47	132,62	136,42	135,00	136,42
P21	309,22	303,77	297,26	288,19	309,22
P22	410,50	402,55	393,47	380,22	410,50
P23	196,53	193,45	196,16	191,03	196,53
3º Pavimento					
(kN)	Sobrecarga (principal)	Sobrecarga (principal)	Vento 0° - 180° (principal)	Vento 90° - 270° (principal)	Valores Adotados
PILAR	Vento 0° - 180°	Vento 90° - 270°			
P1/P4	143,84	140,87	142,45	137,50	143,84
P2/P3	217,52	216,65	210,33	208,88	217,52
P5/P8	162,83	164,38	155,62	158,20	164,38
P6/P7	266,78	266,88	251,12	251,29	266,88
P9/P13	162,48	163,50	156,55	158,25	163,50
P10/P12	231,02	230,48	216,75	215,85	231,02
P11	379,66	378,18	357,25	354,79	379,66
P14/P19	121,14	121,38	119,21	119,61	121,38
P15	221,62	221,18	210,82	210,08	221,62
P16	317,30	315,40	294,95	291,78	317,30
P17	371,18	368,86	344,90	341,03	371,18

Continua

Continuação

3º Pavimento					
(kN)	Sobrecarga (principal)	Sobrecarga (principal)	Vento 0° - 180° (principal)	Vento 90° - 270° (principal)	Valores Adotados
PILAR	Vento 0° - 180°	Vento 90° - 270°			
P18	254,39	253,69	241,32	240,15	254,39
P20	87,87	86,80	88,15	86,36	88,15
P21	228,14	224,79	214,70	209,11	228,14
P22	279,30	275,18	263,35	256,49	279,30
P23	116,27	114,61	115,20	112,44	116,27
4º Pavimento					
(kN)	Sobrecarga (principal)	Sobrecarga (principal)	Vento 0° - 180° (principal)	Vento 90° - 270° (principal)	Valores Adotados
PILAR	Vento 0° - 180°	Vento 90° - 270°			
P1/P4	53,51	52,72	53,15	51,84	53,51
P2/P3	77,59	77,26	75,74	75,19	77,59
P5/P8	61,93	62,50	60,10	61,05	62,50
P6/P7	84,62	84,73	80,93	81,12	84,73
P9/P13	61,16	61,48	59,36	59,90	61,48
P10/P12	78,48	78,38	75,05	74,89	78,48
P11	120,83	120,80	114,55	114,50	120,83
P14/P19	45,51	45,62	45,13	45,32	45,62
P15	89,61	89,50	86,15	85,96	89,61
P16	194,66	194,11	177,30	176,38	194,66
P17	187,02	186,44	169,94	168,97	187,02
P18	79,76	79,73	77,05	77,00	79,76
P20	40,02	39,33	38,80	37,65	40,02
P21	150,64	149,98	136,73	135,64	150,64
P22	152,16	151,43	138,51	137,30	152,16
P23	35,36	34,78	34,90	33,93	35,36
Valores referentes à situação mais desfavorável (compressão)					

(Fonte: elaborado pelo autor)

Os valores gerados pelo *software* estão dentro da normalidade se for observado a área de influência dos pilares.

Tabela 15.4: Combinação ELU dos esforços axiais (N_k) dos pilares da cobertura.

Cobertura	
PILAR	Carga Permanente + Sobrecarga (kN)
P16	92,82
P17	92,82
P21	92,82
P22	92,82

(Fonte: elaborado pelo autor)

16 DIMENSIONAMENTO DAS VIGAS

16.1 CÁLCULO DA LARGURA DE MESA COLABORANTE

Para o dimensionamento das vigas primeiramente foi estimada a largura colaborante de laje (b_f), conforme abordado do item 8.3.2.3. Este procedimento foi usado apenas nos pontos onde o momento fletor foi positivo. Nas vigas de borda foi realizado o mesmo método, aproximando-as como vigas de seção “T”. Na Tabela 16.1 são apresentados os resultados obtidos.

Tabela 16.1: Largura de mesa colaborante das vigas do pavimento tipo e da cobertura.

Trecho da Viga	α	L_{viga} (m)	b_w (m)	a (m)	$0,1a$ (m)	b_2 (m)	b_2' (m)	$0,5b_2$ (m)	$0,5b_2'$ (m)	b_1 (m)	b_1' (m)	b_f (m)	
V1/V3	0,6	5,45	0,20	3,27	0,33	0	3,60	0	1,80	0	0,33	0,53	
V2	a	0,6	2,60	0,20	1,56	0,16	0	3,20	0	1,60	0	0,16	0,36
	b	0,6	2,60	0,20	1,56	0,16	0	3,20	0	1,60	0	0,16	0,36
V4/V9	a	0,6	5,68	0,20	3,41	0,34	0	3,05	0	1,53	0	0,34	0,54
	b	0,6	2,89	0,20	1,73	0,17	0	5,20	0	2,60	0	0,17	0,37
	c	0,6	3,65	0,20	2,19	0,22	0	5,20	0	2,60	0	0,22	0,42
V5	a	0,6	5,45	0,12	3,27	0,33	3,40	2,67	1,70	1,34	0,33	0,33	0,77
	b	0,6	2,60	0,12	1,56	0,16	3,20	2,67	1,60	1,34	0,16	0,16	0,43
	c	0,6	2,60	0,12	1,56	0,16	3,20	2,67	1,60	1,34	0,16	0,16	0,43
	d	0,6	5,45	0,12	3,27	0,33	3,40	2,67	1,70	1,34	0,33	0,33	0,77
V6/V8	a	0,75	2,85	0,12	2,14	0,21	5,20	2,40	2,60	1,20	0,21	0,21	0,55
	b	0,6	3,45	0,12	2,07	0,21	5,20	2,40	2,60	1,20	0,21	0,21	0,53
	c	2	0,40	0,12	0,80	0,08	5,20	0	2,60	0	0,08	0	0,20
V7	a	0,6	5,70	0,20	3,42	0,34	4,57	4,57	2,29	2,29	0,34	0,34	0,88
	b	0,75	2,85	0,20	2,14	0,21	2,40	2,40	1,20	1,20	0,21	0,21	0,63
	c	0,75	3,40	0,20	2,55	0,26	2,40	2,40	1,20	1,20	0,26	0,26	0,71
V10	a	0,6	3,25	0,12	1,95	0,20	2,67	5,47	1,34	2,74	0,20	0,20	0,51
	b	0,6	2,15	0,12	1,29	0,13	2,67	5,47	1,34	2,74	0,13	0,13	0,38
	c	0,6	2,60	0,12	1,56	0,16	2,67	5,47	1,34	2,74	0,16	0,16	0,43
	d	0,6	2,60	0,12	1,56	0,16	2,67	5,47	1,34	2,74	0,16	0,16	0,43
	e	0,6	2,15	0,12	1,29	0,13	2,67	5,47	1,34	2,74	0,13	0,13	0,38
	f	0,6	3,25	0,12	1,95	0,20	2,67	5,47	1,34	2,74	0,20	0,20	0,51
V11/V12	0,6	5,70	0,12	3,42	0,34	3,05	4,47	1,53	2,24	0,34	0,34	0,80	
V13	a	0,6	3,25	0,20	1,95	0,20	5,47	0	2,74	0	0,20	0	0,40
	b*	0,6	2,15	0,20	1,29	0,13	5,47	0	2,74	0	0,13	0	0,33
	c	0,6	2,60	0,20	1,56	0,16	5,47	2,30	2,74	1,15	0,16	0,16	0,51
	d	0,6	1,40	0,20	0,84	0,08	5,47	2,30	2,74	1,15	0,08	0,08	0,37
	e*	0,6	3,45	0,20	2,07	0,21	5,47	0	2,74	0	0,21	0	0,41
	f	0,6	3,25	0,20	1,95	0,20	5,47	0	2,74	0	0,20	0	0,40
V14*	0,6	2,55	0,20	1,53	0,15	0	0	0	0,00	0	0	0,20	
V15*	0,6	2,55	0,20	1,53	0,15	0	3,84	0	1,92	0	0,15	0,35	
V16*	0,6	2,55	0,20	1,53	0,15	3,84	0	1,92	0	0,15	0	0,35	
V17*	0,6	2,55	0,20	1,53	0,15	0	0	0	0	0	0	0,20	

Continua

Continuação

Trecho da Viga	α	L_{viga} (m)	b_w (m)	a (m)	$0,1a$ (m)	b_2 (m)	b_2' (m)	$0,5b_2$ (m)	$0,5b_2'$ (m)	b_1 (m)	b_1' (m)	b_f (m)
V18	a*	0,6	2,15	0,20	1,29	0,13	0	0	0	0	0	0,20
	b	0,6	4,00	0,20	2,40	0,24	2,30	0	1,15	0	0,24	0,44
	c*	0,6	3,50	0,20	2,10	0,21	0	0	0	0	0	0,20

*A largura de mesa colaborante é utilizada apenas nos pontos onde o momento é positivo.
 (*) A largura de mesa colaborante das vigas V13b, V13e, V14, V15, V16, V17, V18a e V18c não correspondem à laje de cobertura, pois no pavimento tipo são as regiões do elevador e escada.*

(Fonte: elaborado pelo autor)

Como se pode perceber, nas vigas V14 e V17 não existe largura de mesa colaborante, pois são vigas do poço do elevador e da escada, respectivamente, sem lajes adjacentes.

Tabela 16.2: Largura de mesa colaborante exclusiva de vigas da cobertura.

Trecho da Viga	α	L_{viga} (m)	b_w (m)	a (m)	$0,1a$ (m)	b_2 (m)	b_2' (m)	$0,5b_2$ (m)	$0,5b_2'$ (m)	b_1 (m)	b_1' (m)	b_f (m)	
V13	b	0,6	2,15	0,20	1,29	0,13	5,47	2,30	2,74	1,15	0,13	0,13	0,46
	e	0,6	3,45	0,20	2,07	0,21	5,47	2,30	2,74	1,15	0,21	0,21	0,61
V14	0,6	2,55	0,20	1,53	0,15	0	1,85	0	0,93	0	0,15	0,35	
V15	0,6	2,55	0,20	1,53	0,15	1,85	3,84	0,93	1,92	0,15	0,15	0,51	
V16	0,6	2,55	0,20	1,53	0,15	3,84	3,20	1,92	1,60	0,15	0,15	0,51	
V17	0,6	2,55	0,20	1,53	0,15	3,20	0	1,60	0	0,15	0	0,35	
V18	a	0,6	2,15	0,20	1,29	0,13	2,30	0	1,15	0	0,13	0	0,33
	c	0,6	3,50	0,20	2,10	0,21	2,30	0	1,15	0	0,21	0	0,41

Trechos de vigas não abordadas na Tabela 16.1.

(Fonte: elaborado pelo autor)

16.2 CÁLCULO DAS ARMADURAS TRANSVERSAIS

No cálculo dos estribos foram adotados os procedimentos apontados do item 8.3.2.2. Nas Tabelas G.1 e G.2, do ANEXO G, encontra-se, respectivamente, o dimensionamento das armaduras das vigas do térreo e pavimento tipo, e da cobertura.

16.3 CÁLCULO DAS ARMADURAS DE FLEXÃO

Para o dimensionamento das vigas à flexão, foram utilizadas as metodologias e regras abordadas no item 8.3.2.1. Abaixo estão alguns valores adotados:

- área efetiva $A_{c,ef}$ calculada com a altura útil (d);
- cobrimento na face superior das vigas $c = 1,5cm$, em virtude dos revestimentos;
- $h - d = 4$ (armaduras positivas) e $h - d = 3$ (armaduras negativas);
- taxa mínima (ρ_{\min}) e máxima (ρ_{\max}) da armadura de flexão: 0,17% e 4%;
- $a_{h \min} \geq 1,2 \cdot 1,9cm = 2,3cm$ (afastamento relativo ao tamanho máximo de brita 01).

Nas Tabelas G.3 e G.4, do ANEXO G, são apresentados, respectivamente, os dimensionamentos e comprimentos de ancoragem calculados para as vigas dos pavimentos térreo e tipo, e vigas da cobertura. Nos apoios de extremidade foram considerados ganchos de ancoragem. As armaduras de montagem não aparecem nesta tabela, assim considera-se que as mesmas correspondem a duas barras com a mesma bitola dos estribos.

Analisando-se as duas tabelas, constata-se que a grande maioria dos trechos de vigas trabalham sob o Domínio 2, ou seja, a resistência do concreto à compressão foi pouco aproveitada (encurtamentos menores que ε_{cu}). Já a armadura pode ser aproveitada no seu máximo, assim pode-se dizer que esta configuração é econômica para a armadura, mas não para o concreto, pois há um gasto maior com seu volume, formas, escoramento, etc. Isto certamente é fruto da relação entre cargas relativamente baixas e vigas robustas. Estas vigas poderão apresentar intensa fissuração e a conseqüente entrada no Estádio II em alguns pontos, provocando a redistribuição dos esforços solicitantes para regiões de maior rigidez, podendo reduzir significativamente a rigidez global do elemento. No caso de uma possível ruptura, ela será do tipo dúctil e com aviso prévio, o que é sempre desejável, assim a armadura continuará escoando além dos 10%, evitando a ruptura por esmagamento do concreto. Apenas algumas vigas com momento fletor negativo estão trabalhando no Domínio 3, o que mostra que a consideração de largura de mesa colaborante é muito significativa neste contexto. Geralmente o dimensionamento à flexão simples é feito considerando todo o domínio 3, porém segundo Araújo (2009), para a obtenção de uma ruptura dúctil e com aviso prévio, é necessário limitar a profundidade da linha neutra, eliminando-se parte do domínio 3. A própria NBR 6118 recomenda o limite $x/d = 0,45$, inferior ao $x_{3,4}$ ($x/d = 0,628$). Neste contexto, o ideal é fazer a verificação ao ELS-W (abertura de fissuras).

16.4 VERIFICAÇÃO AO ESTADO LIMITE DE DEFORMAÇÃO EXCESSIVA (ELS-DEF) E DE ABERTURA DE FISSURAS (ELS-W)

Abaixo segue o roteiro exemplificativo de como foram feitas as verificações para o trecho de viga V7a, do pavimento tipo.

Verificação da flecha diferida no tempo:

Armadura tracionada: $5 \phi 12,5mm = 6,14cm^2$ (3 barras na camada inferior e 2 na superior)

Armadura comprimida: $2 \phi 6,3mm = 0,624cm^2$ (armadura de montagem)

$$l = 5,6m \text{ (comprimento)}$$

$$b = 20cm$$

$$h = 50cm$$

$$d = 45,4cm \text{ (centroide)}$$

$$d' = 3cm$$

$$f_{ctm} = 2,896 MPa$$

$$E_{cs} = 32206 MPa$$

Carga de serviço e momento de serviço (combinação quase-permanente):

$$F_{d, serv} = p + 0,3q = 22,34 + 0,3 \cdot 3,87 = 23,5 kN/m \text{ (valores obtidos na Tabela 12.1)}$$

$$M_{d, serv} = 45,4 kNm \text{ (valor característico em relação ao apresentado na Tabela 16.5)}$$

Momento de fissuração:

$$M_r = \frac{\alpha f_{ct} I_c}{y_t} \quad (16.1)$$

$$M_r = \frac{1,5 \cdot 0,2896 \cdot \frac{20 \cdot 50^3}{12}}{25} = 3620 kNcm = 36,20 kNm < M_{d, serv} \text{ (Estádio II)}$$

onde:

$\alpha = 1,2$ (seções T) e $\alpha = 1,5$ (seções retangulares);

$f_{ct} = f_{fctm}$ (deformações excessivas) e $f_{ct} = f_{ctk, inf}$ (formação de fissuras);

y_t : centro de gravidade até a fibra mais tracionada.

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cs}} = \frac{210000}{32206} = 6,52 \quad (16.2)$$

Posição da linha neutra:

$$\int_0^x y b_y dy + A'_s (\alpha_e - 1)(x - d') - A_s \alpha_e (d - x) = 0 \quad (16.3)$$

$$\frac{20x^2}{2} + 0,624(6,52 - 1)(x - 3) - 6,14 \cdot 6,52(45 - x) = 0 \rightarrow x = 11,46cm$$

Momento de inércia da seção homogeneizada do concreto:

$$I_{II} = \int_0^x by^2 dy + (\alpha_e - 1)A'_s(x - d')^2 + \alpha_e \cdot A_s(d - x)^2 \quad (16.4)$$

$$\begin{aligned} I_{II} &= \frac{20 \cdot 11,46^3}{3} + (6,52 - 1)0,624(11,46 - 3)^2 + 6,52 \cdot 6,14(45 - 11,46)^2 \\ &= 55314,82 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

Momento de inércia equivalente:

$$I_{eq} = \left(\frac{M_r}{M_{d, serv}} \right)^3 I_c + \left[1 - \left(\frac{M_r}{M_{d, serv}} \right)^3 \right] I_{II} \quad (16.5)$$

$$I_{eq} = \left(\frac{36,20}{45,40} \right)^3 208333 + \left[1 - \left(\frac{36,20}{45,40} \right)^3 \right] 55314,82 = 132886 \text{ cm}^4$$

Flecha de curta duração:

$$f(t = 0) = \frac{5}{384} \frac{F_{d, serv} \cdot l^4}{E_{cs} I_{eq}} = 0,7 \text{ cm} \quad (16.6)$$

Fatores que determinam a flecha de longa duração:

$$\rho' = \frac{A'_s}{b d} = \frac{0,624}{20 \cdot 45} = 0,069\% \quad (16.7)$$

$$\xi(t = 2 \text{ meses}) = 0,68(0,996^t)t^{0,32} = 0,68(0,996^2)2^{0,32} = 0,84 \quad (16.8)$$

$$\xi(t > 70 \text{ meses}) = 2$$

$$\Delta \xi = 1,16$$

$$\alpha_f = \frac{\Delta \xi}{1 + 50\rho'} = \frac{1,16}{1 + 50 \cdot 0,00069} = 1,12 \quad (16.8)$$

Flecha de longa duração:

$$f(t = \infty) = (1 + \alpha_f) \cdot f(t = 0) = (1 + 1,12)0,7 = 1,484 \text{ cm} \quad (16.9)$$

Flecha máxima admissível:

$$f_{adm} = \frac{l}{250} = \frac{560}{250} = 2,24 \text{ cm} > f(t = \infty) \quad (16.10)$$

A flecha da viga é inferior ao limite estabelecido, assim sua rigidez é adequada.

Verificação do estado limite de abertura de fissuras para o trecho de viga V7a:

Carga de serviço e momento de serviço (combinação frequente):

$$F_{d, serv} = p + 0,4q = 22,34 + 0,4 \cdot 3,87 = 23,5 \text{ kN/m}$$

$$M_{d, serv} = 47,75 \text{ kNm}$$

$$f_{ctk, inf} = 0,7f_{ctm} = 0,7 \cdot 2,896 = 2,03 \text{ MPa}$$

$$M_r = \frac{\alpha f_{ctk, inf} I_c}{y_t}$$

$$M_r = \frac{1,5 \cdot 0,203 \cdot \frac{20 \cdot 50^3}{12}}{25} = 2537,5 \text{ kNcm} = 25,38 \text{ kNm} < M_{d, serv} \text{ (Estádio II)}$$

$$\alpha_e = 15 \text{ (valor fixo)}$$

Posição da linha neutra:

$$\int_0^x y b_y dy + A'_s (\alpha_e - 1)(x - d') - A_s \alpha_e (d - x) = 0$$

$$\frac{20x^2}{2} + 0,624(15 - 1)(x - 3) - 6,14 \cdot 15(45 - x) = 0 \rightarrow x = 16 \text{ cm}$$

Momento de inércia da seção homogeneizada do concreto:

$$I_{II} = \int_0^x b y^2 dy + (\alpha_e - 1) A'_s (x - d')^2 + \alpha_e \cdot A_s (d - x)^2$$

$$I_{II} = \frac{20 \cdot 16^3}{3} + (15 - 1)0,624(16 - 3)^2 + 15 \cdot 6,14(45 - 16)^2 = 106239,154 \text{ cm}^4$$

Tensão na armadura longitudinal tracionada:

$$\sigma_s = \alpha_e \frac{M_{d, serv}}{I_{II}} (d - x) = 15 \frac{4775}{106239,154} (45 - 16) = 19,55 \text{ kN/cm}^2 \quad (16.11)$$

Área de concreto junto à armadura tracionada:

$$A_{cr} = b \cdot (\text{altura da base até } 7,5\phi \text{ acima da última barra tracionada}) \quad (16.12)$$

$$A_{cr} = 20 \cdot 17 = 340 \text{ cm}^2$$

Taxa de armadura:

$$\rho_r = \frac{A_s}{A_{cr}} = \frac{6,14}{340} = 1,8\% \quad (16.13)$$

Coefficiente de conformação superficial das barras da armadura:

$$\eta_i = 2,25 \text{ (alta aderência CA50)}$$

Verificação da fissuração:

$$w_k = \frac{\phi}{12,5 \eta_i E_s} \left(\frac{4}{\rho_r} + 45 \right) \quad (16.14)$$

$$w_k = \frac{12,5}{12,5 \cdot 2,25} \frac{19,55}{21000} \left(\frac{4}{0,018} + 45 \right) = 0,11 \text{ mm} < 0,3 \text{ mm (CAA II)}$$

As fissuras da viga estão abaixo do limite estabelecido pela NBR:8118.

O resultado obtido para o restante das vigas é apresentado na Tabela 16.3.

Tabela 16.3: Verificação ao ELS-DEF e ao ELS-W das vigas do pavimento tipo.

Trecho da Viga	ELS-DEF			ELS-W	
	M _{d,serv} (kNm)	f(t= inf) (cm)	f _{adm} (cm)	M _{d,serv} (kNm)	w _k (mm)
V1/V3	61,124	0,96	2,0	63,560	0,14
V2	69,335	0,31	2,0	70,360	0,06
V4/V9	a	40,496	1,05	40,835	0,22
	b	-5,348	0,15	-5,404	0
	c	20,460	0,03	21,720	0
V5	a/d	45,209	1,34	46,138	0,21
	b/c	57,754	0,30	60,558	0,12
V6/V8	a	6,831	0,03	7,326	0
	b	14,512	0,44	14,767	0,30
V7	a	63,560	1,49	66,853	0,11
	b	-9,282	0,01	-15,582	0
	c	44,435	0,05	45,968	0
V10	a	8,194	0,06	8,406	0
	b/c	41,770	0,30	42,403	0,12
	d/e	41,770	0,30	42,403	0,12
	f	8,194	0,06	8,406	0

Continua

Continuação

Trecho da Viga	ELS-DEF			ELS-W		
	$M_{d, serv}$ (kNm)	$f(t= inf)$ (cm)	f_{adm} (cm)	$M_{d, serv}$ (kNm)	w_k (mm)	
V11/V12	47,916	1,70	2,0	48,955	0,31	
V13	a/f	16,100	0,05	1,2	16,915	0
	b	-0,420	0	0,4	-0,672	0
	c/d	57,736	1,03	1,6	58,996	0,21
	e	16,432	0,08	1,2	16,667	0
V14	-3,010	0,01	0,8	-3,360	0	
V15	7,330	0,01	0,8	7,347	0	
V16	35,892	0,02	0,8	36,212	0	
V17	12,054	0,02	0,8	12,054	0	
V18	a	6,040	0	0,4	6,964	0
	b	25,060	0,05	1,5	25,480	0
	c	19,046	0,05	1,2	19,768	0

(Fonte: elaborado pelo autor)

16.5 CÁLCULO DAS ARMADURAS DE SUSPENSÃO

Verificando-se a Planta de Formas, é possível constatar que optou-se por não inserir pilares em alguns encontros entre vigas, assim, estes pontos devem ser verificados quanto à necessidade de um reforço estrutural por armaduras de suspensão. Neste sentido, devem-se verificar as reações obtidas nas vigas suportadas através das Tabelas 15.3 e 15.4. Para o cálculo destas armaduras foram usadas as expressões 8.63 e 8.64, do item 8.3.2.6. Na Tabela 16.4 estão os resultados para o dimensionamento.

Tabela 16.4: Armadura de suspensão das vigas do pavimento tipo e da cobertura.

Pavimento Tipo									
Viga Suporte	Viga Suspensa	$\frac{h_{susp}}{h_{sup}}$	R apoio (kN)	R' apoio (kN)	$A_{s, susp}$ (cm ²)	$A_{s, susp}$ (70%) + $h_{sup} \cdot A_{sw}$ (cm ²)	$A_{s, susp}$ (30%) + $\frac{h_{susp}}{2} \cdot A_{sw}$ (cm ²)	Armadura redistribuída na Viga Suporte ²	Armadura redistribuída na Viga Suspensa ²
V6 / V8	V1 / V3	-	45,36	-	1,46	2,09	0,02	ø6,3 c/10cm ¹	ø5,0 c/9cm
V2	V7	-	43,00	-	1,38	2,13	0,76	ø5,0 c/9cm	ø5,0 c/13cm
V5	V7	-	55,24	-	1,78	1,95	1,23	ø5,0 c/10cm	ø5,0 c/16cm
V10	V6 / V8	0,6	16,63	9,98	0,32	0,92	0,30	3 ø8,0 ³	ø5,0 c/19cm
V13	V7	-	64,30	-	2,07	2,61	1,21	ø5,0 c/7,5cm	ø5,0 c/7cm

Continua

Continuação

Cobertura									
Viga Suporte	Viga Suspensa	$\frac{h_{susp}}{h_{sup}}$	R _{apoio} (kN)	R' _{apoio} (kN)	A _{s,susp} (cm ²)	A _{s,susp} (70%) + h _{sup} · A _{sw} (cm ²)	A _{s,susp} (30%) + $\frac{h_{susp}}{2} \cdot A_{sw}$ (cm ²)	Armadura Redistribuída Viga Suporte ²	Armadura Redistribuída Viga Suspensa ²
V6 / V8	V1 / V3	-	25,24	-	0,81	0,99	0,82	ø6,3 c/18cm	ø5,0 c/12cm
V2	V7	-	19,10	-	0,62	1,59	0,53	ø5,0 c/12cm	ø5,0 c/18cm
V5	V7	-	17,13	-	0,55	1,08	0,52	ø5,0 c/18cm	ø5,0 c/18cm
V10	V6 / V8	0,6	7,34	4,41	0,14	0,79	0,25	3 ø8,0 ³	ø5,0 c/23cm
V13	V7	-	31,97	-	1,03	1,88	0,66	ø5,0 c/10cm	ø5,0 c/14cm

(1) Deve-se prolongar a armadura de flexão da Viga Suspensa, envolvendo a armadura superior de flexão da Viga Suporte.

(2) A Viga Suporte recebe 70% de A_{s,susp}, enquanto a Viga Suspensa recebe 30%, ambas somadas a A_{sw} no trecho considerado e redistribuídas.

(3) Opção apenas pelo prolongamento da armadura inferior de tração da Viga Suspensa, pois o valor de A_{s,susp} é muito baixo.

(Fonte: elaborado pelo autor)

A extensão adotada para as armaduras de suspensão foi igual a h_{sup} na viga suporte e $\frac{h_{susp}}{2}$ na viga suspensa, com exceção do encontro V5 x V7, em que a extensão é h_{sup} para as duas vigas. As bitolas utilizadas são as mesmas empregadas para os estribos, encontradas nas Tabelas 16.3 e 16.4.

17 DIMENSIONAMENTO DOS PILARES

17.1 DISPENSA DA ANÁLISE DOS EFEITOS DE 2º ORDEM LOCAL

Primeiramente foi avaliada a necessidade de se considerarem os efeitos de 2º ordem local no pilares. Para tanto, foram utilizadas ponderações contidas no item 8.3.3.3 e a solução direta dada pela expressão (8.72). Os resultados obtidos estão na Tabela 17.1. As linhas marcadas são referentes ao eixo dos pilares que consideram o efeito.

Tabela 17.1: Verificação de dispensa dos efeitos de 2º ordem local.

Térreo								
Pilar	Eixo local x				Eixo local y			
	λ_x	$M_{1d,min\ x}$ (kNm)	$\alpha_{b\ x}$	$\lambda_{1\ x}$	λ_y	$M_{1d,min\ y}$ (kNm)	$\alpha_{b\ y}$	$\lambda_{1\ y}$
1	49,88	11,01	0,4	69,45	33,26	9,64	0,4	72,19
2	49,88	16,68	0,4	67,06	33,26	14,60	0,4	68,17
3	49,88	16,68	0,4	67,06	33,26	14,60	0,4	68,17
4	49,88	11,01	0,4	69,40	33,26	9,64	0,4	72,19
5	49,88	12,41	0,4	71,68	33,26	10,86	0,4	68,39
6	49,88	21,40	1,0	35,00	33,26	18,73	0,4	65,60
7	49,88	21,40	1,0	35,00	33,26	18,73	0,4	65,60
8	49,88	12,41	0,4	71,68	33,26	10,86	0,4	68,39
9	49,88	12,36	0,4	68,23	33,26	10,81	0,4	70,17
10	49,88	18,26	1,0	35,00	33,26	15,98	0,4	68,54
11	49,88	30,19	1,0	35,00	33,26	26,42	0,4	67,22
12	49,88	18,26	1,0	35,00	33,26	15,98	0,4	68,54
13	49,88	12,36	0,4	68,23	33,26	10,81	0,4	70,17
14	49,88	9,07	0,4	71,53	33,26	7,94	0,4	72,79
15	49,88	16,38	0,4	66,13	33,26	14,33	0,4	68,26
16	49,88	19,13	1,0	35,00	33,26	16,74	0,4	66,15
17	49,88	25,25	1,0	35,00	33,26	22,09	0,4	64,87
18	49,88	20,65	0,4	65,94	33,26	18,07	0,4	66,92
19	49,88	9,07	0,4	71,53	33,26	7,94	0,4	72,79
20	49,88	6,12	0,4	74,33	33,26	5,36	0,4	72,96
21	49,88	13,22	0,4	68,20	33,26	11,57	0,4	67,91
22	49,88	18,30	0,4	67,06	33,26	16,01	0,4	65,45
23	49,88	9,18	0,4	71,06	33,26	8,03	0,4	70,09
2º Pavimento								
Pilar	Eixo local x				Eixo local y			
	λ_x	$M_{1d,min\ x}$ (kNm)	$\alpha_{b\ x}$	$\lambda_{1\ x}$	λ_y	$M_{1d,min\ y}$ (kNm)	$\alpha_{b\ y}$	$\lambda_{1\ y}$
1	49,88	7,92	0,4	72,16	33,26	6,93	0,4	75,97
2	49,88	12,00	0,4	68,83	33,26	10,50	0,4	70,38
3	49,88	12,00	0,4	68,83	33,26	10,50	0,4	70,38
4	49,88	7,92	0,4	72,09	33,26	6,93	0,4	75,97
5	49,88	8,97	0,4	75,20	33,26	7,85	0,4	70,64

Continua

Continuação

2º Pavimento								
Pilar	Eixo local x				Eixo local y			
	λ_x	$M_{1d,min\ x}$ (kNm)	$\alpha_{b\ x}$	$\lambda_{1\ x}$	λ_y	$M_{1d,min\ y}$ (kNm)	$\alpha_{b\ y}$	$\lambda_{1\ y}$
6	49,88	15,14	1,0	35,00	33,26	13,25	0,4	66,89
7	49,88	15,14	1,0	35,00	33,26	13,25	0,4	66,89
8	49,88	8,97	0,4	75,20	33,26	7,85	0,4	70,64
9	49,88	8,89	0,4	70,46	33,26	7,78	0,4	73,16
10	49,88	13,00	1,0	35,00	33,26	11,37	0,4	70,99
11	49,88	21,49	1,0	35,00	33,26	18,81	0,4	69,13
12	49,88	13,00	1,0	35,00	33,26	11,37	0,4	70,99
13	49,88	8,89	0,4	70,46	33,26	7,78	0,4	73,16
14	49,88	6,57	0,4	74,98	33,26	5,75	0,4	76,72
15	49,88	11,78	0,4	67,55	33,26	10,31	0,4	70,51
16	49,88	14,86	1,0	35,00	33,26	13,00	0,4	67,20
17	49,88	18,79	1,0	35,00	33,26	16,44	0,4	65,68
18	49,88	14,47	0,4	67,41	33,26	12,66	0,4	68,80
19	49,88	6,57	0,4	74,98	33,26	5,75	0,4	76,72
20	49,88	4,58	0,4	78,30	33,26	4,01	0,4	76,47
21	49,88	10,39	0,4	69,76	33,26	9,09	0,4	69,39
22	49,88	13,79	0,4	68,55	33,26	12,07	0,4	66,42
23	49,88	6,60	0,4	74,39	33,26	5,78	0,4	73,05
3º Pavimento								
Pilar	Eixo local x				Eixo local y			
	λ_x	$M_{1d,min\ x}$ (kNm)	$\alpha_{b\ x}$	$\lambda_{1\ x}$	λ_y	$M_{1d,min\ y}$ (kNm)	$\alpha_{b\ y}$	$\lambda_{1\ y}$
1	49,88	4,83	0,4	78,34	33,26	4,23	0,4	84,57
2	49,88	7,31	0,4	62,50	33,26	6,40	0,4	75,45
3	49,88	7,31	0,4	62,50	33,26	6,40	0,4	75,45
4	49,88	4,83	0,4	62,50	33,26	4,23	0,4	84,57
5	49,88	5,52	0,4	62,50	33,26	4,83	0,4	75,73
6	49,88	8,97	1,0	35,00	33,26	7,85	0,4	69,91
7	49,88	8,97	1,0	35,00	33,26	7,85	0,4	69,91
8	49,88	5,52	0,4	62,50	33,26	4,83	0,4	75,73
9	49,88	5,49	0,4	62,50	33,26	4,81	0,4	79,75
10	49,88	7,76	0,4	62,50	33,26	6,79	0,4	76,71
11	49,88	12,76	1,0	35,00	33,26	11,16	0,4	73,67
12	49,88	7,76	0,4	62,50	33,26	6,79	0,4	76,71
13	49,88	5,49	0,4	62,50	33,26	4,81	0,4	79,75
14	49,88	4,08	0,4	62,50	33,26	3,57	0,4	85,39
15	49,88	7,45	0,4	62,50	33,26	6,52	0,4	75,17
16	49,88	10,66	1,0	35,00	33,26	9,33	0,4	69,06
17	49,88	12,47	1,0	35,00	33,26	10,91	0,4	67,29
18	49,88	8,55	0,4	62,50	33,26	7,48	0,4	73,17
19	49,88	4,08	0,4	62,50	33,26	3,57	0,4	85,39
20	49,88	2,96	0,4	62,50	33,26	2,59	0,4	84,13
21	49,88	7,67	0,4	62,50	33,26	6,71	0,4	71,84

Continua

Continuação

3º Pavimento								
Pilar	Eixo local x				Eixo local y			
	λ_x	$M_{1d,min\ x}$ (kNm)	$\alpha_{b\ x}$	$\lambda_{1\ x}$	λ_y	$M_{1d,min\ y}$ (kNm)	$\alpha_{b\ y}$	$\lambda_{1\ y}$
22	49,88	9,38	0,4	62,50	33,26	8,21	0,4	68,26
23	49,88	3,91	0,4	62,50	33,26	3,42	0,4	80,33
4º Pavimento								
Pilar	Eixo local x				Eixo local y			
	λ_x	$M_{1d,min\ x}$ (kNm)	$\alpha_{b\ x}$	$\lambda_{1\ x}$	λ_y	$M_{1d,min\ y}$ (kNm)	$\alpha_{b\ y}$	$\lambda_{1\ y}$
1	49,88	1,80	0,4	62,50	33,26	1,57	0,4	62,50
2	49,88	2,61	0,4	62,50	33,26	2,28	0,4	62,50
3	49,88	2,61	0,4	62,50	33,26	2,28	0,4	62,50
4	49,88	1,80	0,4	62,50	33,26	1,57	0,4	62,50
5	49,88	2,10	0,4	62,50	33,26	1,84	0,4	62,50
6	49,88	2,85	0,4	62,50	33,26	2,49	0,4	62,50
7	49,88	2,85	0,4	62,50	33,26	2,49	0,4	62,50
8	49,88	2,10	0,4	62,50	33,26	1,84	0,4	62,50
9	49,88	2,07	0,4	62,50	33,26	1,81	0,4	62,50
10	49,88	2,64	0,4	62,50	33,26	2,31	0,4	62,50
11	49,88	4,06	0,4	62,50	33,26	3,55	0,4	62,50
12	49,88	2,64	0,4	62,50	33,26	2,31	0,4	62,50
13	49,88	2,07	0,4	62,50	33,26	1,81	0,4	62,50
14	49,88	1,53	0,4	62,50	33,26	1,34	0,4	62,50
15	49,88	3,01	0,4	62,50	33,26	2,63	0,4	62,50
16	49,88	6,54	1,0	35,00	33,26	5,72	0,4	62,50
17	49,88	6,28	0,4	62,50	33,26	5,50	0,4	62,50
18	49,88	2,68	0,4	62,50	33,26	2,34	0,4	62,50
19	49,88	1,53	0,4	62,50	33,26	1,34	0,4	62,50
20	49,88	1,34	0,4	62,50	33,26	1,18	0,4	62,50
21	49,88	5,06	0,4	62,50	33,26	4,43	0,4	62,50
22	49,88	5,11	0,4	62,50	33,26	4,47	0,4	62,50
23	49,88	1,19	0,4	62,50	33,26	1,04	0,4	62,50

Se $\lambda < \lambda_1$, os esforços locais de 2ª ordem podem ser desprezados.

(Fonte: elaborado pelo autor)

Como se pode ver na tabela anterior, o valor de λ_1 cai muito quando o momento de primeira ordem é inferior ao momento mínimo $M_{1d,min}$, pois o mesmo é inversamente proporcional ao α_b . Assim, mesmo com o aumento da excentricidade e_1 causado pela redução da carga axial, o que se observa é que em pavimentos superiores a tendência é que os efeitos de 2ª local diminuam sua relevância.

17.2 CÁLCULO DAS ARMADURAS DOS PILARES

O dimensionamento das armaduras seguiu as orientações do item 8.3.3.4 ao 8.3.3.9. Pela complexidade da solução do processo indireto representado pela equação 8.73, fez-se uso de um *software*² desenvolvido pelo Prof. Américo Campos Filho, da Universidade Federal do Rio Grande do Sul – UFRGS. Os momentos solicitantes gerados pelos efeitos de 2º ordem local foram considerados nas seções intermediárias dos pilares, assim chamados de $M_{d, int}$.

Tabela 17.2: Dimensionamento da armadura dos pilares.

Térreo											
Pilar	N_d (kN)	$M_{xd, ext}$ (kNm)	$M_{yd, ext}$ (kNm)	$M_{xd, int}^*$ (kNm)	$M_{yd, int}^*$ (kNm)	$A_{s, calc}$ (m ²)	$A_{s, min}$ (m ²)	Armadura	$A_{s, ef}$ (m ²)	l_{oc} (cm)	Estribos
P1/P4	458,93	43,20	20,90	-	-	5,84	2,40	4 ϕ 16mm	8,04	39	ϕ 5 c/ 19cm
P2/P3	695,04	39,11	17,10	-	-	4,87	2,40	4 ϕ 12,5mm	4,91	42	ϕ 5 c/ 15cm
P5/P8	517,27	25,78	31,32	-	-	6,3	2,40	4 ϕ 16mm	8,04	43	ϕ 5 c/ 19cm
P6/P7	891,70	27,77	18,73	21,40	18,73	5,61	3,08	4 ϕ 16mm	8,04	38	ϕ 5 c/ 19cm
P9/P13	514,92	34,64	19,39	-	-	3,34	2,40	4 ϕ 12,5mm	4,91	29	ϕ 5 c/ 15cm
P10/P12	760,88	42,41	15,98	21,92	15,98	6,13	2,63	4 ϕ 16mm	8,04	41	ϕ 5 c/ 19cm
P11**	1257,87	49,27	26,42	30,19	26,42	20,18	4,34	6 ϕ 25mm	29,45	58	ϕ 5 c/ 18cm
P14/P19	378,04	36,25	20,17	-	-	4,17	2,40	4 ϕ 12,5mm	4,91	36	ϕ 5 c/ 15cm
P15	682,61	40,29	15,79	-	-	4,57	2,40	4 ϕ 12,5mm	4,91	40	ϕ 5 c/ 15cm
P16	797,19	28,78	16,74	19,13	16,74	3,44	2,75	4 ϕ 12,5mm	4,91	30	ϕ 5 c/ 15cm
P17	1051,95	25,80	22,09	25,25	22,09	9,63	3,63	4 ϕ 20mm	12,57	52	ϕ 5 c/ 22cm
P18	860,36	39,34	18,89	-	-	7,87	2,97	4 ϕ 16mm	8,04	53	ϕ 5 c/ 19cm
P20	255,18	25,06	19,22	-	-	2,83	2,40	4 ϕ 10mm	3,14	31	ϕ 5 c/ 12cm
P21	551,02	30,73	17,43	-	-	1,66	2,40	4 ϕ 10mm	3,14	21	ϕ 5 c/ 12cm
P22	762,42	23,58	19,64	-	-	2,79	2,63	4 ϕ 10mm	3,14	30	ϕ 5 c/ 12cm
P23	382,52	27,38	20,52	-	-	2,29	2,40	4 ϕ 10mm	3,14	25	ϕ 5 c/ 12cm
2º Pavimento											
Pilar	N_d (kN)	$M_{xd, ext}$ (kNm)	$M_{yd, ext}$ (kNm)	$M_{xd, int}^*$ (kNm)	$M_{yd, int}^*$ (kNm)	$A_{s, calc}$ (m ²)	$A_{s, min}$ (m ²)	Armadura	$A_{s, ef}$ (m ²)	l_{oc} (cm)	Estribos
P1/P4	330,02	41,31	18,68	-	-	5,23	2,40	4 ϕ 16mm	8,04	36	ϕ 5 c/ 19cm
P2/P3	500,11	36,31	14,90	-	-	2,11	2,40	4 ϕ 10mm	3,14	23	ϕ 5 c/ 12cm
P5/P8	373,94	22,72	29,61	-	-	5,03	2,40	4 ϕ 16mm	8,04	34	ϕ 5 c/ 19cm
P6/P7	630,82	23,95	13,25	15,14	13,25	-	2,40	4 ϕ 10mm	3,14	21	ϕ 5 c/ 12cm
P9/P13	370,61	31,70	17,51	-	-	2,30	2,40	4 ϕ 10mm	3,14	25	ϕ 5 c/ 12cm
P10/P12	541,48	39,19	11,37	19,14	11,37	1,82	2,40	4 ϕ 10mm	3,14	33	ϕ 5 c/ 12cm
P11	895,58	43,07	18,81	21,68	18,81	9,32	3,09	4 ϕ 20mm	12,57	51	ϕ 5 c/ 22cm
P14/P19	273,57	33,50	18,02	-	-	3,90	2,40	4 ϕ 12,5mm	4,91	34	ϕ 5 c/ 15cm
P15	490,90	37,44	13,64	-	-	1,98	2,40	4 ϕ 10mm	3,14	22	ϕ 5 c/ 12cm
P16	619,25	27,04	13,00	14,86	13,00	-	2,40	4 ϕ 10mm	3,14	21	ϕ 5 c/ 12cm
P17	782,71	23,16	16,44	18,78	16,44	1,72	2,70	4 ϕ 10mm	3,14	21	ϕ 5 c/ 12cm
P18	603,05	36,20	16,81	-	-	3,16	2,40	4 ϕ 12,5mm	4,91	28	ϕ 5 c/ 15cm

Continua

² <https://chasqueweb.ufrgs.br/~americo/eng01112/>

Continuação

2º Pavimento											
Pilar	N_d (kN)	$M_{xd\ ext}$ (kNm)	$M_{yd\ ext}$ (kNm)	$M_{xd\ int}^*$ (kNm)	$M_{yd\ int}^*$ (kNm)	$A_{s,calc}$ (m ²)	$A_{s,min}$ (m ²)	Armadura	$A_{s,ef}$ (m ²)	l_{oc} (cm)	Estribos
P20	190,99	22,22	16,85	-	-	2,53	2,40	4 ϕ 10mm	3,14	28	ϕ 5 c/ 12cm
P21	432,90	27,61	15,20	-	-	0,13	2,40	4 ϕ 10mm	3,14	21	ϕ 5 c/ 12cm
P22	574,70	20,92	17,41	-	-	-	2,40	4 ϕ 10mm	3,14	21	ϕ 5 c/ 12cm
P23	275,14	24,53	18,42	-	-	2,17	2,40	4 ϕ 10mm	3,14	24	ϕ 5 c/ 12cm
3º Pavimento											
Pilar	N_d (kN)	$M_{xd\ ext}$ (kNm)	$M_{yd\ ext}$ (kNm)	$M_{xd\ int}^*$ (kNm)	$M_{yd\ int}^*$ (kNm)	$A_{s,calc}$ (m ²)	$A_{s,min}$ (m ²)	Armadura	$A_{s,ef}$ (m ²)	l_{oc} (cm)	Estribos
P1/P4	201,38	38,46	15,23	-	-	4,94	2,40	4 ϕ 16mm	8,04	35	ϕ 5 c/ 19cm
P2/P3	304,53	31,88	12,72	-	-	1,61	2,40	4 ϕ 10mm	3,14	21	ϕ 5 c/ 12cm
P5/P8	230,13	17,46	27,08	-	-	4,74	2,40	4 ϕ 12,5mm	4,91	41	ϕ 5 c/ 15cm
P6/P7*	373,63	18,05	7,85	36,11	7,85	0,73	2,40	4 ϕ 10mm	3,14	21	ϕ 5 c/ 12cm
P9/P13	228,90	26,49	14,91	-	-	2,1	2,40	4 ϕ 10mm	3,14	23	ϕ 5 c/ 12cm
P10/P12	323,43	35,39	7,77	-	-	1,06	2,40	4 ϕ 10mm	3,14	21	ϕ 5 c/ 12cm
P11	531,52	34,53	11,16	17,01	11,16	-	2,40	4 ϕ 10mm	3,14	21	ϕ 5 c/ 12cm
P14/P19	169,93	29,54	15,33	-	-	3,71	2,40	4 ϕ 12,5mm	4,91	33	ϕ 5 c/ 12cm
P15	310,27	32,68	10,15	-	-	1,09	2,40	4 ϕ 10mm	3,14	21	ϕ 5 c/ 12cm
P16	444,22	22,78	9,33	11,42	9,33	-	2,40	4 ϕ 10mm	3,14	21	ϕ 5 c/ 12cm
P17	519,65	19,23	10,91	9,85	10,91	-	2,40	4 ϕ 10mm	3,14	21	ϕ 5 c/ 12cm
P18	356,15	31,28	13,43	-	-	1,08	2,40	4 ϕ 10mm	3,14	21	ϕ 5 c/ 12cm
P20	123,41	19,24	13,46	-	-	2,16	2,40	4 ϕ 10mm	3,14	24	ϕ 5 c/ 12cm
P21	319,40	23,35	12,54	-	-	-	2,40	4 ϕ 10mm	3,14	21	ϕ 5 c/ 12cm
P22	391,02	16,78	14,75	-	-	-	2,40	4 ϕ 10mm	3,14	21	ϕ 5 c/ 12cm
P23	162,77	21,53	15,54	-	-	2,48	2,40	4 ϕ 10mm	3,14	27	ϕ 5 c/ 12cm
4º Pavimento											
Pilar	N_d (kN)	$M_{xd\ ext}$ (kNm)	$M_{yd\ ext}$ (kNm)	$M_{xd\ int}^*$ (kNm)	$M_{yd\ int}^*$ (kNm)	$A_{s,calc}$ (m ²)	$A_{s,min}$ (m ²)	Armadura	$A_{s,ef}$ (m ²)	l_{oc} (cm)	Estribos
P1/P4	74,91	35,22	11,45	-	-	5,62	2,40	4 ϕ 16mm	8,04	38	ϕ 5 c/ 19cm
P2/P3	108,63	26,37	10,18	-	-	3,06	2,40	4 ϕ 10mm	3,14	32	ϕ 5 c/ 19cm
P5/P8	87,50	11,65	24,87	-	-	6,13	2,40	4 ϕ 16mm	8,04	42	ϕ 5 c/ 19cm
P6/P7	118,62	11,25	3,71	-	-	-	2,40	4 ϕ 10mm	3,14	21	ϕ 5 c/ 12cm
P9/P13	86,07	20,75	11,97	-	-	2,72	2,40	4 ϕ 10mm	3,14	30	ϕ 5 c/ 19cm
P10/P12	109,87	30,42	5,95	-	-	3,45	2,40	4 ϕ 12,5mm	4,91	30	ϕ 5 c/ 19cm
P11	169,16	25,18	4,74	-	-	1,03	2,40	4 ϕ 10mm	3,14	21	ϕ 5 c/ 18cm
P14/P19	63,87	25,18	12,35	-	-	4,01	2,40	4 ϕ 12,5mm	4,91	35	ϕ 5 c/ 19cm
P15	125,45	27,57	6,31	-	-	2,56	2,40	4 ϕ 10mm	3,14	28	ϕ 5 c/ 15cm
P16	272,52	17,67	5,72	8,71	5,72	-	2,40	4 ϕ 10mm	3,14	21	ϕ 5 c/ 12cm
P17	261,83	14,73	6,54	-	-	-	2,40	4 ϕ 10mm	3,14	21	ϕ 5 c/ 12cm
P18	111,66	26,40	9,57	-	-	2,93	2,40	4 ϕ 10mm	3,14	32	ϕ 5 c/ 15cm
P20	56,03	15,72	10,17	-	-	2,2	2,40	4 ϕ 10mm	3,14	24	ϕ 5 c/ 15cm
P21	210,89	18,27	9,21	-	-	-	2,40	4 ϕ 10mm	3,14	21	ϕ 5 c/ 12cm
P22	213,02	11,68	11,71	-	-	-	2,40	4 ϕ 10mm	3,14	21	ϕ 5 c/ 15cm
P23	49,50	18,03	12,36	-	-	3,08	2,40	4 ϕ 10mm	3,14	35	ϕ 5 c/ 19cm

(*) Valores da seção intermediária gerados pela análise de 2ª ordem local (com verificação dos valores mínimos).
(**) Único pilar que reduz o número de barras para o pavimento seguinte. Seu comprimento de ancoragem deve ficar dentro do pilar seguinte e tem o valor de $l_{nec} = 58\text{cm}$ (item 8.3.3.8d).
Os pilares com $A_{s,calc}$ indefinido, são os casos em que o software não obteve convergência na solução.

(Fonte: elaborado pelo autor)

No dimensionamento apresentado, nos casos em que se consideraram os efeitos de 2ª ordem, a armadura obtida foi em relação aos momentos de primeira ordem (extremidade), pois os mesmos apresentaram uma área de armadura $A_{s,calc}$ maior do que as calculadas para os de segunda ordem (centro).

Os resultados indefinidos para $A_{s,calc}$ são fruto da não convergência de um resultado na verificação do *software*. Nestes casos $A_{s,calc}$ foi considerado com zero e conseqüentemente adotada armadura mínima. A explicação provável para esta indefinição é que para certas configurações de carga axial e momento fletor, o valor de $A_{s,calc}$ seria negativo. Esta dedução baseia-se na observação do diagrama genérico apresentado na Figura 17.1, em que para certo momento fletor existe uma zona abaixo de $\omega = 0$ que não corresponde a valor algum de armadura. O diagrama é melhor explicado na sequência.

O comprimento de ancoragem da armadura dos pilares do 4º pavimento necessitam do auxílio de grampos de ancoragem para viabilizar os valores calculados, pois, caso contrário, seria inviável a execução em uma laje com 8cm de espessura. Apenas os pilares P16, P17, P21 e P22 não precisam desta ancoragem especial, pois os mesmos possuem continuidade em virtude do reservatório.

Nos casos em que se teve um aumento da armadura, do 3º ao 4º pavimento, poderíamos creditar a duas alternativas:

a) aumento do momento fletor no topo do pilar, devido a uma distribuição de rigidez diferente em relação aos pilares inferiores, pois o grau de engastamento no vínculo pilar-viga na cobertura é mais elevado. Isto pode ser entendido na relação abaixo, apresentada na NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 93), que representa o coeficiente a ser multiplicado pelo momento de engastamento perfeito:

$$\frac{r_{inf}}{r_{vig} + r_{inf} + r_{sup}} \quad (17.1)$$

onde:

r_{sup} , r_{inf} e r_{vig} : rigidez do pilar superior, inferior e da viga, respectivamente.

Se não existir pilar na cobertura, o termo r_{sup} vale zero, ou seja, o valor do momento entre os elementos aumenta. Assim, na relação entre a redução da carga axial e o aumento do momento fletor para o pilar do 4º pavimento, poderia se ter um aumento de armadura.

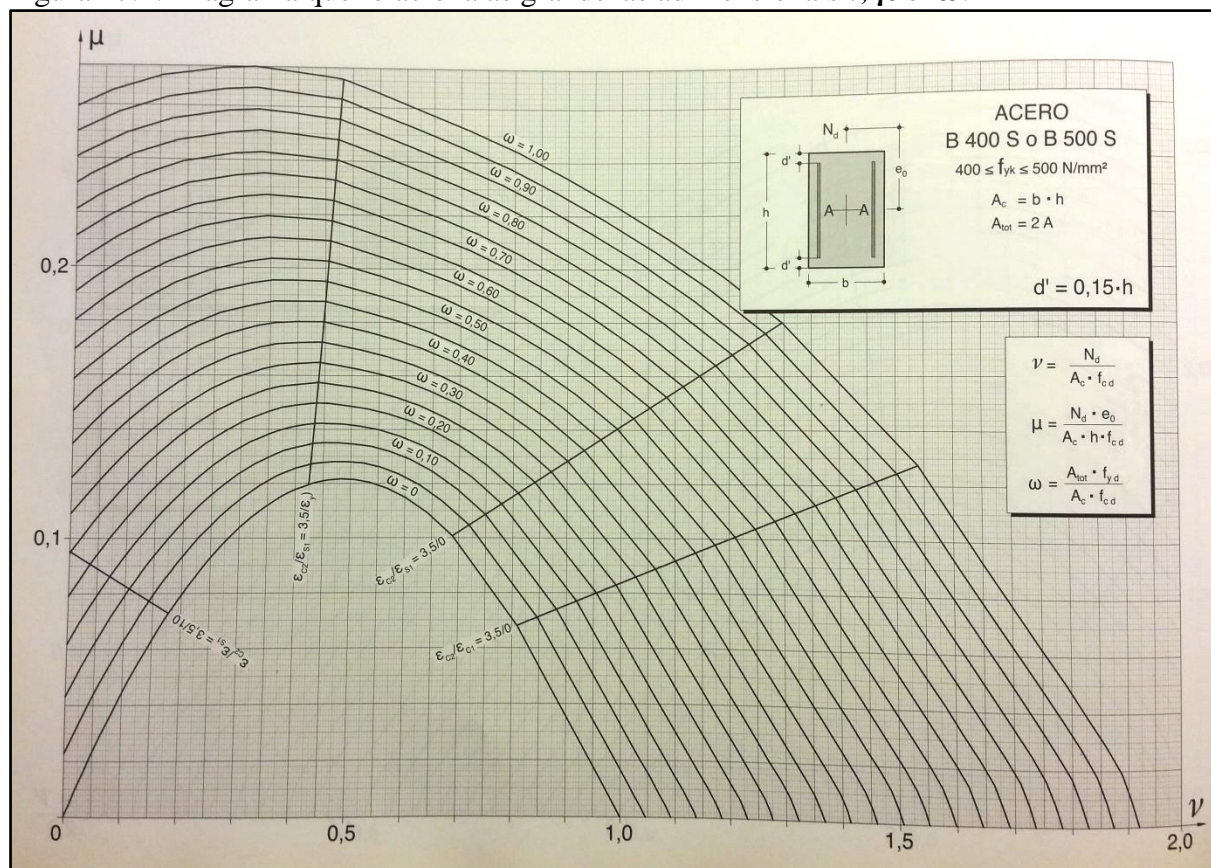
Entretanto, essa hipótese pode ser descartada pelo fato de os momentos devidos as cargas verticais terem sido considerados constantes para um mesmo lance de prumada, como justificado no início do item 15.2, não tendo alteração em função do nível, além de que os momentos gerados pela cargas de vento diminuem de baixo para cima.

b) aumento da excentricidade (e_o) e baixa taxa de compressão (relacionada a força normal adimensional (ν)), assim a seção do pilar não se encontra tão comprimida como poderia, gerando uma zona de tração mais abrangente. Como a resistência do concreto à tração é baixa, é necessário um reforço de armadura. As expressões abaixo mostram do que dependem estes parâmetros:

$$\nu = \frac{N_d}{A_c f_{cd}} \quad e_o = \frac{M_d}{N_d} \quad (17.2)$$

Através do diagrama de interações adimensionais, Figura 17.1, se pode analisar o comportamento dos pilares, descrito acima, de forma exemplificativa.

Figura 17.1: Diagrama que relaciona as grandezas adimensionais ν , μ e ω .



(Fonte: Montoya et al., 2011, pág. 490)

Nota-se que a excentricidade aparece no parâmetro μ , que representa o momento fletor na seção do pilar, e a área de armadura aparece no parâmetro ω . Os mesmos podem ser descritos por:

$$\mu = \frac{N_d e_o}{A_c h f_{cd}} \quad \omega = \frac{A_s f_{yd}}{A_c f_{cd}} \quad (17.3)$$

Assim, fixando-se no diagrama o parâmetro μ , observa-se que para certos trechos, um decréscimo de ν causa um aumento de ω , que é diretamente proporcional a A_s , ou seja, reforçando o que se afirmou anteriormente que, para certas situações, uma redução da carga axial no pilar pode necessitar de um aumento da área de armadura.

18 MODELAGEM DA ESTRUTURA NO SISTEMA CAD/TQS

CAD/TQS, é um *software* para projetos de edificações de concreto armado e pretendido adaptado à NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014). Esta ferramenta é capaz de realizar verificações de estabilidade global, flechas, análise de vibrações, dimensionamento de armaduras, detalhamento e desenho dos elementos estruturais com suas armaduras, utilizando os modelos de pórtico espacial, grelha e elementos finitos de placas.

Segundo informações do fabricante, a análise estrutural é baseada em um modelo integrado de grelhas e pórticos o qual considera as ligações viga-pilar flexibilizadas, não linearidade física e geométrica, o processo construtivo, fluência do concreto, entre outros.

18.1 DEFINIÇÃO DOS PARÂMETROS DE PROJETO

Primeiramente, foi criado o edifício no programa e fornecido os dados gerais de entrada do projeto. A norma adotada foi a NBR:6118, onde o projetista tem a opção de flexibilizar ou não seus critérios, no caso foi escolhido para o programa forçar os critérios da norma. O TQS permite trabalhar com normas mais antigas, úteis em casos de perícias ou laudos técnicos de edificações mais antigas, as quais eram normatizadas por normas diferentes.

O modelo geral de análise adotado, dentre os seis disponíveis, foi o modelo IV, onde o edifício é modelado por um pórtico espacial composto apenas por barras que simulam vigas e pilares com o efeito de diafragma rígido das lajes devidamente incorporado. Os efeitos oriundos das ações verticais e horizontais, nas vigas e pilares, foram calculados com o pórtico espacial. Nas lajes, somente os efeitos gerados pelas ações verticais foram calculados, assim as mesmas são simuladas por grelhas em que os esforços resultantes das barras sobre as vigas são transferidas como cargas para o pórtico espacial, ou seja, as lajes foram processadas separadamente e posteriormente suas cargas lançadas na estrutura. Para o pavimento térreo, onde existe apenas o contrapiso, foi utilizado o modelo de grelha formada somente por vigas e no restante foi adotado o modelo de grelha formada por vigas e lajes planas discretizadas.

As especificações dos materiais utilizados, classe de concreto, aço, agregado graúdo, bloco cerâmico e revestimentos, foram as mesmas da outra metodologia, assim como os parâmetros meteorológicos, geográficos e de agressividade ambiental. A exceção foi o cobrimento superior das lajes e vigas, o qual o programa não permitiu a redução prevista na

norma em função do revestimento. A orientação das ações do vento também foi mantida, com a intensão ser fiel ao projeto anterior, ou seja, os ventos oblíquos não foram considerados. No restante foram mantidas as definições padrão do TQS.

18.2 CONCEPÇÃO ESTRUTURAL

A concepção estrutural foi feita a partir do projeto arquitetônico. Para tanto, as plantas arquitetônicas criadas anteriormente foram convertidas em formato adequado e importadas para o programa, a fim de serem usadas como pano de fundo no modelador estrutural para o lançamento de pilares e vigas. Os parâmetros geométricos e orientação dos elementos foram mantidos, pois estes são uma opção do projetista e torna a comparação entre os métodos de dimensionamento da estrutura mais coerente.

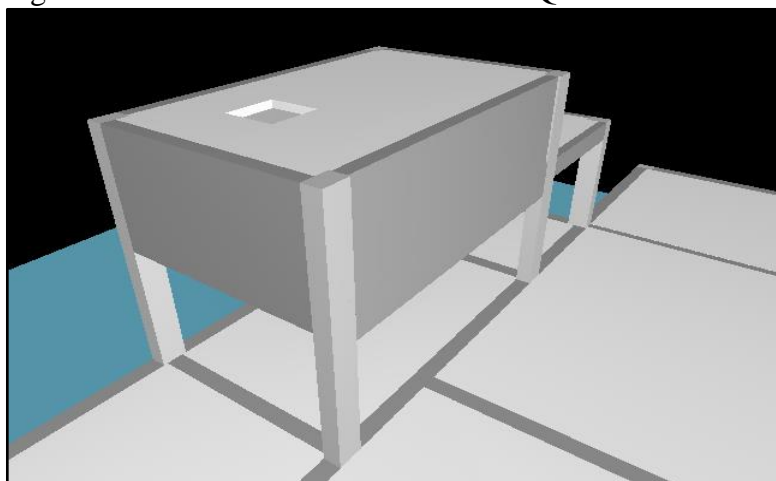
Assim que as vigas lançadas fecham o perímetro correspondente a uma laje, e os encontros entre as mesmas, quando for o caso, são definidos, as lajes aparecem automaticamente, permitindo então especificar os valores de sobrecargas e cargas dos revestimentos referentes a cada ambiente, pois a carga de peso próprio dos elementos já é estimada automaticamente. O TQS possui algumas opções de valores pré-determinados, porém a lista é muito limitada, então alguns precisam ser calculados e inseridos diretamente, a exemplo da carga do bloco cerâmico maciço e da sobrecarga do reservatório. Posteriormente as cargas lineares, representando as paredes, são definidas.

O reservatório foi representado na estrutura através da composição de pilares, vigas-parede e lajes, como mostra a Figura 18.1. Este tipo de estrutura ainda é modelada de forma não muito prática, pois o TQS não faz o dimensionamento de forma diretamente integrada com a estrutura. Assim, este procedimento serve apenas para o programa assimilar na estrutura suas cargas verticais e sua área de arrasto para o cálculo das cargas horizontais. Fora do modelador estrutural existe um editor específico para reservatórios, que faz parte do conjunto de elementos especiais do TQS. Este editor permite estabelecer as características geométricas, verifica se as medidas adotadas estão de acordo com a normalização e faz o dimensionamento das armaduras.

Quanto aos pilares de fundação, os mesmos foram considerados como vinculados ao solo, o que é análogo ao engaste. Esta opção foi feita pelo fato deste trabalho se limitar ao dimensionamento da superestrutura.

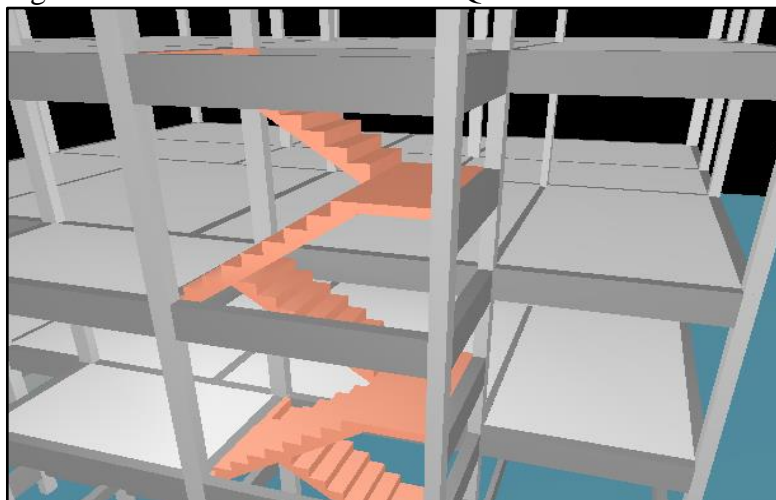
Por fim, foi modelada a escada (Figura 18.2). Primeiramente foi habilitado no TQS a entrada de elementos inclinados e definida a altura de um piso auxiliar, que seria um pavimento intermediário de referência para lançar o patamar e a viga que receberá as cargas do mesmo. O patamar deve ser modelado na estrutura antes dos degraus, pois assim o TQS compreende quais os limites da escada e consegue posteriormente calcular o número de degraus adequados ao lance. Após o lance ser inserido, o programa sugere o passo e o espelho que proporcionariam maior conforto ao usuário, este conforto é mensurado através de uma equação ($Passo + 2 \cdot Espelho$) e comparado com valores limite. Os degraus foram ajustados para as medidas se enquadrarem nos valores do projeto e depois adotado na escada a sobrecarga definida pela norma. O projeto da escada pode ser visualizado no ANEXO H.

Figura 18.1: Reservatório modelado no TQS.



(Fonte: elaborado pelo autor com base no *software* TQS)

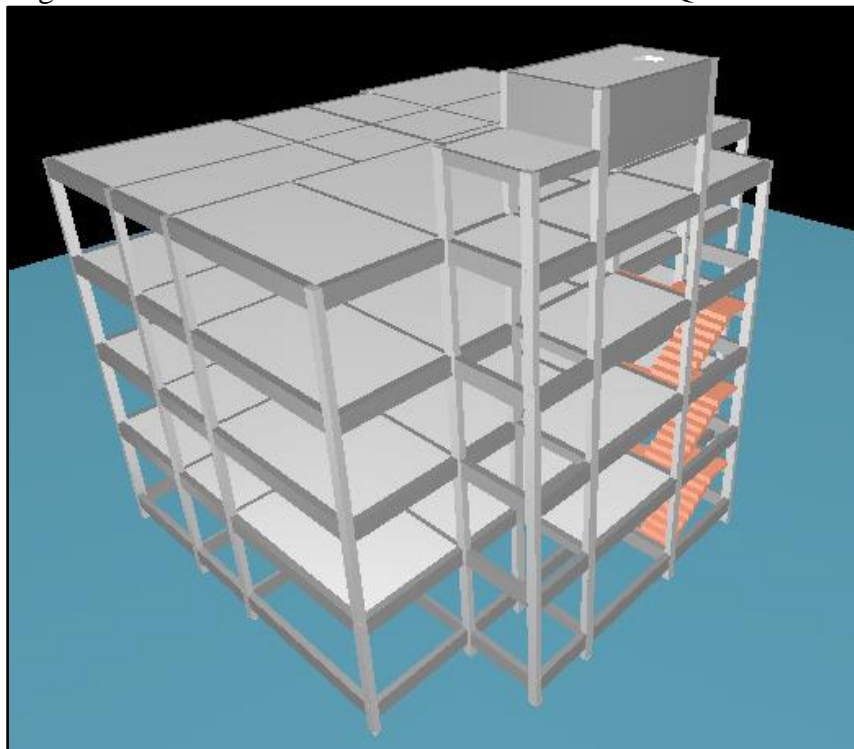
Figura 18.2: Escada modelada no TQS.



(Fonte: elaborado pelo autor com base no *software* TQS)

Depois que os pavimentos estão prontos, um comando verifica a consistência da planta de cada pavimento a fim de se identificarem eventuais erros no lançamento dos elementos. Na Figura 18.3 pode-se ver como ficou modelo 3D do edifício.

Figura 18.3: Modelo 3D do edifício modelado no TQS.



(Fonte: elaborado pelo autor com base no *software* TQS)

18.3 PROCESSAMENTO GLOBAL DO EDIFÍCIO

O passo final da modelagem no TQS foi o Processamento Global do Edifício. Através desta ferramenta são realizadas as combinações de ações e gerados os resultados do comportamento de estabilidade global, transferência de esforços para os elementos, diagramas de solicitações, geração dos modelos de grelha, dimensionamento e detalhamento de armaduras e todos os erros encontrados no processamento. Estes erros são divididos em leves, médios e graves, sendo que estes últimos necessariamente devem ser corrigidos, o restante são alertas para chamar a atenção do projetista ou identificação de algo não está de acordo com a norma adotada, no caso a NBR: 6118. Como se pode observar na Figura 18.4, o modelo aparentemente foi bem sucedido, pois foram gerados apenas quinze erros ou avisos leves e quatro médios, o que é muito positivo.

Figura 18.4: Avisos e erros gerados pelo TQS para o edifício.



(Fonte: elaborado pelo autor com base no *software* TQS)

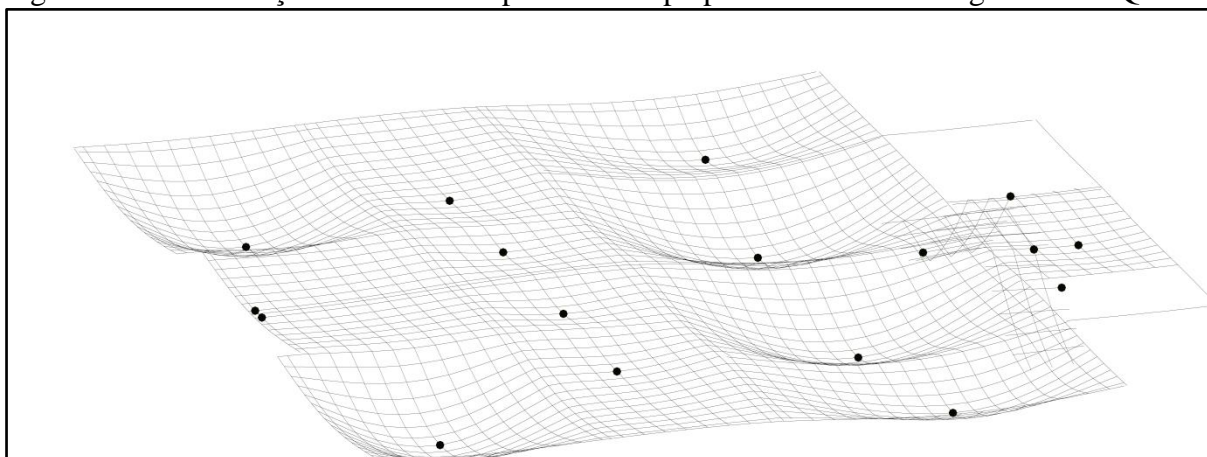
Alguns destes avisos foram repetitivos, assim foi listado abaixo os principais avisos gerados:

- a) Em um mesmo lado da laje L10 existe um trecho engastado e outro com apoio simples. A distribuição de cargas por processo simplificado neste caso é mal comportada. Recomenda-se examinar a geometria da laje e verificar se não ocorreram erros de lançamento, ou criar alguma situação de contorno para que as cargas distribuídas para as vigas fiquem corretas.
- b) A viga V10 (Térreo), tem largura 12,0cm e é menor que a largura de 20,0 cm calculada segundo a ABNT NBR 6118 que visa garantir segurança contra a instabilidade lateral de vigas. Você deve aumentar a largura desta viga ou trava-la lateralmente para garantir sua segurança.

O aviso “a” certamente foi causado pela razão de a laje L10 possuir uma mesma borda que faz divisa com o poço do elevador e com a laje L13. O aviso “b” foi desconsiderado, pois se trata de uma viga baldrame, ou seja, o espaço a sua volta ainda será preenchido com aterro e lastro de brita como base para o contrapiso.

Ainda no Resumo Estrutural, o qual aparecem mais algumas verificações, o TQS indicou que as lajes L1 e L11 do pavimento tipo possuíam, respectivamente, uma flecha de 2,1cm que excedia o valor limite de 1,4cm, apesar de o valor limite para esta laje ser $l/250 = 1,52\text{cm}$, e uma flecha de 1,8cm, com o limite de 1,7cm, sendo que o limite deveria ser $l/250 = 1,92\text{cm}$. O próprio TQS informou que “as flechas nos pavimentos devem ser verificadas de forma mais consistente através dos visualizadores de grelha/pórtico”, assim foi feita uma investigação mais precisa através da deformada da grelha (Figura 18.5).

Figura 18.5: Verificação de flechas no pavimento tipo pelo visualizador de grelha do TQS.



(Fonte: elaborado pelo autor com base no *software* TQS)

Os valores apresentados pelo TQS se confirmaram na análise da grelha, entretanto as lajes L4 e L10, respectivamente simétricas a L1 e L10, também apresentaram a mesma magnitude de flecha e não foram gerados avisos. Para corrigir o problema, as lajes L1 e L4 tiveram sua espessura aumentada para 9cm, mas as lajes L10 e L11 foram mantidas inalteradas, assim entendido que o limite apresentado pelo TQS estava abaixo do valor admitido pela NBR:6118.

Com os avisos verificados e corrigidos, foi feito novamente o processamento global com a geração definitiva dos diagramas de solicitações, dimensionamento e detalhamento das armaduras dos elementos. A estrutura foi considerada como sendo de nós fixos, como pode-se ver na Figura 18.6.

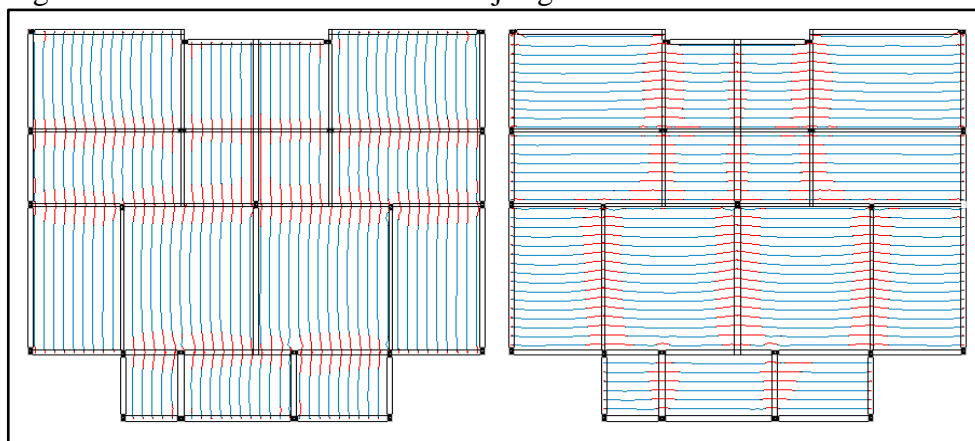
Figura 18.6: Relatório simplificado da classificação da estrutura.

Modelo Estrutural								
Modelo global do edifício								
Modelo espacial global							IV - Modelo integrado de pórtico espacial	
Flexibilização das ligações viga/pilar							Sim	
Modelo enrijecido para viga de transição							Sim	
Método para análise de 2a. ordem global							GamaZ	
Avaliação e classificação da estrutura								
Parâmetro adotado na análise do edifício							1.09 (OK)	
Valor limite de referência							1.20	
Tipo da estrutura							Nós fixos	
Parâmetro de estabilidade (GamaZ) para os carregamentos simples de vento								
Caso	Ang	CTot	M2	CHor	M1	Mig	GamaZ	Alfa
5	90.	992.0	6.0	15.9	104.2	19.9	1.078	0.571
6	270.	992.0	6.0	15.9	104.2	19.9	1.078	0.571
7	0.	992.0	5.2	17.6	115.5	19.9	1.061	0.509
8	180.	992.0	5.2	17.6	115.5	19.9	1.061	0.509

(Fonte: elaborado pelo autor com base no *software* TQS)

O TQS, por padrão, apresenta os esforços resultantes em relatórios e diagramas gerados no próprio pórtico. Para as vigas, os diagramas de solicitações também são apresentados juntamente com o detalhamento de armadura. Já as lajes foram geradas pelo sistema grelha/elementos finitos, de maneira que a visualização dos esforços é um pouco mais complexa, pois a quantidade de informações é muito grande, como se pode ver na Figura 18.7, em que cada linha representa valores de momentos positivo (azul) e negativo (vermelho).

Figura 18.6: Momentos fletores das lajes gerados como elementos finitos.



(Fonte: elaborado pelo autor com base no *software* TQS)

Para os pilares, o relatório dos esforços solicitantes não corresponde necessariamente aos esforços reais, pois os cálculos são feitos de forma indireta por verificação, então é preciso se fazer uma busca dos resultados no sistema ou diretamente por inspeção das envoltórias no pórtico. Quanto a isto, no próprio Relatório Geral de Pilares existe uma nota:

Este carregamento listado é, dentre os inúmeros carregamentos analisados, o que provocou a seleção desta armadura em primeiro lugar. Não necessariamente, este carregamento é o que necessita a maior quantidade de armadura na seção, pois o dimensionamento é feito de forma indireta, por verificação. [...] A pesquisa do carregamento exato que provoca maior armadura na seção não é realizada automaticamente para não aumentar de forma significativa o tempo de processamento. Se o usuário quiser calcular a real necessidade de armadura para um carregamento específico, ele poderá fazê-lo facilmente no Editor de Esforços e Armaduras, comando do próprio Cad/Pilar (TQS, versão 19.13).

Neste contexto, o resultado do dimensionamento da estrutura feito com o TQS é apresentado diretamente no ANEXO H – Detalhamento das Armaduras dos Elementos Estruturais (TQS). As armaduras foram editadas minimamente com o objetivo de facilitar a análise dos resultados, pois as mesmas são geradas de modo fragmentado, atendendo às variações dos esforços solicitantes. Assim, o excesso de informações nas plantas de detalhamento foi simplificado de maneira a não prejudicar a análise, mas insuficiente caso tivesse o propósito de ser executada.

18.4 ANÁLISE E COMPARATIVO DOS RESULTADOS

Para apresentar de forma mais organizada o texto deste item, as metodologias utilizadas para o dimensionamento da estrutura com *software* não profissional serão chamadas de “metodologia manual”.

Para as duas metodologias, apesar de o edifício analisado ter sido classificado como estrutura de nós fixos, o valor do coeficiente de instabilidade global foi mais elevado para o modelo do TQS. Isto certamente é resultado da flexibilização de ligações viga-pilar adotadas pelo TQS, pois ao simular estes vínculos com um comportamento mais próximo da realidade, se tem uma perda de rigidez dos pórticos de contraventamento, impactando diretamente na estabilidade global. Entretanto, em virtude da edificação ser de dimensões modestas, o resultado da classificação da estrutura como de nós fixos já era esperada.

Analisando-se os resultados obtidos no dimensionamento das lajes, observa-se de modo geral que as áreas de armadura geradas pelo TQS foram maiores que as obtidas através da metodologia manual, porém isto ficou mais evidenciado nos encontros de lajes, onde aparecem momentos negativos mais relevantes. Sem dúvidas o método de cálculo por grelha do TQS possui uma precisão maior na geração dos esforços, talvez por este motivo algumas lajes apresentaram flechas maiores que no método manual, e conseqüentemente momentos positivos maiores. Na metodologia manual, os valores adotados para os momentos negativos estavam vinculados aos momentos no vão das lajes por um grau de engastamento, o que pode justificar a taxa de armadura inferior nas bordas, porém estes resultados exigem uma análise mais criteriosa.

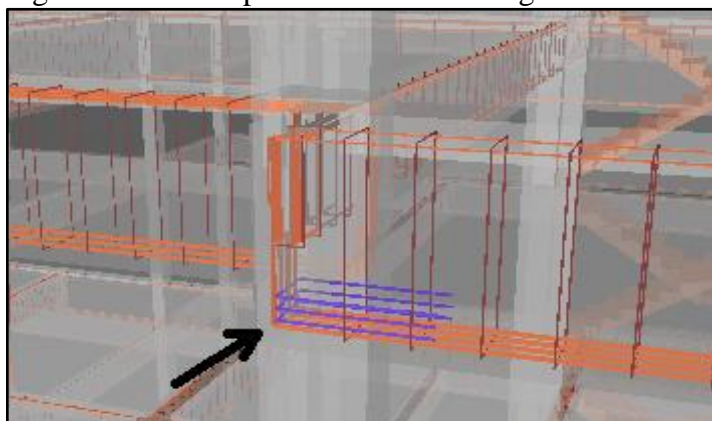
Um dos pontos de maior discrepância entre as metodologias foi na região nos encontros entre as lajes L10 e L11 com a laje L13, poço do elevador e caixa da escada, pois o próprio TQS já havia alertado o possível mal comportamento na distribuição de cargas na região. Assim, enquanto a metodologia manual adotou grau de engastamento nulo para as lajes L10 e L11, o TQS considerou um grau de engastamento significativo, como pode ser identificado na Figura 18.6. Este tipo de vinculação em vigas de borda pode gerar efeitos de torção que a viga não está preparada para receber. Seria interessante investigar melhor no TQS as possibilidades de plastificação dos apoios engastados em lajes, pois apesar do modelo IV fazer esta consideração, existem muitos parâmetros que podem ser alterados.

Com relação às vigas, tanto o Mastan2 quanto o TQS geraram resultados muito parecidos, porém foi observado uma diferença significativa nos momentos fletores dos apoios

de extremidade. Isto se deve ao fato de o Mastan2 não possuir o mesmo realismo do TQS com relação ao vínculo viga-pilar, pois enquanto este considera ligações semirrígidas em que "molas" são calibradas automaticamente de acordo com cada ligação, o primeiro considera ligações rígidas, ou seja, sem rotação relativa entre os elementos. Conseqüentemente, nestes pontos a metodologia manual resultou em comprimentos e áreas de armadura negativa maiores, tornando o projeto menos econômico, mesmo com a redução de armadura positiva, pois alguns estudos mostram que a flexibilização destas ligações são mais relevantes aos momentos negativos do que aos positivos. Assim, para melhorar o modelos do Mastan2 teriam que ser arbitradas articulações a fim de simular de maneira mais realista o comportamento destas ligações.

Outro ponto que chama a atenção são os grampos em forma de "U", utilizados pelo TQS em armaduras positivas nas extremidades de algumas vigas, como mostra a Figura 18.7. Estes grampos servem para auxiliar na ancoragem destas armaduras, principalmente em situações que, mesmo com gancho, a ancoragem não é suficiente, pois o apoio extremo é muito curto, assim a condição de l_{ext} (equação 8.45) ultrapassa sua largura disponível. Apesar na NBR:6118 não citar explicitamente sobre estes grampos, em alguns casos críticos eles são uma solução prática necessária para atender as exigências da norma, e ainda possuem a vantagem de dobra horizontal, fugindo da condição restritiva descrita. No projeto, estes grampos aparecem em todos os encontros "T" e "L" de vigas, onde a largura máxima é de 20cm (largura máxima de viga), e em alguns apoios de extremidade onde a orientação dos pilares não é favorável (vigas V10, V16 e V18). Neste contexto, surpreende o fato da viga V7 não possuir este tipo de ancoragem no encontro com a viga V13, pois o trecho V7a é o segundo de maior momento positivo. Caso o projetista queira, estes grampos podem ser retirados através dos critérios de ancoragem, porém a TQS recomenda o uso dos mesmos.

Figura 18.7: Grampo no encontro das vigas V1 e V6.

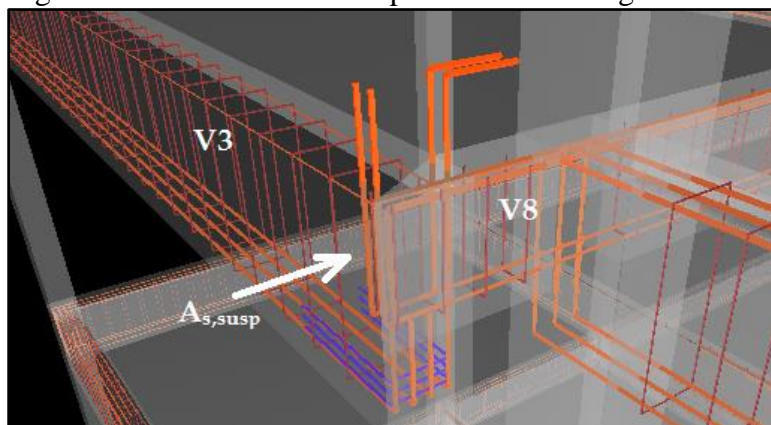


(Fonte: elaborado pelo autor com base no *software* TQS)

No dimensionamento com metodologia manual, houve uma dificuldade muito grande para se conseguir reduzir o comprimento de ancoragem necessário de algumas armaduras, assim o uso de dobras horizontais poderia ser de grande contribuição neste sentido.

Quanto às armaduras de suspensão, aparentemente o TQS não informa quando existe armaduras deste tipo, o que se observa é um aumento da concentração de estribos em alguns encontros de vigas, como em V5xV7 e V6/V8xV1/V3. Neste último, pode-se destacar um detalhamento diferenciado, como mostra a Figura 18.8, e visto com mais detalhes nas plantas do ANEXO H. Primeiramente pensou-se que poderia ser um prolongamento da armadura longitudinal superior da viga suporte, assim também desempenhando o papel de armadura de suspensão, entretanto no espaço para esclarecimentos de dúvidas do seu site, a TQS informa que quando a carga concentrada envolvida é significativa e a viga suporte possui uma altura menor que a da viga suspensa, é gerada, além da armadura de suspensão, uma armadura para pendurar a carga concentrada. Este é o único caso do projeto em que acontece este tipo de encontro. O detalhamento em 3D da figura ficou com um pequeno *bug* na armadura de suspensão, pois a mesma deveria estar embutida na viga transversal e envolvendo sua armadura positiva, entretanto é apenas uma falha na apresentação do modelo.

Figura 18.8: Armadura de suspensão entre as vigas V3 e V8.



(Fonte: elaborado pelo autor com base no *software* TQS)

Na metodologia manual foram consideradas armaduras de suspensão em todos os encontros de vigas, mesmo onde a carga concentrada não era significativa a ponto de se gerar um aumento da área dos estribos, como no caso de V10xV6/V8, assim foi apenas efetuado o prolongamento da armadura positiva da viga suspensa.

Com respeito aos pilares, o resultado do carregamento axial, devido às combinações de ações, gerado pelo TQS ficou semelhante ao do Mastan2. Na Tabela 18.1 pode-se ver a comparação dos valores obtido para os pilares do térreo, ou seja, os pilares mais solicitados.

Tabela 18.1: Comparativo das cargas axiais nos pilares do térreo.

Comparativo das cargas axiais nos pilares do Térreo (kN)		
Pilar	CAD/TQS	Metodologia Manual
P1	332,85	312,93
P2	503,25	487,90
P3	502,57	487,90
P4	331,58	312,93
P5	362,97	362,52
P6	684,74	634,65
P7	688,27	634,65
P8	361,89	362,52
P9	353,05	357,60
P10	548,00	537,20
P11	873,37	889,90
P12	552,00	537,20
P13	352,09	357,60
P14	259,53	260,01
P15	474,00	482,24
P16	533,66	556,82
P17	735,75	741,00
P18	599,00	609,80
P19	253,22	260,01
P20	155,00	161,00
P21	356,50	377,50
P22	501,39	528,47
P23	230,00	257,20
Σ	10544,68	10509,55

(Fonte: elaborado pelo autor)

Como se pode observar, existe uma pequena discrepância nos valores obtidos entre cada metodologia. Isto já era esperado, pois se tratam de modelos estruturais com considerações diferentes em relação à rigidez axial dos pilares, plastificação dos apoios, flexibilização de ligações, o que impacta diretamente no fluxo de cargas através da estrutura, até mesmo porque estes carregamentos são uma consequência das ações combinadas, ou seja, envolvem também as cargas de vento. Os pontos de maior divergência estão entre os pilares do P1 ao P7, pilares responsáveis por transmitir as cargas provenientes das lajes L1 e L4, as quais possuem 1cm a mais de espessura na modelagem do TQS.

Pode-se analisar também algumas diferenças para os momentos fletores destes pilares, considerando apenas os valores no topo destes pilares. Foram avaliados os maiores valores em cada eixo local do pilar, a fim de se comparar a magnitude destes esforços. Na Tabela 18.2 estão apresentados estes números.

Tabela 18.2: Comparativo dos momentos fletores nos pilares do térreo.

Comparativo dos momentos fletores nos Pilares do Térreo (kN)				
PILAR	CAD/TQS		Metodologia manual	
	Eixo x	Eixo y	Eixo x	Eixo y
P1	24,15	9,20	30,86	14,93
P2	22,40	7,00	27,94	12,22
P3	22,57	6,66	27,94	12,22
P4	24,35	8,00	30,86	14,93
P5	18,85	10,64	18,42	22,37
P6	19,50	7,10	19,84	6,12
P7	19,66	6,88	19,84	6,12
P8	17,30	10,58	18,42	22,37
P9	20,53	8,18	24,74	13,85
P10	21,30	8,64	30,29	7,45
P11	19,32	7,83	35,20	10,81
P12	20,17	8,57	30,29	7,45
P13	17,69	8,07	24,74	13,85
P14	21,29	9,12	25,89	14,41
P15	23,23	8,88	28,78	11,28
P16	20,56	7,21	20,56	9,63
P17	19,64	7,60	18,43	11,25
P18	21,70	9,30	28,10	13,49
P19	19,87	8,65	25,89	14,41
P20	16,67	8,44	17,90	13,73
P21	19,15	8,10	21,95	12,45
P22	18,12	8,48	16,85	14,03
P23	24,65	8,94	19,56	14,66

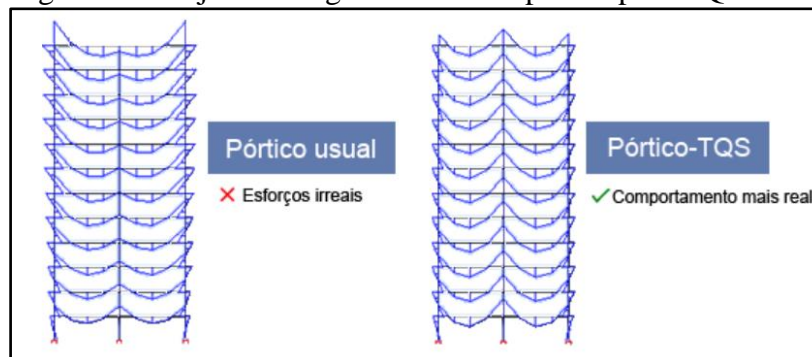
(Fonte: elaborado pelo autor)

Ao analisar a tabela anterior, nota-se uma considerável coerência em relação às diferenças nos resultados. Em quase todos os pilares de extremidade ou de canto, é visível a influência da flexibilização das ligações viga-pilar adotadas pelo TQS, pois estes valores, em relação os gerados pelo Mastan2, foram menores onde não há continuidade de viga, por exemplo, nos pilares do P5 ao P8. Em contrapartida, para o pilar P11 esperava-se valores mais próximos entre as metodologias.

Estas diferenças obviamente se refletiram na quantidade de armadura, que pelo cálculo manual foram maiores, pois no Mastan2 os momentos fletores dos pilares acabam tendo uma influência maior do que no TQS. Isto é causado principalmente em virtude do tipo de vinculação viga-pilar e da rigidez dos pilares, pois no Mastan2 os picos de momento fletor que aparecem principalmente na extremidade das vigas acabam sendo transmitidos para os pilares. Reforçando esta ideia, foi o aumento da armadura nos pilares do 4º pavimento

observado na metodologia manual, o que já não ocorreu com o modelo do TQS. A Figura 18.9, apresentada no site da TQS, ilustra este efeito.

Figura 18.9: Ajuste da rigidez axial dos pilares pelo TQS.



(Fonte: TQS, 2018b)

19 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Este trabalho foi de grande importância na compreensão do funcionamento da estrutura de um edifício de pequeno porte e como seus elementos estruturais se inter-relacionam.

A concepção do arranjo estrutural e o pré-dimensionamento como ponto de partida, se bem executados, podem facilitar significativamente os trabalhos posteriores de dimensionamento dos elementos estruturais, porém ficou evidenciado que simplesmente seguir as recomendações presentes na literatura não é suficiente, visto que em certas situações a experiência do projetista e sua capacidade de prever o comportamento da estrutura possuem um peso maior. Desta forma, procura-se reduzir ao máximo o número de modificações feitas após o lançamento da estrutura, pois simples alterações pontuais podem refletir no comportamento da mesma, o que implica em realizar novamente cálculos antes finalizados, aumentando a carga de trabalho e diminuindo a produtividade. Assim, elaborar uma estrutura que una qualidade, segurança, economia e harmonia com o projeto arquitetônico não é uma tarefa muito simples.

Realizar o dimensionamento de estruturas com o porte de um edifício pode tornar-se relativamente trabalhoso sem o auxílio de um *software* profissional. O *software* Mastan2 demonstrou uma certa limitação na modelagem da estrutura estudada, de maneira que o processo de obtenção dos esforços solicitantes se mostrou um pouco confuso, pois em algumas situações, os valores gerados para um mesmo elemento alteravam-se, sem lógica aparente, de um pavimento para outro, exigindo do projetista uma análise mais criteriosa dos valores apresentados. Assim, caso o projetista não tenha à disposição um programa especializado neste tipo de estrutura, o mais indicado seria trabalhar com modelos menos complexos, como o modelo de grelha, por exemplo, em que existe um número menor de interações entre os elementos.

Em contrapartida, ficou evidente as potencialidades e facilidades proporcionadas por um *software* profissional como o TQS, porém o mesmo é apenas uma ferramenta de auxílio e não dispensa o conhecimento técnico de quem o manipula, de modo que a concepção estrutural e os critérios estabelecidos ficam sobre a responsabilidade do projetista. Cabe aqui ressaltar que os resultados gerados pelo TQS foram obtidos em uma pequena fração do tempo necessário para a outra metodologia.

Para as duas metodologias, os resultados obtidos no dimensionamento das vigas foram relativamente semelhantes. Uma diferença maior foi observada nos pontos localizados nas extremidades das mesmas, pois onde há descontinuidade do elemento, a consideração da flexibilização das ligações viga-pilar se torna muito relevante. Desta maneira, não foram encontrados no TQS os picos de momento fletor observados no Mastan2.

Nos pilares, de um modo geral, com a metodologia sem *software* profissional foi necessário o uso de uma quantidade maior de armadura, em vista de que, principalmente nos pilares de extremidade, os momentos fletores gerados apresentaram valores maiores do que no TQS e ganharam uma relevância maior na medida em que a carga axial diminuía. No TQS, em virtude dos ajustes de rigidez axial dos pilares e do tipo de vinculação com as vigas, as taxas de armadura necessárias foram menores, pois não foi preciso compensar a falta de resistência à tração do concreto demandada pelo aumento da zona tracionada na seção do pilar.

O dimensionamento das lajes foi o ponto de maior divergência entre as duas metodologias, o qual indica que talvez a metodologia de cálculo abordada neste trabalho deva ser reavaliada.

REFERÊNCIAS

ARAÚJO, José Milton de. **Dimensionamento à flexão simples de seções transversais de concreto armado com ênfase na ductilidade**. 13f. Teoria e Prática na Engenharia Civil, n.14, p.1-13, Outubro, 2009.

ARAÚJO, José Milton de. **Curso de Concreto Armado**. Vol. 1. 3ª ed. Editora Dunas: Rio Grande. 2014a.

ARAÚJO, José Milton de. **Curso de Concreto Armado**. Vol. 2. 3ª ed. Editora Dunas: Rio Grande. 2014b.

ARAÚJO, José Milton de. **Projeto Estrutural de Edifícios de Concreto Armado**. 3ª ed. Editora Dunas: Rio Grande. 2014c.

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

_____. **NBR 6118**: projeto de estruturas de concreto – procedimento. Rio de Janeiro, 1980.

_____. **NBR 6120**: cargas para o cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro, 1978.

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

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

BARBOSA, Marcos Robiati. **Concepção e Análise de Estruturas de Edifícios em Concreto Armado**. 166 f. Relatório Final de Iniciação Científica – FAPESP, Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia, Universidade Estadual Paulista, Bauru, 2008.

CAMPOS FILHO, Américo. **Dimensionamento de Seções Retangulares de Concreto Armado à Flexão Composta Normal**. Apostila da disciplina de Estruturas de Concreto Armado II da Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 2014a. Disponível em: <https://chasqueweb.ufrgs.br/~americo/eng01112/solicitacoes_normais.pdf>. Acesso em 20 de maio 2018.

CAMPOS FILHO, Américo. **Projeto de Pilares de Concreto Armado**. Apostila da disciplina de Estruturas de Concreto Armado II da Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 2014b. Disponível em: <<https://chasqueweb.ufrgs.br/~americo/eng01112/pilares.pdf>>. Acesso em 21 de maio 2018.

CAMPOS FILHO, Américo. **Projeto de Lajes Maciças de Concreto Armado**. Apostila da disciplina de Estruturas de Concreto Armado II da Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 2014c. Disponível em: <<https://chasqueweb.ufrgs.br/~americo/eng01112/lajes.pdf>>. Acesso em 15 de maio 2018.

CARNEIRO, Francisco; MARTINS, João Guerra. **Análise de Estruturas - Contraventamento de Edifícios**, Série Estruturas. 1ª ed. 2008.

CARVALHO, Roberto Chust; FIGUEIREDO FILHO, Jasson Rodrigues de. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado**: segundo a NBR 6118:2014. 4ª ed. Editora EdUFSCar: São Carlos, 2014.

CORRÊA, Márcio Roberto Silva. **Aperfeiçoamento de modelos usualmente empregados no projeto de sistemas estruturais de edifícios**. 342 f. Tese de Doutorado em Engenharia Civil – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, Setembro de 1991.

DI PIETRO, João Eduardo. **O conhecimento qualitativo das estruturas das edificações na formação do arquiteto e do engenheiro**. 192 f. Tese de Doutorado em Engenharia – Departamento de Engenharia e Produção e Sistemas, Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Produção, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2000.

ELLWANGER, Ronald José. **A construção do conhecimento em análise de estruturas de edifícios**. Revista de Ensino de Engenharia, v. 24, n. 1, p. 23-32, 2005.

FUSCO, Pérviles Brasiliense. **Estruturas de Concreto: Fundamentos do Projeto Estrutural**. Vol. 1. Editora da Universidade de São Paulo: São Paulo. 1976.

FUSCO, Pérviles Brasiliense. **Estruturas de Concreto: Solicitações Normais**. Vol. 1. Editora Guanabara Dois S. A.: Rio de Janeiro. 1981.

GIONGO, J. S. **Concreto armado**: projeto estrutural de edifícios. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2007.

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

LEONHARDT, Fritz; MÖNING, Eduard. **Construções de Concreto: Princípios Básicos do Dimensionamento de Estruturas de concreto Armado**. Vol. 1. 1ª ed. Livraria Interciência: Rio de Janeiro. 1977.

MELO, Paula Rodrigues. **Pré-Dimensionamento de estruturas de madeira, de aço e de concreto para auxílio à concepção de projetos arquitetônicos**. 113 f. Dissertação de Mestrado em Engenharia – Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Uberlândia, Uberlândia, 2013.

MONTOYA, Jiménez; MESEGUER, Álvaro Garcia; CABRÉ, Franciso Morán; PORTERO, Juan Carlos Arroyo. **Hormigón armado**. 15ª ed. Editora Gustavo Gili: Barcelona, Espanha, 2011.

RIOS, Roberto Domingos. **III – Flexão Simples**. Apostila da disciplina de Estruturas de Concreto Armado I da Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 2017.

SCADELAI, Murilo Alessandro. **Dimensionamento de Pilares de Acordo com a NBR 6118:2003**. 136 f. Dissertação de Mestrado em Engenharia de Estruturas – Departamento de

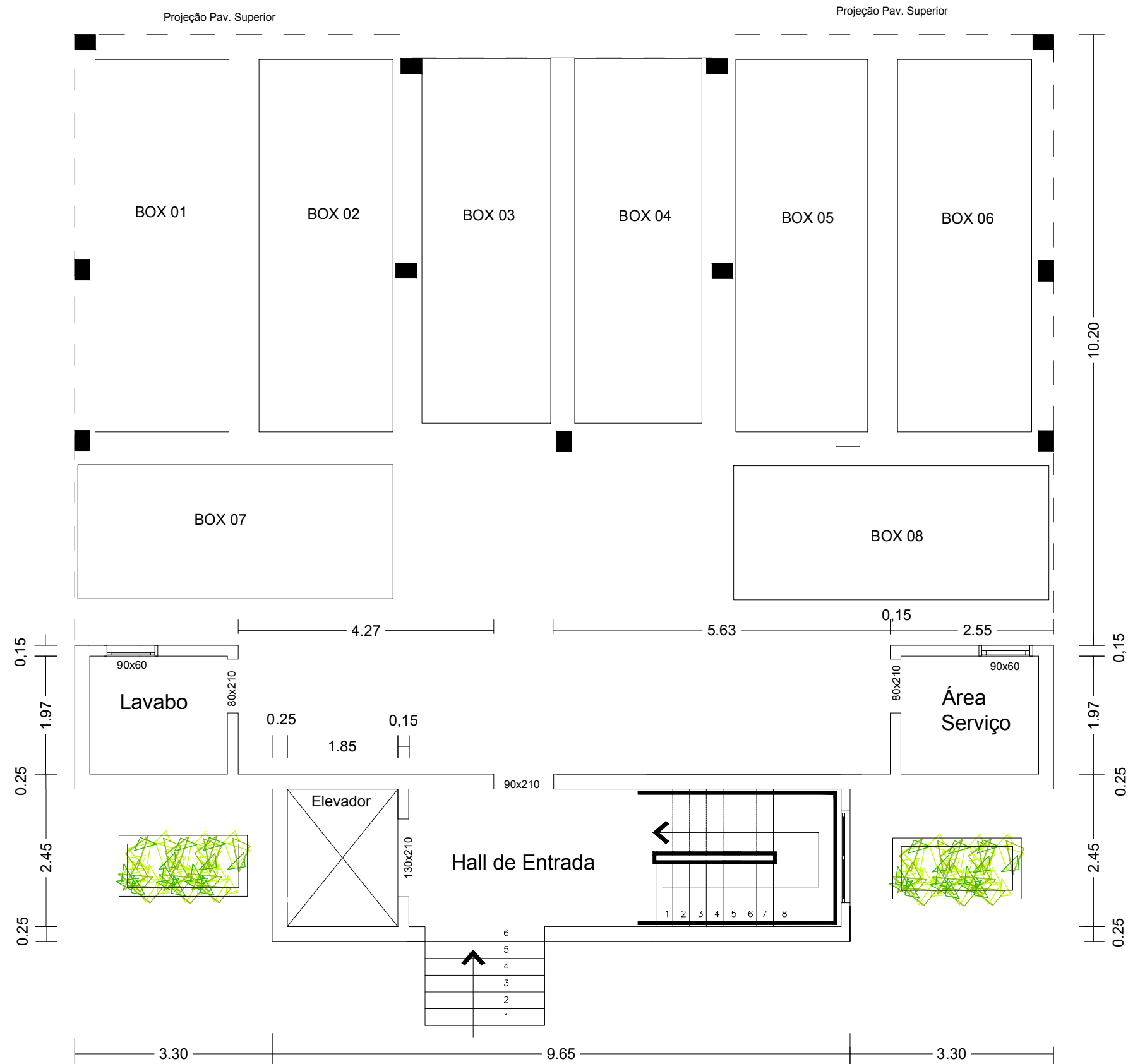
Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2004.

TQS, Informática LTDA. **CAD/TQS Plena**. Disponível em:<<http://www.tqs.com.br/produtos-e-solucoes/sistemas-em-conjunto/cadtqs-plena-software-projeto-concreto-armado>>. Acesso em 03 de junho 2018a.

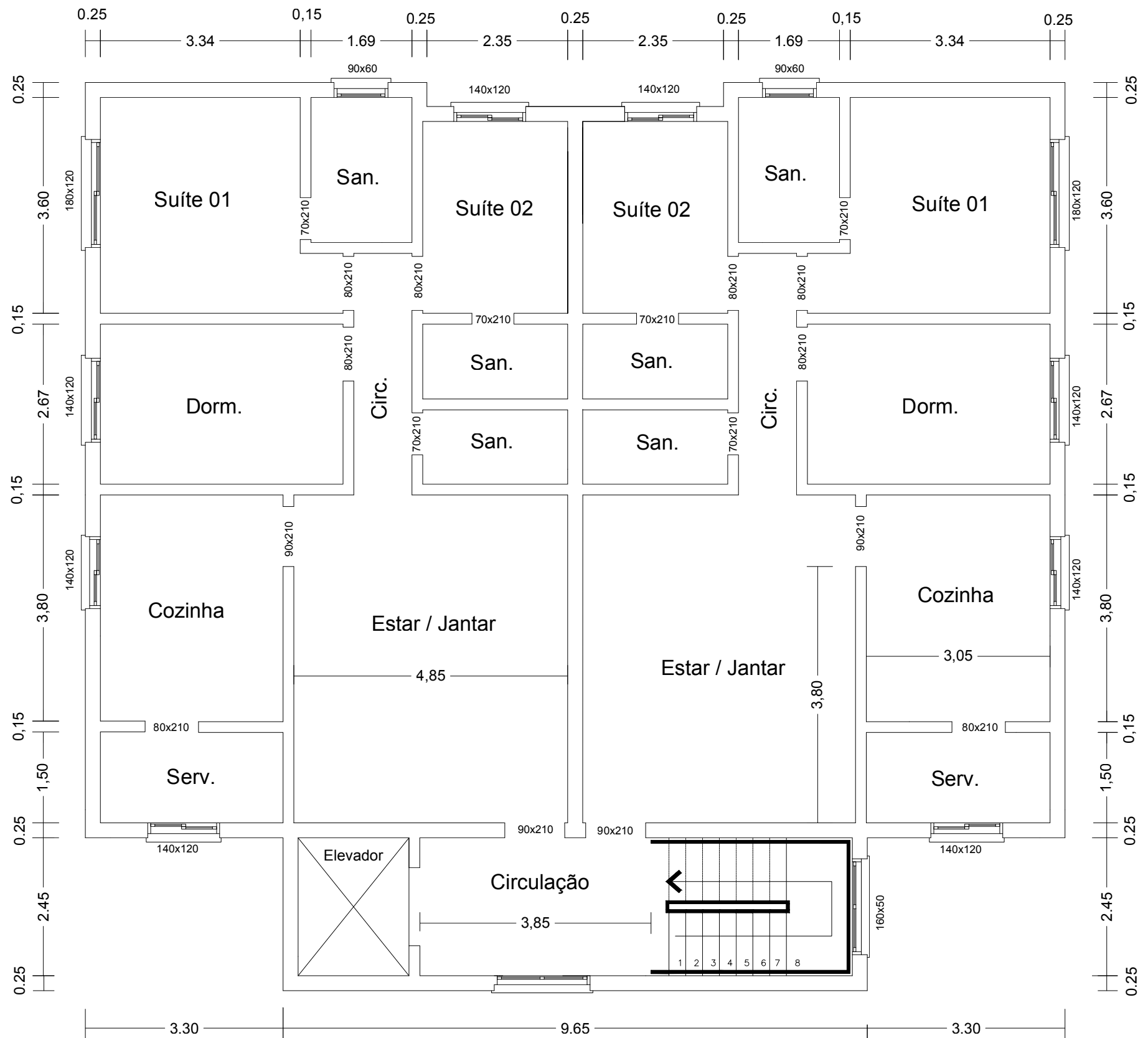
TQS, Informática LTDA. **Modelo-TQS, ligações flexibilizadas, semi-rígidas, molas, viga-pilar, plastificação, concreto armado**. Disponível em:<<http://www.tqs.com.br/conheca-os-sistemas-cadtqs/analise-estrutural/95-modelo-tqs>>. Acesso em 03 de dezembro 2018b.

WIGHT, James K.; MACGREGOR. James G.. **Reinforced concrete** : mechanics and design. 6ª ed. 2012.

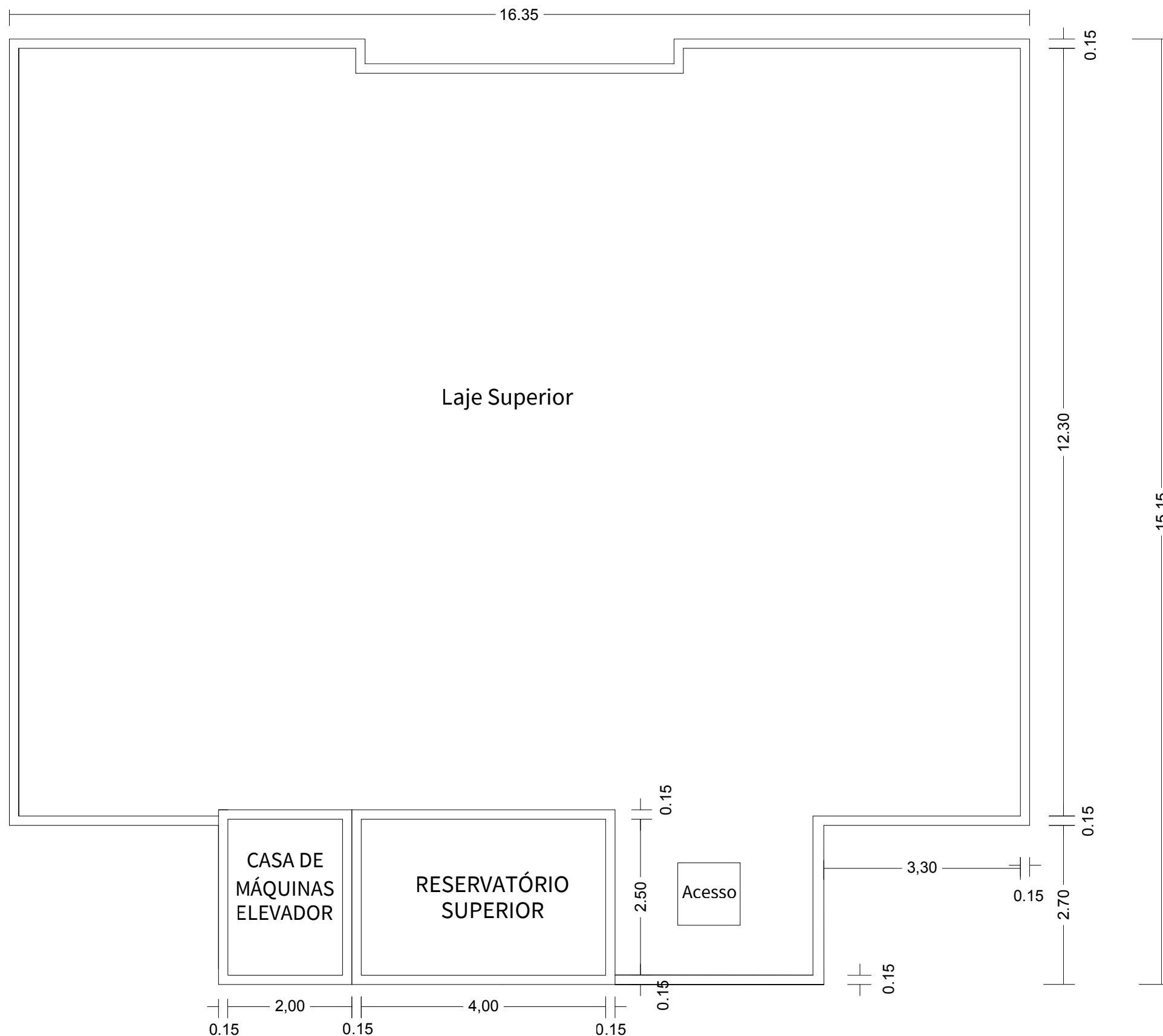
ANEXO A – PLANTAS ARQUITETÔNICAS



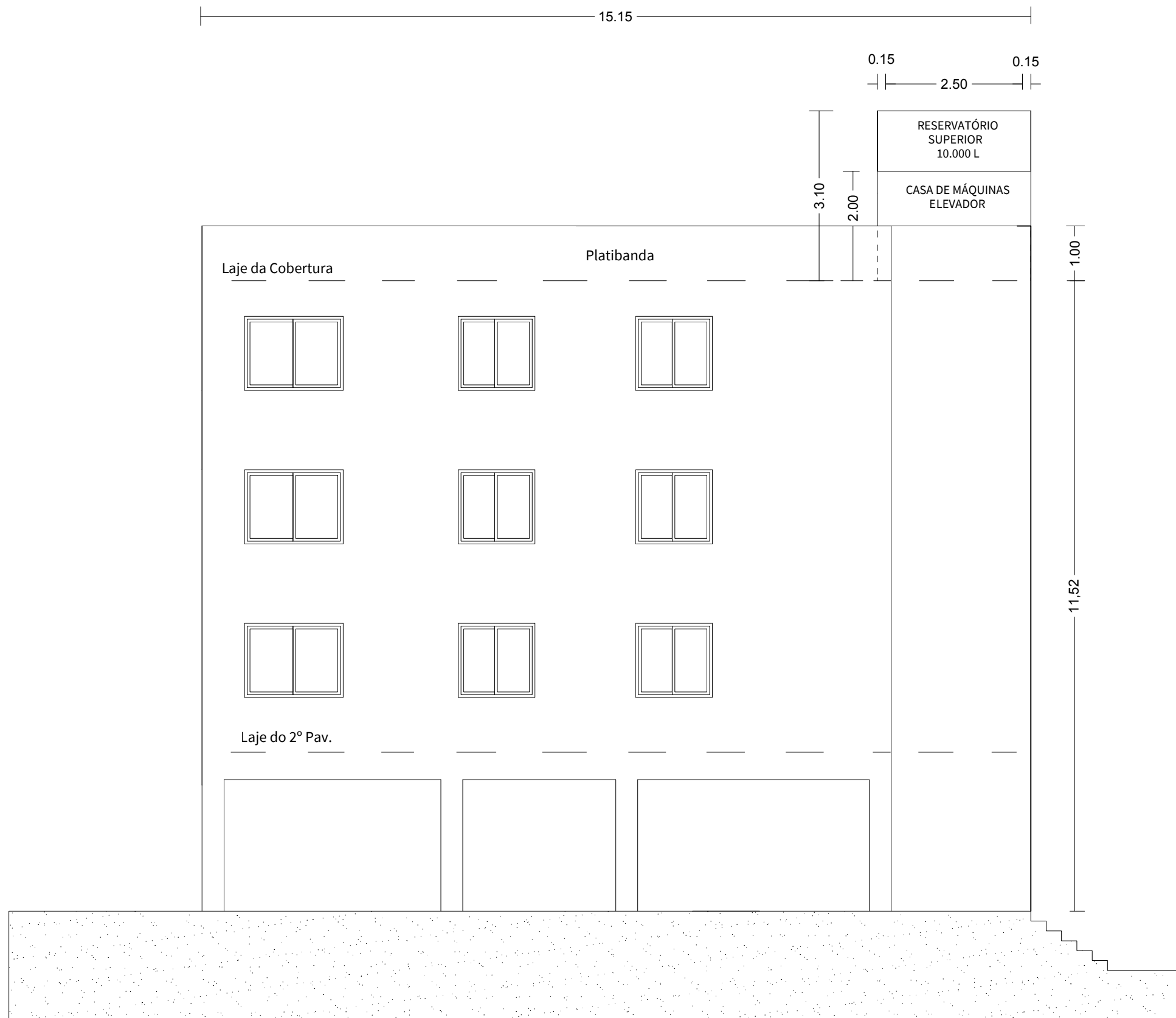
UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL			
Trabalho de Conclusão de Curso			
Planta Baixa do Pavimento Térreo			
André Vigevani Schaf	Orientador: Alexandre Pacheco		
	ESCALA 1 : 100	UNIDADE m	DATA Nov/2018
PRANCHA ANEXO - A			



UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL			
Trabalho de Conclusão de Curso			
Planta Baixa do Pavimento Tipo			
André Vigevani Schaf	Orientador: Alexandre Pacheco		
	ESCALA 1 : 100	UNIDADE m	DATA Nov2018
PRANCHA ANEXO - A			



UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL			
Trabalho de Conclusão de Curso			
Planta Baixa da Cobertura			
André Vigevani Schaf	Orientador: Alexandre Pacheco		
	ESCALA 1 : 100	UNIDADE m	DATA Nov2018
			PRANCHA ANEXO - A



UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL

Trabalho de Conclusão de Curso

Fachada Lateral Esquerda

André Vigevani Schaf

Orientador: Alexandre Pacheco

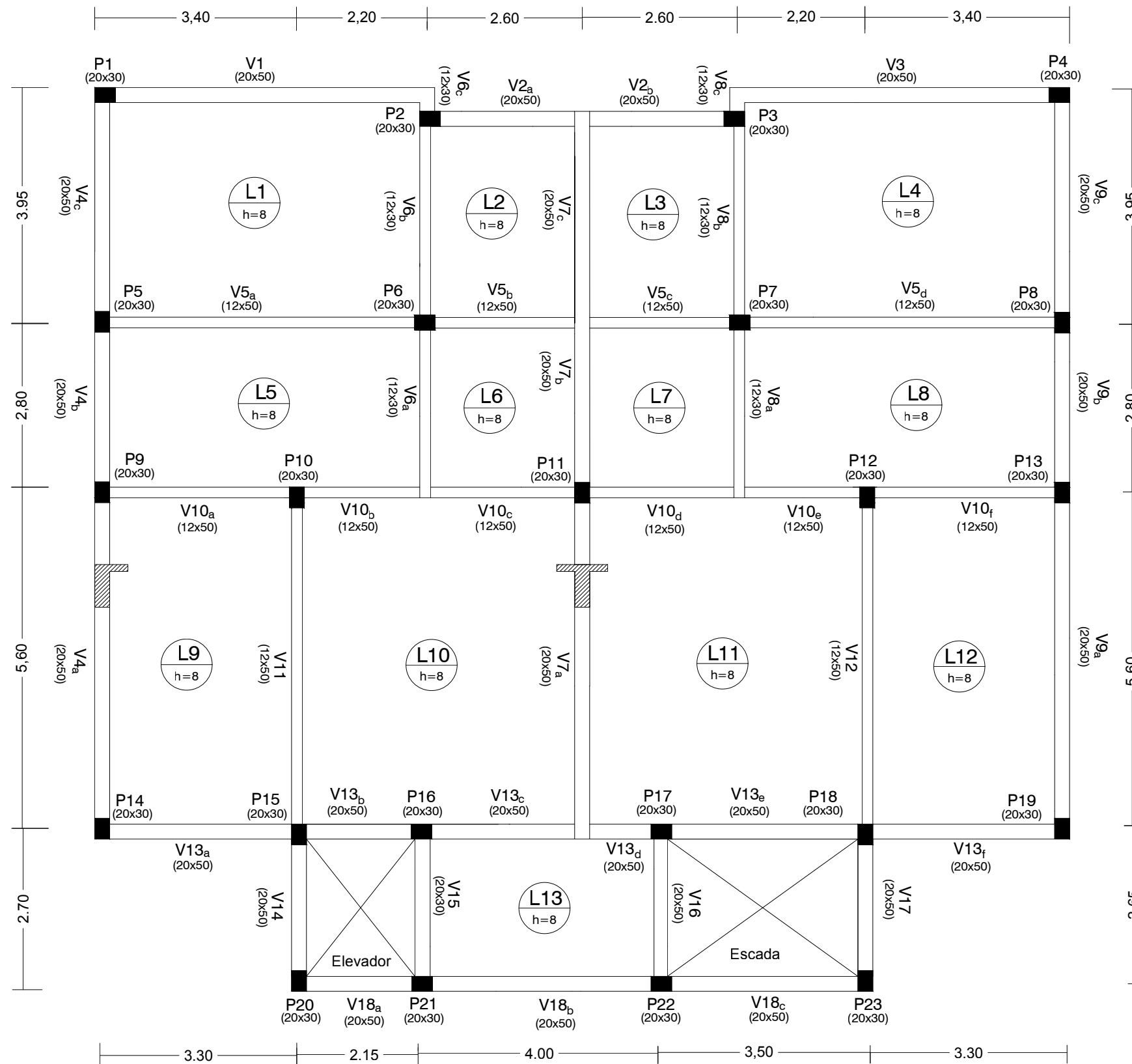
ESCALA
1 : 100

UNIDADE
m

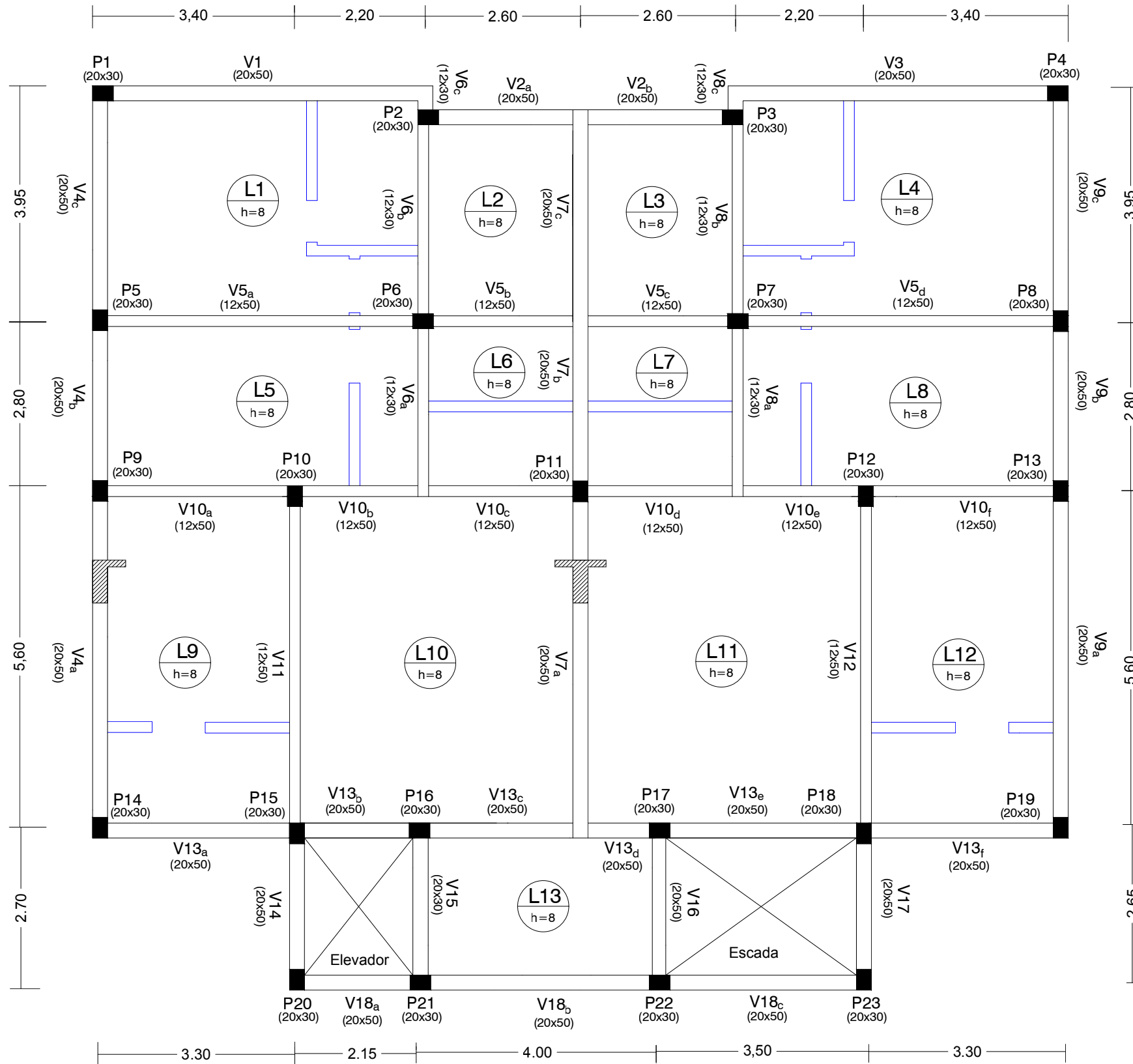
DATA
Nov2018

PRANCHA
ANEXO - A

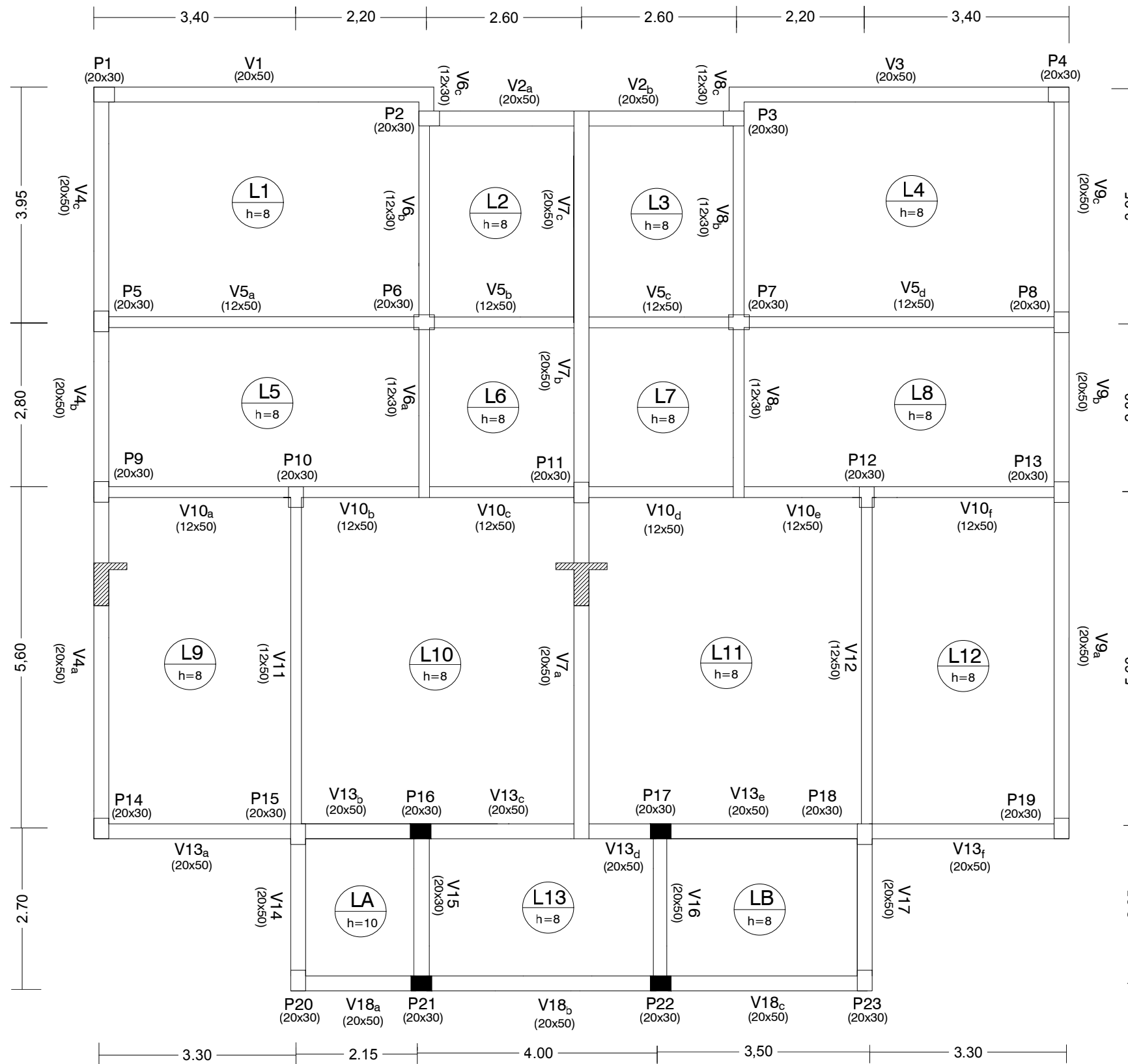
ANEXO B – PLANTAS DE FORMAS



UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL			
Trabalho de Conclusão de Curso			
Planta de Formas - Pavimento Térreo			
André Vigevani Schaf		Orientador: Alexandre Pacheco	
		ESCALA 1 : 100	UNIDADE m
		DATA Nov/2018	PRANCHA ANEXO - B



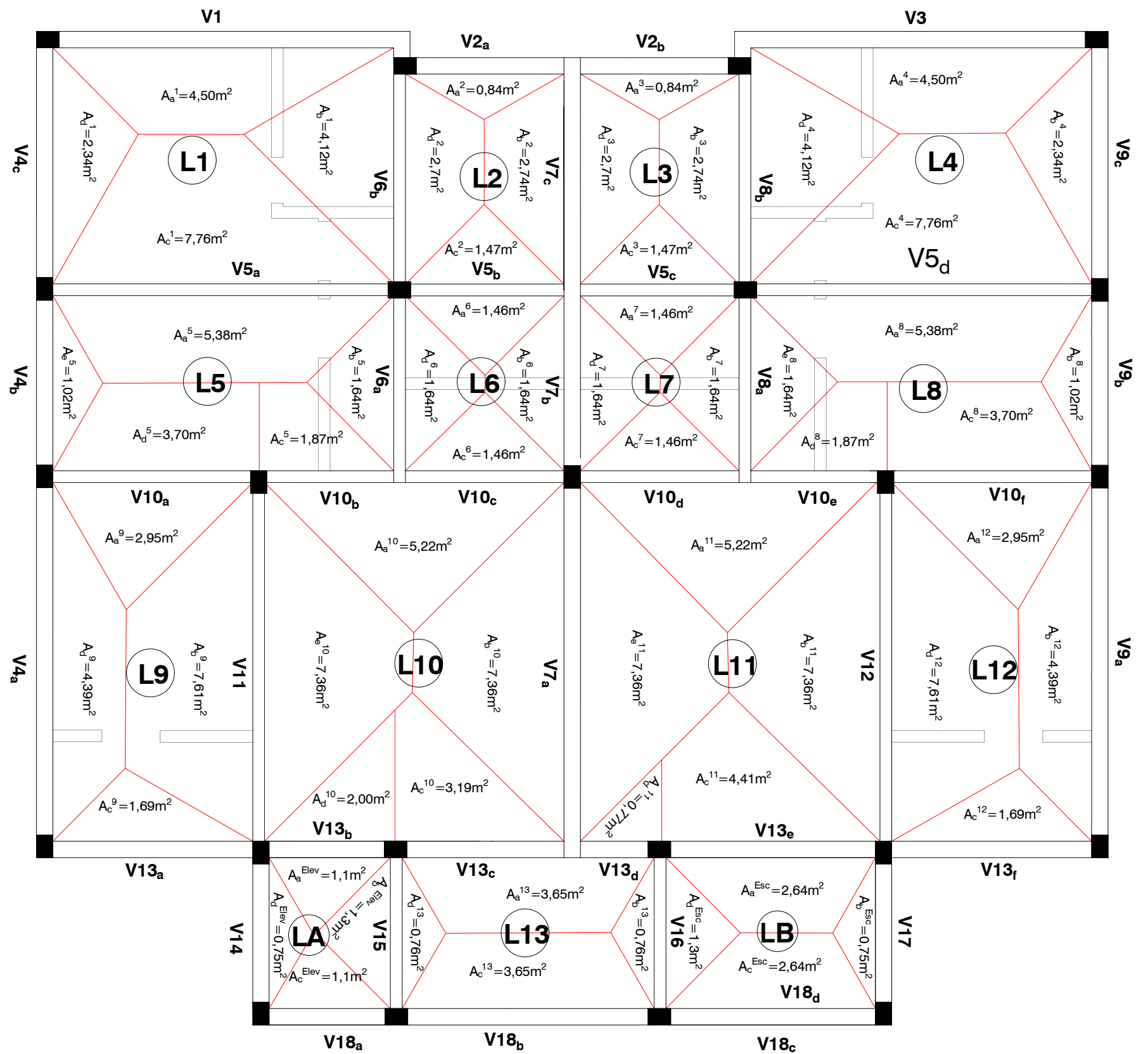
UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL			
Trabalho de Conclusão de Curso			
Planta de Formas - Pavimento Tipo			
André Vigevani Schaf	Orientador: Alexandre Pacheco		
	ESCALA 1 : 100	UNIDADE m	DATA Nov/2018
		PRANCHA ANEXO - B	



- Pilar passa
- Pilar termina

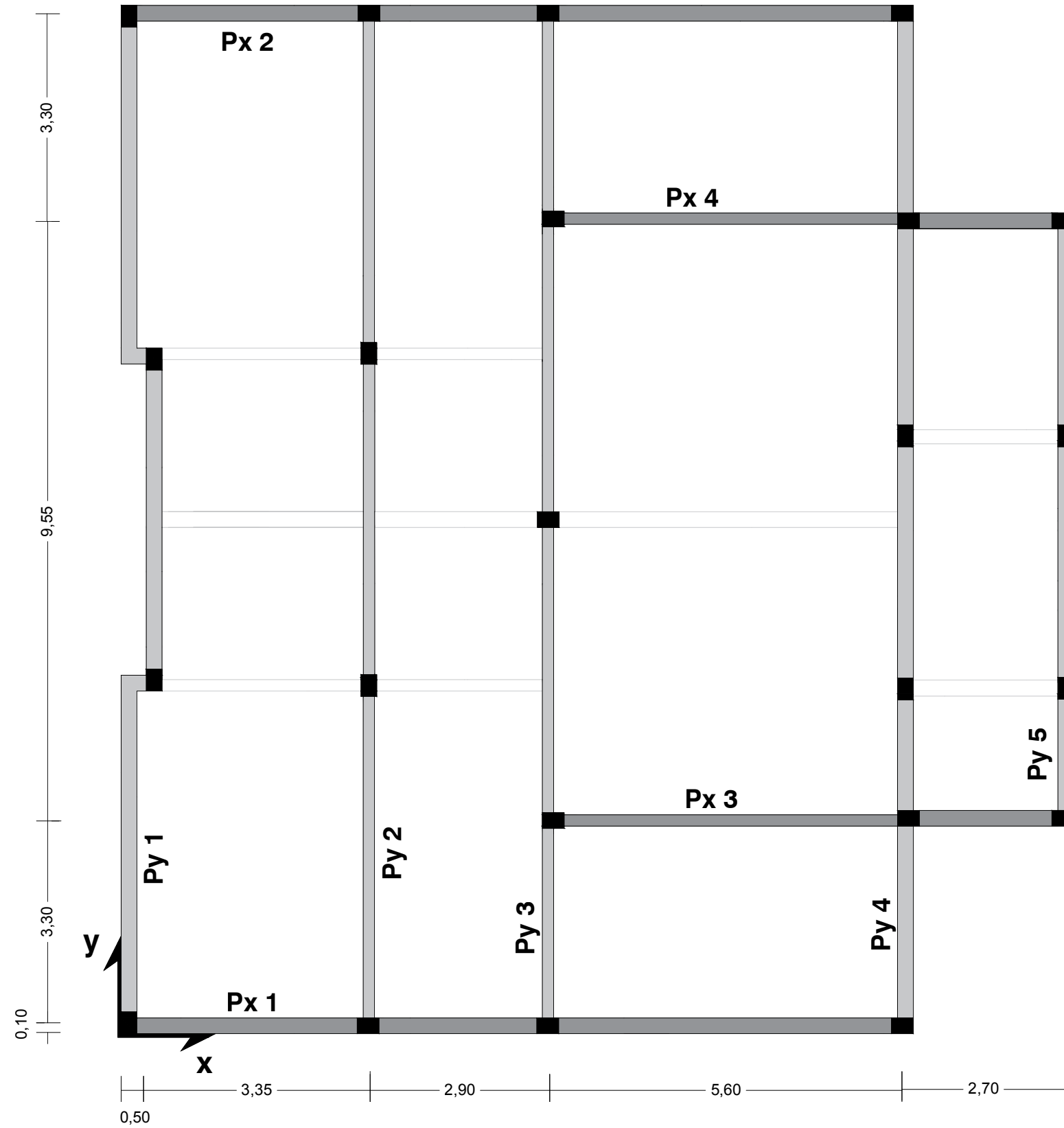
UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL			
Trabalho de Conclusão de Curso			
Planta de Formas - Cobertura			
André Vigevani Schaf		Orientador: Alexandre Pacheco	
ESCALA 1 : 100	UNIDADE m	DATA Nov/2018	PRANCHA ANEXO - B

ANEXO C – PLANTA DE DISTRIBUIÇÃO DAS ÁREAS DE INFLUÊNCIA



UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL			
Trabalho de Conclusão de Curso			
Planta de Distribuição das Áreas de Influência			
André Vigevani Schaf		Orientador: Alexandre Pacheco	
ESCALA	UNIDADE	DATA	PRANCHA
1 : 100	m	Nov/2018	ANEXO - C

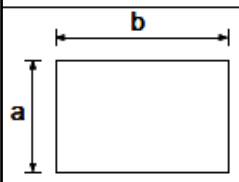
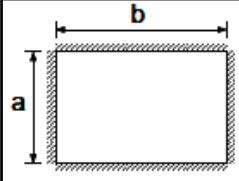
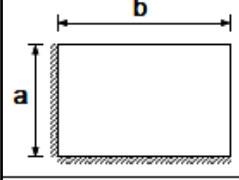
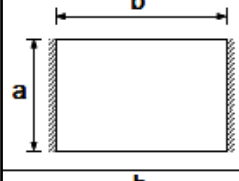
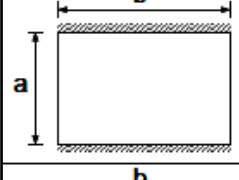
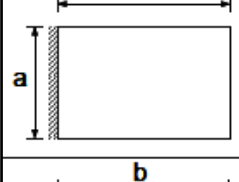
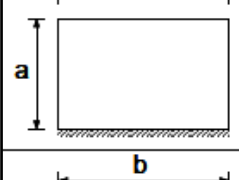
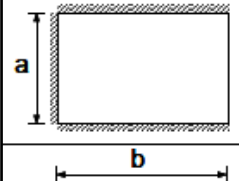
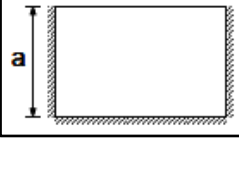
ANEXO D – SUBESTRUTURA DE CONTRAVENTAMENTO



UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL			
Trabalho de Conclusão de Curso			
Subestrutura de Contraventamento			
André Vigevani Schaf	Orientador: Alexandre Pacheco		
	ESCALA 1 : 100	UNIDADE m	DATA Nov/2018
			PRANCHA ANEXO - D

ANEXO E – TABELAS PARA CÁLCULOS

Valores de k para lajes armadas em duas direções

a/b	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
	0,99	0,85	0,71	0,59	0,48	0,40
	0,25	0,23	0,21	0,18	0,15	0,13
	0,46	0,41	0,36	0,30	0,25	0,21
	0,83	0,63	0,48	0,35	0,26	0,19
	0,25	0,25	0,24	0,23	0,21	0,19
	0,91	0,73	0,58	0,46	0,35	0,28
	0,48	0,44	0,41	0,36	0,31	0,28
	0,24	0,24	0,23	0,20	0,18	0,16
	0,44	0,38	0,32	0,25	0,20	0,16

Valores de α para lajes armadas em duas direções (regime elástico)

a/b			0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
	m_a	0,099	0,086	0,073	0,061	0,051	0,042	
	m_b	0,032	0,037	0,040	0,042	0,043	0,042	
	m_a	0,041	0,038	0,034	0,029	0,025	0,021	
	m_b	0,010	0,013	0,017	0,018	0,020	0,021	
	m_a'	0,084	0,080	0,074	0,067	0,059	0,052	
	m_b'	0,058	0,058	0,058	0,057	0,055	0,052	
	m_a	0,057	0,052	0,045	0,039	0,033	0,027	
	m_b	0,016	0,020	0,024	0,026	0,027	0,027	
	m_a'	0,119	0,111	0,101	0,091	0,080	0,070	
	m_b'	0,082	0,082	0,080	0,078	0,074	0,070	
	m_a	0,084	0,065	0,049	0,037	0,027	0,020	
	m_b	0,036	0,038	0,039	0,037	0,034	0,031	
	m_b'	0,119	0,111	0,102	0,091	0,080	0,070	
	m_a	0,042	0,041	0,039	0,037	0,034	0,031	
	m_b	0,008	0,010	0,013	0,016	0,018	0,020	
	m_a'	0,084	0,083	0,082	0,078	0,074	0,070	
	m_a	0,091	0,075	0,060	0,048	0,037	0,030	
	m_b	0,034	0,038	0,040	0,039	0,038	0,036	
	m_b'	0,122	0,117	0,110	0,102	0,093	0,084	
	m_a	0,060	0,056	0,051	0,046	0,040	0,036	
	m_b	0,015	0,019	0,023	0,026	0,028	0,030	
	m_a'	0,122	0,116	0,109	0,101	0,093	0,084	
	m_a	0,042	0,040	0,037	0,033	0,029	0,026	
	m_b	0,009	0,012	0,015	0,018	0,019	0,021	
	m_a'	0,085	0,083	0,079	0,074	0,068	0,062	
	m_b'	0,056	0,057	0,058	0,058	0,057	0,055	
	m_a	0,055	0,048	0,040	0,033	0,026	0,021	
	m_b	0,018	0,023	0,025	0,027	0,026	0,026	
	m_a'	0,114	0,102	0,091	0,088	0,066	0,055	
	m_b'	0,082	0,081	0,078	0,074	0,068	0,062	

ANEXO F – SOLICITAÇÕES NAS VIGAS

Tabela F.1: Combinação (ELU) dos momentos fletores (M_k) das vigas do pavimento tipo.

Trecho da Viga	nó / vão	Sobrecarga (carga variável principal)				Vento (carga variável principal)				Valores Adotados		
		Vento 0° (kNm)	Vento 90° (kNm)	Vento 180° (kNm)	Vento 270° (kNm)	Vento 0° (kNm)	Vento 90° (kNm)	Vento 180° (kNm)	Vento 270° (kNm)	M_k (kNm)		
V1	i	-43,26	-35,69	-44,32	-51,89	-41,47	-28,85	-43,23	-55,85	-55,85		
	vão	46,12	49,38	45,68	42,42	44,67	50,10	43,93	38,50	50,10		
	f	-7,75	-8,82	-7,59	-6,52	-7,54	-9,32	-7,27	-5,50	-9,32		
V2	a	i	-37,82	-27,17	-39,00	-49,65	-35,89	-18,14	-37,87	-55,62	-55,62	
		f	51,39	52,89	54,31	52,81	48,04	50,54	52,92	50,42	54,31	
	b	i	51,39	52,81	54,31	52,89	48,04	50,42	52,92	50,54	54,31	
		f	-37,82	-49,65	-39,00	-27,17	-35,89	-55,62	-37,87	-18,14	-55,62	
V3	i	-7,75	-6,52	-7,59	-8,82	-7,54	-5,50	-7,27	-9,32	-9,32		
	vão	46,12	42,42	45,68	49,38	44,67	38,50	43,93	50,10	50,10		
	f	-43,26	-51,89	-44,32	-35,69	-41,47	-55,85	-43,23	-28,85	-55,85		
V4/V9	a	i	-40,09	-28,13	-15,71	-27,67	-47,07	-27,13	-6,43	-26,37	-47,07	
		vão	30,62	30,62	30,62	30,62	29,41	29,41	29,41	29,41	30,62	
		f	-32,22	-41,08	-50,44	-41,58	-24,58	-39,35	-54,94	-40,17	-54,94	
	b	i	-35,62	-25,42	-15,18	-25,38	-41,34	-24,34	-7,26	-24,26	-41,34	
		vão	-4,10	-4,10	-4,10	-4,10	-3,90	-3,90	-3,90	-3,90	-4,10	
		f	-0,10	-9,69	-19,36	-9,77	6,32	-9,67	-25,78	-9,79	-25,78	
	c	i	-24,46	-14,69	-4,44	-14,21	-30,83	-14,55	2,53	-13,75	-30,83	2,53
		vão	17,38	15,58	13,78	15,58	17,89	14,89	11,89	14,89	17,89	
		f	3,32	-10,04	-23,96	-10,60	12,98	-9,30	-32,50	-10,22	-32,50	3,32
V5	a	i	-35,38	-27,83	-34,56	-42,11	-32,44	-19,86	-31,08	-43,66	-43,66	
		vão	37,30	36,94	36,58	36,94	34,22	33,62	33,02	33,62	37,30	
		f	-62,83	-71,52	-65,08	-56,38	-57,38	-71,87	-61,13	-46,63	-71,87	
	b	i	-55,91	-49,80	-61,45	-67,56	-50,59	-40,41	-59,82	-70,01	-70,01	
		f	39,57	43,57	47,58	43,57	35,24	41,92	48,59	41,92	48,59	
	c	i	39,57	43,57	47,58	43,57	35,24	41,92	48,59	41,92	48,59	
		f	-55,91	-67,56	-61,45	-49,80	-50,59	-70,01	-59,82	-40,41	-70,01	
	d	i	-62,83	-56,38	-65,08	-71,52	-57,38	-46,63	-61,13	-71,87	-71,87	
		vão	37,30	36,94	36,58	36,94	34,22	33,62	33,02	33,62	37,30	
f		-35,38	-42,11	-34,56	-27,83	-32,44	-43,66	-31,08	-19,86	-43,66		
V6/V8	a	i	-2,30	-1,66	-0,94	-1,58	-2,63	-1,57	-0,37	-1,43	-2,63	
		vão	5,89	5,18	4,47	5,18	6,15	4,97	3,79	4,97	6,15	
		f	-17,18	-19,20	-21,36	-19,34	-14,46	-17,83	-21,44	-18,07	-21,44	
	b	i	-22,99	-18,78	-14,44	-18,64	-24,61	-17,60	-10,36	-17,38	-24,61	
		vão	11,64	11,72	11,64	11,56	10,73	10,86	10,73	10,60	11,72	
		f	-18,62	-24,10	-30,02	-24,54	-13,09	-22,22	-32,09	-22,96	-32,09	
	c	i	-17,94	-16,60	-16,46	-17,80	-17,73	-15,50	-15,27	-17,50	-17,94	
		vão	-8,73	-7,70	-7,27	-8,30	-8,86	-7,15	-6,44	-8,15	-8,86	
		f	0,29	0,94	1,71	1,06	-0,19	0,90	2,19	1,10	2,19	
V7	a	i	-22,14	-18,11	-13,96	-17,99	-23,65	-16,93	-10,01	-16,73	-23,65	
		vão	55,70	51,05	46,30	50,95	54,84	47,09	39,16	46,91	55,70	
		f	-73,70	-87,05	-100,72	-87,37	-58,60	-80,84	-103,62	-81,38	-103,62	
	b	i	-87,47	-69,09	-50,87	-69,25	-95,67	-65,04	-34,67	-65,31	-87,47	
		vão	-17,10	-8,05	0,90	-8,15	-22,05	-6,97	7,95	-7,13	-22,05	7,95
		f	-8,64	-8,90	-9,16	-8,90	-7,86	-8,30	-8,74	-8,30	-9,16	
	c	i	-9,31	-8,90	-8,49	-8,90	-8,98	-8,30	-7,62	-8,30	-9,31	
		vão	36,82	34,63	32,44	34,63	36,22	32,57	28,92	32,57	36,82	
		f	-1,49	-6,29	-11,09	-6,29	1,95	-6,06	-14,06	-6,06	-14,06	
V10	a	i	-5,78	1,93	-6,34	-14,05	-4,57	8,29	-5,49	-18,35	-21,49	5,15

Trecho da Viga	nó / vão	Sobrecarga (carga variável principal)				Vento (carga variável principal)				Valores Adotados		
		Vento 0° (kNm)	Vento 90° (kNm)	Vento 180° (kNm)	Vento 270° (kNm)	Vento 0° (kNm)	Vento 90° (kNm)	Vento 180° (kNm)	Vento 270° (kNm)	M _k (kNm)		
V10	a	vão	6,72	6,91	7,10	6,91	5,84	6,16	6,48	6,16	7,10	
		f	-32,71	-39,64	-31,39	-24,46	-31,03	-42,58	-28,82	-17,28	-42,58	
	b	i	-43,23	-37,02	-41,61	-47,82	-41,36	-31,02	-38,67	-49,02	-46,41	
		f	33,65	33,00	32,35	33,00	31,82	30,74	29,66	30,74	33,65	
	c	i	33,65	33,00	32,35	33,00	31,82	30,74	29,66	30,74	33,65	
		f	-48,47	-53,08	-47,83	-43,22	-45,04	-52,72	-43,96	-36,28	-53,08	
	d	i	-48,47	-43,22	-47,83	-53,08	-45,04	-36,28	-43,96	-52,72	-53,08	
		f	33,65	33,00	32,35	33,00	31,82	30,74	29,66	30,74	33,65	
	e	i	33,65	33,00	32,35	33,00	31,82	30,74	29,66	30,74	33,65	
		f	-43,23	-47,82	-41,61	-37,02	-41,36	-49,02	-38,67	-31,02	-46,41	
f	i	-32,71	-24,46	-31,39	-39,64	-31,03	-17,28	-28,82	-42,58	-42,58		
	vão	6,72	6,91	7,10	6,91	5,84	6,16	6,48	6,16	7,10		
V11/V12	f	-5,78	-14,05	-6,34	1,93	-4,57	-18,35	-5,49	8,29	-21,49	5,15	
	i	-66,48	-59,68	-53,16	-59,96	-65,36	-54,02	-43,16	-54,50	-66,48		
	vão	39,42	39,42	39,42	39,42	35,71	35,71	35,71	35,71	39,42		
V13	a	f	-34,24	-40,40	-46,50	-40,34	-26,59	-36,86	-47,03	-36,76	-47,03	
		i	-12,52	-3,85	-13,16	-21,83	-11,50	2,94	-12,58	-27,02	-27,02	
		vão	12,20	13,36	12,20	11,04	11,70	13,64	11,70	9,76	13,64	
	b	f	-12,71	-19,02	-12,13	-5,82	-12,65	-23,17	-11,69	-1,17	-23,17	
		i	-6,78	-1,06	-6,86	-12,58	-6,14	3,39	-6,28	-15,81	-15,81	3,39
		vão	-1,36	-1,00	-0,64	-1,00	-1,10	-0,50	0,10	-0,50	-1,36	
	c	f	-23,36	-28,90	-21,84	-16,30	-25,74	-34,98	-23,22	-13,98	-34,98	
		i	-48,82	-42,60	-46,58	-52,80	-46,07	-35,70	-42,33	-52,70	-52,80	
		f	48,44	44,90	44,96	48,50	45,70	39,80	39,91	45,80	48,50	
	d	i	48,44	44,90	44,96	48,50	45,70	39,80	39,91	45,80	48,50	
		f	-51,52	-55,60	-49,12	-45,04	-48,66	-55,46	-44,66	-37,86	-55,60	
	e	i	-37,94	-31,42	-36,34	-42,86	-36,38	-25,50	-33,70	-44,58	-44,58	
		vão	11,95	12,29	12,63	12,29	11,34	11,90	12,46	11,90	12,63	
	f	f	-14,09	-19,50	-14,35	-8,94	-13,44	-22,46	-13,88	-4,86	-22,46	
		i	-12,71	-5,82	-12,13	-19,02	-12,65	-1,17	-11,69	-23,17	-23,17	
vão		12,20	11,04	12,20	13,36	11,70	9,76	11,70	13,64	13,64		
f		-12,52	-21,83	-13,16	-3,85	-11,50	-27,02	-12,58	2,94	-27,02		
V14	i	-23,19	-13,98	-4,57	-13,78	-28,70	-13,35	2,34	-13,01	-28,70	2,34	
	vão	-3,90	-3,90	-3,90	-3,90	-2,65	-2,65	-2,65	-2,65	-3,90		
	f	-22,33	-29,09	-36,13	-29,37	-15,58	-26,84	-38,58	-27,32	-38,58		
V15	i	-17,03	-7,01	2,77	-7,25	-23,28	-6,58	9,72	-6,98	-23,28	9,72	
	vão	5,32	5,32	5,32	5,32	5,26	5,26	5,26	5,26	5,32		
	f	0,85	-8,23	-17,07	-7,99	7,02	-8,13	-22,87	-7,73	-22,87	7,02	
V16	i	-23,00	-13,24	-3,34	-13,10	-28,59	-12,32	4,20	-12,08	-28,59	4,20	
	vão	27,24	27,24	27,24	27,24	26,10	26,10	26,10	26,10	27,24		
	f	-8,60	-17,14	-25,78	-17,24	-2,11	-16,34	-30,75	-16,52	-30,75		
V17	i	-29,57	-20,05	-10,69	-20,21	-34,56	-18,69	-3,10	-18,97	-34,56		
	vão	8,40	8,40	8,40	8,40	8,55	8,55	8,55	8,55	8,55		
	f	-28,95	-36,01	-42,79	-35,73	-21,58	-33,35	-44,66	-32,89	-44,66		
V18	a	i	-9,74	0,00	-9,34	-19,08	-9,77	6,46	-9,11	-25,34	-25,34	6,46
		vão	3,95	5,27	3,95	2,63	4,21	6,41	4,21	2,01	6,41	
		f	-13,54	-20,58	-13,82	-6,78	-13,04	-24,78	-13,52	-1,78	-24,78	
	b	i	-20,34	-15,61	-20,30	-25,03	-19,36	-11,47	-19,28	-27,17	-27,17	
vão		20,04	20,00	19,96	20,00	18,56	18,50	18,44	18,50	20,04		

Trecho da Viga	nó / vão	Sobrecarga (carga variável principal)				Vento (carga variável principal)				Valores Adotados		
		Vento 0° (kNm)	Vento 90° (kNm)	Vento 180° (kNm)	Vento 270° (kNm)	Vento 0° (kNm)	Vento 90° (kNm)	Vento 180° (kNm)	Vento 270° (kNm)	M_k (kNm)		
V18	b	f	-22,25	-27,21	-22,45	-17,49	-21,37	-29,63	-21,69	-13,43	-29,63	
		i	-21,11	-14,33	-20,93	-27,71	-20,35	-9,05	-20,05	-31,35	-31,35	
	c	vão	13,03	12,00	13,03	14,06	13,44	11,72	13,44	15,16	15,16	
		f	-12,17	-21,08	-12,35	-3,44	-12,12	-26,96	-12,40	2,44	-26,96	2,44

(Fonte: elaborado pelo autor)

Tabela F.2: Combinação (ELU) dos momentos fletores (M_k) das vigas da cobertura.

Trecho da Viga	nó / vão	Sobrecarga (carga variável principal)				Vento (carga variável principal)				Valores Adotados		
		Vento 0° (kNm)	Vento 90° (kNm)	Vento 180° (kNm)	Vento 270° (kNm)	Vento 0° (kNm)	Vento 90° (kNm)	Vento 180° (kNm)	Vento 270° (kNm)	M_k (kNm)		
V1	i	-18,88	-17,25	-18,80	-20,43	-18,43	-15,72	-18,31	-21,02	-21,02		
	vão	26,94	27,61	26,94	26,27	26,41	27,53	26,41	25,29	27,61		
	f	-4,38	-4,64	-4,42	-4,16	-4,28	-4,71	-4,34	-3,91	-4,71		
V2	a	i	-17,66	-15,77	-17,82	-19,71	-17,06	-13,90	-17,32	-20,48	-20,48	
		f	28,82	29,14	29,46	29,14	27,60	28,14	28,68	28,14	29,46	
	b	i	28,82	29,14	29,46	29,14	27,60	28,14	28,68	28,14	29,46	
		f	-17,66	-19,71	-17,82	-15,77	-17,06	-20,48	-17,32	-13,90	-20,48	
V3	i	-4,38	-4,16	-4,42	-4,64	-4,28	-3,91	-4,34	-4,71	-4,71		
	vão	26,94	26,27	26,94	27,61	26,41	25,29	26,41	27,53	27,61		
	f	-18,88	-20,43	-18,80	-17,25	-18,43	-21,02	-18,31	-15,72	-21,02		
V4/V9	a	i	-14,24	-11,76	-9,42	-11,90	-15,56	-11,43	-7,53	-11,67	-15,56	
		vão	19,97	19,97	19,97	19,97	19,57	19,57	19,57	19,57	19,97	
		f	-22,10	-24,26	-26,12	-23,96	-20,27	-23,86	-26,96	-23,36	-26,96	
	b	i	-17,29	-15,86	-14,15	-15,58	-18,02	-15,64	-12,80	-15,18	-18,02	
		vão	-3,00	-3,00	-3,00	-3,00	-3,00	-3,00	-3,00	-3,00	-3,00	
		f	-4,91	-6,57	-8,39	-6,73	-4,03	-6,80	-9,83	-7,06	-9,83	
	c	i	-9,48	-7,56	-5,78	-7,70	-10,71	-7,51	-4,55	-7,75	-10,71	
		vão	11,44	11,44	11,44	11,44	11,10	11,10	11,10	11,10	11,44	
		f	-2,97	-5,54	-8,07	-5,50	-1,01	-5,30	-9,51	-5,22	-9,51	
V5	a	i	-18,44	-16,91	-18,06	-19,59	-17,40	-14,84	-16,76	-19,32	-19,59	
		vão	22,98	22,98	22,98	22,98	21,75	21,75	21,75	21,75	22,98	
		f	-25,80	-27,36	-26,12	-24,56	-24,59	-27,20	-25,13	-22,52	-27,36	
	b	i	-22,65	-21,42	-23,41	-24,64	-21,63	-19,59	-22,91	-24,95	-24,95	
		f	11,57	12,10	12,63	12,10	10,97	11,85	12,73	11,85	12,73	
	c	i	11,57	12,10	12,63	12,10	10,97	11,85	12,73	11,85	12,73	
		f	-22,65	-24,64	-23,41	-21,42	-21,63	-24,95	-22,91	-19,59	-24,95	
	d	i	-25,80	-24,56	-26,12	-27,36	-24,59	-22,52	-25,13	-27,20	-27,36	
		vão	22,98	22,98	22,98	22,98	21,75	21,75	21,75	21,75	22,98	
f		-18,44	-19,59	-18,06	-16,91	-17,40	-19,32	-16,76	-14,84	-19,59		
V6/V8	a	i	-1,37	-1,22	-1,15	-1,30	-1,41	-1,15	-1,03	-1,29	-1,41	
		vão	3,23	2,99	2,75	2,99	3,27	2,87	2,47	2,87	3,27	
		f	-6,09	-6,68	-7,13	-6,54	-5,44	-6,43	-7,18	-6,19	-7,18	
	b	i	-6,44	-5,60	-4,76	-5,60	-6,75	-5,35	-3,95	-5,35	-6,75	
		vão	5,08	5,04	5,08	5,12	4,77	4,70	4,77	4,84	5,12	
	c	f	-11,82	-13,05	-14,12	-12,89	-10,36	-12,40	-14,18	-12,14	-14,18	
		i	-10,00	-9,99	-9,73	-9,73	-9,83	-9,81	-9,38	-9,39	-10,00	
		vão	-4,47	-4,53	-4,47	-4,41	-4,34	-4,44	-4,34	-4,24	-4,53	
		f	0,79	0,66	0,51	0,64	0,88	0,67	0,42	0,63	0,88	

Trecho da Viga	nó / vão	Sobrecarga (carga variável principal)				Vento (carga variável principal)				Valores Adotados M _k (kNm)	
		Vento 0° (kNm)	Vento 90° (kNm)	Vento 180° (kNm)	Vento 270° (kNm)	Vento 0° (kNm)	Vento 90° (kNm)	Vento 180° (kNm)	Vento 270° (kNm)		
V7	a	i	-8,76	-7,53	-6,32	-7,55	-9,41	-7,35	-5,33	-7,39	-9,41
		vão	31,76	30,68	29,60	30,68	31,14	29,34	27,54	29,34	31,76
		f	-36,65	-40,03	-43,37	-39,99	-32,20	-37,84	-43,40	-37,76	-43,40
	b	i	-32,88	-29,96	-27,00	-29,92	-33,39	-28,53	-23,59	-28,45	-33,39
		vão	-6,14	-4,64	-3,14	-4,64	-7,14	-4,64	-2,14	-4,64	-7,14
		f	-5,99	-5,80	-5,61	-5,80	-5,34	-5,02	-4,70	-5,02	-5,99
	c	i	-6,31	-6,22	-6,13	-6,22	-5,59	-5,44	-5,29	-5,44	-6,31
		vão	16,25	15,87	15,49	15,87	15,58	14,94	14,30	14,94	16,25
		f	-2,22	-3,18	-4,14	-3,18	-1,42	-3,02	-4,62	-3,02	-4,62
V10	a	i	-4,83	-3,46	-4,43	-5,80	-4,35	-2,07	-3,69	-5,97	-5,97
		vão	5,00	5,00	5,00	5,00	4,65	4,65	4,65	4,65	5,00
		f	-11,63	-11,84	-10,45	-10,24	-11,96	-12,30	-9,98	-9,64	-12,30
	b	i	-14,11	-12,13	-12,93	-14,91	-14,26	-10,95	-12,28	-15,59	-15,59
		f	16,76	16,92	16,60	16,44	15,87	16,13	15,59	15,33	16,92
	c	i	16,75	16,92	16,61	16,44	15,85	16,13	15,61	15,33	16,92
		f	-20,99	-22,31	-21,73	-20,41	-19,35	-21,55	-20,57	-18,37	-22,31
	d	i	-20,99	-20,41	-21,73	-22,31	-19,35	-18,37	-20,57	-21,55	-22,31
		f	16,75	16,44	16,61	16,92	15,85	15,33	15,61	16,13	16,92
	e	i	16,76	16,44	16,60	16,92	15,87	15,33	15,59	16,13	16,92
		f	-14,11	-14,91	-12,93	-12,13	-14,26	-15,59	-12,28	-10,95	-15,59
	f	i	-11,63	-10,24	-10,45	-11,84	-11,96	-9,64	-9,98	-12,30	-12,30
vão		5,00	5,00	5,00	5,00	4,65	4,65	4,65	4,65	5,00	
f		-4,83	-5,80	-4,43	-3,46	-4,35	-5,97	-3,69	-2,07	-5,97	
V11/V12	i	-33,31	-31,50	-29,95	-31,76	-32,77	-29,75	-27,17	-30,19	-33,31	
	vão	25,85	25,91	25,85	25,79	24,53	24,63	24,53	24,43	25,91	
	f	-17,77	-19,00	-20,27	-19,04	-15,83	-17,87	-19,99	-17,95	-20,27	
V13	a	i	-6,04	-4,76	-6,60	-7,88	-5,69	-3,55	-6,61	-8,75	-8,75
		vão	7,24	7,42	7,24	7,06	7,42	7,72	7,42	7,12	7,72
		f	-4,35	-5,08	-3,45	-2,72	-4,10	-5,32	-2,60	-1,38	-5,32
	b	i	-4,33	-3,33	-4,05	-5,05	-3,65	-1,98	-3,19	-4,86	-5,05
		vão	1,18	1,18	1,18	1,18	1,14	1,14	1,14	1,14	1,18
		f	-22,75	-22,99	-21,87	-21,63	-22,78	-23,18	-21,32	-20,92	-23,18
	c	i	-33,27	-31,56	-32,47	-34,18	-32,15	-29,30	-30,83	-33,68	-34,18
		f	34,56	33,81	33,64	34,39	32,62	31,38	31,10	32,34	34,56
	d	i	34,56	33,81	33,64	34,39	32,62	31,38	31,10	32,34	34,56
		f	-23,12	-24,04	-22,68	-21,76	-22,10	-23,63	-21,36	-19,83	-24,04
	e	i	-15,13	-14,01	-14,81	-15,93	-14,91	-13,05	-14,39	-16,25	-16,25
		vão	6,84	6,84	6,84	6,84	6,42	6,42	6,42	6,42	6,84
		f	-4,58	-5,57	-4,16	-3,17	-4,34	-5,99	-3,64	-1,99	-5,99
	f	i	-3,25	-1,62	-2,35	-3,98	-3,55	-0,83	-2,05	-4,77	-4,77
		vão	7,60	7,42	7,60	7,78	7,60	7,30	7,60	7,90	7,90
f		-6,46	-8,30	-7,02	-5,18	-5,90	-8,96	-6,82	-3,76	-8,96	
V14	i	-10,33	-8,90	-7,07	-8,50	-10,86	-8,49	-5,44	-7,81	-10,86	
	vão	1,31	1,67	2,03	1,67	1,14	1,74	2,34	1,74	2,34	
	f	-12,18	-12,79	-13,92	-13,31	-11,73	-12,75	-14,63	-13,61	-14,63	
V15	i	-7,22	-5,46	-3,88	-5,64	-7,93	-4,99	-2,35	-5,29	-7,93	
	vão	6,37	6,37	6,37	6,37	5,95	5,95	5,95	5,95	6,37	
	f	-4,99	-6,40	-7,65	-6,24	-3,87	-6,22	-8,31	-5,96	-8,31	
V16	i	-5,49	-3,87	-2,13	-3,75	-6,27	-3,57	-0,67	-3,37	-6,27	

Trecho da Viga	nó / vão	Sobrecarga (carga variável principal)				Vento (carga variável principal)				Valores Adotados M_k (kNm)	
		Vento 0° (kNm)	Vento 90° (kNm)	Vento 180° (kNm)	Vento 270° (kNm)	Vento 0° (kNm)	Vento 90° (kNm)	Vento 180° (kNm)	Vento 270° (kNm)		
V16	vão	6,50	6,50	6,50	6,50	6,15	6,15	6,15	6,15	6,50	
	f	-3,87	-5,04	-6,33	-5,16	-3,05	-5,00	-7,15	-5,20	-7,15	
V17	i	-11,20	-9,37	-7,88	-9,71	-11,61	-8,56	-6,09	-9,14	-11,61	
	vão	-3,53	-3,15	-2,77	-3,15	-3,54	-2,90	-2,26	-2,90	-3,54	
	f	-9,57	-10,71	-11,35	-10,21	-8,98	-10,88	-11,94	-10,04	-11,94	
V18	a	i	-7,30	-6,00	-7,10	-8,40	-6,72	-4,55	-6,39	-8,55	-8,55
		vão	5,58	6,18	5,58	4,98	4,79	5,79	4,79	3,79	6,18
		f	-0,67	-0,75	-0,83	-0,75	-0,61	-0,75	-0,89	-0,75	-0,89
	b	i	-10,18	-8,34	-10,24	-12,08	-9,91	-6,84	-10,01	-13,08	-13,08
		vão	18,19	18,15	18,11	18,15	16,71	16,65	16,59	16,65	18,19
		f	-5,84	-7,44	-5,92	-4,32	-5,56	-8,23	-5,70	-3,03	-8,23
	c	i	-1,40	-0,92	-1,46	-1,94	-1,38	-0,58	-1,48	-2,28	-2,28
		vão	11,70	11,10	11,70	12,30	11,18	10,18	11,18	12,18	12,30
		f	-8,04	-9,39	-7,96	-6,61	-7,56	-9,82	-7,44	-5,18	-9,82

(Fonte: elaborado pelo autor)

Tabela F.3: Combinação (ELU) dos esforços cortantes (V_k) das vigas do pavimento tipo.

Trecho da Viga	nó / vão	Sobrecarga (carga variável principal)				Vento (carga variável principal)				Valores Adotados V_{sk} (kN)	
		Vento 0° (kN)	Vento 90° (kN)	Vento 180° (kN)	Vento 270° (kN)	Vento 0° (kN)	Vento 90° (kN)	Vento 180° (kN)	Vento 270° (kN)		
V1	i	56,61	55,09	56,85	58,37	54,58	52,05	54,98	57,51	58,37	
	vão	-0,12	-1,64	0,12	1,64	-0,20	-2,73	0,20	2,73	2,73	
	f	-43,84	-45,36	-43,60	-42,08	-42,37	-44,90	-41,97	-39,44	-45,36	
V2	a	i	48,29	44,76	49,87	53,40	45,95	40,07	48,59	54,47	54,47
		f	20,18	16,65	21,76	25,29	18,48	12,60	21,12	27,00	27,00
	b	i	-20,18	-25,29	-21,76	-16,65	-18,48	-27,00	-21,12	-12,60	-27,00
		f	-48,29	-53,40	-49,87	-44,76	-45,95	-54,47	-48,59	-40,07	-54,47
V3	i	43,60	42,08	43,84	45,36	41,97	39,44	42,37	44,90	45,36	
	vão	-0,12	-1,64	0,12	1,64	-0,20	-2,73	0,20	2,73	2,73	
	f	-56,85	-58,37	-56,61	-55,09	-54,98	-57,51	-54,58	-52,05	-58,37	
V4/V9	a	i	40,20	43,95	47,80	44,05	35,96	42,22	48,64	42,38	48,64
		vão	-3,80	-0,05	3,80	0,05	-6,34	-0,08	6,34	0,08	6,34
		f	-52,93	-49,18	-45,33	-49,08	-53,60	-47,34	-40,92	-47,18	-53,60
	b	i	16,05	22,90	30,21	23,36	10,54	21,96	34,14	22,72	34,14
		vão	-7,08	-0,23	7,08	0,23	-11,80	-0,38	11,80	0,38	11,80
		f	-19,80	-12,95	-5,64	-12,49	-24,47	-13,05	-0,87	-12,29	-24,47
	c	i	22,66	28,58	34,66	28,74	17,72	27,59	37,72	27,85	37,72
		vão	-6,00	-0,08	6,00	0,08	-10,00	-0,13	10,00	0,13	10,00
		f	-32,81	-26,89	-20,81	-26,73	-35,73	-25,86	-15,73	-25,60	-35,73
V5	a	i	57,64	54,71	57,04	59,97	52,98	48,09	51,98	56,87	59,97
		vão	0,30	-2,63	-0,30	2,63	0,50	-4,39	-0,50	4,39	4,39
		f	-65,55	-68,48	-66,15	-63,22	-59,99	-64,88	-60,99	-56,10	-68,48
	b	i	50,09	49,10	55,31	56,30	45,28	43,63	53,98	55,63	56,30
		f	18,73	17,74	23,95	24,94	16,12	14,47	24,82	26,47	26,47
	c	i	-18,73	-24,94	-23,95	-17,74	-16,12	-26,47	-24,82	-14,47	-26,47
		vão									
		f	-50,09	-56,30	-55,31	-49,10	-45,28	-55,63	-53,98	-43,63	-56,30

Trecho da Viga	nó / vão	Sobrecarga (carga variável principal)				Vento (carga variável principal)				Valores Adotados V_{sk} (kN)	
		Vento 0° (kN)	Vento 90° (kN)	Vento 180° (kN)	Vento 270° (kN)	Vento 0° (kN)	Vento 90° (kN)	Vento 180° (kN)	Vento 270° (kN)		
V5	d	i	65,55	63,22	66,15	68,48	59,99	56,10	60,99	64,88	68,48
		vão	-0,30	-2,63	0,30	2,63	-0,50	-4,39	0,50	4,39	4,39
		f	-57,64	-59,97	-57,04	-54,71	-52,98	-56,87	-51,98	-48,09	-59,97
V6/V8	a	i	14,65	15,68	16,63	15,60	13,15	14,87	16,45	14,73	16,63
		vão	-0,99	0,04	0,99	-0,04	-1,65	0,07	1,65	-0,07	1,65
		f	-28,83	-27,80	-26,85	-27,88	-27,89	-26,17	-24,59	-26,31	-28,83
	b	i	32,55	35,40	38,17	35,32	28,11	32,85	37,47	32,72	38,17
		vão	-2,81	0,04	2,81	-0,04	-4,68	0,07	4,68	-0,07	4,68
		f	24,39	27,24	30,01	27,16	25,32	30,06	34,68	29,93	34,68
	c	i	46,40	44,90	46,64	48,14	44,42	41,92	44,82	47,32	48,14
		vão	44,57	42,83	44,33	46,07	42,93	40,03	42,53	45,43	46,07
		f	43,60	42,10	43,84	45,34	41,97	39,47	42,37	44,87	45,34
V7	a	i	58,01	61,11	64,29	61,19	51,35	56,52	61,83	56,66	64,29
		vão	-3,14	-0,04	3,14	0,04	-5,24	-0,07	5,24	0,07	5,24
		f	-89,06	-85,96	-82,78	-85,88	-84,84	-79,67	-74,36	-79,53	-89,06
	b	i	55,10	61,75	68,36	61,71	47,82	58,90	69,92	58,84	69,92
		vão	-6,63	0,02	6,63	-0,02	-11,05	0,03	11,05	-0,03	11,05
		f	-13,83	-7,18	-0,57	-7,22	-18,65	-7,57	3,45	-7,63	-18,65
	c	i	33,67	35,13	36,59	35,13	30,69	33,13	35,57	33,13	36,59
		vão	-1,46	0,00	1,46	0,00	-2,44	0,00	2,44	0,00	2,44
		f	-43,30	-41,84	-40,38	-41,84	-41,92	-39,48	-37,04	-39,48	-43,30
V10	a	i	24,71	19,74	24,13	29,10	22,56	14,28	21,60	29,88	29,88
		vão	0,29	-4,68	-0,29	4,68	0,48	-7,80	-0,48	7,80	7,80
		f	-38,09	-43,06	-38,67	-33,70	-34,92	-43,20	-35,88	-27,60	-43,20
	b	i	53,74	51,04	52,54	55,24	50,55	46,05	48,55	53,05	55,24
		f	6,70	4,00	5,50	8,20	6,80	2,30	4,80	9,30	9,30
	c	i	-9,25	-11,71	-9,97	-7,51	-8,45	-12,55	-9,65	-5,55	-12,55
		f	-52,67	-55,13	-53,39	-50,93	-48,47	-52,57	-49,67	-45,57	-55,13
	d	i	52,67	50,93	53,39	55,13	48,47	45,57	49,67	52,57	55,13
		f	9,25	7,51	9,97	11,71	8,45	5,55	9,65	12,55	12,55
	e	i	-6,70	-8,20	-5,50	-4,00	-6,80	-9,30	-4,80	-2,30	-9,30
		f	-53,74	-55,24	-52,54	-51,04	-50,55	-53,05	-48,55	-46,05	-55,24
	f	i	38,67	33,70	38,09	43,06	35,88	27,60	34,92	43,20	43,20
		vão	0,29	-4,68	-0,29	4,68	0,48	-7,80	-0,48	7,80	7,80
		f	-24,13	-29,10	-24,71	-19,74	-21,60	-29,88	-22,56	-14,28	-29,88
	V11/V12		i	64,13	66,39	68,69	66,43	56,46	60,23	64,06	60,29
vão			-2,28	-0,02	2,28	0,02	-3,80	-0,03	3,80	0,03	3,80
f			-61,77	-59,51	-57,21	-59,47	-57,86	-54,09	-50,26	-54,03	-61,77
V13	a	i	24,60	20,06	24,96	29,50	23,34	15,78	23,94	31,50	31,50
		vão	-0,18	-4,72	0,18	4,72	-0,30	-7,86	0,30	7,86	7,86
		f	-23,10	-27,64	-22,74	-18,20	-22,42	-29,98	-21,82	-14,26	-29,98
	b	i	14,34	19,23	13,64	8,75	14,01	22,16	12,85	4,70	22,16
		vão	0,35	5,24	-0,35	-5,24	0,58	8,73	-0,58	-8,73	8,73
	c	f	-34,70	-29,81	-35,40	-40,29	-32,88	-24,73	-34,04	-42,19	-42,19
		i	63,13	66,85	65,29	61,57	57,19	63,39	60,79	54,59	66,85
	d	f	6,93	10,65	9,09	5,37	5,91	12,11	9,51	3,31	12,11
		i	-52,23	-51,61	-56,35	-56,97	-46,60	-45,57	-53,46	-54,49	-56,97
	e	f	-73,22	-72,60	-77,34	-77,96	-65,83	-64,80	-72,69	-73,72	-77,96
		i	44,56	48,00	45,10	41,66	42,18	47,91	43,08	37,35	48,00

Trecho da Viga	nó / vão	Sobrecarga (carga variável principal)				Vento (carga variável principal)				Valores Adotados V_{sk} (kN)	
		Vento 0° (kN)	Vento 90° (kN)	Vento 180° (kN)	Vento 270° (kN)	Vento 0° (kN)	Vento 90° (kN)	Vento 180° (kN)	Vento 270° (kN)		
V13	e	vão	-0,27	3,17	0,27	-3,17	-0,45	5,28	0,45	-5,28	5,28
		f	-34,05	-30,61	-33,51	-36,95	-32,85	-27,12	-31,95	-37,68	-37,68
	f	i	22,74	27,64	23,10	18,20	21,82	29,98	22,42	14,26	29,98
		vão	-0,18	4,72	0,18	-4,72	-0,30	7,86	0,30	-7,86	7,86
		f	-24,96	-20,06	-24,60	-29,50	-23,94	-15,78	-23,34	-31,50	-31,50
V14	i	14,33	20,59	26,33	20,07	9,61	20,04	29,61	19,18	29,61	
	vão	-6,00	0,26	6,00	-0,26	-10,00	0,43	10,00	-0,43	10,00	
	f	-32,52	-26,26	-20,52	-26,78	-37,24	-26,81	-17,24	-27,67	-37,24	
V15	i	11,36	18,27	25,28	18,37	6,22	17,73	29,42	17,91	29,42	
	vão	-6,96	-0,05	6,96	0,05	-11,60	-0,09	11,60	0,09	11,60	
	f	-26,06	-19,15	-12,14	-19,05	-30,33	-18,82	-7,13	-18,64	-26,06	
V16	i	53,45	60,25	67,13	60,33	45,89	57,23	68,69	57,35	68,69	
	vão	-6,84	-0,04	6,84	0,04	-11,40	-0,06	11,40	0,06	11,40	
	f	-69,79	-62,99	-56,11	-62,91	-71,57	-60,23	-48,77	-60,11	-71,57	
V17	i	38,82	45,13	50,94	44,63	32,73	43,25	52,93	42,41	52,93	
	vão	-6,06	0,25	6,06	-0,25	-10,10	0,42	10,10	-0,42	10,10	
	f	-61,20	-54,89	-49,08	-55,39	-62,41	-51,89	-42,21	-52,73	-62,41	
V18	a	i	22,96	15,64	22,66	29,98	22,15	9,95	21,65	33,85	33,85
		vão	0,15	-7,17	-0,15	7,17	0,25	-11,95	-0,25	11,95	11,95
		f	-17,56	-24,88	-17,86	-10,54	-18,38	-30,58	-18,88	-6,68	-30,58
	b	i	37,80	35,40	37,74	40,14	35,92	31,92	35,82	39,82	40,14
		vão	0,03	-2,37	-0,03	2,37	0,05	-3,95	-0,05	3,95	3,95
		f	-35,95	-38,35	-36,01	-33,61	-34,12	-38,12	-34,22	-30,22	-38,35
	c	i	29,71	25,18	29,61	34,14	29,27	21,73	29,11	36,65	36,65
		vão	0,05	-4,48	-0,05	4,48	0,08	-7,46	-0,08	7,46	7,46
		f	-27,59	-32,12	-27,69	-23,16	-28,03	-35,57	-28,19	-20,65	-35,57

(Fonte: elaborado pelo autor)

Tabela F.4: Combinação (ELU) dos esforços cortantes (V_k) das vigas da cobertura.

Trecho da Viga	nó / vão	Sobrecarga (carga variável principal)				Vento (carga variável principal)				Valores Adotados V_{sk} (kN)	
		Vento 0° (kN)	Vento 90° (kN)	Vento 180° (kN)	Vento 270° (kN)	Vento 0° (kN)	Vento 90° (kN)	Vento 180° (kN)	Vento 270° (kN)		
V1	i	30,06	29,75	30,06	30,37	29,42	28,90	29,42	29,94	30,37	
	vão	0,00	-0,31	0,00	0,31	0,00	-0,52	0,00	0,52	0,52	
	f	-24,92	-25,23	-24,92	-24,61	-24,42	-24,94	-24,42	-23,90	-25,23	
V2	a	i	26,48	27,37	26,82	25,93	25,67	27,15	26,23	24,75	27,37
		f	9,26	10,15	9,60	8,71	8,65	10,13	9,21	7,73	10,15
	b	i	-9,26	-8,71	-9,60	-10,15	-8,65	-7,73	-9,21	-10,13	-10,15
		f	-26,48	-25,93	-26,82	-27,37	-25,67	-24,75	-26,23	-27,15	-27,37
V3	i	24,92	25,23	24,92	24,61	24,42	24,94	24,42	23,90	25,23	
	vão	0,00	0,31	0,00	-0,31	0,00	0,52	0,00	-0,52	0,52	
	f	-30,06	-29,75	-30,06	-30,37	-29,42	-28,90	-29,42	-29,94	-30,37	
V4/V9	a	i	23,95	24,75	25,51	24,71	22,92	24,25	25,52	24,19	25,52
		vão	-0,78	0,02	0,78	-0,02	-1,30	0,03	1,30	-0,03	1,30
		f	-29,96	-29,16	-28,40	-29,20	-29,88	-28,55	-27,28	-28,61	-29,96
	b	i	12,96	14,28	15,36	14,04	11,85	14,05	15,85	13,65	15,85
		vão	-1,20	0,12	1,20	-0,12	-2,00	0,20	2,00	-0,20	2,00
		f	-8,93	-7,61	-6,53	-7,85	-9,79	-7,59	-5,79	-7,99	-9,79

Trecho da Viga	nó / vão	Sobrecarga (carga variável principal)				Vento (carga variável principal)				Valores Adotados V_{sk} (kN)	
		Vento 0° (kN)	Vento 90° (kN)	Vento 180° (kN)	Vento 270° (kN)	Vento 0° (kN)	Vento 90° (kN)	Vento 180° (kN)	Vento 270° (kN)		
V4/V9	c	i	17,16	18,27	19,36	18,25	16,24	18,09	19,90	18,05	19,90
		vão	-1,10	0,01	1,10	-0,01	-1,83	0,02	1,83	-0,02	1,83
		f	-18,60	-17,49	-16,40	-17,51	-18,87	-17,02	-15,21	-17,06	-18,87
V5	a	i	30,90	30,38	30,82	31,34	29,22	28,35	29,08	29,95	31,34
		vão	0,04	-0,48	-0,04	0,48	0,07	-0,80	-0,07	0,80	0,80
		f	26,87	26,35	26,79	27,31	28,59	27,72	28,45	29,32	29,32
	b	i	21,17	20,90	21,89	22,16	20,17	19,72	21,37	21,82	22,16
		f	5,16	4,89	5,88	6,15	4,89	4,44	6,09	6,54	6,54
		i	-5,16	-6,15	-5,88	-4,89	-4,89	-6,54	-6,09	-4,44	-6,54
	c	f	-21,17	-22,16	-21,89	-20,90	-20,17	-21,82	-21,37	-19,72	-22,16
		i	-26,87	-27,31	-26,79	-26,35	-28,59	-29,32	-28,45	-27,72	-29,32
		vão	-0,04	-0,48	0,04	0,48	-0,07	-0,80	0,07	0,80	0,80
d	f	-30,90	-31,34	-30,82	-30,38	-29,22	-29,95	-29,08	-28,35	-31,34	
	i	7,34	7,12	6,98	7,20	7,15	6,79	6,55	6,91	7,34	
	vão	0,18	-0,04	-0,18	0,04	0,30	-0,06	-0,30	0,06	0,30	
a	f	-10,82	-11,04	-11,18	-10,96	-10,20	-10,56	-10,80	-10,44	-11,18	
	i	14,60	14,05	13,52	14,07	14,21	13,29	12,41	13,33	14,60	
	vão	0,54	-0,01	-0,54	0,01	0,90	-0,02	-0,90	0,02	0,90	
b	f	-17,69	-18,24	-18,77	-18,22	-16,32	-17,24	-18,12	-17,20	-18,77	
	i	27,26	26,96	27,26	27,56	26,63	26,13	26,63	27,13	27,56	
	vão	26,10	25,80	26,10	26,40	25,55	25,05	25,55	26,05	26,40	
c	f	24,90	24,60	24,90	25,20	24,40	23,90	24,40	24,90	25,20	
	i	31,97	31,14	30,29	31,12	31,10	29,71	28,30	29,69	31,97	
	vão	0,84	0,01	-0,84	-0,01	1,40	0,01	-1,40	-0,01	1,40	
a	f	-41,90	-42,73	-43,58	-42,75	-39,16	-40,55	-41,96	-40,57	-43,58	
	i	22,06	23,09	24,10	23,07	20,18	21,89	23,58	21,87	24,10	
	vão	-1,02	0,01	1,02	-0,01	-1,70	0,01	1,70	-0,01	1,70	
b	f	-2,83	-1,80	-0,79	-1,82	-3,13	-1,42	0,27	-1,44	-3,13	
	i	13,35	13,67	13,99	13,67	12,69	13,23	13,77	13,23	13,99	
	vão	-0,32	0,00	0,32	0,00	-0,54	0,00	0,54	0,00	0,54	
c	f	-19,03	-18,71	-18,39	-18,71	-18,28	-17,74	-17,20	-17,74	-19,03	
	i	13,30	12,94	13,78	14,14	12,14	11,54	12,94	13,54	14,14	
	vão	-0,24	-0,60	0,24	0,60	-0,40	-1,00	0,40	1,00	1,00	
a	f	-17,72	-18,08	-17,24	-16,88	-17,19	-17,79	-16,39	-15,79	-18,08	
	i	23,34	22,54	22,74	23,54	22,49	21,16	21,49	22,82	23,54	
	f	3,46	2,66	2,86	3,66	3,68	2,35	2,68	4,01	4,01	
b	i	-3,88	-4,45	-4,10	-3,53	-3,47	-4,43	-3,85	-2,89	-4,45	
	f	-24,94	-25,51	-25,16	-24,59	-23,41	-24,37	-23,79	-22,83	-25,51	
	i	24,94	24,59	25,16	25,51	23,41	22,83	23,79	24,37	25,51	
d	f	3,88	3,53	4,10	4,45	3,47	2,89	3,85	4,43	4,45	
	i	-3,46	-3,66	-2,86	-2,66	-3,68	-4,01	-2,68	-2,35	-4,01	
	f	-23,34	-23,54	-22,74	-22,54	-22,49	-22,82	-21,49	-21,16	-23,54	
e	i	17,72	16,88	17,24	18,08	17,19	15,79	16,39	17,79	18,08	
	vão	0,24	-0,60	-0,24	0,60	0,40	-1,00	-0,40	1,00	1,00	
	f	-13,30	-14,14	-13,78	-12,94	-12,14	-13,54	-12,94	-11,54	-14,14	
f	i	37,74	37,24	36,70	37,20	36,14	35,30	34,40	35,24	37,74	
	vão	0,52	0,02	-0,52	-0,02	0,87	0,03	-0,87	-0,03	0,87	
	f	-32,61	-33,11	-33,65	-33,15	-30,47	-31,31	-32,21	-31,37	-33,65	
V13	a	i	15,24	15,89	14,88	14,23	15,26	16,34	14,66	13,58	16,34

Trecho da Viga	nó / vão	Sobrecarga (carga variável principal)				Vento (carga variável principal)				Valores Adotados V_{sk} (kN)	
		Vento 0° (kN)	Vento 90° (kN)	Vento 180° (kN)	Vento 270° (kN)	Vento 0° (kN)	Vento 90° (kN)	Vento 180° (kN)	Vento 270° (kN)		
V13	a	vão	0,18	0,83	-0,18	-0,83	0,30	1,38	-0,30	-1,38	1,38
		f	-13,48	-12,83	-13,84	-14,49	-13,03	-11,95	-13,63	-14,71	-14,71
	b	i	13,25	13,80	13,01	12,46	12,27	13,18	11,87	10,96	13,80
		vão	0,12	0,67	-0,12	-0,67	0,20	1,11	-0,20	-1,11	1,11
	c	f	-28,83	-28,28	-29,07	-29,62	-28,10	-27,19	-28,50	-29,41	-29,62
		i	49,16	50,14	49,88	48,90	45,92	47,55	47,12	45,49	50,14
	d	f	1,50	2,48	2,22	1,24	1,51	3,14	2,71	1,08	3,14
		i	-28,77	-28,63	-29,73	-29,87	-26,78	-26,55	-28,38	-28,61	-29,87
	e	f	-50,00	-49,86	-50,96	-51,10	-46,58	-46,35	-48,18	-48,41	-51,10
		i	22,09	22,69	22,05	21,45	21,23	22,23	21,17	20,17	22,69
	f	vão	0,02	0,62	-0,02	-0,62	0,03	1,03	-0,03	-1,03	1,03
		f	-15,94	-15,34	-15,98	-16,58	-15,03	-14,03	-15,09	-16,09	-16,58
V14	i	13,02	14,03	13,38	12,37	12,80	14,48	13,40	11,72	14,48	
	vão	-0,18	0,83	0,18	-0,83	-0,30	1,38	0,30	-1,38	1,38	
	f	-15,71	-14,70	-15,35	-16,36	-15,50	-13,82	-14,90	-16,58	-16,58	
V15	i	16,17	16,91	18,01	17,27	15,01	16,25	18,09	16,85	18,09	
	vão	-0,92	-0,18	0,92	0,18	-1,54	-0,30	1,54	0,30	1,54	
	f	-21,63	-20,89	-19,79	-20,53	-22,00	-20,76	-18,92	-20,16	-22,00	
V16	i	16,87	18,04	19,09	17,92	14,95	16,90	18,65	16,70	19,09	
	vão	-1,11	0,06	1,11	-0,06	-1,85	0,10	1,85	-0,10	1,85	
	f	-19,56	-18,39	-17,34	-18,51	-19,30	-17,35	-15,60	-17,55	-19,56	
V17	i	14,33	15,37	16,49	15,45	12,83	14,56	16,43	14,70	16,49	
	vão	-1,08	-0,04	1,08	0,04	-1,80	-0,07	1,80	0,07	1,80	
	f	-17,14	-16,10	-14,98	-16,02	-17,49	-15,76	-13,89	-15,62	-17,49	
V18	i	8,79	9,91	10,67	9,55	7,80	9,67	10,94	9,07	10,94	
	vão	-0,94	0,18	0,94	-0,18	-1,57	0,30	1,57	-0,30	1,57	
	f	-11,33	-10,21	-9,45	-10,57	-12,12	-10,25	-8,98	-10,85	-12,12	
V19	a	i	17,73	17,15	17,61	18,19	16,39	15,43	16,19	17,15	17,73
		vão	0,06	-0,52	-0,06	0,52	0,10	-0,86	-0,10	0,86	0,86
		f	-10,00	-10,58	-10,12	-9,54	-10,16	-11,12	-10,36	-9,40	-11,12
	b	i	24,60	23,76	24,60	25,44	24,10	22,70	24,10	25,50	25,50
		vão	0,00	-0,84	0,00	0,84	0,00	-1,40	0,00	1,40	1,40
		f	-22,50	-23,34	-22,50	-21,66	-21,98	-23,38	-21,98	-20,58	-23,38
c	i	15,69	15,11	15,65	16,23	15,63	14,67	15,57	16,53	16,53	
	vão	0,02	-0,56	-0,02	0,56	0,03	-0,93	-0,03	0,93	0,93	
	f	-20,19	-20,77	-20,23	-19,65	-19,45	-20,41	-19,51	-18,55	-20,77	

(Fonte: elaborado pelo autor)

ANEXO G – DIMENSIONAMENTO DAS VIGAS

Tabela G.1: Dimensionamento da armadura transversal para vigas do térreo e pavimento tipo.

Trecho da Viga	apoio / vão	$ V_{sd} $ (kN)	V_{Rd2} (kN)	V_c (kN)	$(Asw/s)_{\min}$ (cm ² /m)	$(Asw/s)_{\text{calc}}$ (cm ² /m)	$(Asw/s)_{\text{adot}}$ (cm ² /m)	$S_{\text{máx}}$ (cm)	Armadura	
V1	i	81,72	468,41	79,93	2,32	0,10	2,32	27,6	ø5 c/ 16cm	
	vão	3,82	468,41	79,93	2,32	0	2,32	27,6	ø5 c/ 16cm	
	f	63,50	468,41	79,93	2,32	0	2,32	27,6	ø5 c/ 16cm	
V2	a	i	76,25	468,41	79,93	2,32	0	2,32	27,6	ø5 c/ 16cm
	vão*	37,79	468,41	79,93	2,32	0	2,32	27,6	ø5 c/ 16cm	
b	f	76,25	468,41	79,93	2,32	0	2,32	27,6	ø5 c/ 16cm	
	V3	i	63,50	468,41	79,93	2,32	0	2,32	27,6	ø5 c/ 16cm
vão		3,82	468,41	79,93	2,32	0	2,32	27,6	ø5 c/ 16cm	
f		81,72	468,41	79,93	2,32	0,10	2,32	27,6	ø5 c/ 16cm	
V4/V9	a	i	68,09	468,41	79,93	2,32	0	2,32	27,6	ø5 c/ 16cm
		vão	8,88	468,41	79,93	2,32	0	2,32	27,6	ø5 c/ 16cm
		f	75,03	468,41	79,93	2,32	0	2,32	27,6	ø5 c/ 16cm
	b	i	47,80	468,41	79,93	2,32	0	2,32	27,6	ø5 c/ 16cm
		vão	16,52	468,41	79,93	2,32	0	2,32	27,6	ø5 c/ 16cm
		f	34,26	468,41	79,93	2,32	0	2,32	27,6	ø5 c/ 16cm
	c	i	52,80	468,41	79,93	2,32	0	2,32	27,6	ø5 c/ 16cm
		vão	14,00	468,41	79,93	2,32	0	2,32	27,6	ø5 c/ 16cm
		f	50,02	468,41	79,93	2,32	0	2,32	27,6	ø5 c/ 16cm
V5	a	i	83,96	281,05	47,96	1,39	2,00	2,00	27,6	ø5 c/ 19cm
		vão	6,15	281,05	47,96	1,39	0	1,39	27,6	ø5 c/ 25cm
		f	95,88	281,05	47,96	1,39	2,66	2,66	27,6	ø5 c/ 14cm
	b	i	78,82	281,05	47,96	1,39	1,71	1,71	27,6	ø5 c/ 22cm
		vão*	37,05	281,05	47,96	1,39	0	1,39	27,6	ø5 c/ 25cm
	c	f	78,82	281,05	47,96	1,39	1,71	1,71	27,6	ø5 c/ 22cm
		d	i	95,88	281,05	47,96	1,39	2,66	2,66	27,6
	vão		6,15	281,05	47,96	1,39	0	1,39	27,6	ø5 c/ 25cm
	f		83,96	281,05	47,96	1,39	2,00	2,00	27,6	ø5 c/ 19cm
V6/V8	a	i	23,28	158,85	27,11	1,39	0	1,39	15,6	ø5 c/ 15cm
		vão	2,31	158,85	27,11	1,39	0	1,39	15,6	ø5 c/ 15cm
		f	40,36	158,85	27,11	1,39	1,30	1,39	15,6	ø5 c/ 15cm
	b	i	53,44	158,85	27,11	1,39	2,59	2,59	15,6	ø5 c/ 15cm
		vão	6,55	158,85	27,11	1,39	0	1,39	15,6	ø5 c/ 15cm
	f	48,55	158,85	27,11	1,39	2,11	2,11	15,6	ø5 c/ 15cm	
c	i	67,40	158,85	27,11	1,39	3,96	3,96	15,6	ø6,3 c/ 15cm	
	vão	64,50	158,85	27,11	1,39	3,79	3,79	15,6	ø6,3 c/ 15cm	
	f	63,48	158,85	27,11	1,39	3,57	3,57	15,6	ø6,3 c/ 15cm	
V7	a	i	90,01	281,05	47,96	1,39	2,34	2,34	27,6	ø5 c/ 16cm
		vão	7,34	281,05	47,96	1,39	0	1,39	27,6	ø5 c/ 25cm
		f	124,69	281,05	47,96	1,39	4,26	4,26	27,6	ø6,3 c/ 14cm
	b	i	97,88	281,05	47,96	1,39	2,77	2,77	27,6	ø5 c/ 14cm
		vão	15,47	281,05	47,96	1,39	0	1,39	27,6	ø5 c/ 25cm
		f	26,11	281,05	47,96	1,39	0	1,39	27,6	ø5 c/ 25cm
c	i	51,23	281,05	47,96	1,39	0,18	1,39	27,6	ø5 c/ 25cm	
	vão	3,42	281,05	47,96	1,39	0	1,39	27,6	ø5 c/ 25cm	
f	60,63	281,05	47,96	1,39	0,70	1,39	27,6	ø5 c/ 25cm		

Trecho da Viga	apoio / vão	$ V_{sd} $ (kN)	V_{Rd2} (kN)	V_c (kN)	$(Asw/s)_{min}$ (cm ² /m)	$(Asw/s)_{calc}$ (cm ² /m)	$(Asw/s)_{adot}$ (cm ² /m)	$S_{m\acute{a}x}$ (cm)	Armadura	
V10	a	i	41,83	281,05	47,96	1,39	0	1,39	27,6	ø5 c/ 25cm
		vão	10,92	281,05	47,96	1,39	0	1,39	27,6	ø5 c/ 25cm
		f	60,48	281,05	47,96	1,39	0,70	1,39	27,6	ø5 c/ 25cm
	b	i	77,34	281,05	47,96	1,39	1,63	1,63	27,6	ø5 c/ 24cm
		vão*	17,56	281,05	47,96	1,39	0	1,39	27,6	ø5 c/ 25cm
	c	f	77,18	281,05	47,96	1,39	1,62	1,62	27,6	ø5 c/ 24cm
		i	77,18	281,05	47,96	1,39	1,62	1,62	27,6	ø5 c/ 24cm
	e	vão*	17,56	281,05	47,96	1,39	0	1,39	27,6	ø5 c/ 25cm
		f	77,34	281,05	47,96	1,39	1,63	1,63	27,6	ø5 c/ 24cm
	f	i	60,48	281,05	47,96	1,39	0,70	1,39	27,6	ø5 c/ 25cm
		vão	10,92	281,05	47,96	1,39	0	1,39	27,6	ø5 c/ 25cm
		f	41,83	281,05	47,96	1,39	0	1,39	27,6	ø5 c/ 25cm
V11/V12	i	96,17	281,05	47,96	1,39	2,68	2,68	27,6	ø5 c/ 14cm	
	vão	5,32	281,05	47,96	1,39	0	1,39	27,6	ø5 c/ 25cm	
	f	86,48	281,05	47,96	1,39	2,14	2,14	27,6	ø5 c/ 18cm	
V13	a	i	44,10	468,41	79,93	2,32	0	2,32	27,6	ø5 c/ 16cm
		vão	11,00	468,41	79,93	2,32	0	2,32	27,6	ø5 c/ 16cm
		f	41,97	468,41	79,93	2,32	0	2,32	27,6	ø5 c/ 16cm
	b	i	31,02	468,41	79,93	2,32	0	2,32	27,6	ø5 c/ 16cm
		vão	12,22	468,41	79,93	2,32	0	2,32	27,6	ø5 c/ 16cm
		f	59,06	468,41	79,93	2,32	0	2,32	27,6	ø5 c/ 16cm
	c	i	93,59	468,41	79,93	2,32	0,76	2,32	27,6	ø5 c/ 16cm
		vão*	79,75	468,41	79,93	2,32	0	2,32	27,6	ø5 c/ 16cm
	d	f	109,14	468,41	79,93	2,32	1,62	2,32	27,6	ø5 c/ 16cm
		i	67,20	468,41	79,93	2,32	0	2,32	27,6	ø5 c/ 16cm
		vão	7,39	468,41	79,93	2,32	0	2,32	27,6	ø5 c/ 16cm
	e	f	52,75	468,41	79,93	2,32	0	2,32	27,6	ø5 c/ 16cm
		i	41,97	468,41	79,93	2,32	0	2,32	27,6	ø5 c/ 16cm
		vão	11,00	468,41	79,93	2,32	0	2,32	27,6	ø5 c/ 16cm
	f	f	44,10	468,41	79,93	2,32	0	2,32	27,6	ø5 c/ 16cm
i		41,45	468,41	79,93	2,32	0	2,32	27,6	ø5 c/ 16cm	
vão		14,00	468,41	79,93	2,32	0	2,32	27,6	ø5 c/ 16cm	
V14	f	52,14	468,41	79,93	2,32	0	2,32	27,6	ø5 c/ 16cm	
	i	41,19	264,75	45,18	2,32	0	2,32	15,6	ø5 c/ 16cm	
	vão	16,24	264,75	45,18	2,32	0	2,32	15,6	ø5 c/ 16cm	
V15	f	36,48	264,75	45,18	2,32	0	2,32	15,6	ø5 c/ 16cm	
	i	96,17	468,41	79,93	2,32	0,90	2,32	27,6	ø5 c/ 16cm	
	vão	15,96	468,41	79,93	2,32	0	2,32	27,6	ø5 c/ 16cm	
V16	f	100,20	468,41	79,93	2,32	1,13	2,32	27,6	ø5 c/ 16cm	
	i	74,10	468,41	79,93	2,32	0	2,32	27,6	ø5 c/ 16cm	
	vão	14,14	468,41	79,93	2,32	0	2,32	27,6	ø5 c/ 16cm	
V17	f	87,37	468,41	79,93	2,32	0,41	2,32	27,6	ø5 c/ 16cm	
	i	47,38	468,41	79,93	2,32	0	2,32	27,6	ø5 c/ 16cm	
	vão	16,73	468,41	79,93	2,32	0	2,32	27,6	ø5 c/ 16cm	
V18	f	42,81	468,41	79,93	2,32	0	2,32	27,6	ø5 c/ 16cm	

Trecho da Viga	apoio / vão	$ V_{sd} $ (kN)	V_{Rd2} (kN)	V_c (kN)	$(Asw/s)_{\min}$ (cm ² /m)	$(Asw/s)_{\text{calc}}$ (cm ² /m)	$(Asw/s)_{\text{adot}}$ (cm ² /m)	$S_{\text{máx}}$ (cm)	Armadura	
V18	b	i	56,20	468,41	79,93	2,32	0	2,32	27,6	ø5 c/ 16cm
		vão	5,53	468,41	79,93	2,32	0	2,32	27,6	ø5 c/ 16cm
		f	53,69	468,41	79,93	2,32	0	2,32	27,6	ø5 c/ 16cm
	c	i	51,31	468,41	79,93	2,32	0	2,32	27,6	ø5 c/ 16cm
		vão	10,44	468,41	79,93	2,32	0	2,32	27,6	ø5 c/ 16cm
		f	49,80	468,41	79,93	2,32	0	2,32	27,6	ø5 c/ 16cm

(*) Nos vãos onde se encontram dois valores de cortante, foi assumido o valor mais crítico.
Os valores negativos de $(Asw/s)_{\text{calc}}$ foram considerados como nulos.
 $S_{\text{máx}} = 0,6d$ (em todos os casos $V_{sd} < 0,67V_{Rd2}$)
 $\alpha_{v2} = 0,88$ ($f_{ck} = 30$ MPa) $f_{ctd} = 1,448$ MPa $\alpha = 90^\circ$
 $h - d = 4$ cm $f_{ywd} = 435$ MPa = 45°

(Fonte: elaborado pelo autor)

Tabela G.2: Dimensionamento da armadura transversal para vigas da cobertura.

Trecho da Viga	apoio / vão	$ V_{sd} $ (kN)	V_{Rd2} (kN)	V_c (kN)	$(Asw/s)_{\min}$ (cm ² /m)	$(Asw/s)_{\text{calc}}$ (cm ² /m)	$(Asw/s)_{\text{adot}}$ (cm ² /m)	$S_{\text{máx}}$ (cm)	Armadura	
V1	i	42,52	468,41	79,93	2,32	0	2,32	27,6	ø5 c/ 16cm	
	vão	0,73	468,41	79,93	2,32	0	2,32	27,6	ø5 c/ 16cm	
	f	35,32	468,41	79,93	2,32	0	2,32	27,6	ø5 c/ 16cm	
V2	a	i	38,32	468,41	79,93	2,32	0	2,32	27,6	ø5 c/ 16cm
		vão*	14,21	468,41	79,93	2,32	0	2,32	27,6	ø5 c/ 16cm
V3	b	f	38,32	468,41	79,93	2,32	0	2,32	27,6	ø5 c/ 16cm
		i	35,32	468,41	79,93	2,32	0	2,32	27,6	ø5 c/ 16cm
		vão	0,73	468,41	79,93	2,32	0	2,32	27,6	ø5 c/ 16cm
V4/V9	a	f	42,52	468,41	79,93	2,32	0	2,32	27,6	ø5 c/ 16cm
		i	35,73	468,41	79,93	2,32	0	2,32	27,6	ø5 c/ 16cm
		vão	1,82	468,41	79,93	2,32	0	2,32	27,6	ø5 c/ 16cm
	b	f	41,94	468,41	79,93	2,32	0	2,32	27,6	ø5 c/ 16cm
		i	22,18	468,41	79,93	2,32	0	2,32	27,6	ø5 c/ 16cm
		vão	2,80	468,41	79,93	2,32	0	2,32	27,6	ø5 c/ 16cm
	c	f	13,71	468,41	79,93	2,32	0	2,32	27,6	ø5 c/ 16cm
		i	27,86	468,41	79,93	2,32	0	2,32	27,6	ø5 c/ 16cm
		vão	2,56	468,41	79,93	2,32	0	2,32	27,6	ø5 c/ 16cm
V5	a	f	26,41	468,41	79,93	2,32	0	2,32	27,6	ø5 c/ 16cm
		i	43,88	281,05	47,96	1,39	0	1,39	27,6	ø5 c/ 25cm
		vão	1,12	281,05	47,96	1,39	0	1,39	27,6	ø5 c/ 25cm
	b	f	41,04	281,05	47,96	1,39	0	1,39	27,6	ø5 c/ 25cm
		i	31,02	281,05	47,96	1,39	0	1,39	27,6	ø5 c/ 25cm
	c	vão*	9,15	281,05	47,96	1,39	0	1,39	27,6	ø5 c/ 25cm
		f	31,02	281,05	47,96	1,39	0	1,39	27,6	ø5 c/ 25cm
	d	i	41,04	281,05	47,96	1,39	0	1,39	27,6	ø5 c/ 25cm
		vão	1,12	281,05	47,96	1,39	0	1,39	27,6	ø5 c/ 25cm
f		43,88	281,05	47,96	1,39	0	1,39	27,6	ø5 c/ 25cm	
V6/V8	a	i	10,28	158,85	27,11	1,39	0	1,39	15,6	ø5 c/ 25cm
		vão	0,42	158,85	27,11	1,39	0	1,39	15,6	ø5 c/ 25cm
		f	15,65	158,85	27,11	1,39	0	1,39	15,6	ø5 c/ 25cm

Trecho da Viga	apoio / vão	$ V_{sd} $ (kN)	V_{Rd2} (kN)	V_c (kN)	$(Asw/s)_{\min}$ (cm ² /m)	$(Asw/s)_{\text{calc}}$ (cm ² /m)	$(Asw/s)_{\text{adot}}$ (cm ² /m)	$S_{\text{máx}}$ (cm)	Armadura	
V6/V8	b	i	20,44	158,85	27,11	1,39	0	1,39	15,6	Ø5 c/ 25cm
		vão	1,26	158,85	27,11	1,39	0	1,39	15,6	Ø5 c/ 25cm
		f	26,28	158,85	27,11	1,39	0	1,39	15,6	Ø5 c/ 25cm
	c	i	38,58	158,85	27,11	1,39	0,04	1,39	15,6	Ø5 c/ 25cm
		vão	36,96	158,85	27,11	1,39	0,03	1,39	15,6	Ø5 c/ 25cm
		f	35,28	158,85	27,11	1,39	0	1,39	15,6	Ø5 c/ 25cm
V7	a	i	44,76	281,05	47,96	1,39	0	1,39	27,6	Ø5 c/ 25cm
		vão	1,96	281,05	47,96	1,39	0	1,39	27,6	Ø5 c/ 25cm
		f	61,01	281,05	47,96	1,39	0	1,39	27,6	Ø5 c/ 25cm
	b	i	33,74	281,05	47,96	1,39	0	1,39	27,6	Ø5 c/ 25cm
		vão	2,38	281,05	47,96	1,39	0	1,39	27,6	Ø5 c/ 25cm
		f	4,38	281,05	47,96	1,39	0	1,39	27,6	Ø5 c/ 25cm
	c	i	19,59	281,05	47,96	1,39	0	1,39	27,6	Ø5 c/ 25cm
		vão	0,76	281,05	47,96	1,39	0	1,39	27,6	Ø5 c/ 25cm
		f	26,65	281,05	47,96	1,39	0	1,39	27,6	Ø5 c/ 25cm
V10	a	i	19,80	281,05	47,96	1,39	0	1,39	27,6	Ø5 c/ 25cm
		vão	1,40	281,05	47,96	1,39	0	1,39	27,6	Ø5 c/ 25cm
		f	25,31	281,05	47,96	1,39	0	1,39	27,6	Ø5 c/ 25cm
	b	i	32,95	281,05	47,96	1,39	0	1,39	27,6	Ø5 c/ 25cm
		vão*	6,23	281,05	47,96	1,39	0	1,39	27,6	Ø5 c/ 25cm
	c	f	35,72	281,05	47,96	1,39	0	1,39	27,6	Ø5 c/ 25cm
		i	35,72	281,05	47,96	1,39	0	1,39	27,6	Ø5 c/ 25cm
	e	vão*	6,23	281,05	47,96	1,39	0	1,39	27,6	Ø5 c/ 25cm
		f	32,95	281,05	47,96	1,39	0	1,39	27,6	Ø5 c/ 25cm
	f	i	25,31	281,05	47,96	1,39	0	1,39	27,6	Ø5 c/ 25cm
		vão	1,40	281,05	47,96	1,39	0	1,39	27,6	Ø5 c/ 25cm
		f	19,80	281,05	47,96	1,39	0	1,39	27,6	Ø5 c/ 25cm
V11/V12	i	52,84	281,05	47,96	1,39	0	1,39	27,6	Ø5 c/ 25cm	
	vão	1,22	281,05	47,96	1,39	0	1,39	27,6	Ø5 c/ 25cm	
	f	47,11	281,05	47,96	1,39	0	1,39	27,6	Ø5 c/ 25cm	
V13	a	i	22,88	468,41	79,93	2,32	0	2,32	27,6	Ø5 c/ 16cm
		vão	1,93	468,41	79,93	2,32	0	2,32	27,6	Ø5 c/ 16cm
		f	20,59	468,41	79,93	2,32	0	2,32	27,6	Ø5 c/ 16cm
	b	i	19,31	468,41	79,93	2,32	0	2,32	27,6	Ø5 c/ 16cm
		vão	1,55	468,41	79,93	2,32	0	2,32	27,6	Ø5 c/ 16cm
		f	41,46	468,41	79,93	2,32	0	2,32	27,6	Ø5 c/ 16cm
	c	i	70,19	468,41	79,93	2,32	0	2,32	27,6	Ø5 c/ 16cm
		vão*	41,82	468,41	79,93	2,32	0	2,32	27,6	Ø5 c/ 16cm
	d	f	71,54	468,41	79,93	2,32	0	2,32	27,6	Ø5 c/ 16cm
		i	31,76	468,41	79,93	2,32	0	2,32	27,6	Ø5 c/ 16cm
		vão	1,44	468,41	79,93	2,32	0	2,32	27,6	Ø5 c/ 16cm
	e	f	23,21	468,41	79,93	2,32	0	2,32	27,6	Ø5 c/ 16cm
		i	20,27	468,41	79,93	2,32	0	2,32	27,6	Ø5 c/ 16cm
		vão	1,93	468,41	79,93	2,32	0	2,32	27,6	Ø5 c/ 16cm
	f	f	23,21	468,41	79,93	2,32	0	2,32	27,6	Ø5 c/ 16cm

Trecho da Viga	apoio / vão	$ V_{sd} $ (kN)	V_{Rd2} (kN)	V_c (kN)	$(Asw/s)_{min}$ (cm ² /m)	$(Asw/s)_{calc}$ (cm ² /m)	$(Asw/s)_{adot}$ (cm ² /m)	S_{max} (cm)	Armadura	
V14	i	25,32	468,41	79,93	2,32	0	2,32	27,6	Ø5 c/ 16cm	
	vão	2,16	468,41	79,93	2,32	0	2,32	27,6	Ø5 c/ 16cm	
	f	30,79	468,41	79,93	2,32	0	2,32	27,6	Ø5 c/ 16cm	
V15	i	26,73	264,75	45,18	2,32	0	2,32	15,6	Ø5 c/ 16cm	
	vão	2,59	264,75	45,18	2,32	0	2,32	15,6	Ø5 c/ 16cm	
	f	27,38	264,75	45,18	2,32	0	2,32	15,6	Ø5 c/ 16cm	
V16	i	23,09	468,41	79,93	2,32	0	2,32	27,6	Ø5 c/ 16cm	
	vão	2,52	468,41	79,93	2,32	0	2,32	27,6	Ø5 c/ 16cm	
	f	24,48	468,41	79,93	2,32	0	2,32	27,6	Ø5 c/ 16cm	
V17	i	15,31	468,41	79,93	2,32	0	2,32	27,6	Ø5 c/ 16cm	
	vão	2,20	468,41	79,93	2,32	0	2,32	27,6	Ø5 c/ 16cm	
	f	16,97	468,41	79,93	2,32	0	2,32	27,6	Ø5 c/ 16cm	
V18	a	i	24,82	468,41	79,93	2,32	0	2,32	27,6	Ø5 c/ 16cm
		vão	1,20	468,41	79,93	2,32	0	2,32	27,6	Ø5 c/ 16cm
		f	15,57	468,41	79,93	2,32	0	2,32	27,6	Ø5 c/ 16cm
	b	i	35,70	468,41	79,93	2,32	0	2,32	27,6	Ø5 c/ 16cm
		vão	1,96	468,41	79,93	2,32	0	2,32	27,6	Ø5 c/ 16cm
		f	32,73	468,41	79,93	2,32	0	2,32	27,6	Ø5 c/ 16cm
	c	i	23,14	468,41	79,93	2,32	0	2,32	27,6	Ø5 c/ 16cm
		vão	1,30	468,41	79,93	2,32	0	2,32	27,6	Ø5 c/ 16cm
		f	29,08	468,41	79,93	2,32	0	2,32	27,6	Ø5 c/ 16cm

(*) Nos vãos onde se encontram dois valores de cortante, foi assumido o valor mais crítico.

Os valores negativos de $(Asw/s)_{calc}$ foram considerados como nulos.

$S_{max} = 0,6d$ (em todos os casos $V_{sd} < 0,67V_{Rd2}$)

$\alpha_{V2} = 0,88$ ($f_{ck} = 30$ MPa)

$f_{ctd} = 1,448$ MPa

$\alpha = 90^\circ$

$h - d = 4$ cm

$f_{ywd} = 435$ MPa

$= 45^\circ$

(Fonte: elaborado pelo autor)

Tabela G.3: Dimensionamento da armadura de flexão das vigas do térreo e pavimento tipo.

Trecho da Viga	apoio /vão	M_d (kNm)	x/d	Dom	$A_{c,ef}$ (cm ²)	$A_{s,min}$ (cm ²)	$A_{s,calc}$ (cm ²)	$A_{s,adot}$ (cm ²)	Armadura	$A_{s,ef}$ (cm ²)	l_b (cm)	$l_{b,min}$ (cm)	$l_{b,nec}$ (cm)	
V1	i	-78,18	0,14	2	940	1,60	4,18	4,18	6 Ø10,0*	4,71	33,4	10,0	20,72	
	vão	70,14	0,04	2	1182	2,01	3,57	3,57	6 Ø10,0*	4,71	33,4	10,0	17,50	
	f	-13,04	0,02	2	940	1,60	0,64	1,60	4 Ø8,0	2,01	26,7	10,0	10,00	
V2	a	i	-77,87	0,13	2	940	1,60	4,02	4,02	6 Ø10,0*	4,71	33,4	10,0	19,93
		vão	76,04	0,07	2	1045	1,78	3,91	3,91	4 Ø12,5	4,91	41,7	12,5	23,25
	b	f	-77,87	0,13	2	940	1,60	4,02	4,02	6 Ø10,0*	4,71	33,4	10,0	19,93
V3	i	-13,04	0,02	2	940	1,60	0,64	1,60	4 Ø8,0	2,01	26,7	10,0	10,00	
	vão	70,14	0,04	2	1182	2,01	3,57	3,57	6 Ø10,0*	4,71	33,4	10,0	17,50	
	f	-78,18	0,13	2	940	1,60	4,03	4,03	6 Ø10,0*	4,71	33,4	10,0	19,98	
V4/V9	a	i	-65,90	0,11	2	940	1,60	3,37	3,37	5 Ø12,5	6,14	41,7	12,5	16,03
		vão	42,87	0,03	2	1193	2,03	2,17	2,17	3 Ø10,0	2,36	33,4	10,0	21,51
		f	-76,91	0,13	2	940	1,60	3,96	3,96	4 Ø12,5	4,91	41,7	12,5	23,55
	b	i	-57,88	0,09	2	940	1,60	2,94	2,94	4 Ø10,0	3,14	33,4	10,0	21,85
		vão	-5,74	0,01	2	940	1,60	0,40	1,60	4 Ø8,0	2,01	26,7	10,0	10,00
		f	-36,09	0,06	2	940	1,60	1,81	1,81	4 Ø8,0	2,01	26,7	10,0	16,82

Trecho da Viga	apoio /vão	M _d (kNm)	x/d	Dom	A _{c,ef} (cm ²)	A _{s min} (cm ²)	A _{s calc} (cm ²)	A _{s adot} (cm ²)	Armadura	A _{s ef} (cm ²)	l _b (cm)	l _{b,min} (cm)	l _{b,nec} (cm)		
V4/V9	i	-43,16	0,07	2	940	1,60	2,17	2,17	3 ø10,0	2,36	33,4	10,0	21,51		
		3,54	0,10	2	1095	1,86	0,18	1,86	4 ø8,0	2,01	26,7	10,0	10,00		
	vão	25,05	0,02	2	1095	1,86	1,26	1,86	4 ø8,0	2,01	26,7	10,0	11,71		
	f	-45,50	0,07	2	940	1,60	2,29	2,29	4 ø10,0	3,14	33,4	10,0	17,03		
		4,65	0,13	2	1095	1,86	0,23	1,86	4 ø8,0	2,01	26,7	10,0	10,00		
V5	a	i	-61,12	0,20	2	564	0,96	3,47	3,47	6 ø10,0*	4,71	33,4	10,0	17,20	
		vão	52,22	0,02	2	1075	1,83	2,63	2,63	4 ø12,5*	4,92	41,7	12,5	15,60	
		f	-100,62	0,30	3	564	0,96	5,85	5,85	3 ø16,0 *	6,03	53,4	16,0	36,24	
	b	i	-98,01	0,29	3	564	0,96	5,42	5,42	3 ø16,0 *	6,03	53,4	16,0	33,57	
		vão	68,03	0,05	2	802	1,36	3,47	3,47	2 ø16,0	4,02	53,4	16,0	32,24	
	c	f	-98,01	0,29	3	564	0,96	5,42	5,42	3 ø16,0 *	6,03	53,4	16,0	33,57	
		d	i	-100,62	0,30	3	564	0,96	5,85	5,85	3 ø16,0 *	6,03	53,4	16,0	36,24
			vão	52,22	0,02	2	1075	1,83	2,63	2,63	4 ø12,5*	4,92	41,7	12,5	15,60
	f		-61,12	0,20	2	564	0,96	3,47	3,47	6 ø10,0*	4,71	33,4	10,0	17,20	
	V6/V8	a	i	-3,68	0,03	2	324	0,55	0,32	0,55	3 ø5,0	0,59	16,7	10,0	10,00
			vão	8,60	0,02	2	654	1,11	0,77	1,11	3 ø8,0	1,25	21,0	10,0	10,00
			f	-30,02	0,26	3	324	0,55	2,86	2,86	2 ø16,0	4,02	53,4	16,0	26,57
b		i	-34,45	0,31	3	324	0,55	3,35	3,35	2 ø16,0	4,02	53,4	16,0	31,13	
		vão	16,41	0,03	2	643	1,09	1,47	1,47	2 ø 10,0	1,57	33,4	10,0	21,85	
		f	-44,93	0,42	3	324	0,55	4,61	4,61	4 ø12,5 *	4,91	41,7	12,5	27,41	
c		i	-25,11	0,22	2	324	0,55	2,34	2,34	3 ø10,0	2,36	33,4	10,0	23,19	
		vão	-12,40	0,10	2	388	0,66	1,10	1,10	3 ø8,0	1,51	26,7	10,0	13,63	
		f	3,07	0,02	2	324	0,55	0,27	0,55	2 ø6,3	0,62	21,0	10,0	10,00	
V7	a	i	-33,10	0,05	2	940	1,60	1,65	1,65	4 ø8,0	2,01	26,7	10,0	15,33	
		vão	77,99	0,03	2	1467	2,49	3,94	3,94	5 ø12,5	6,14	41,7	12,5	18,73	
		f	-145,06	0,25	2	940	1,60	7,89	7,89	4 ø16,0	8,04	53,4	16,0	36,65	
	b	i	-122,46	0,21	2	940	1,60	6,53	6,53	4 ø16,0	8,04	53,4	16,0	30,34	
		vão	-30,87	0,05	2	940	1,60	1,54	1,60	4 ø8,0	2,01	26,7	10,0	14,31	
			11,13	0,21	2	1282	2,18	0,56	2,18	3 ø10,0	2,35	33,4	10,0	10,00	
		f	-12,83	0,02	2	940	1,60	0,63	1,60	4 ø8,0	2,01	26,7	10,0	10,00	
	c	i	-13,03	0,02	2	940	1,60	0,65	1,60	4 ø8,0	2,01	26,7	10,0	10,00	
		vão	51,55	0,02	2	1328	2,26	2,60	2,60	4 ø10,0	3,14	33,4	10,0	19,33	
f		-19,68	0,03	2	940	1,60	0,97	1,60	4 ø8,0	2,01	26,7	10,0	10,00		
V10	a	i	-30,09	0,08	2	564	0,96	1,52	1,52	3 ø8,0	1,51	26,7	10,0	18,83	
			7,21	0,17	2	864	1,47	0,36	1,47	3 ø8,0	1,51	26,7	10,0	10,00	
		vão	9,94	0,01	2	864	1,47	0,50	1,47	3 ø8,0	1,51	26,7	10,0	10,00	
		f	-59,61	0,17	2	564	0,96	3,12	3,12	4 ø10,0 *	3,14	33,4	10,0	23,19	
	b	i	-64,97	0,18	2	564	0,96	3,43	3,43	3 ø12,5 *	3,68	41,7	12,5	27,19	
		vão	47,11	0,04	2	758	1,29	2,39	2,39	4 ø10,0 *	3,14	33,4	10,0	17,76	
	c	f	-74,31	0,21	2	564	0,96	3,97	3,97	4 ø12,5 *	4,91	41,7	12,5	23,61	
		d	i	-74,31	0,21	2	564	0,96	3,97	3,97	4 ø12,5 *	4,91	41,7	12,5	23,61
	e		vão	47,11	0,04	2	802	1,36	2,39	2,39	4 ø10,0 *	3,14	33,4	10,0	17,76
		f	f	-64,97	0,18	2	564	0,96	3,43	3,43	3 ø12,5 *	3,68	41,7	12,5	27,19
	i		-59,61	0,17	2	564	0,96	3,12	3,12	4 ø10,0 *	3,14	33,4	10,0	23,19	
			vão	9,94	0,01	2	864	1,47	0,50	1,47	3 ø8,0	1,51	26,7	10,0	10,00
f	-30,09		0,08	2	564	0,96	1,52	1,52	3 ø8,0	1,51	26,7	10,0	18,83		

Trecho da Viga	apoio /vão	M _d (kNm)	x/d	Dom	A _{c,ef} (cm ²)	A _{s min} (cm ²)	A _{s calc} (cm ²)	A _{s adot} (cm ²)	Armadura	A _{s ef} (cm ²)	l _b (cm)	l _{b,min} (cm)	l _{b,nec} (cm)	
V11/V12	i	-93,07	0,27	3	564	0,96	5,11	5,11	3ø 16,0 *	6,03	53,4	16,0	31,65	
	vão	55,19	0,02	2	1099	1,87	2,78	2,78	4 ø10,0 *	3,14	33,4	10,0	20,66	
	f	-65,84	0,18	2	564	0,96	3,48	3,48	3 ø12,5 *	3,68	41,7	12,5	27,50	
V13	a	i	-37,83	0,06	2	940	1,60	1,90	1,90	3 ø10,0	2,36	33,4	10,0	18,83
		vão	19,10	0,02	2	1076	1,83	0,96	1,83	3 ø10,0	2,36	33,4	10,0	10,00
		f	-32,44	0,05	2	940	1,60	1,62	1,62	3 ø10,0	2,36	33,4	10,0	16,05
	b	i	-22,13	0,03	2	940	1,60	1,10	1,60	4 ø8,0	2,01	26,7	10,0	10,22
			4,75	0,17	2	1043	1,77	0,24	1,77	3 ø10,0	2,36	33,4	10,0	10,00
		vão	-1,90	0,00	2	1043	1,77	0,09	1,77	3 ø10,0	2,36	33,4	10,0	10,00
	c	f	-48,97	0,08	2	940	1,60	2,47	2,47	4 ø10,0	3,14	33,4	10,0	18,36
		i	-73,92	0,12	2	940	1,60	3,80	3,80	4 ø12,5	4,91	41,7	12,5	22,60
			vão	67,90	0,06	2	1170	1,99	3,48	3,48	3 ø12,5	3,68	41,7	12,5
	d	f	-77,84	0,13	2	940	1,60	4,01	4,01	4 ø12,5	4,91	41,7	12,5	23,84
		i	-62,41	0,10	2	940	1,60	3,18	3,18	3 ø12,5	3,68	41,7	12,5	25,21
			vão	17,68	0,01	2	1086	1,85	0,89	1,85	3 ø10,0	2,36	33,4	10,0
	e	f	-31,44	0,05	2	940	1,60	1,57	1,60	3 ø10,0	2,36	33,4	10,0	15,56
		i	-32,44	0,05	2	940	1,60	1,62	1,62	3 ø10,0	2,36	33,4	10,0	16,05
			vão	19,10	0,02	2	1076	1,83	0,96	1,83	3 ø10,0	2,36	33,4	10,0
	f	f	-37,83	0,06	2	940	1,60	1,90	1,90	3 ø10,0	2,36	33,4	10,0	18,83
		i	-40,18	0,06	2	940	1,60	2,02	2,02	3 ø10,0	2,36	33,4	10,0	20,02
			vão	-5,46	0,01	2	940	1,60	0,27	1,60	4 ø8,0	2,01	26,7	10,0
V14	f	-54,01	0,09	2	940	1,60	2,74	2,74	4 ø10,0	3,14	33,4	10,0	20,37	
	i	-32,59	0,17	2	540	0,92	2,97	2,97	5 ø10,0	3,93	33,4	10,0	17,67	
		13,61	0,83	2	642	1,09	1,22	1,22	3 ø8,0	1,51	26,7	10,0	15,11	
V15	vão	7,45	0,04	2	642	1,09	0,67	1,09	3 ø8,0	1,51	26,7	10,0	10,00	
	f	-32,01	0,17	2	540	0,92	2,91	2,91	5 ø10,0	3,93	33,4	10,0	17,31	
		9,82	0,59	2	642	1,09	0,88	1,09	3 ø8,0	1,51	26,7	10,0	10,90	
V16	i	-40,02	0,06	2	940	1,60	2,01	2,01	4 ø10,0	3,14	33,4	10,0	14,94	
		5,87	0,20	2	1042	1,77	0,29	1,77	3 ø10,0	2,36	33,4	10,0	10,00	
	vão	38,14	0,04	2	1042	1,77	1,93	1,93	4 ø10,0	3,14	33,4	10,0	14,35	
V17	f	-43,04	0,07	2	940	1,60	2,17	2,17	4 ø10,0	3,14	33,4	10,0	16,13	
	i	-48,38	0,08	2	940	1,60	2,44	2,44	4 ø10,0	3,14	33,4	10,0	18,14	
		vão	11,97	0,02	2	920	1,56	0,49	1,56	4 ø8,0	2,01	26,7	10,0	10,00
V18	a	i	-62,52	0,10	2	940	1,60	3,19	3,19	3 ø12,5	3,68	41,7	12,5	25,29
			-35,48	0,06	2	940	1,60	1,78	1,78	3 ø10,0	2,36	33,4	10,0	17,50
		9,05	0,54	2	920	1,56	0,45	1,56	4 ø8,0	2,01	26,7	10,0	10,00	
b	vão	8,97	0,01	2	920	1,56	0,45	1,56	4 ø8,0	2,01	26,7	10,0	10,00	
	f	-34,69	0,06	2	940	1,60	1,74	1,74	3 ø10,0	2,36	33,4	10,0	17,24	
	i	-38,04	0,06	2	940	1,60	1,91	1,91	3 ø10,0	2,36	33,4	10,0	18,93	
		vão	28,05	0,02	2	1112	1,89	1,41	1,41	3 ø8,0	1,51	26,7	10,0	17,47
	f	-41,48	0,07	2	940	1,60	2,08	2,08	4 ø10,0	3,14	33,4	10,0	15,46	
	c	i	-43,89	0,07	2	940	1,60	2,21	2,21	4 ø10,0	3,14	33,4	10,0	16,43
vão			21,22	0,03	2	920	1,56	1,08	1,08	4 ø8,0	2,01	26,7	10,0	10,04
f		-37,74	0,06	2	940	1,60	1,89	1,89	4 ø10,0	3,14	33,4	10,0	14,06	
		2,44	0,20	2	920	1,56	0,17	1,38	4 ø8,0	2,01	26,7	10,0	10,00	

(*) Armadura em duas ou três camadas (d considerado no centroide das duas camadas).

(Fonte: elaborado pelo autor)

Tabela G.4: Dimensionamento da armadura de flexão das vigas da cobertura.

Trecho da Viga	apoio /vão	M _d (kNm)	x/d	Dom	A _{c,ef} (cm ²)	A _{s min} (cm ²)	A _{s calc} (cm ²)	A _{s adot} (cm ²)	Armadura	A _{s ef} (cm ²)	l _b (cm)	l _{b,min} (cm)	l _{b,nec} (cm)	
V1	i	-29,42	0,05	2	940	1,60	1,48	1,60	4 ø8,0	2,01	26,7	10	13,75	
	vão	38,66	0,02	2	1182	2,01	1,95	2,01	5 ø8,0	2,51	26,7	10	14,51	
	f	-6,59	0,01	2	940	1,60	0,32	1,60	4 ø8,0	2,01	26,7	10	2,973	
V2	a	i	-28,67	0,05	2	940	1,60	1,43	1,60	4 ø8,0	2,01	26,7	10	13,29
	vão	41,25	0,04	2	1045	1,78	2,09	2,09	3 ø10,0	2,36	33,4	10	20,71	
b	f	-28,67	0,05	2	940	1,60	1,43	1,60	4 ø8,0	2,01	26,7	10	13,29	
	V3	i	-6,59	0,01	2	940	1,60	0,32	1,60	4 ø8,0	2,01	26,7	10	2,973
vão		38,66	0,02	2	1182	2,01	1,95	2,01	5 ø8,0	2,51	26,7	10	14,51	
f		-29,42	0,05	2	940	1,60	1,48	1,60	4 ø8,0	2,01	26,7	10	13,75	
V4/V9	a	i	-21,78	0,03	2	940	1,60	1,08	1,60	4 ø8,0	2,01	26,7	10	10,03
		vão	27,96	0,02	2	1193	2,03	1,41	2,03	3 ø10,0	2,36	33,4	10	13,97
		f	-37,74	0,06	2	940	1,60	1,89	1,89	4 ø8,0	2,01	26,7	10	17,56
	b	i	-25,23	0,04	2	940	1,60	1,25	1,60	4 ø8,0	2,01	26,7	10	11,61
		vão	-4,20	0,01	2	940	1,60	0,21	1,60	4 ø8,0	2,01	26,7	10	1,951
		f	-13,76	0,02	2	940	1,60	0,68	1,60	4 ø8,0	2,01	26,7	10	6,318
	c	i	-14,99	0,02	2	940	1,60	0,74	1,60	4 ø8,0	2,01	26,7	10	6,875
		vão	16,02	0,01	2	1095	1,86	0,80	1,86	4 ø8,0	2,01	26,7	10	7,433
		f	-13,31	0,02	2	940	1,60	0,66	1,60	4 ø8,0	2,01	26,7	10	6,132
V5	a	i	-27,43	0,07	2	564	0,96	1,38	1,38	4 ø8,0*	2,01	26,7	10	12,83
		vão	32,17	0,01	2	1075	1,83	1,62	1,83	3 ø10,0*	2,36	33,4	10	16,05
		f	-38,31	0,10	2	564	0,96	1,96	1,96	3 ø10,0*	2,36	33,4	10	19,42
	b	i	-34,92	0,09	2	564	0,96	1,78	1,78	3 ø10,0*	2,36	33,4	10	17,64
		vão	17,82	0,01	2	801,6	1,36	0,90	1,36	2 ø10,0	1,57	33,4	10	13,38
	c	f	-34,92	0,09	2	564	0,96	1,78	1,78	3 ø10,0*	2,36	33,4	10	17,64
		d	i	-38,31	0,10	2	564	0,96	1,96	1,96	3 ø10,0*	2,36	33,4	10
	vão		32,17	0,01	2	1075	1,83	1,62	1,83	3 ø10,0*	2,36	33,4	10	16,05
	f		-27,43	0,07	2	564	0,96	1,38	1,38	4 ø8,0	2,01	26,7	10	12,83
V6/V8	a	i	-1,97	0,02	2	324	0,55	0,17	0,55	2 ø8,0	1,01	26,7	10	3,159
		vão	4,58	0,01	2	654	1,11	0,41	1,11	3 ø8,0	1,51	26,7	10	5,079
		f	-10,05	0,08	2	324	0,55	0,88	0,88	2 ø8,0	1,01	26,7	10	16,35
	b	i	-9,45	0,08	2	324	0,55	0,83	0,83	2 ø8,0	1,01	26,7	10	15,42
		vão	7,17	0,01	2	643,2	1,09	0,64	1,09	2 ø10,0	1,57	33,4	10	9,514
		f	-19,85	0,17	2	324	0,55	1,81	1,81	3 ø10,0	2,36	33,4	10	17,94
	c	i	-13,99	0,12	2	324	0,55	1,25	1,25	2 ø10,0	1,57	33,4	10	18,58
		vão	-6,34	0,05	2	388	0,66	0,55	0,66	2 ø8,0	1,01	26,7	10	10,22
		f	1,23	0,01	2	312	0,53	0,11	0,53	2 ø8,0	1,01	26,7	10	2,044
V7	a	i	-13,17	0,02	2	940	1,60	0,65	1,60	4 ø8,0	2,01	26,7	10	6,039
		vão	44,46	0,02	2	1467	2,49	2,24	2,49	4 ø10,0	3,14	33,4	10	16,65
		f	-60,75	0,10	2	940	1,60	3,09	3,09	4 ø10,0	3,14	33,4	10	22,97
	b	i	-46,75	0,07	2	940	1,60	2,36	2,36	3 ø10,0	2,36	33,4	10	23,39
		vão	-10,00	0,02	2	1282	2,18	0,49	2,18	3 ø10,0	2,36	33,4	10	4,856
	f	-8,39	0,01	2	920	1,56	0,41	1,56	4 ø8,0	2,01	26,7	10	3,809	
	c	i	-8,83	0,01	2	920	1,56	0,43	1,56	4 ø8,0	2,01	26,7	10	3,995

Trecho da Viga	apoio /vão	M _d (kNm)	x/d	Dom	A _{c,ef} (cm ²)	A _{s min} (cm ²)	A _{s calc} (cm ²)	A _{s adot} (cm ²)	Armadura	A _{s ef} (cm ²)	l _b (cm)	l _{b,min} (cm)	l _{b,nec} (cm)	
V7	c	vão	22,76	0,01	2	1328	2,26	1,14	2,26	3 ø10,0	2,36	33,4	10	11,3
		f	-6,46	0,01	2	940	1,60	0,32	1,60	4 ø8,0	2,01	26,7	10	2,973
V10	a	i	-8,35	0,02	2	564	0,96	0,41	0,96	2 ø8,0	1,01	26,7	10	7,618
		vão	7,00	0,00	2	864	1,47	0,35	1,47	2 ø10,0	1,57	33,4	10	5,203
		f	-17,22	0,05	2	564	0,96	0,86	0,96	2 ø8,0	1,01	26,7	10	15,98
	b	i	-21,83	0,06	2	564	0,96	1,09	1,09	2 ø10,0	1,57	33,4	10	16,2
		vão	23,69	0,02	2	758,4	1,29	1,19	1,29	2 ø10,0	1,57	33,4	10	17,69
	c	f	-31,24	0,08	2	564	0,96	1,58	1,58	3 ø10,0	2,36	33,4	10	15,66
		i	-31,24	0,00	2	564	0,96	1,58	1,58	3 ø10,0	2,36	33,4	10	15,66
	d	vão	23,69	0,02	2	758,4	1,29	1,19	1,29	2 ø10,0	1,57	33,4	10	17,69
		f	-21,83	0,06	2	564	0,96	1,09	1,09	2 ø10,0	1,57	33,4	10	16,2
	e	i	-17,22	0,05	2	564	0,96	0,86	0,96	2 ø8,0	1,01	26,7	10	15,98
		vão	7,00	0,00	2	864	1,47	0,35	1,47	2 ø10,0	1,57	33,4	10	5,203
		f	-8,35	0,02	2	564	0,96	0,41	0,96	2 ø8,0	1,01	26,7	10	7,618
f	i	-17,22	0,05	2	564	0,96	0,86	0,96	2 ø8,0	1,01	26,7	10	15,98	
	vão	7,00	0,00	2	864	1,47	0,35	1,47	2 ø10,0	1,57	33,4	10	5,203	
	f	-8,35	0,02	2	564	0,96	0,41	0,96	2 ø8,0	1,01	26,7	10	7,618	
V11/V12	i	-46,63	0,13	2	564	0,96	2,40	2,40	2 ø12,5	2,45	41,7	12,5	28,54	
	vão	36,27	0,01	2	1099	1,87	1,82	1,87	3 ø10,0*	2,36	33,4	10	18,04	
	f	-28,38	0,08	2	564	0,96	1,43	1,43	2 ø10,0	1,57	33,4	10	21,26	
V13	a	i	-12,25	0,02	2	940	1,60	0,60	1,60	4 ø8,0	2,01	26,7	10	5,574
		vão	10,81	0,01	2	1076	1,83	0,54	1,83	4 ø8,0	2,01	26,7	10	5,017
		f	-7,45	0,01	2	940	1,60	0,37	1,60	4 ø8,0	2,01	26,7	10	3,438
	b	i	-7,08	0,01	2	940	1,60	0,35	1,60	4 ø8,0	2,01	26,7	10	3,252
		vão	1,65	0,00	2	1126	1,91	0,08	1,91	4 ø8,0	2,01	26,7	10	0,743
		f	-32,45	0,05	2	940	1,60	1,62	1,62	4 ø8,0	2,01	26,7	10	15,05
	c	i	-47,86	0,08	2	940	1,60	2,42	2,42	4 ø10,0	3,14	33,4	10	17,99
		vão	48,38	0,04	2	1170	1,99	2,46	2,46	4 ø10,0	3,14	33,4	10	18,28
	d	f	-33,66	0,05	2	940	1,60	1,68	1,68	4 ø8,0	2,01	26,7	10	15,61
		i	-22,74	0,04	2	940	1,60	1,13	1,60	4 ø8,0	2,01	26,7	10	10,5
	e	vão	9,58	0,01	2	1251	2,13	0,48	2,13	3 ø10,0	2,36	33,4	10	4,757
		f	-8,39	0,01	2	920	1,56	0,41	1,56	4 ø8,0	2,01	26,7	10	3,809
i		-6,68	0,01	2	940	1,60	0,37	1,60	4 ø8,0	2,01	26,7	10	3,438	
f	vão	11,06	0,01	2	1076	1,83	0,54	1,83	4 ø8,0	2,01	26,7	10	5,017	
	f	-12,54	0,02	2	940	1,60	0,60	1,60	4 ø8,0	2,01	26,7	10	5,574	
	i	-15,20	0,02	2	940	1,60	0,75	1,60	4 ø8,0	2,01	26,7	10	6,968	
V14	vão	3,27	0,00	2	1042	1,77	0,16	1,77	4 ø8,0	2,01	26,7	10	1,487	
	f	-20,48	0,03	2	940	1,60	1,02	1,60	4 ø8,0	2,01	26,7	10	9,477	
	i	-11,10	0,05	2	540	0,92	0,97	0,97	4 ø6,3	1,25	21,0	10	11,43	
V15	vão	8,92	0,02	2	764,8	1,30	0,79	1,30	3 ø8,0	1,51	26,7	10	9,786	
	f	-11,63	0,06	2	540	0,92	1,01	1,01	4 ø6,3	1,25	21,0	10	11,91	
	i	-8,77	0,01	2	940	1,60	0,43	1,60	4 ø8,0	2,01	26,7	10	3,995	
V16	vão	9,10	0,01	2	1165	1,98	0,46	1,98	4 ø8,0	2,01	26,7	10	4,274	
	f	-10,01	0,02	2	940	1,60	0,49	1,60	4 ø8,0	2,01	26,7	10	4,552	
V17	i	-16,25	0,03	2	940	1,60	0,80	1,60	4 ø8,0	2,01	26,7	10	7,433	
	vão	-4,96	0,01	2	1062	1,81	0,24	1,81	4 ø8,0	2,01	26,7	10	2,23	

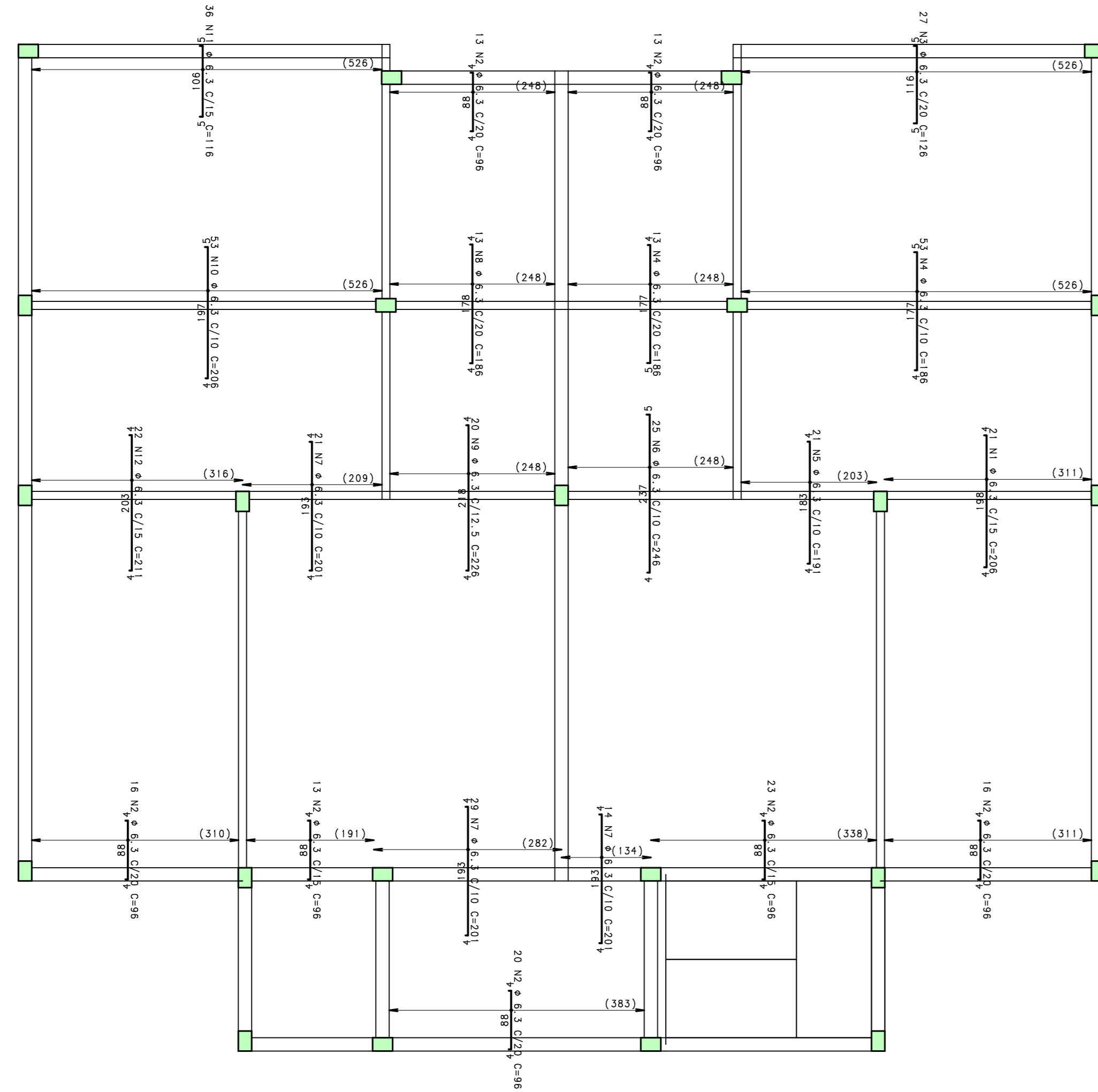
Trecho da Viga	apoio /vão	M _d (kNm)	x/d	Dom	A _{c,ef} (cm ²)	A _{s min} (cm ²)	A _{s calc} (cm ²)	A _{s adot} (cm ²)	Armadura	A _{s ef} (cm ²)	I _b (cm)	I _{b,min} (cm)	I _{b,nec} (cm)	
v17	f	-16,72	0,03	2	940	1,60	0,83	1,60	4 ø8,0	2,01	26,7	10	7,711	
v18	a	i	-11,97	0,02	2	940	1,60	0,59	1,60	4 ø8,0	2,01	26,7	10	5,482
		vão	8,65	0,01	2	1023	1,74	0,42	1,74	4 ø8,0	2,01	26,7	10	3,902
		f	-1,25	0,00	2	940	1,60	0,06	1,60	4 ø8,0	2,01	26,7	10	0,557
	b	i	-18,31	0,03	2	940	1,60	0,91	1,60	4 ø8,0	2,01	26,7	10	8,455
		vão	25,46	0,02	2	1112	1,89	1,28	1,89	4 ø8,0	2,01	26,7	10	11,89
		f	-11,52	0,02	2	940	1,60	0,57	1,60	4 ø8,0	2,01	26,7	10	5,296
	c	i	-3,19	0,01	2	940	1,60	0,16	1,60	4 ø8,0	2,01	26,7	10	1,487
		vão	17,22	0,01	2	1088	1,85	0,87	1,85	4 ø8,0	2,01	26,7	10	8,083
		f	-13,75	0,02	2	940	1,60	0,68	1,60	4 ø8,0	2,01	26,7	10	6,318

(*) Armadura em duas ou três camadas (d considerado no centroide das duas camadas).

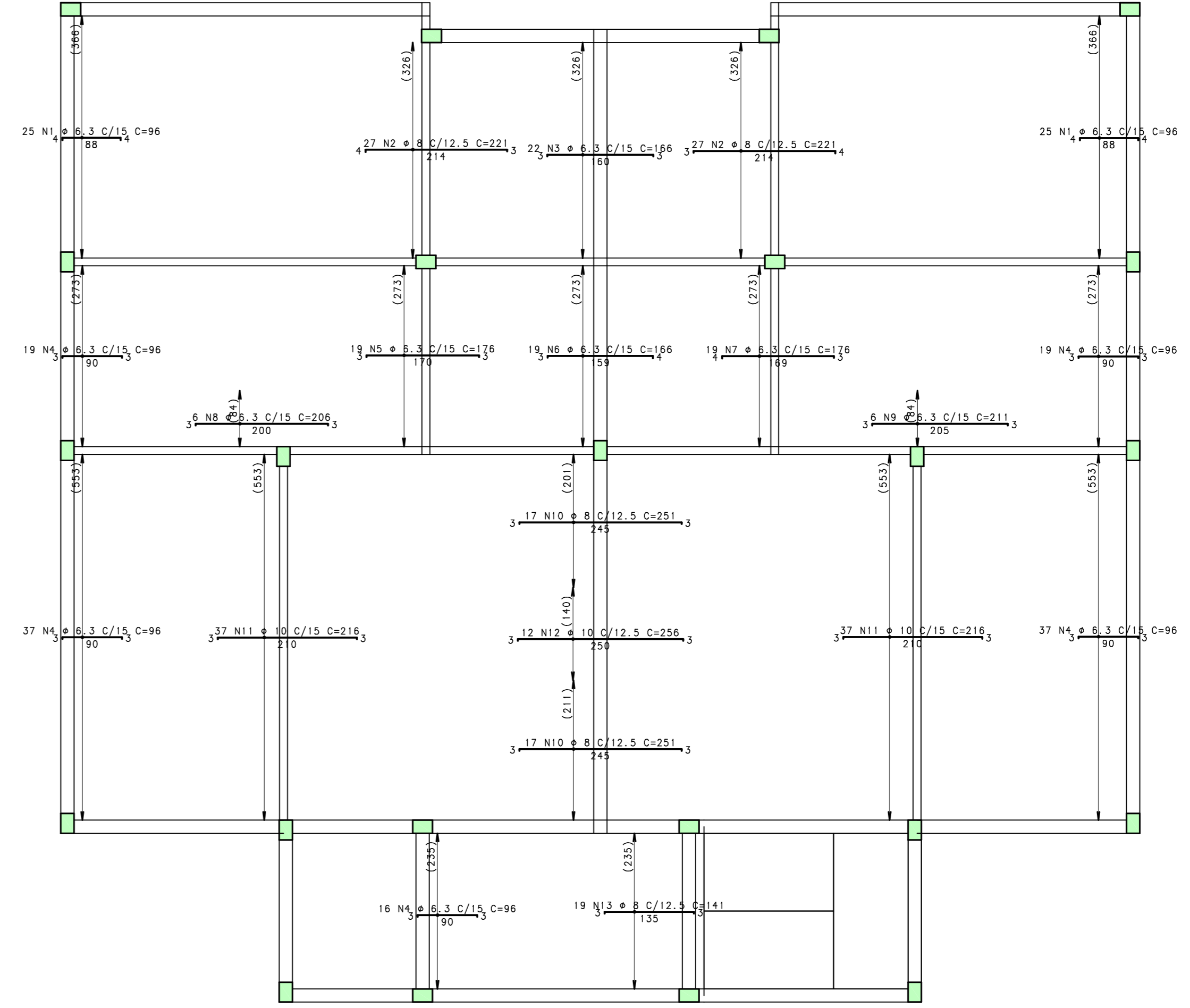
(Fonte: elaborado pelo autor)

**ANEXO H – DETALHAMENTO DAS ARMADURAS DOS
ELEMENTOS ESTRUTURAIS (TQS)**

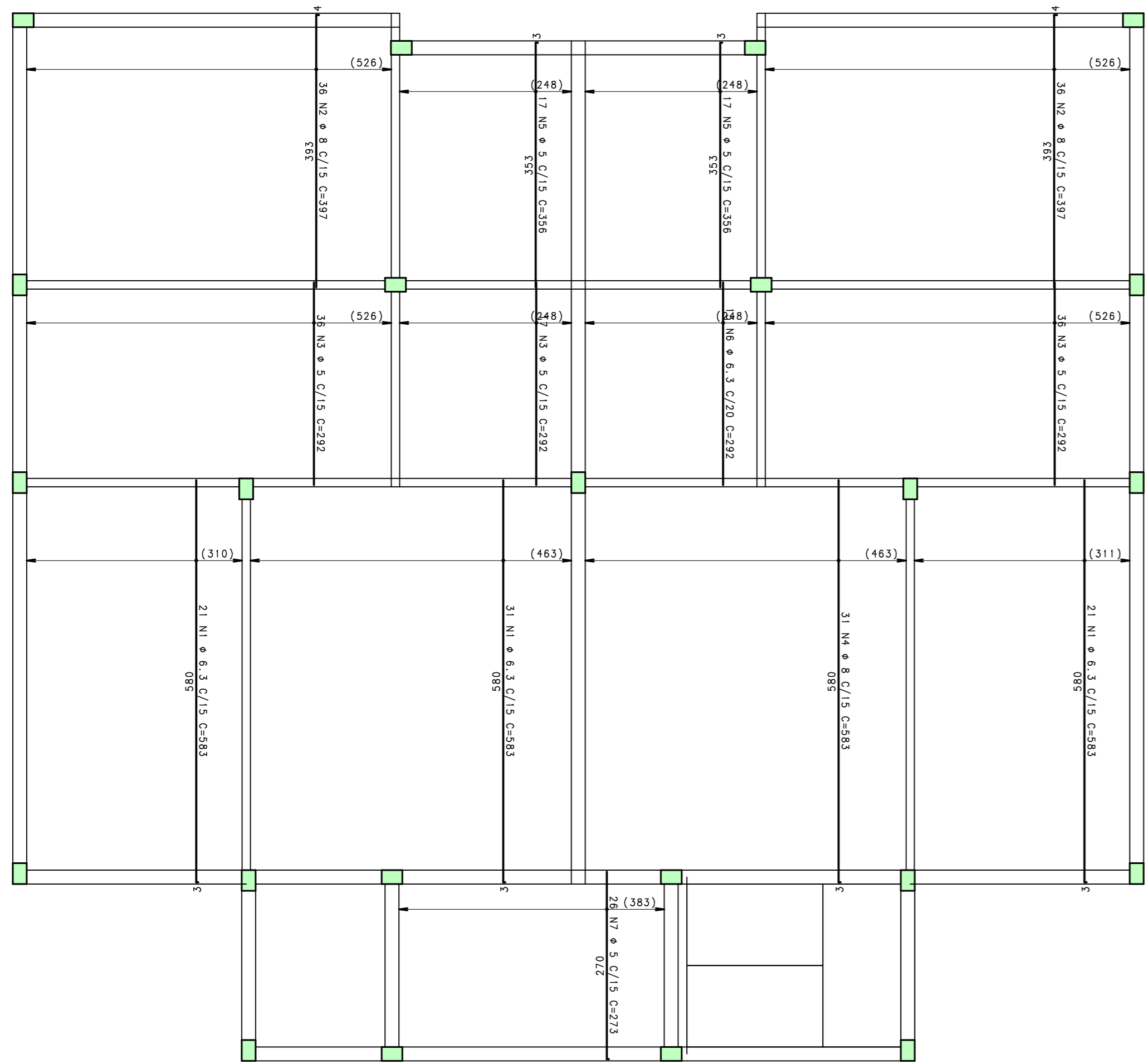
PavTipo - Armadura negativa



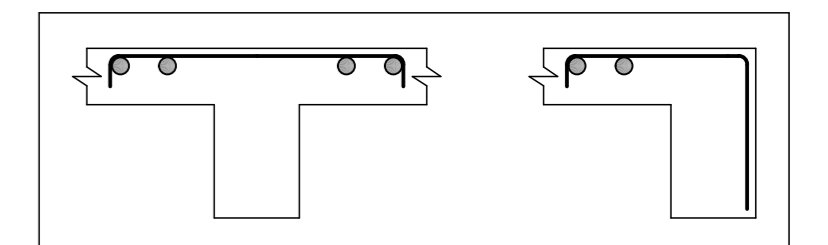
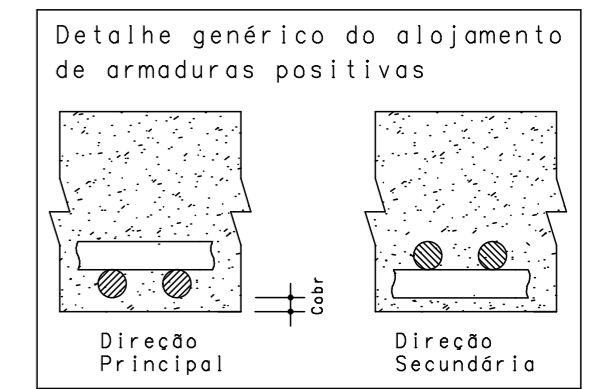
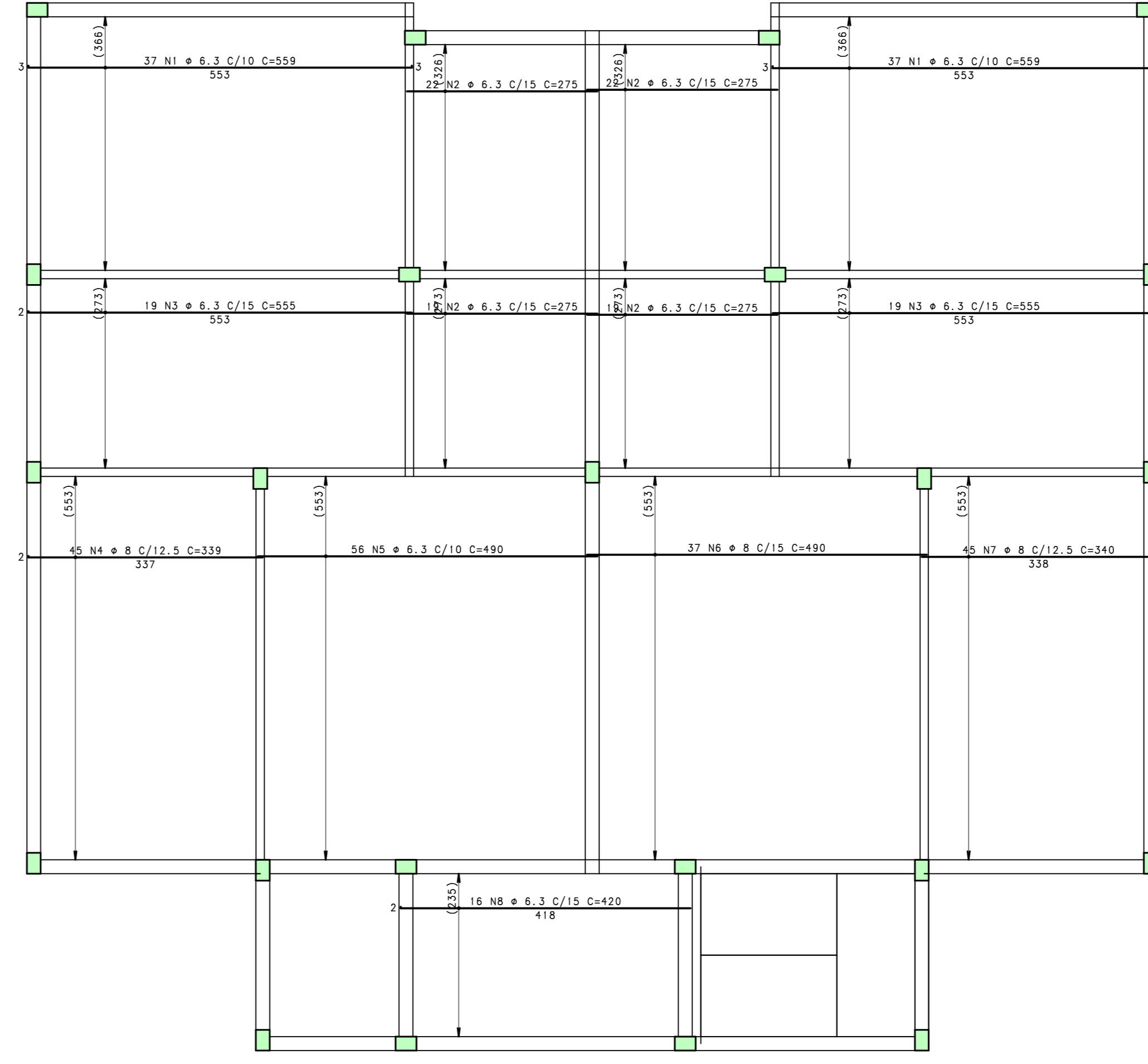
PavTipo - Armadura negativa

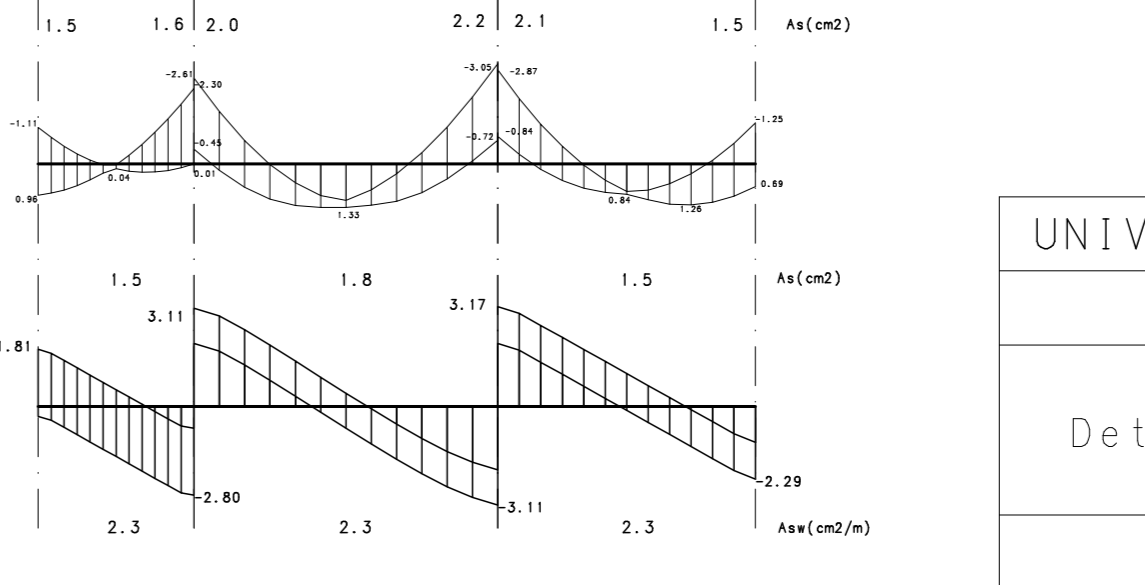
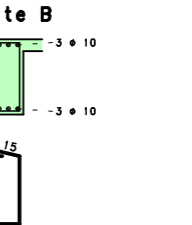
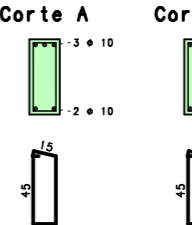
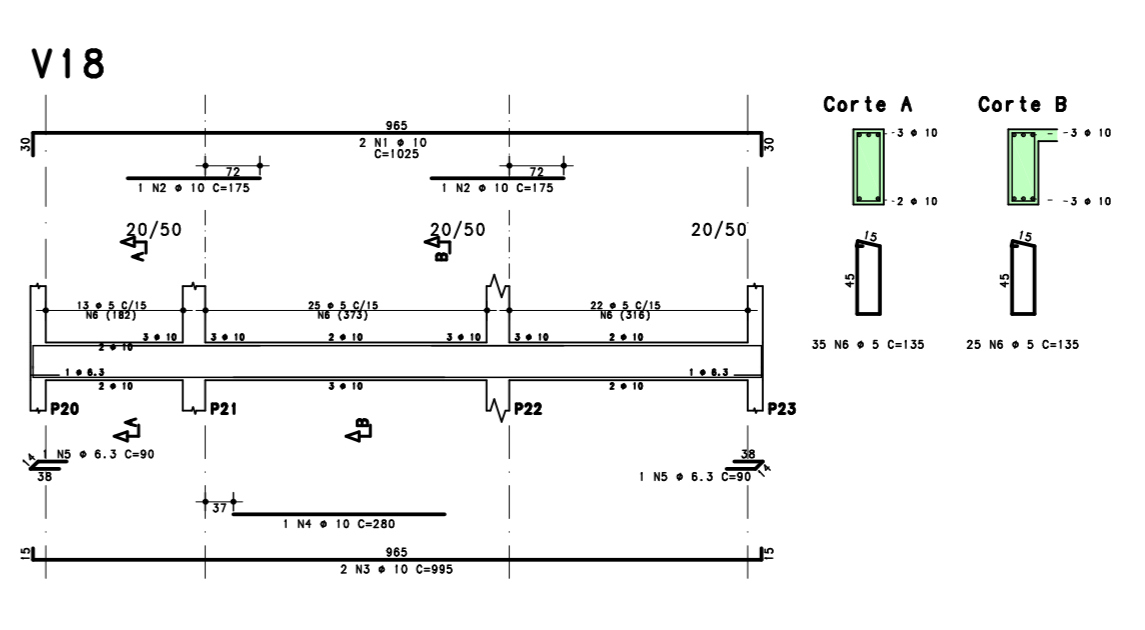
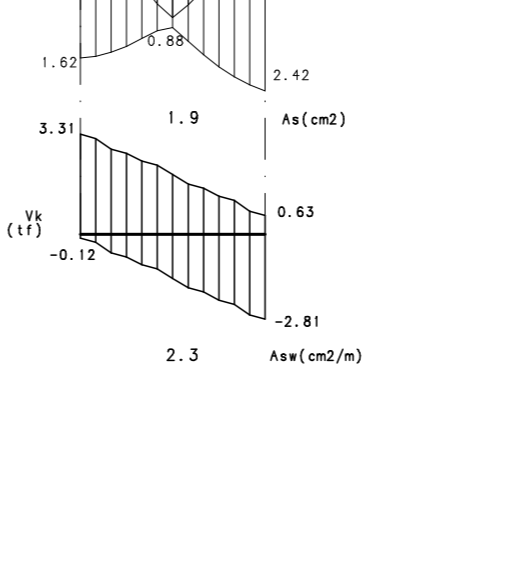
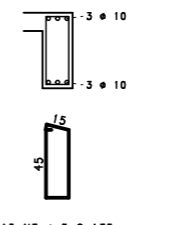
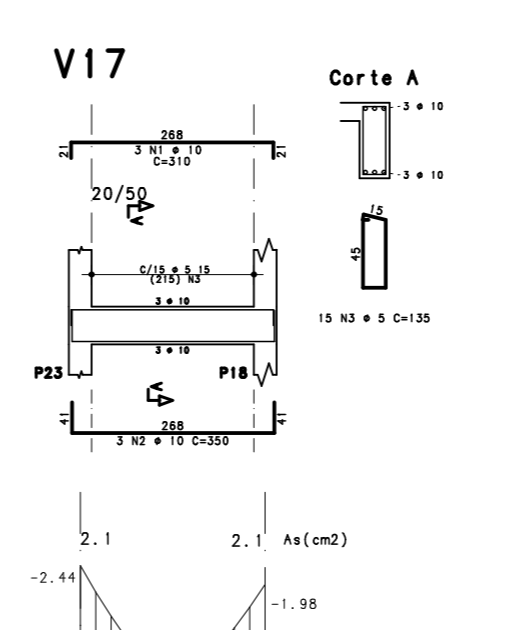
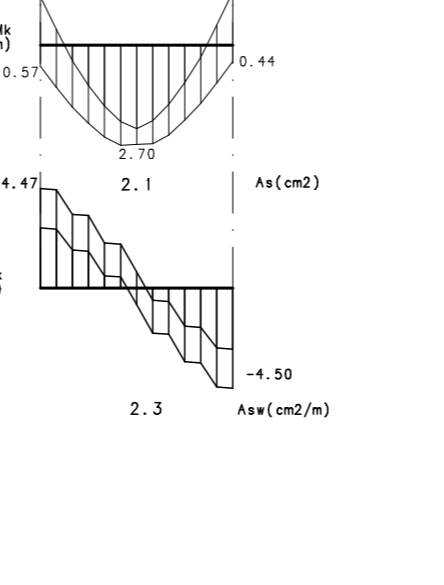
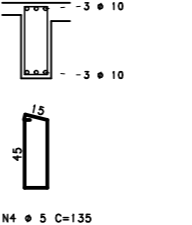
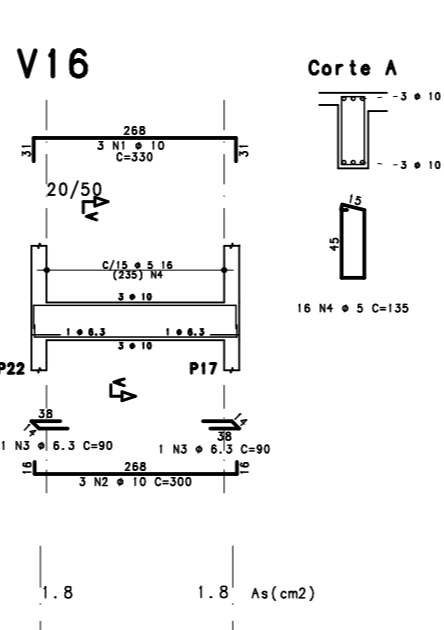
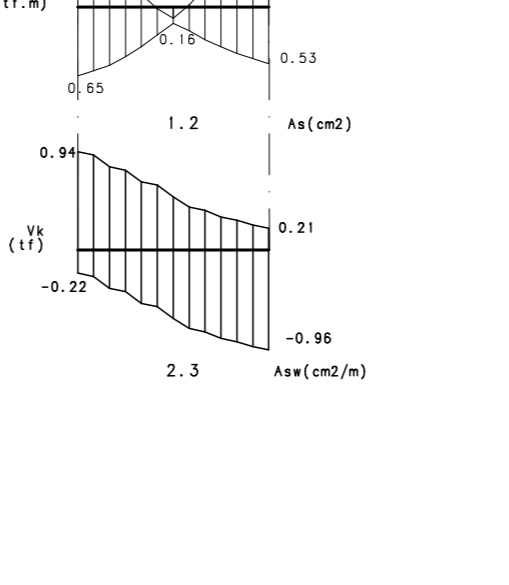
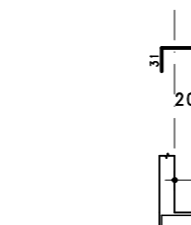
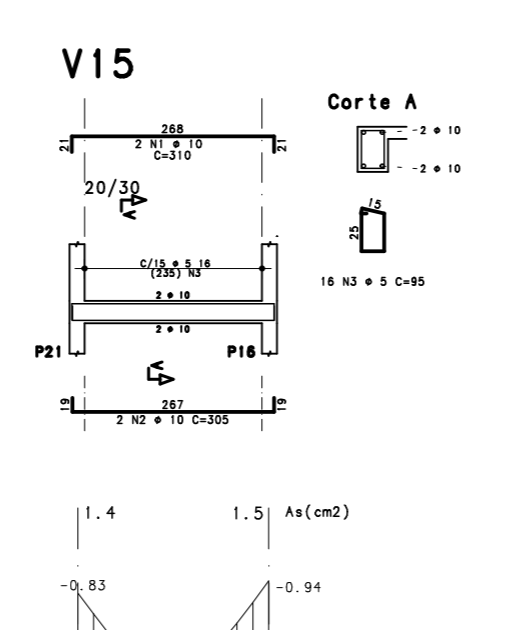
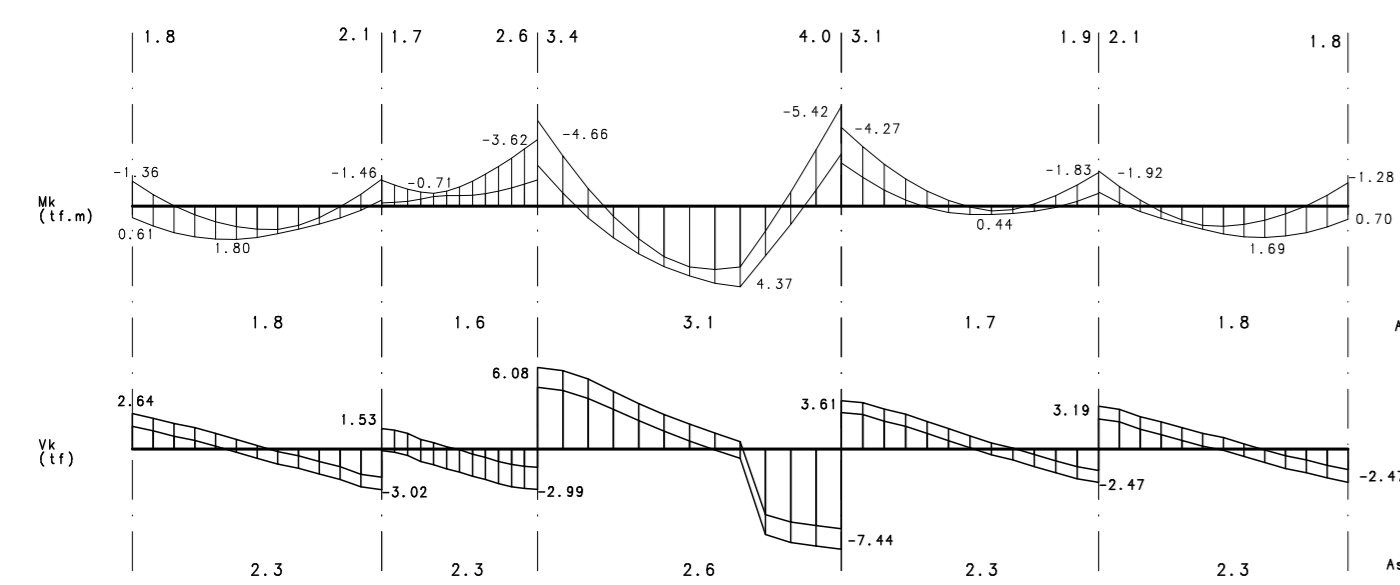
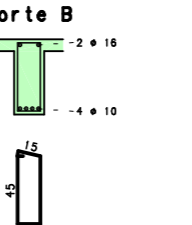
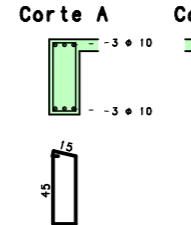
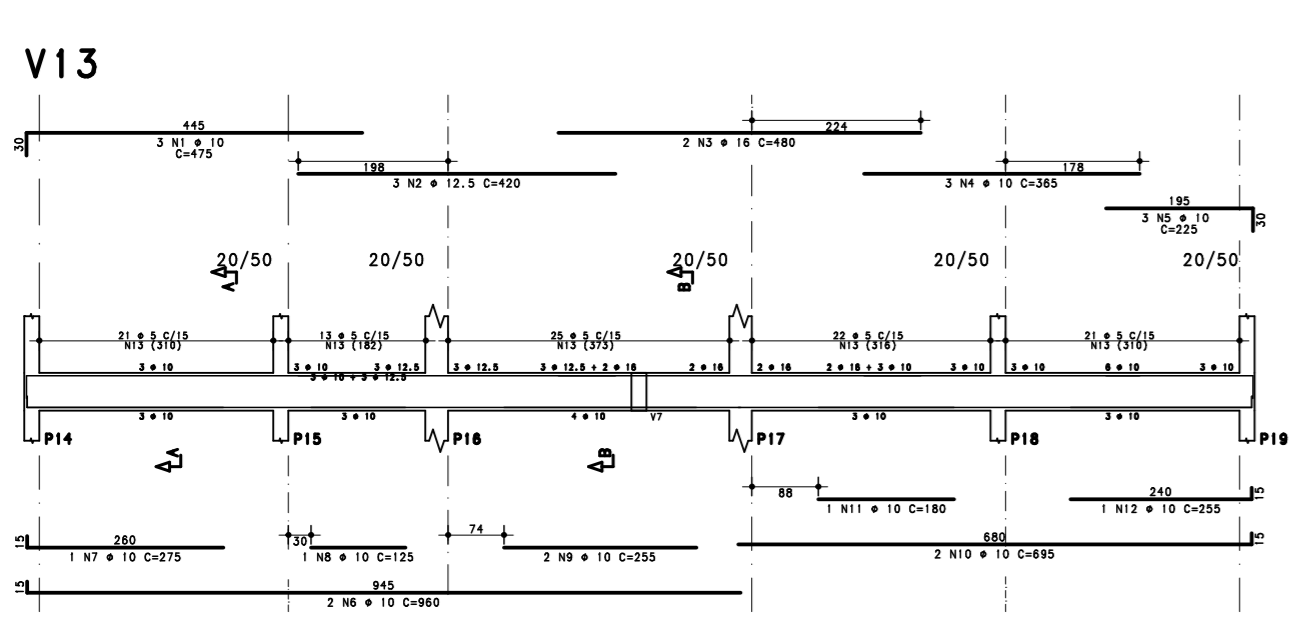
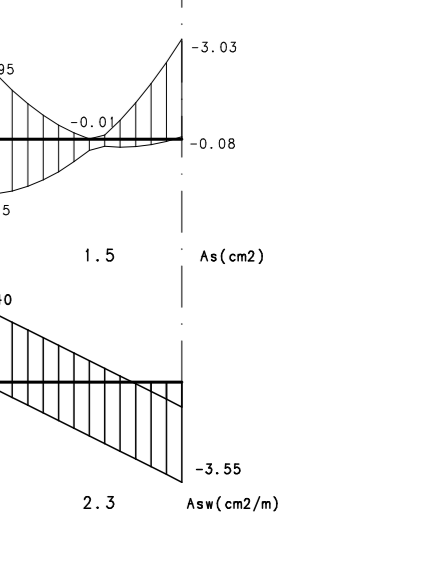
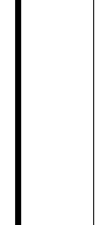
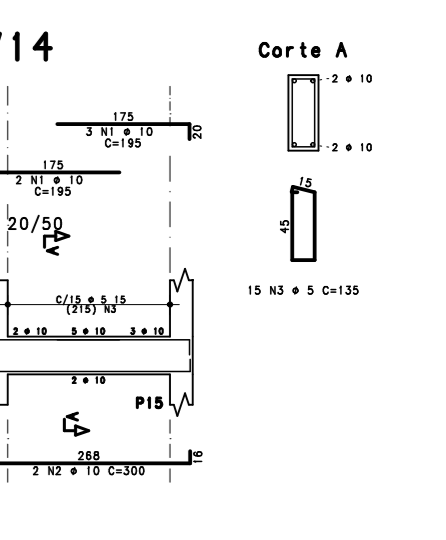
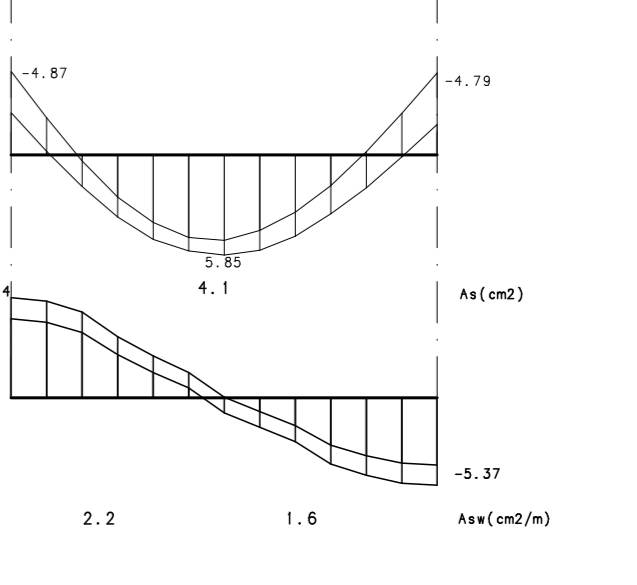
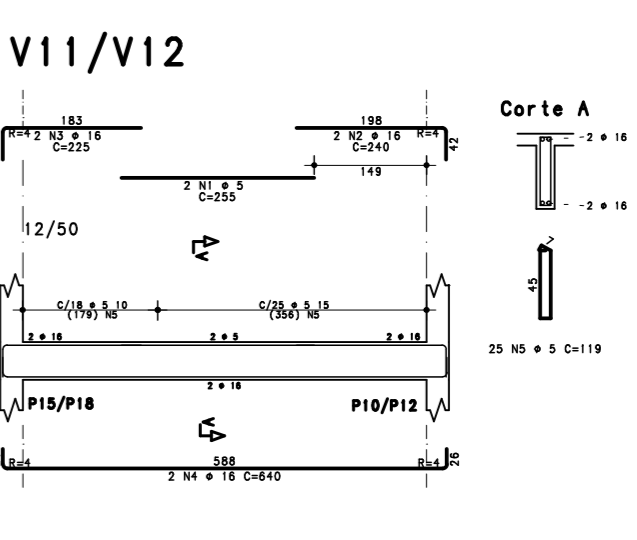
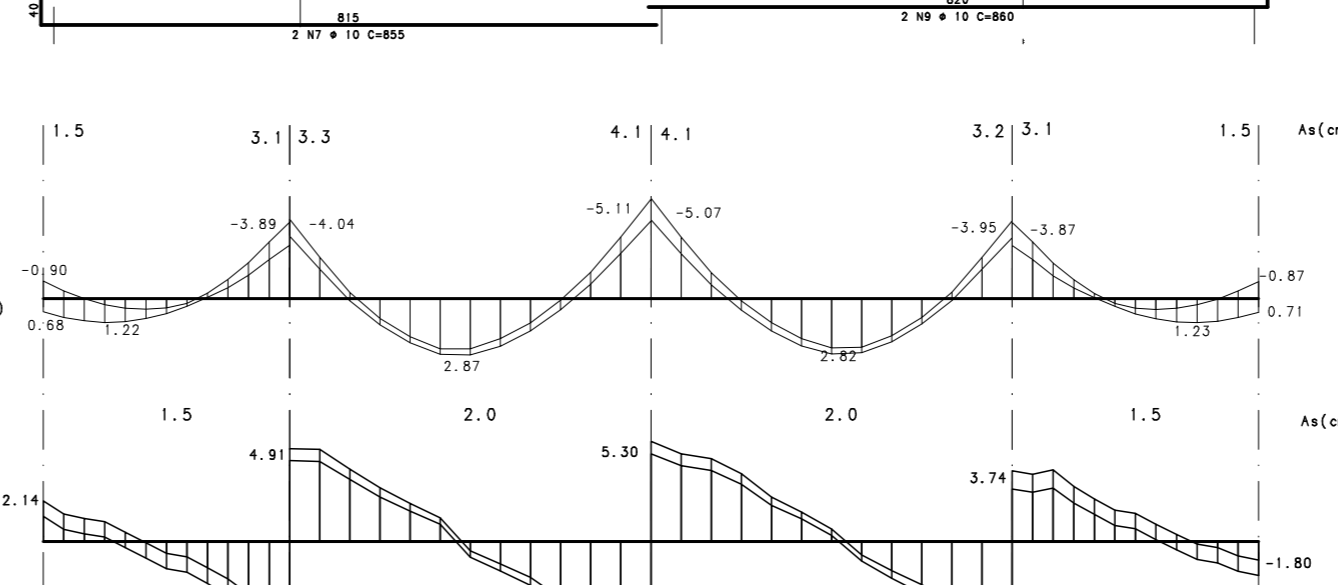
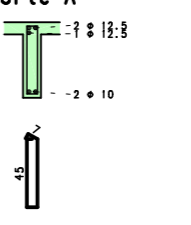
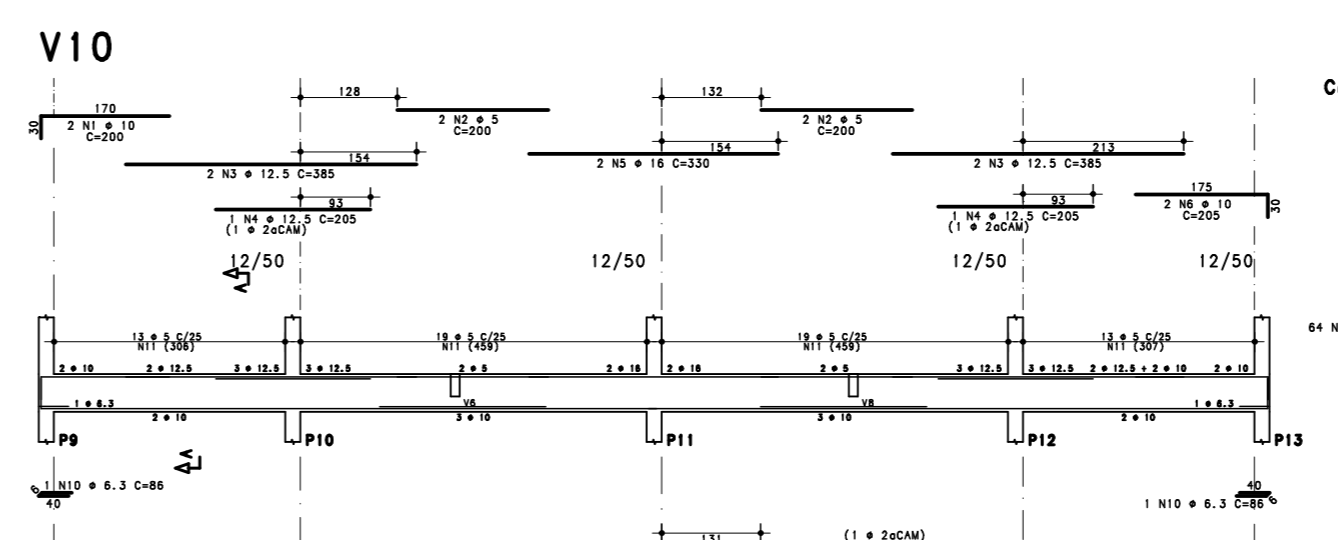
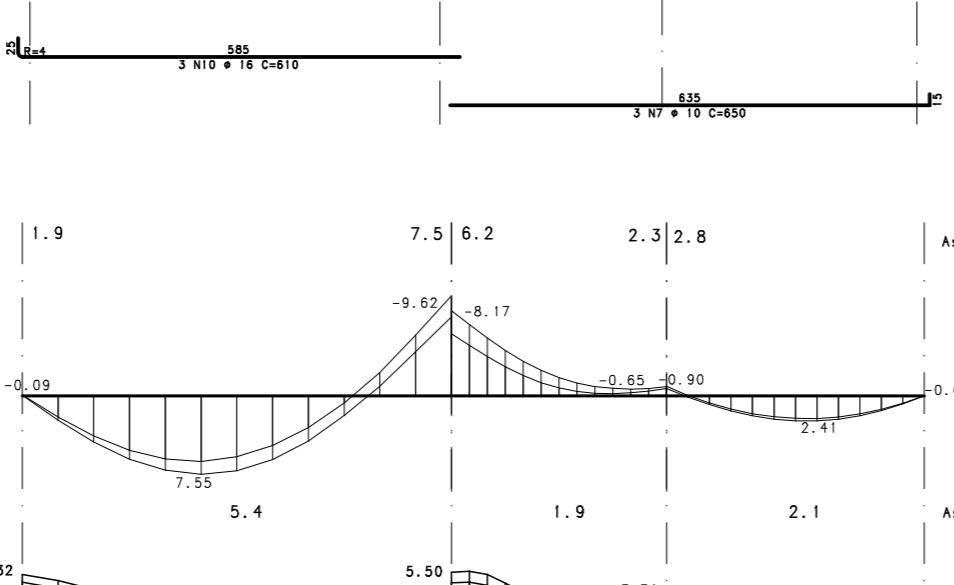
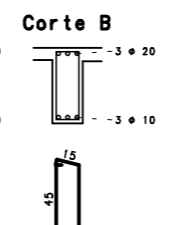
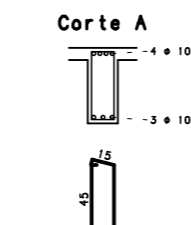
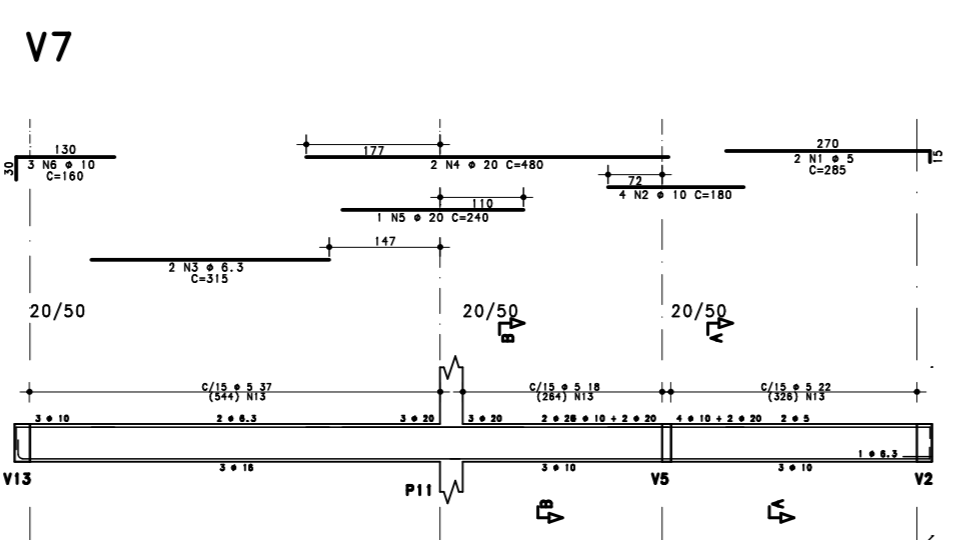
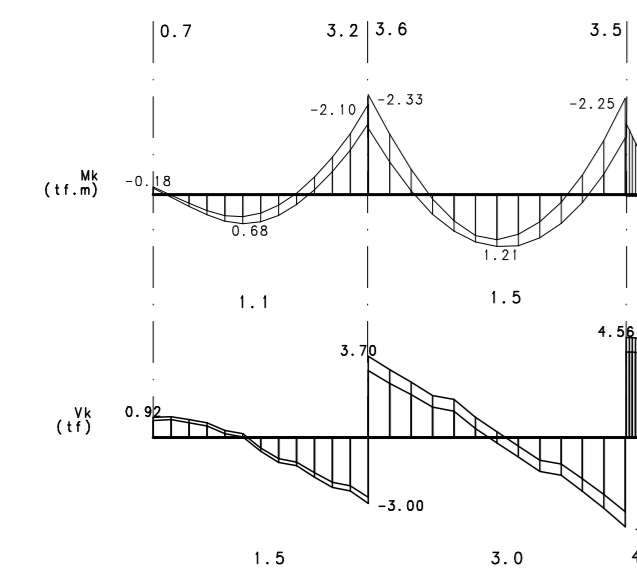
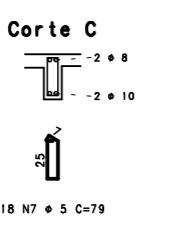
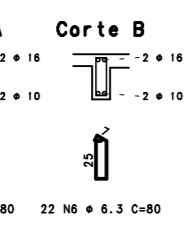
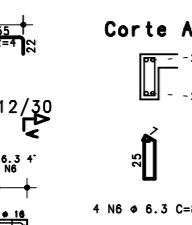
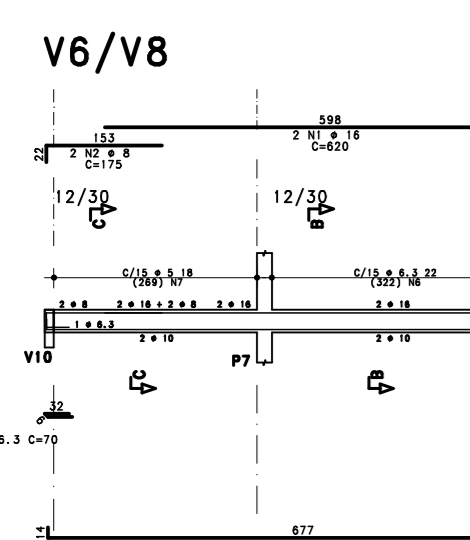
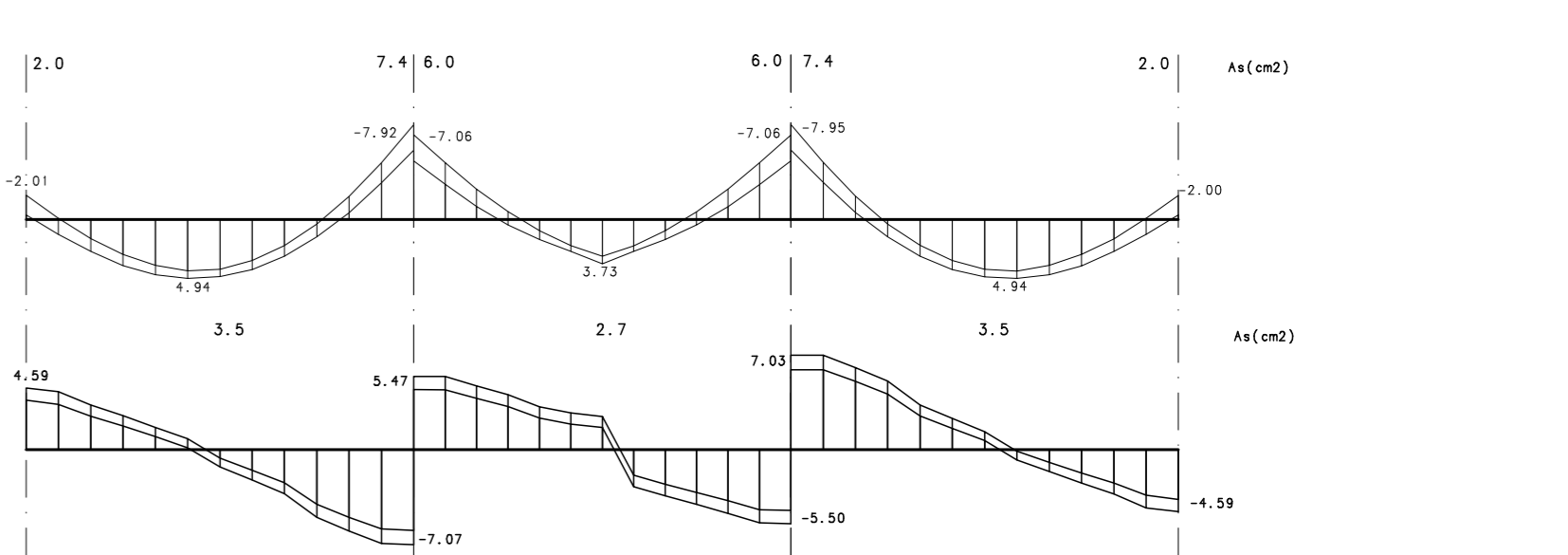
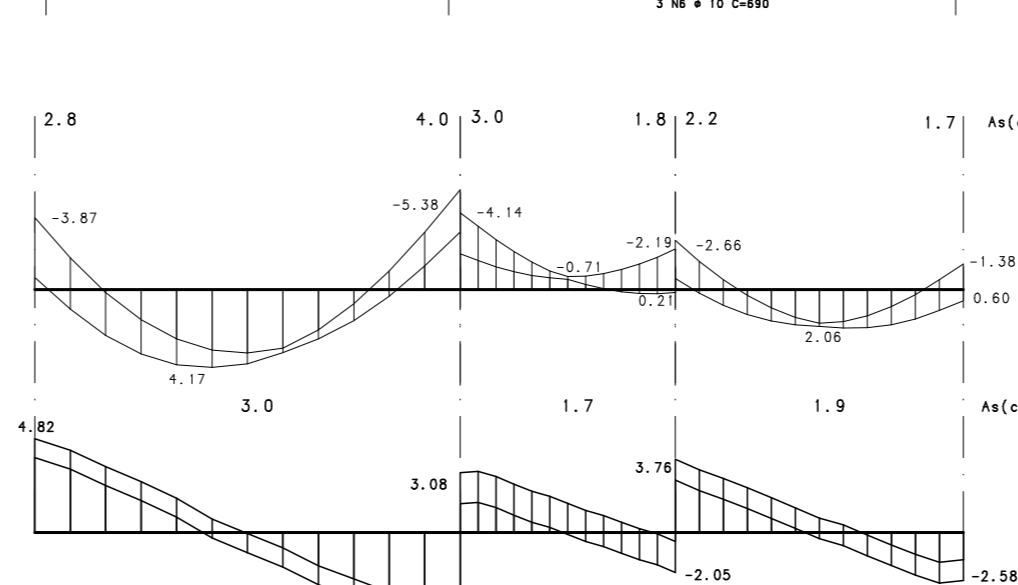
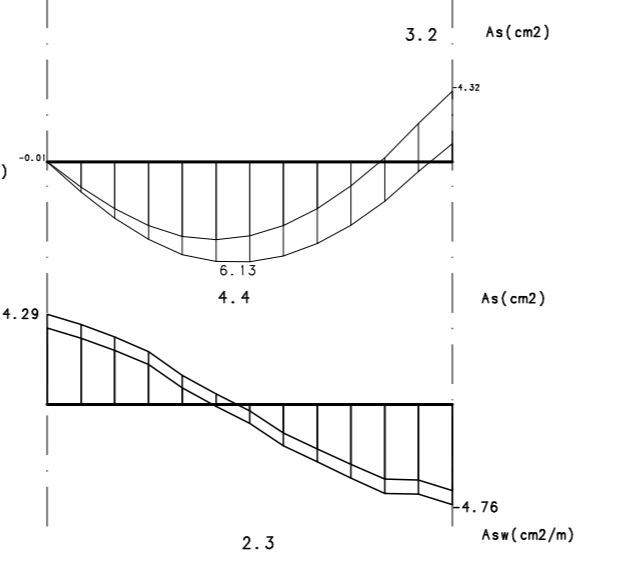
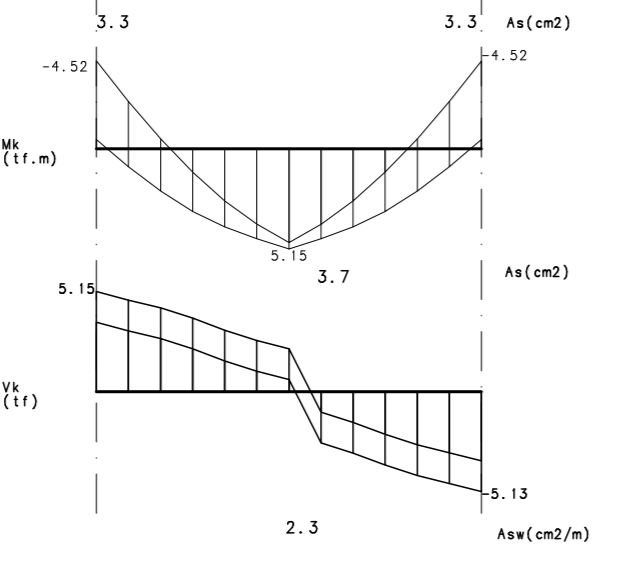
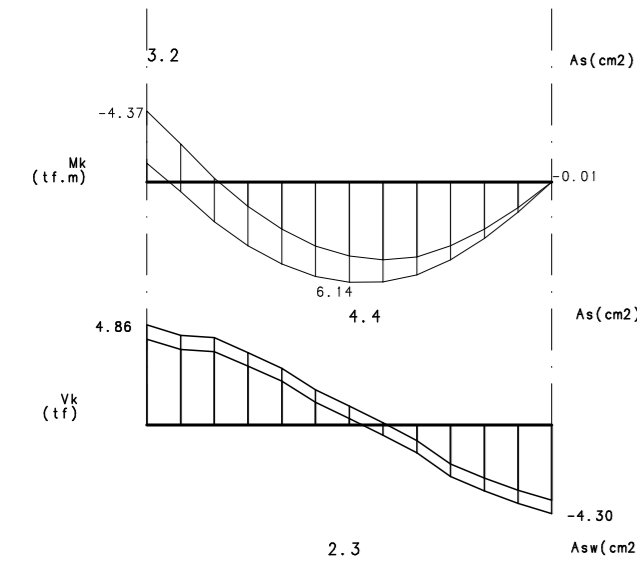
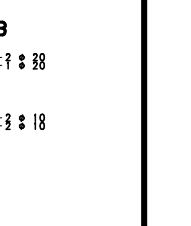
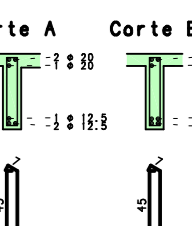
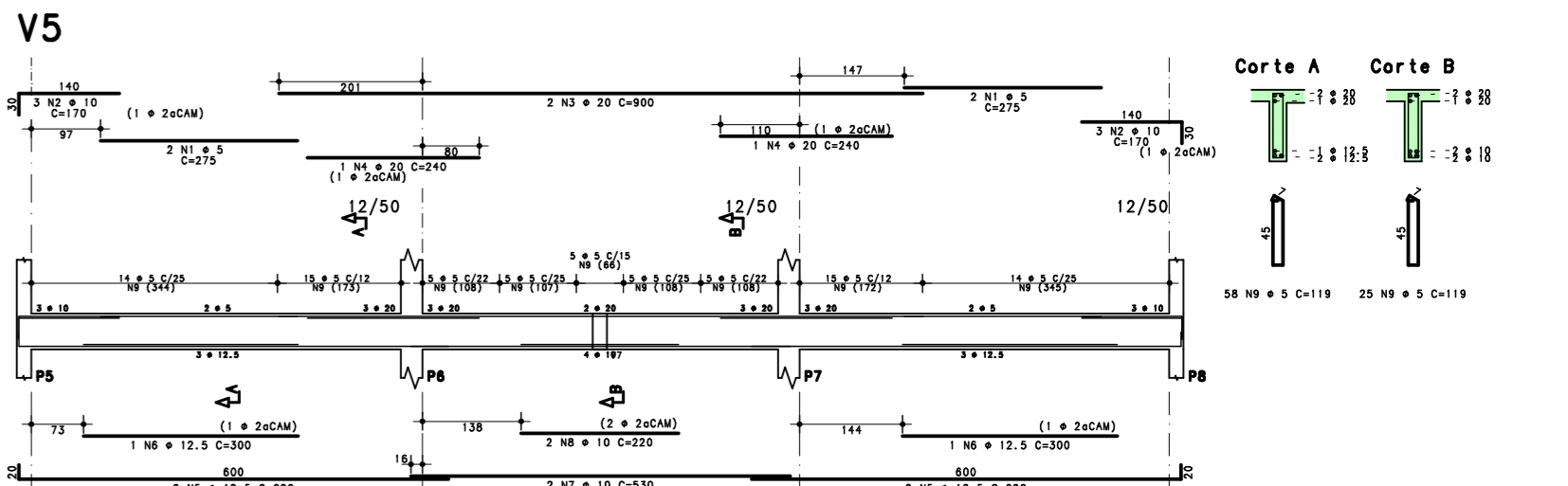
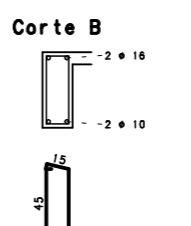
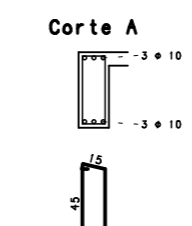
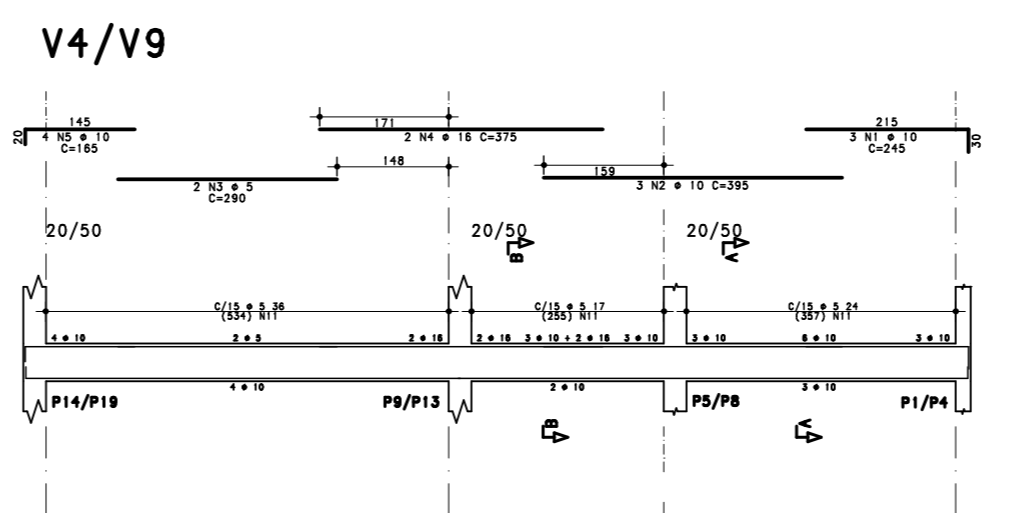
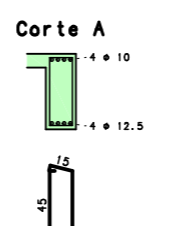
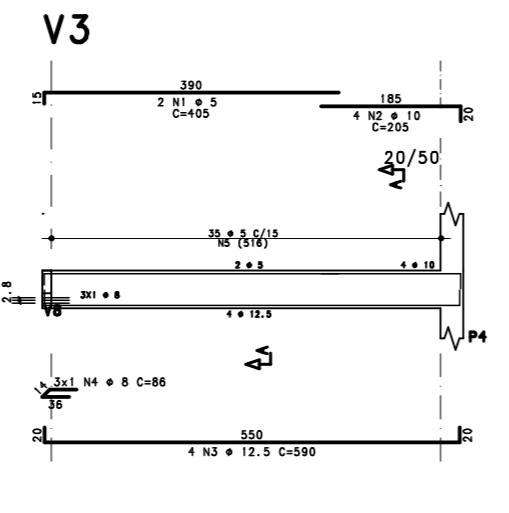
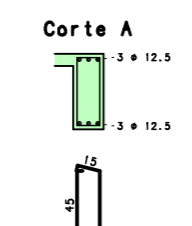
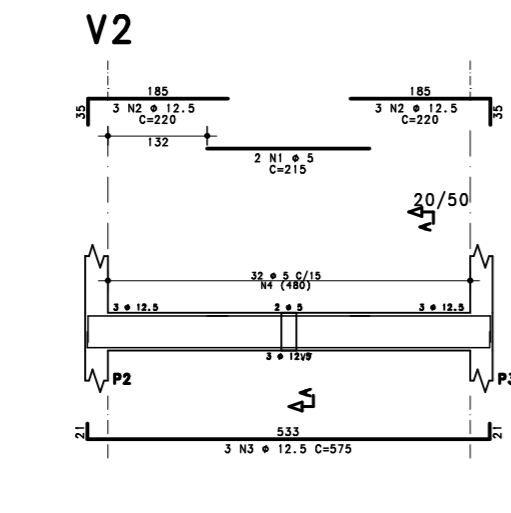
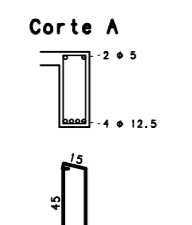
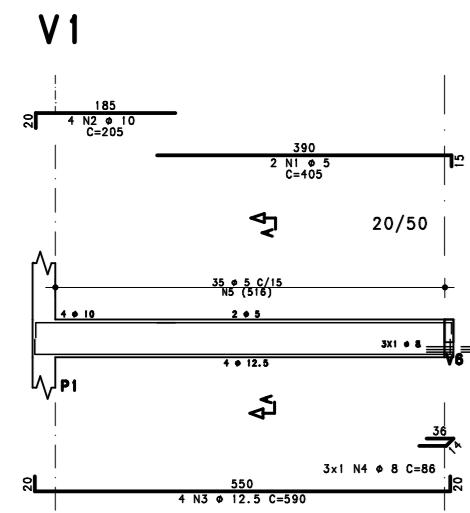


PavTipo - Armadura positiva



PavTipo - Armadura positiva



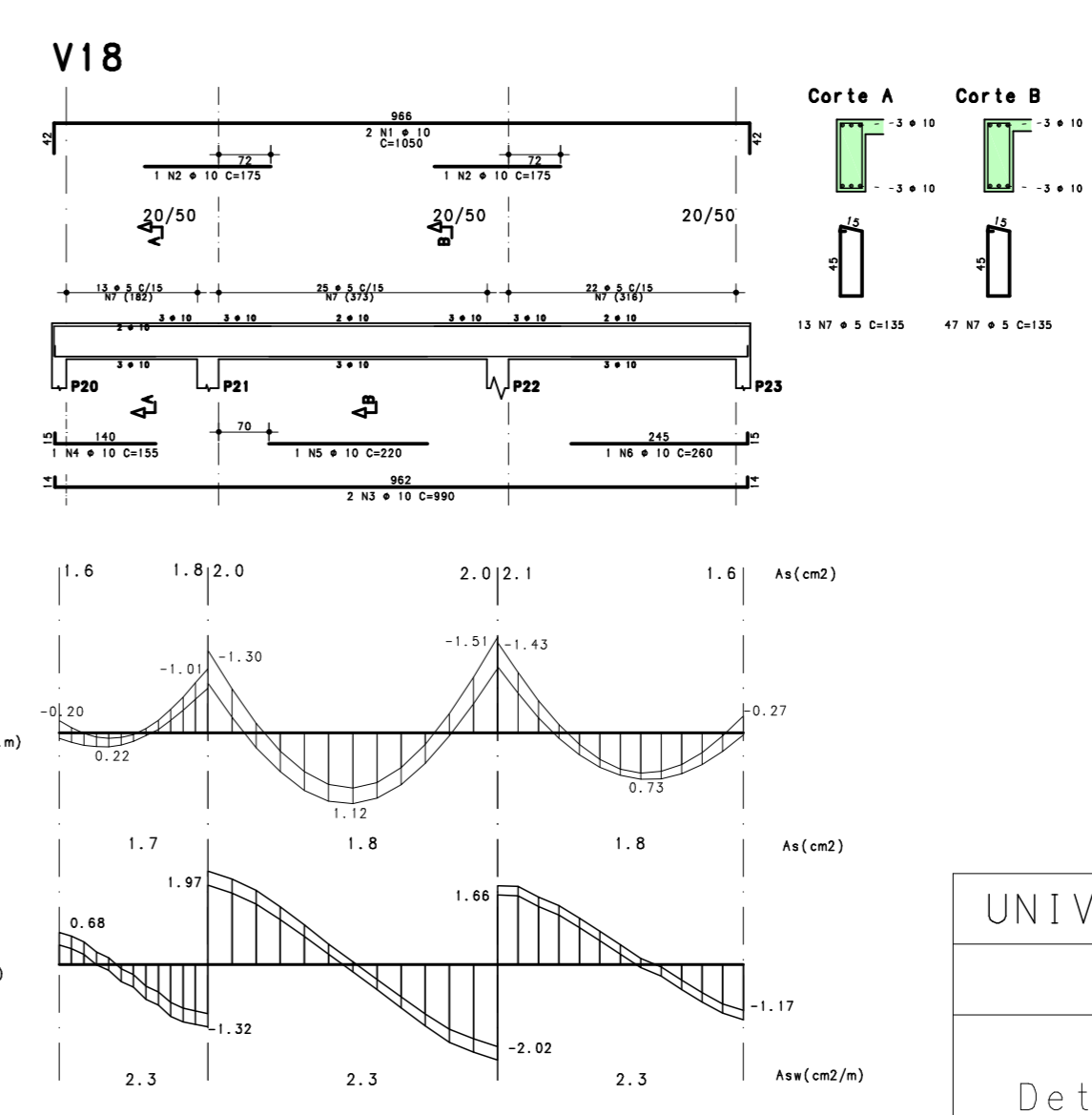
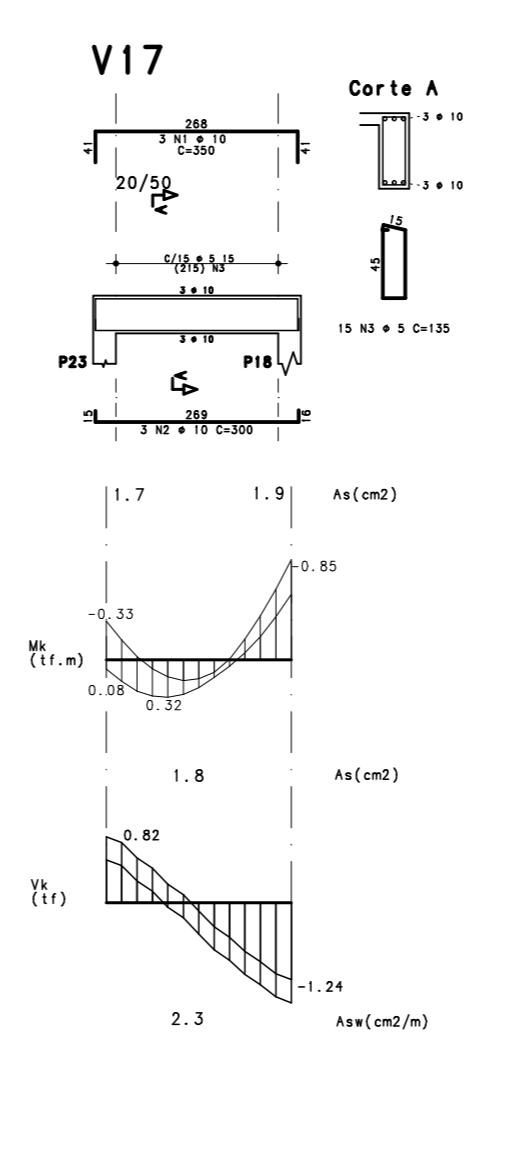
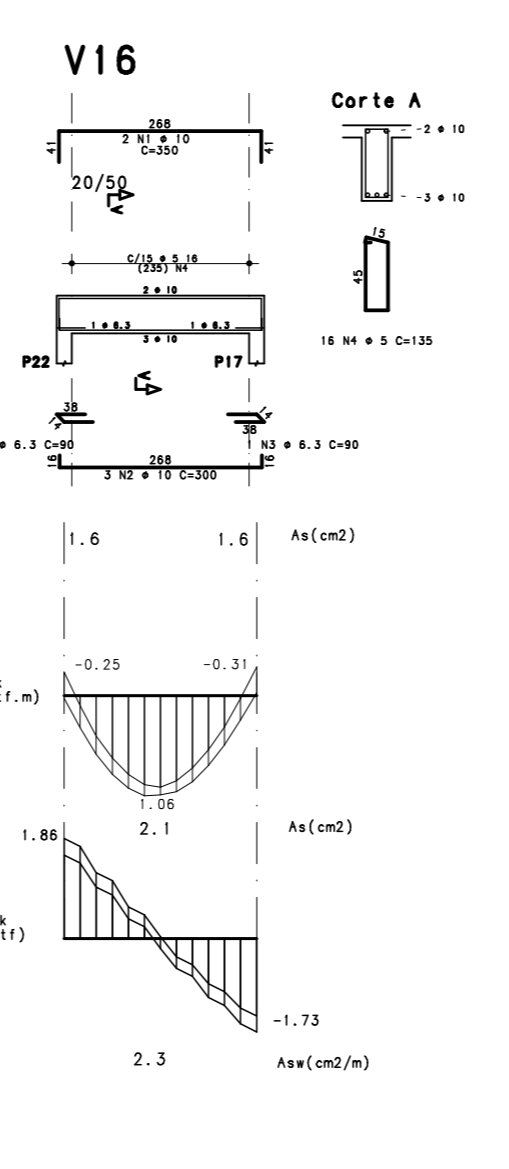
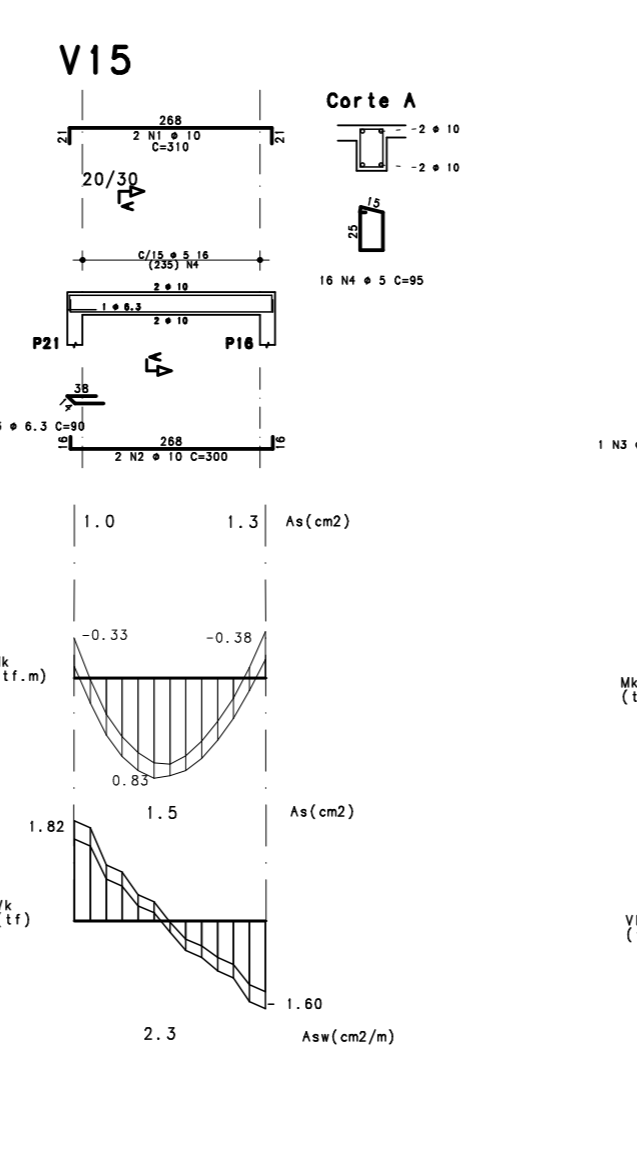
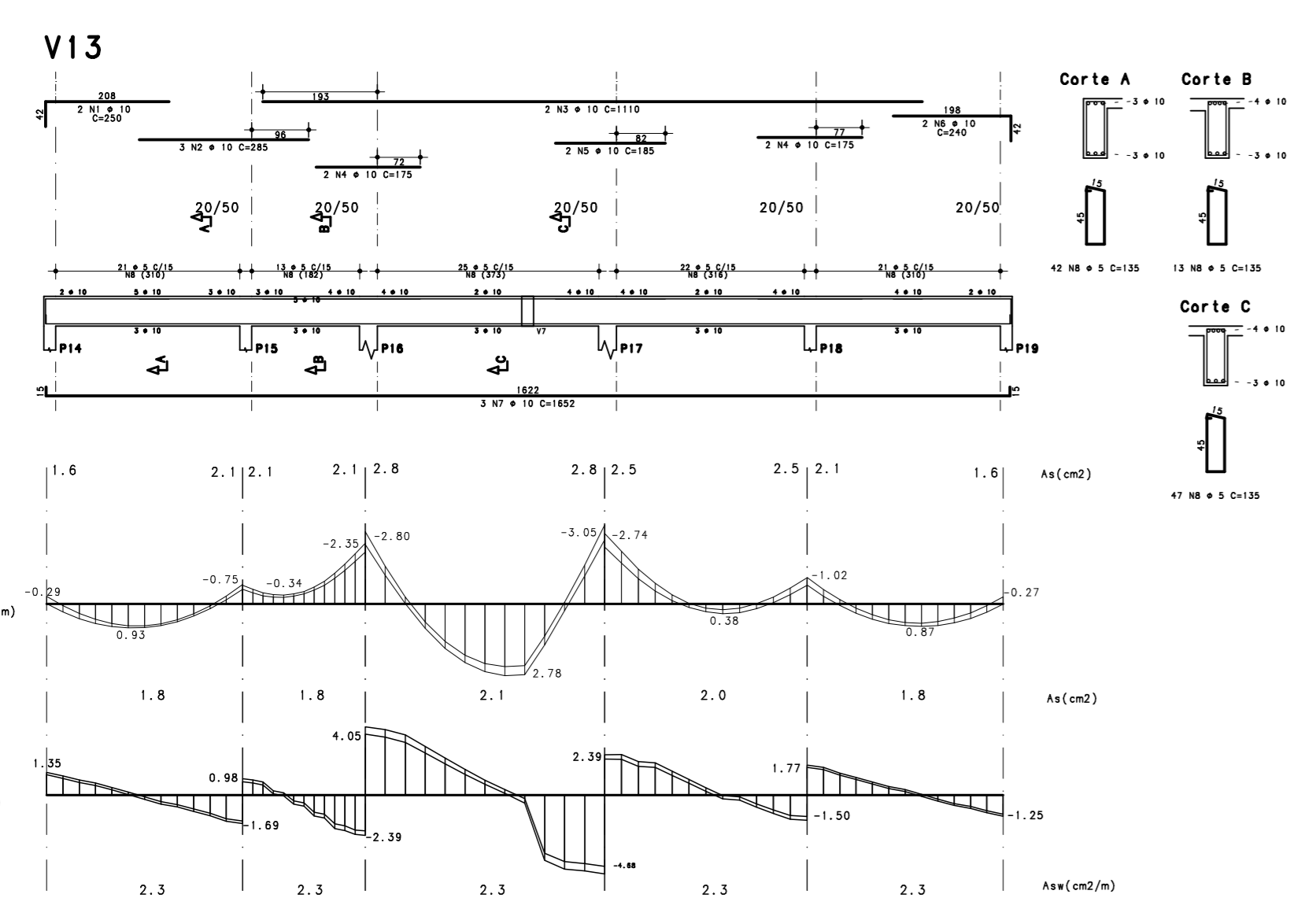
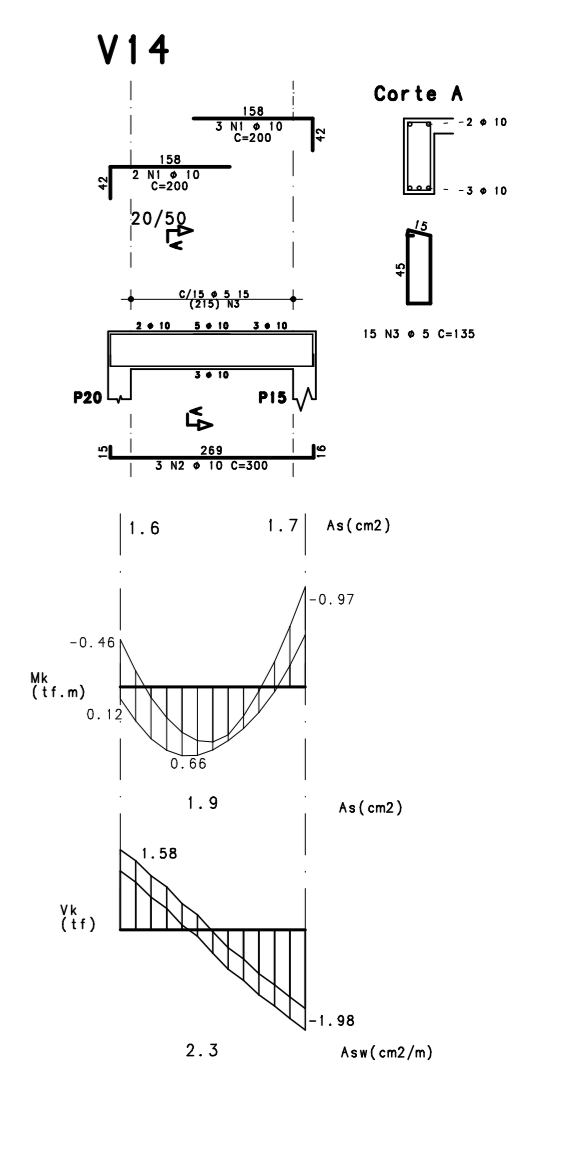
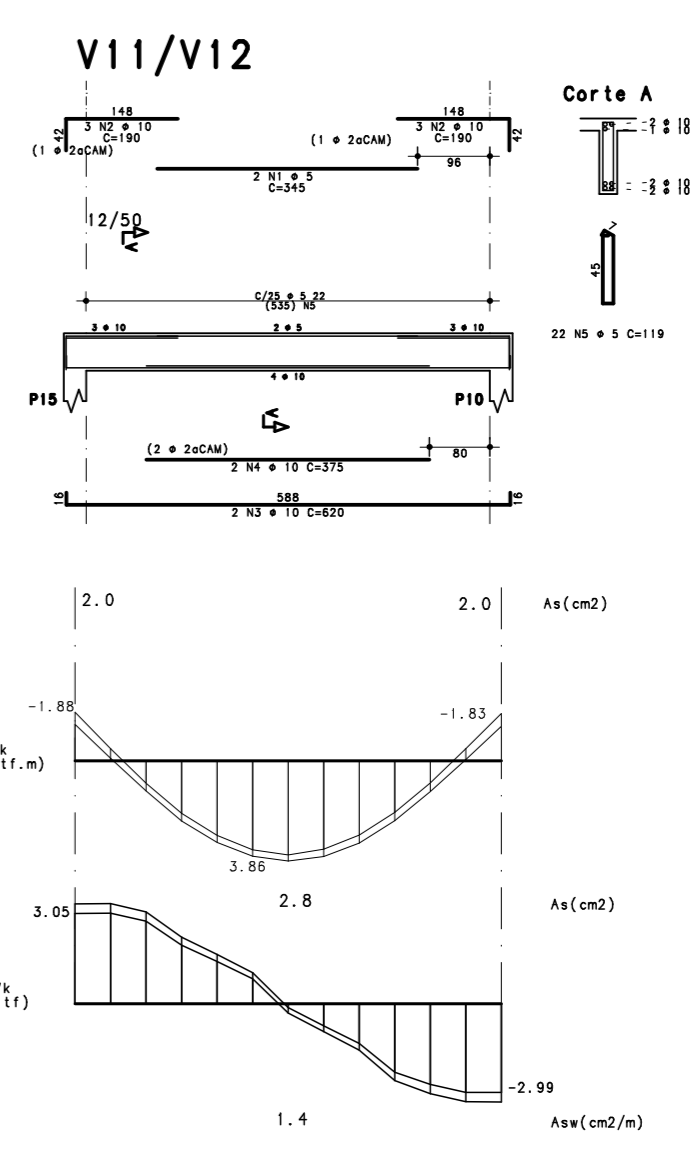
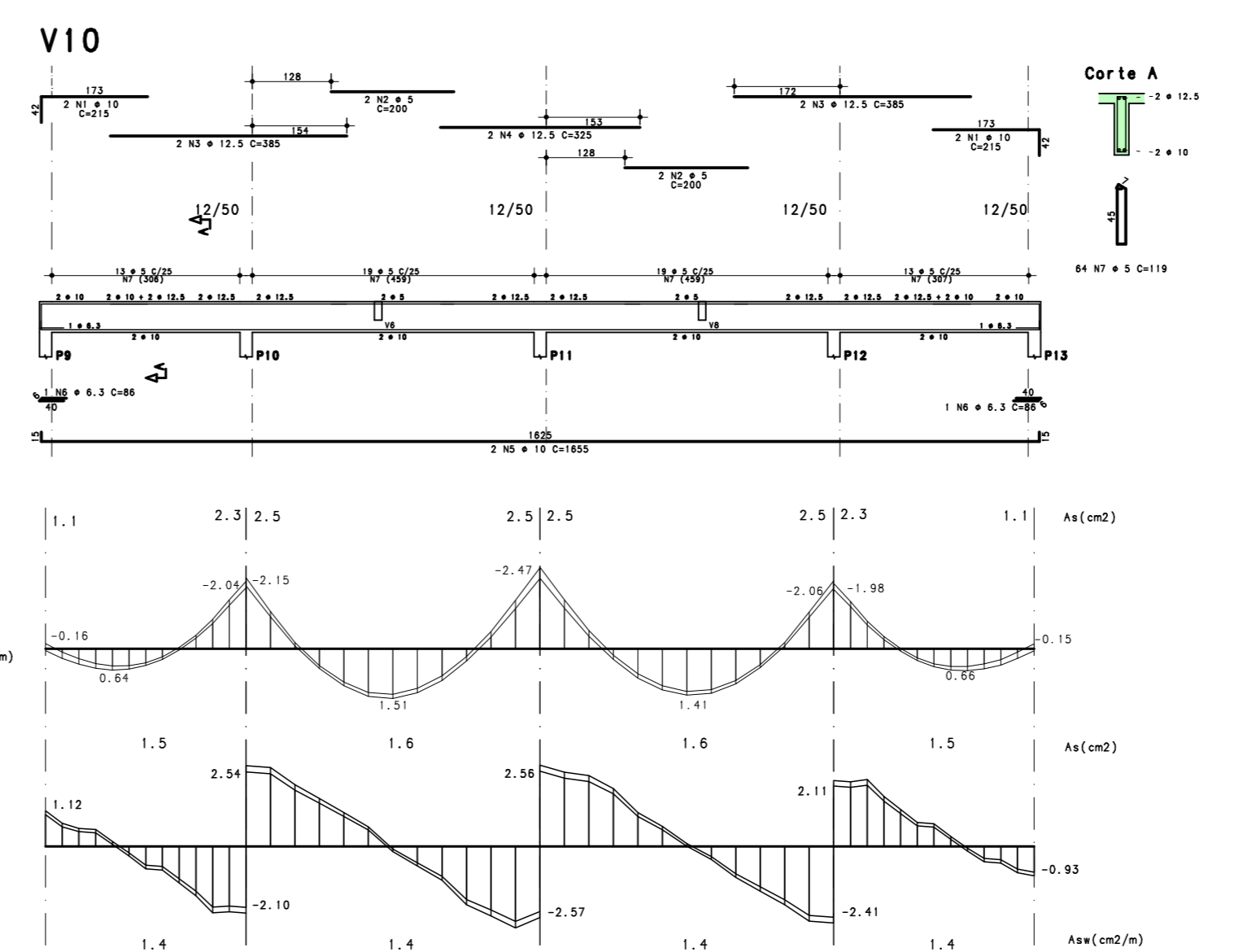
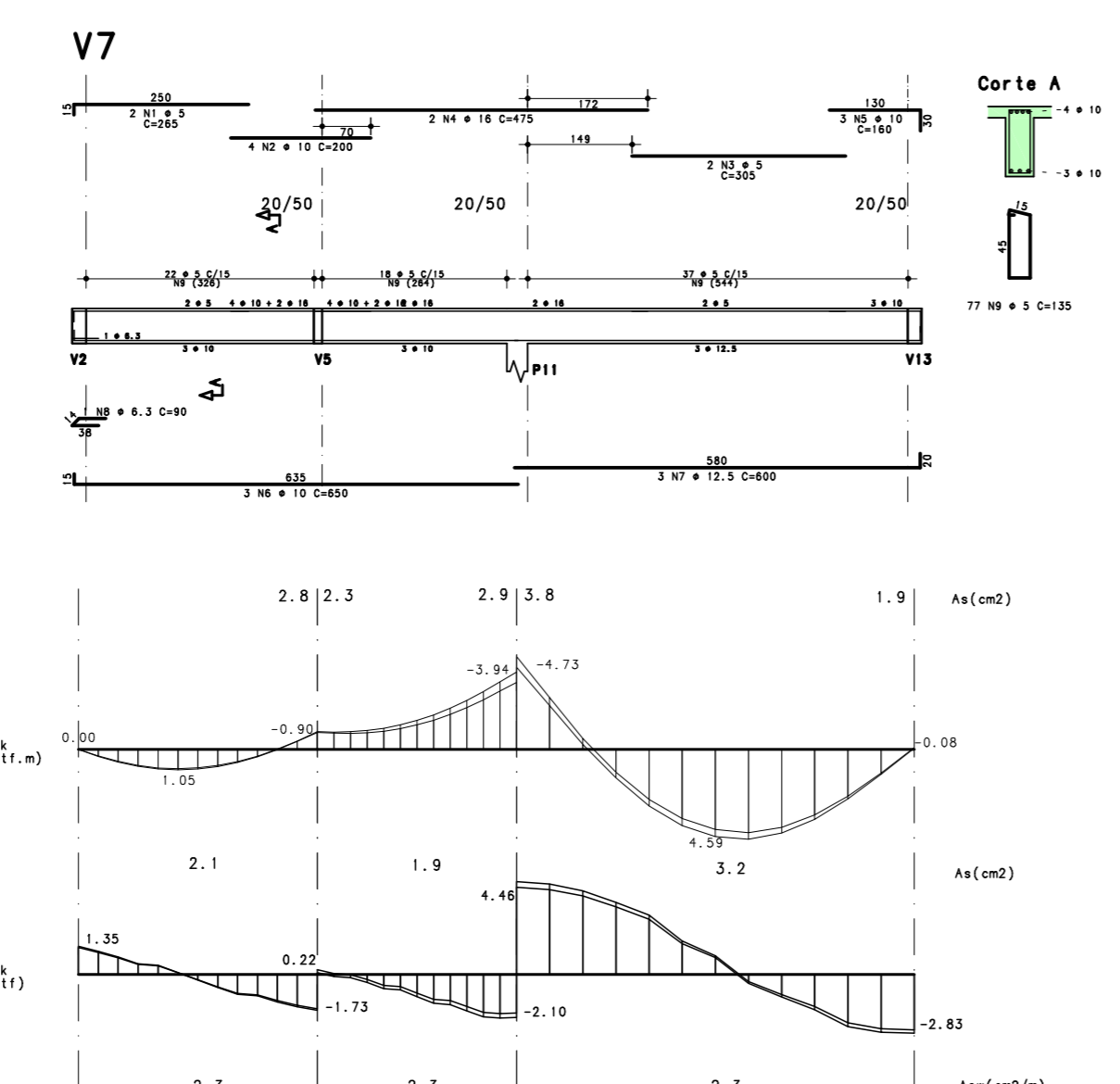
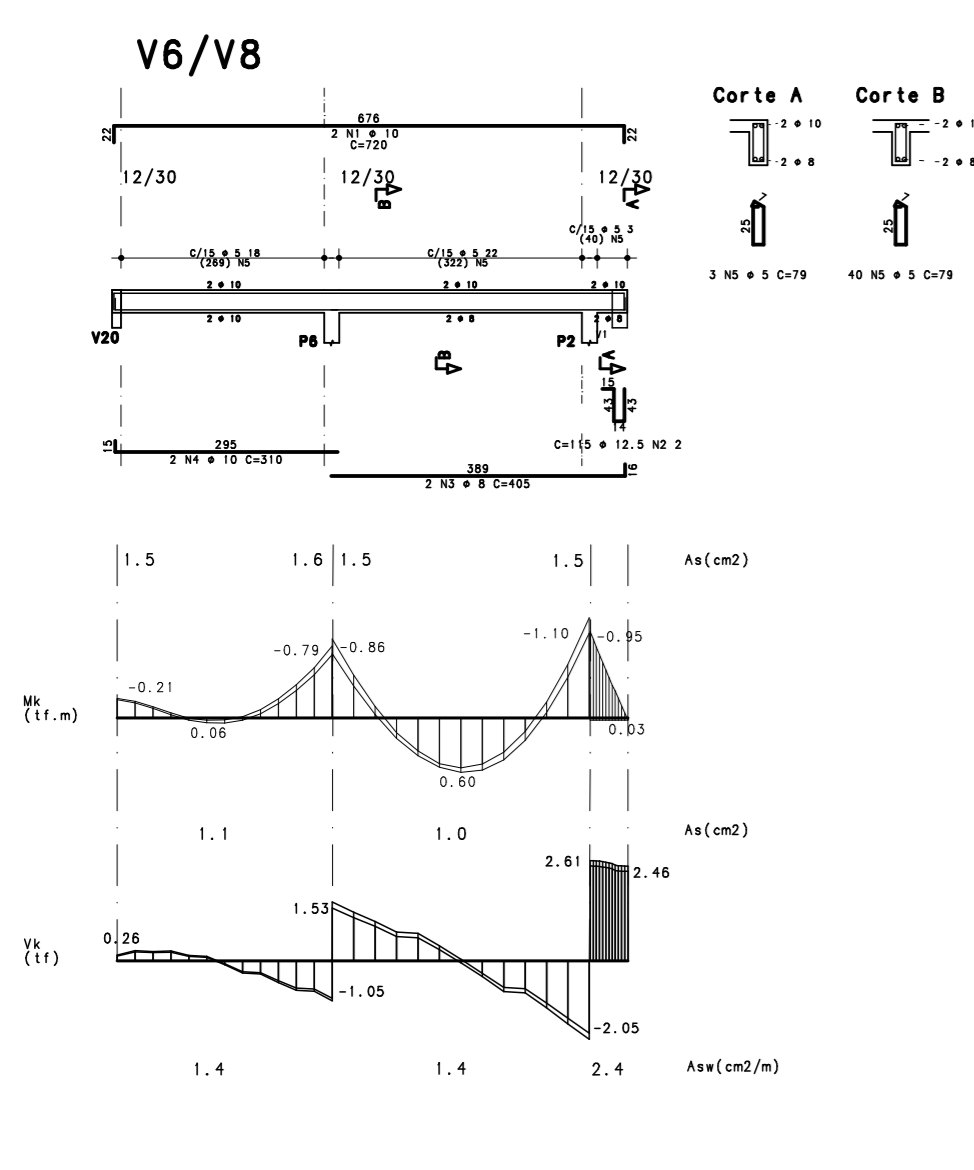
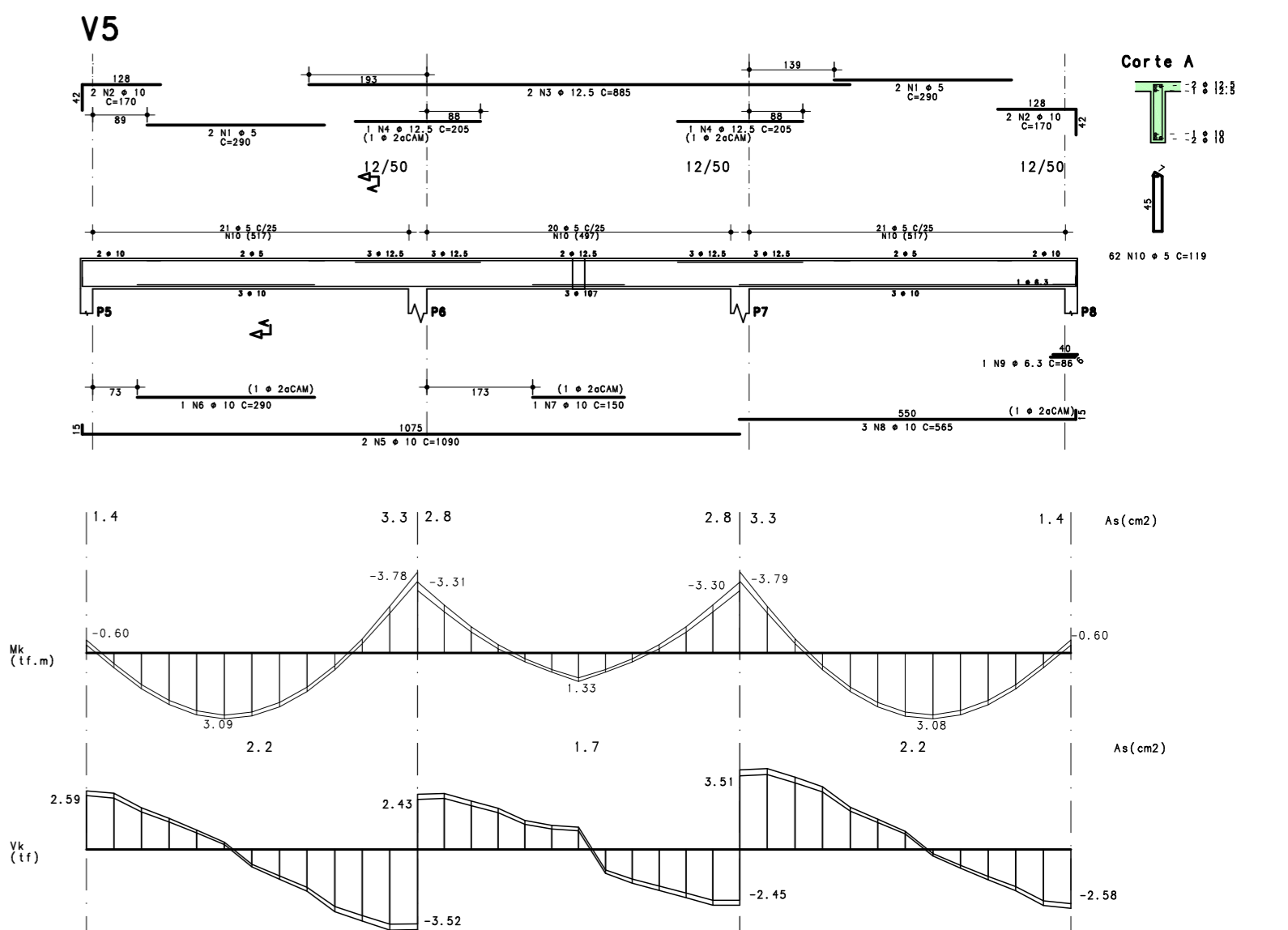
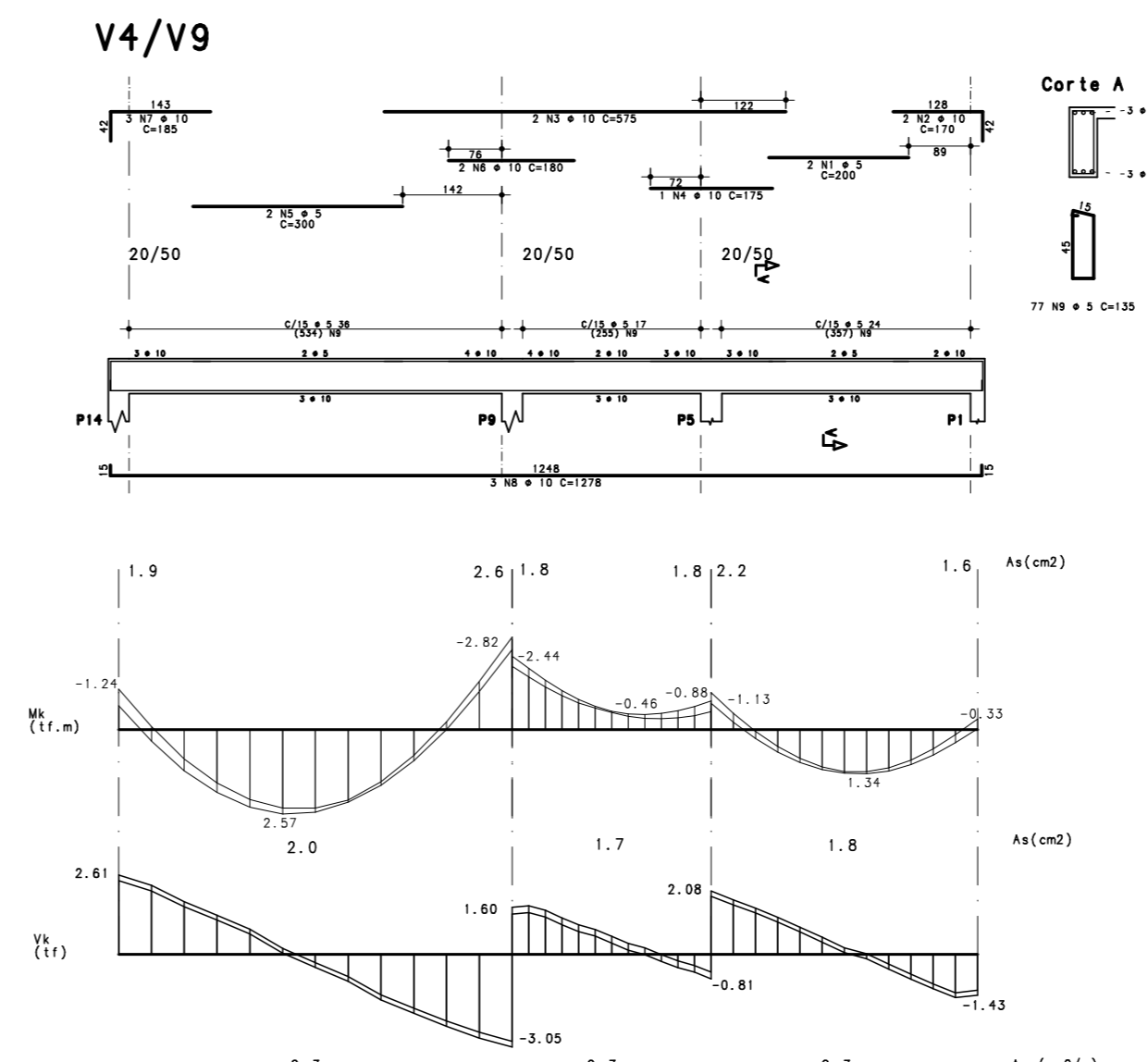
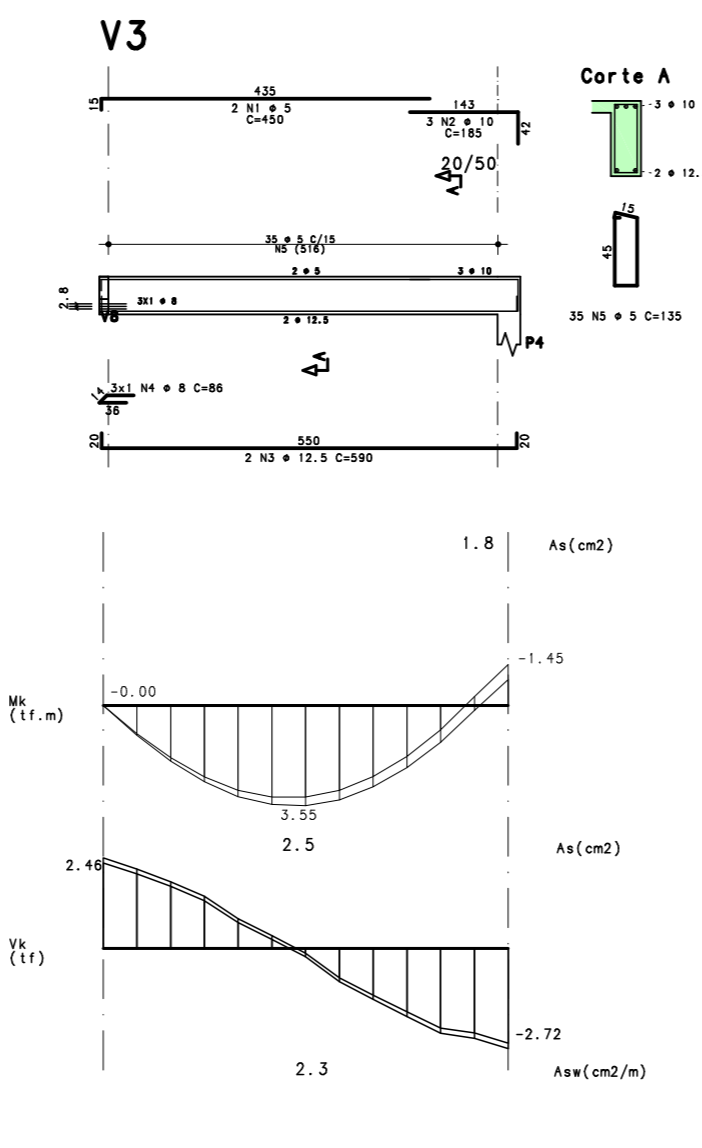
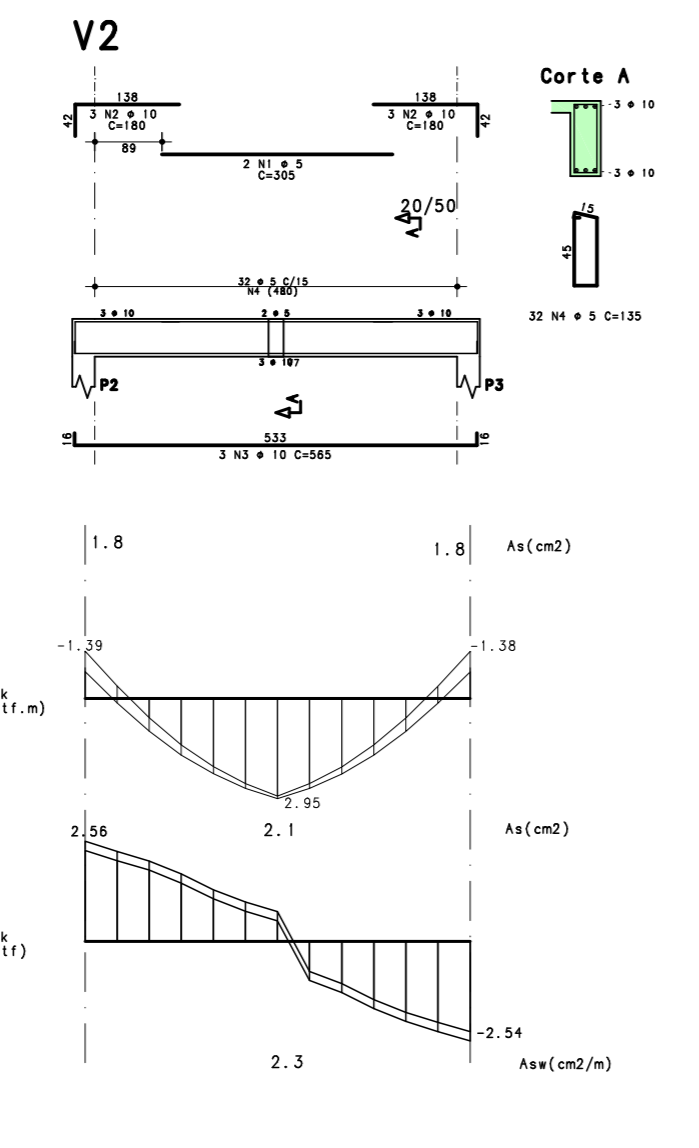
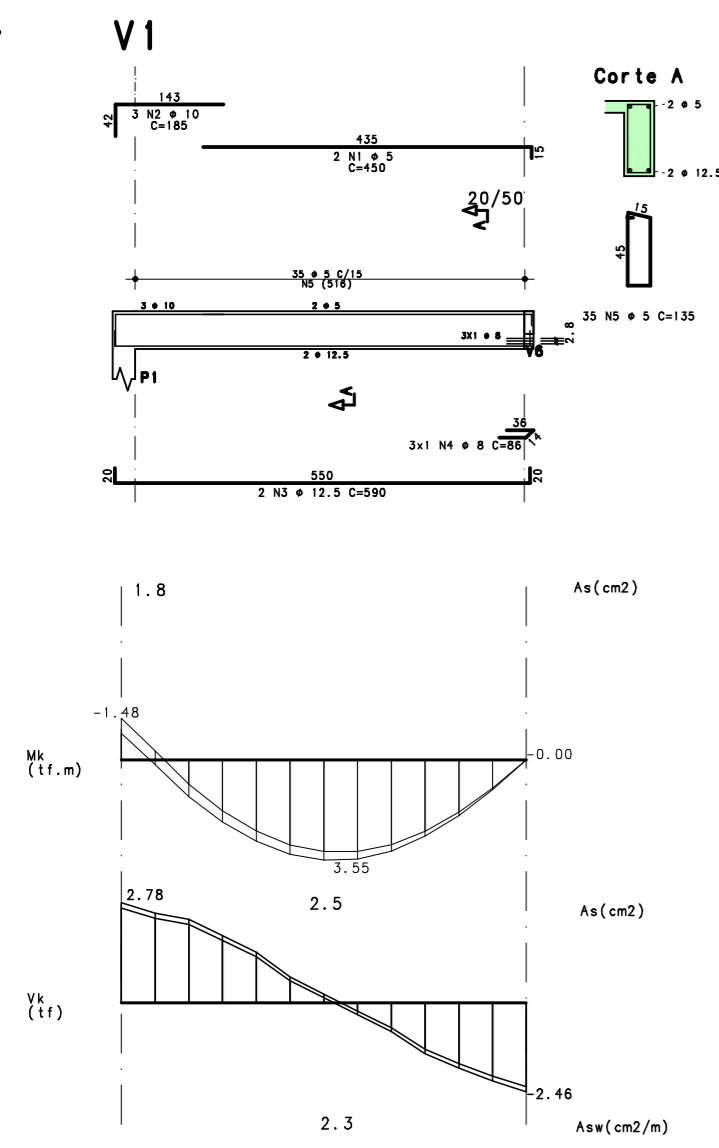


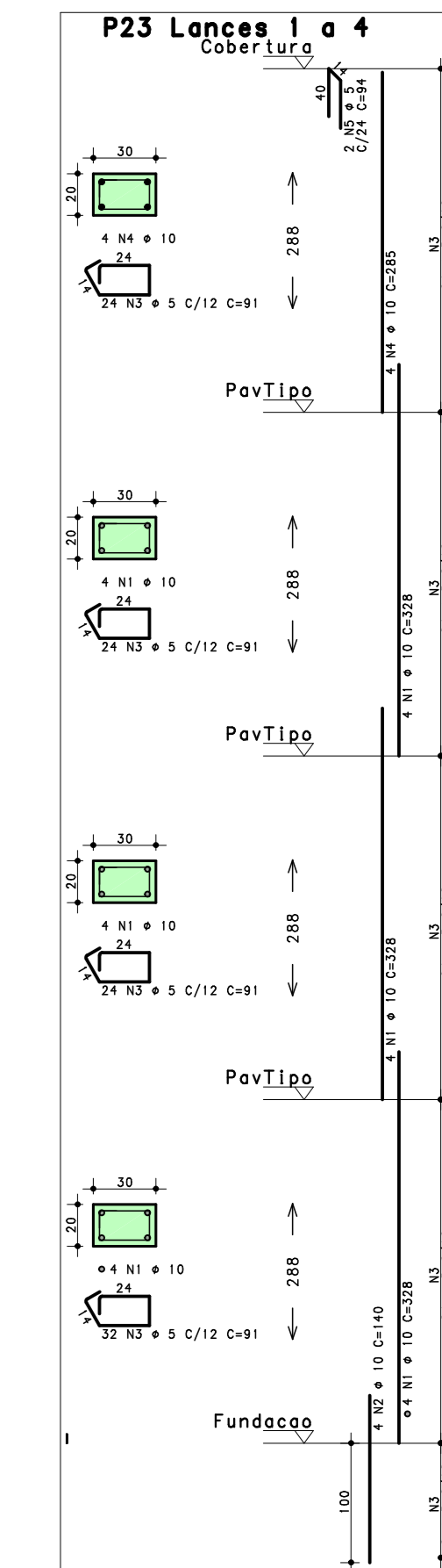
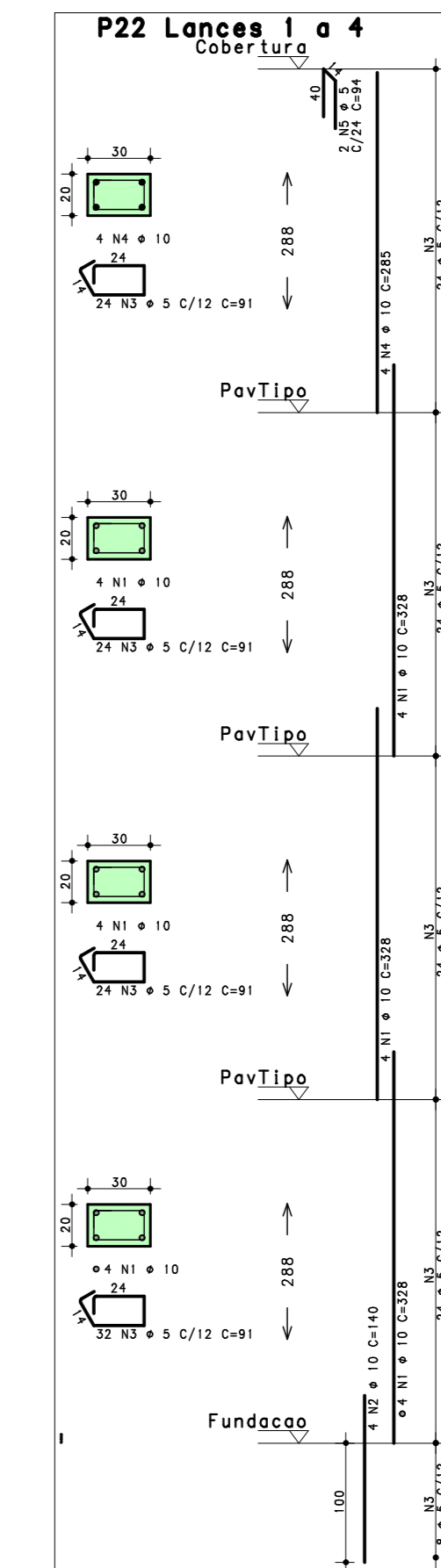
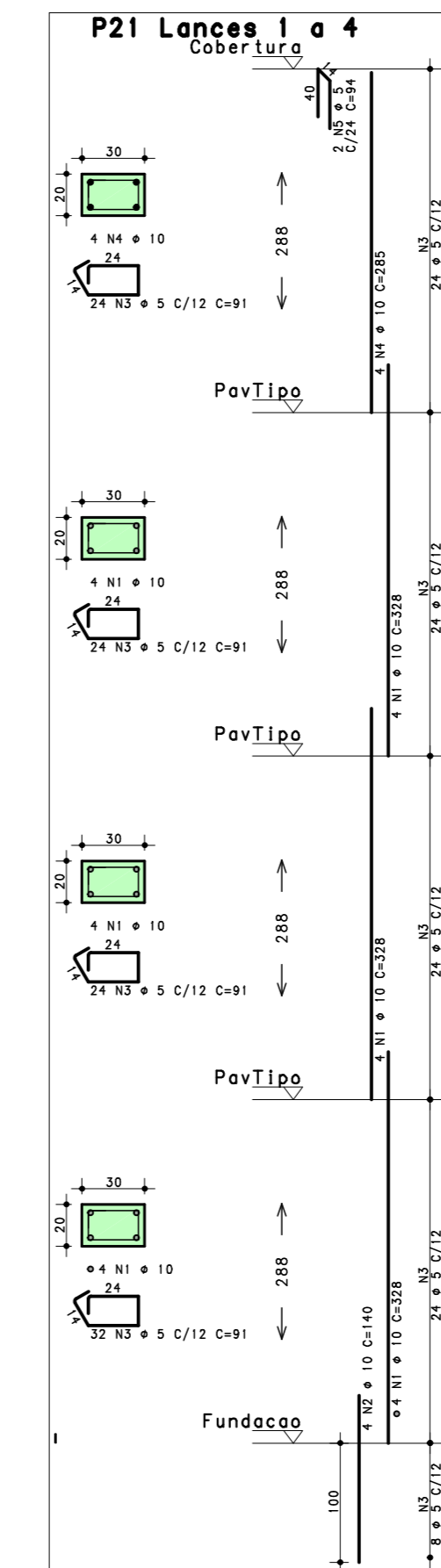
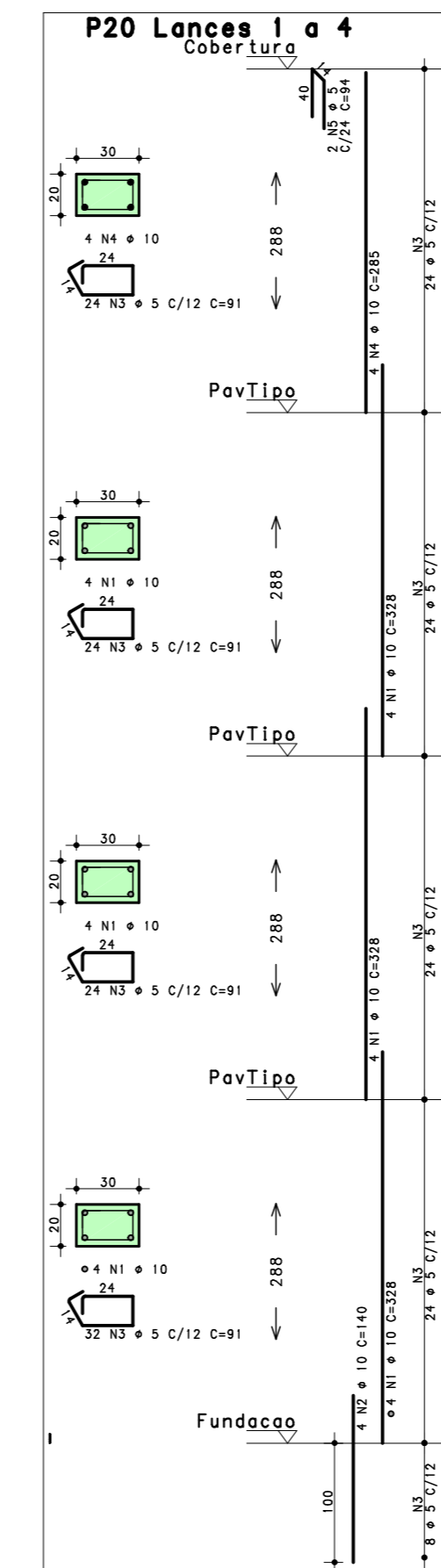
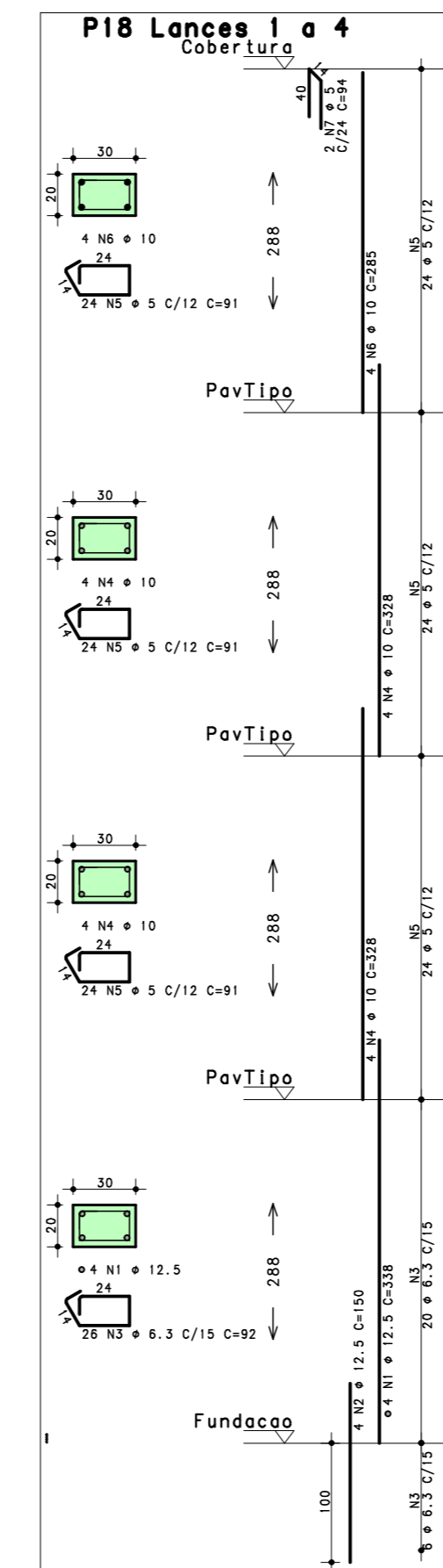
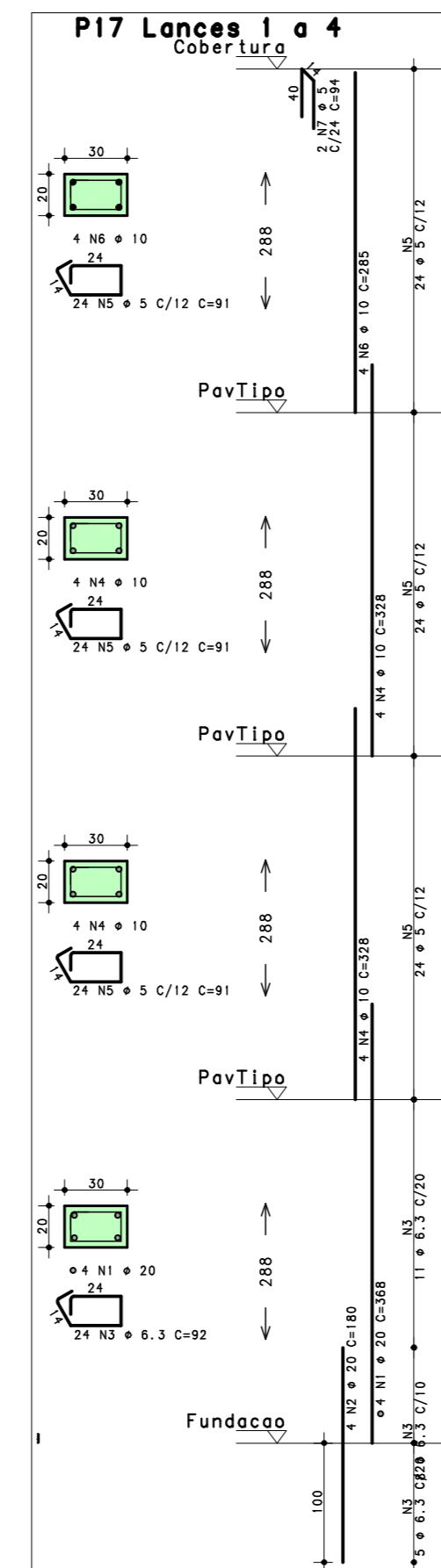
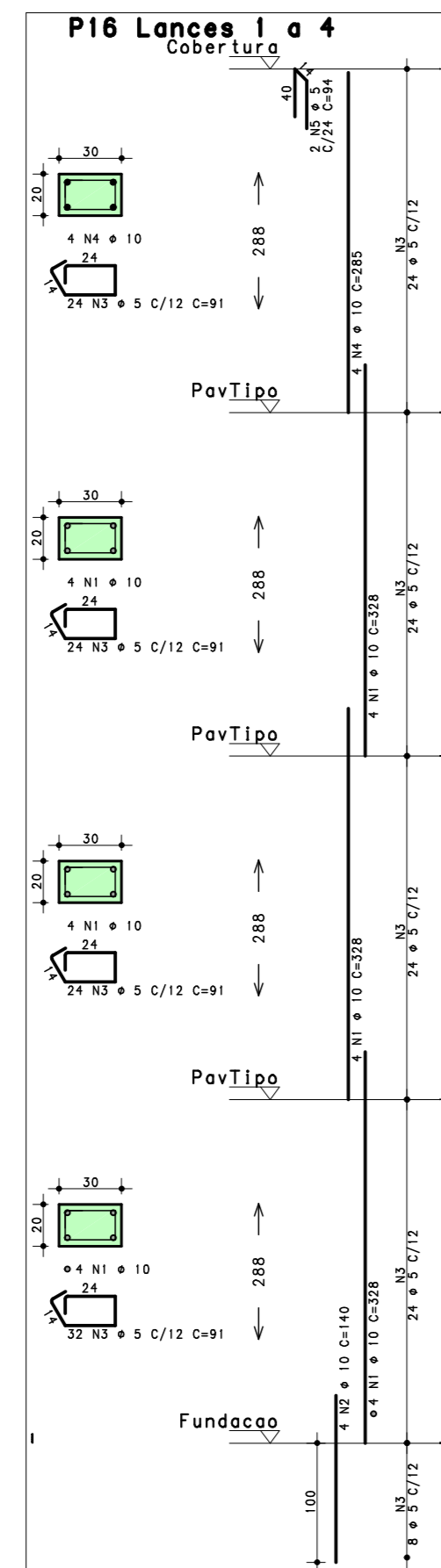
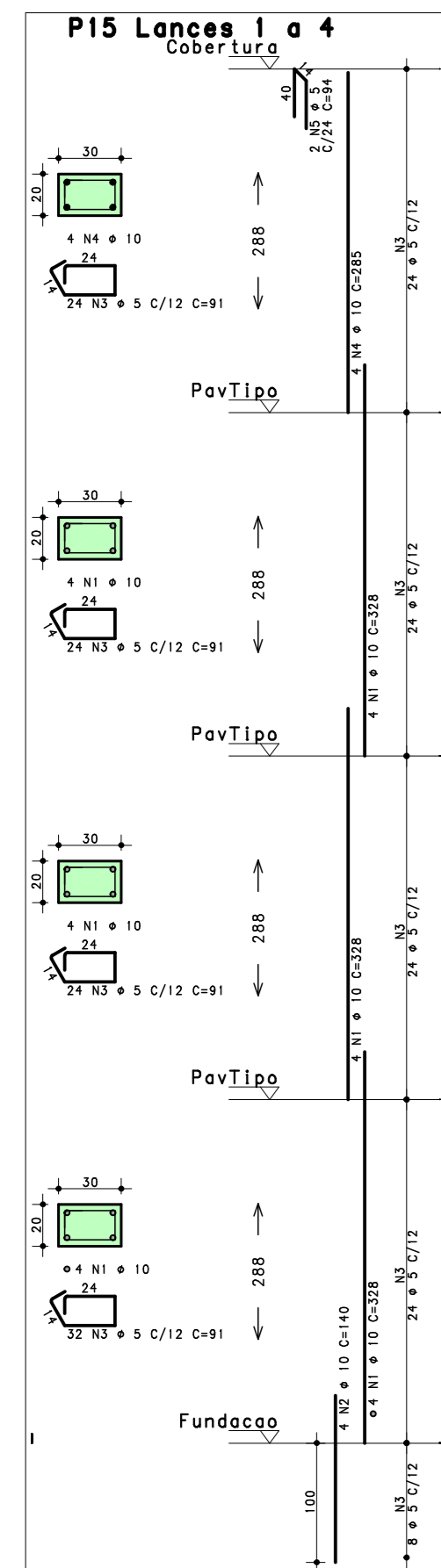
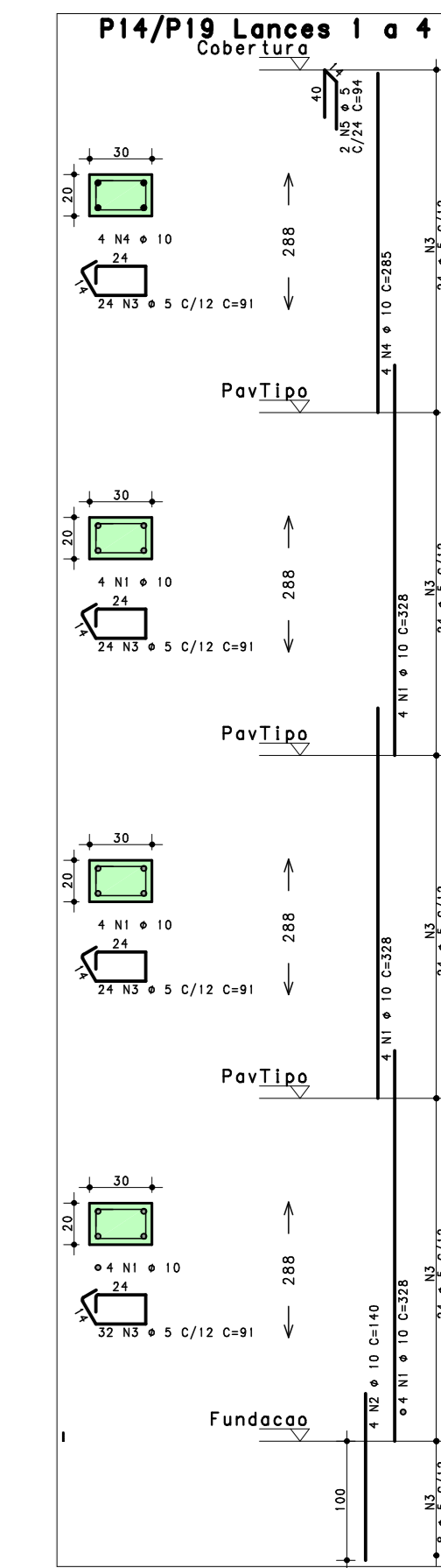
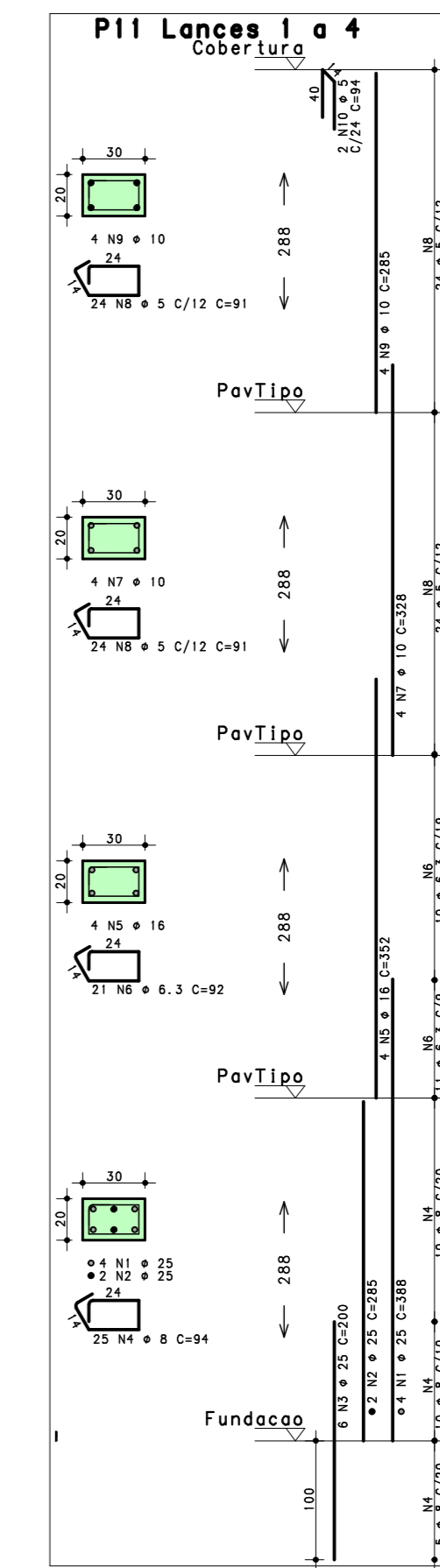
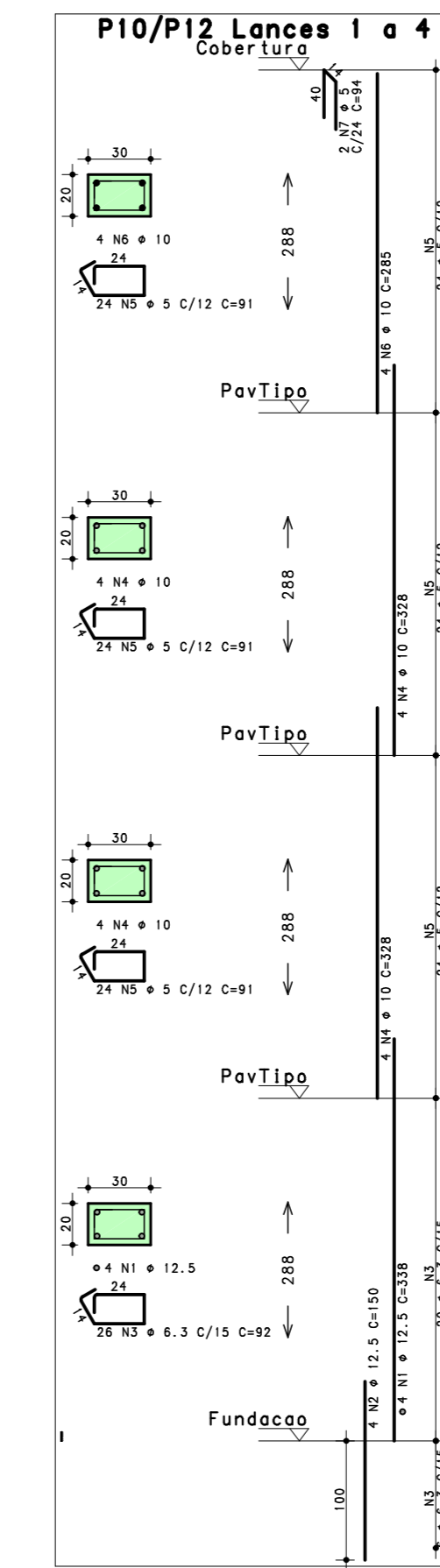
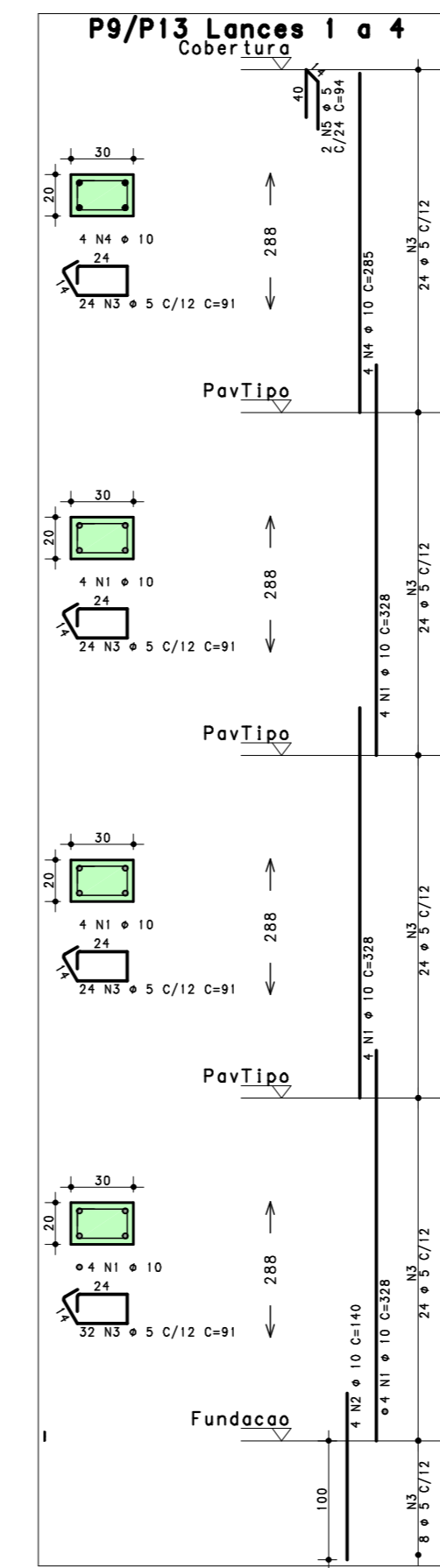
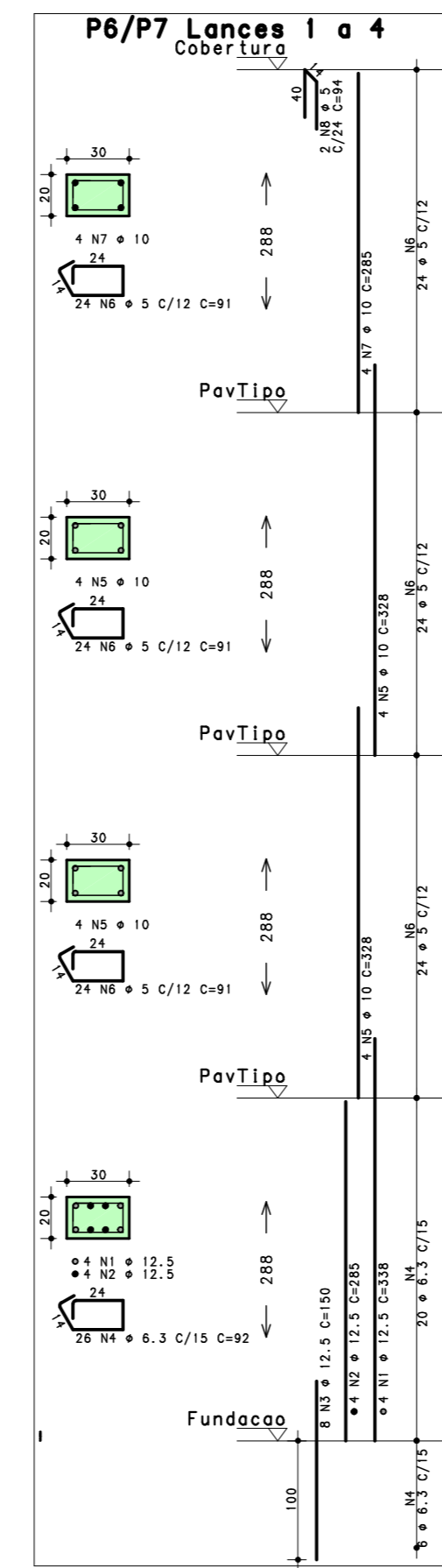
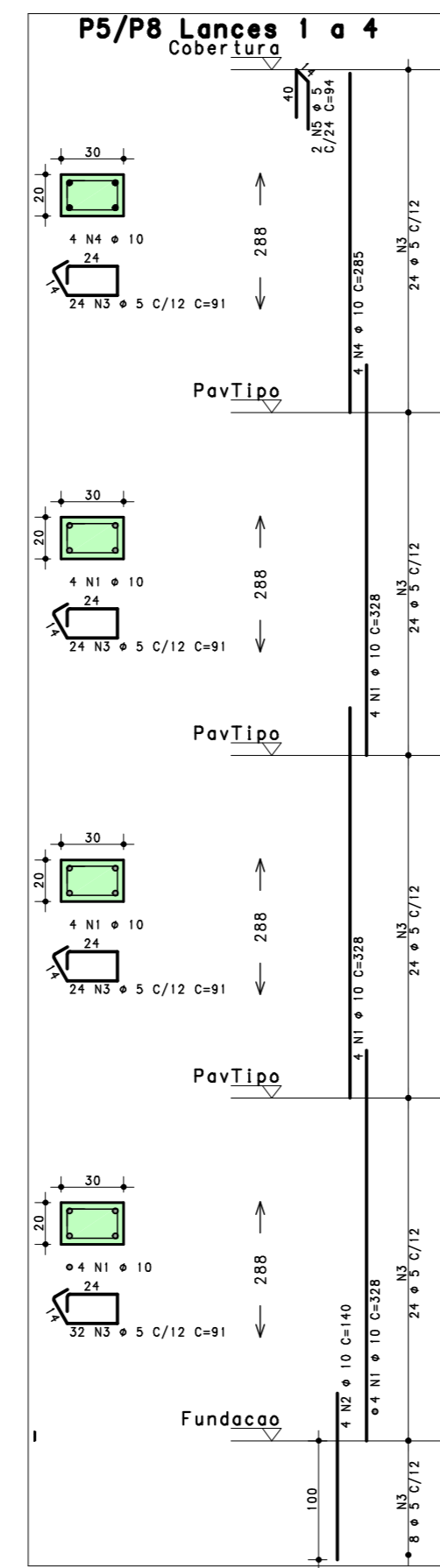
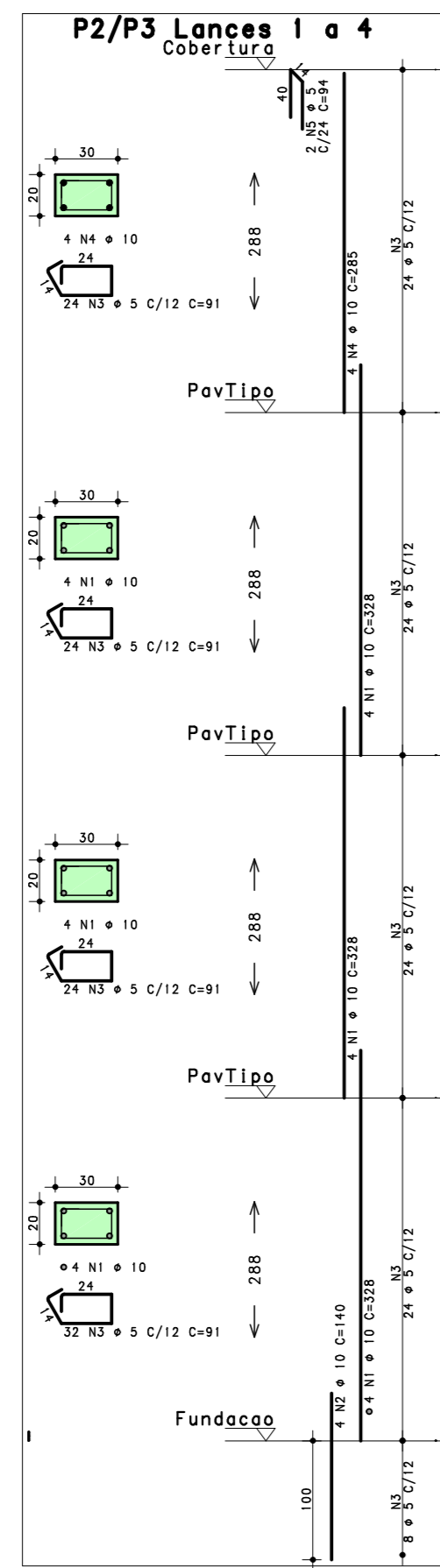
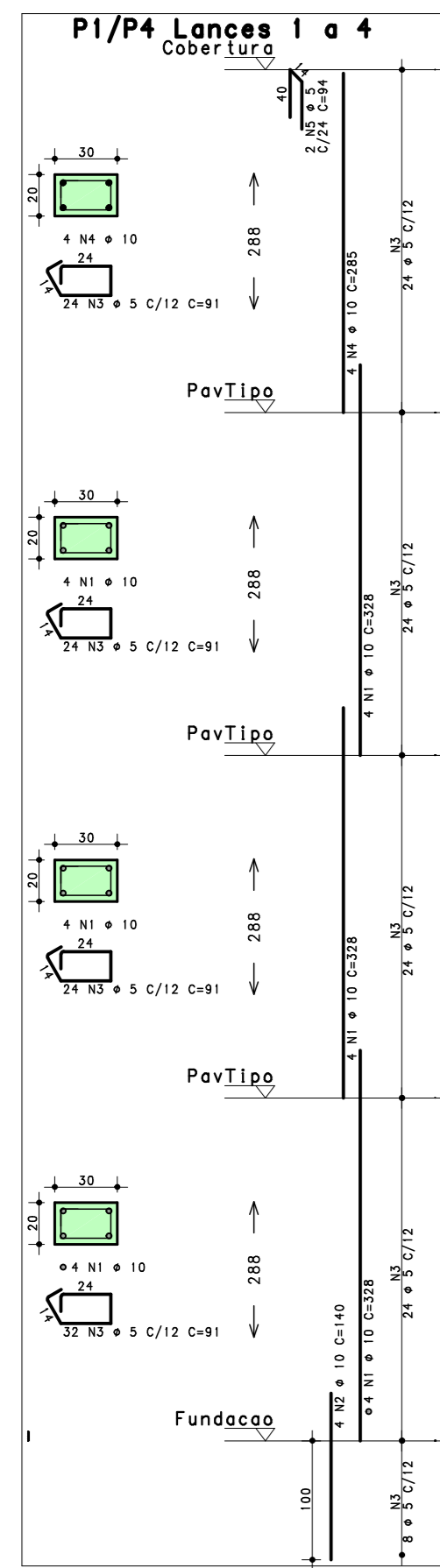
UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL
Trabalho de Conclusão de Curso

Detalhamento das Vigas do Pav. Tipo - TQS

André Vigevani Schaf Orientador: Alexandre Pacheco

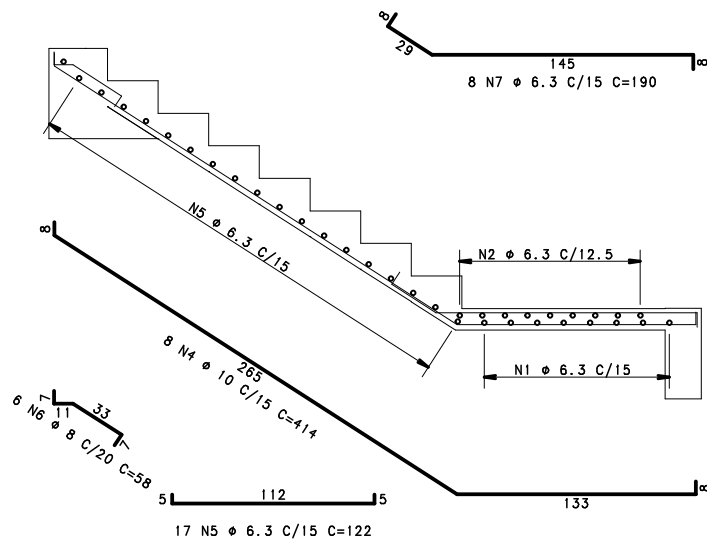
ESCALA 1:100 DATA Dez/2018 ANEXO H



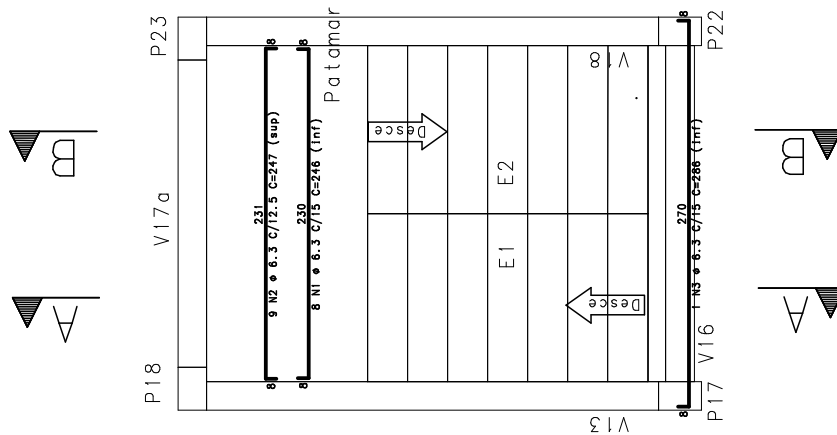
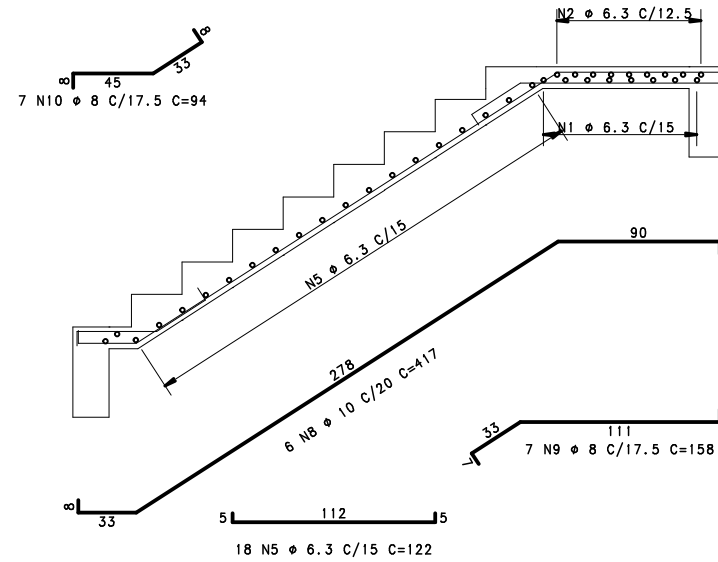


Planta Escada-1 - PavTipo ^{3X}

Corte A-A



Corte B-B



UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL		
Trabalho de Conclusão de Curso		
Detalhamento da Escada - TQS		
André Vigevani Schaf	Orientador: Alexandre Pacheco	
ESCALA: 1:100	DATA: Dez/2018	ANEXO H