

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

Eduardo Schultz Coppeti

**DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL EM CONCRETO ARMADO:**  
**PROJETO DE EDIFICAÇÃO RESIDENCIAL MULTIFAMILIAR**

Porto Alegre  
Maio de 2021

**EDUARDO SCHULTZ COPPETI**

**DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL EM CONCRETO ARMADO:  
PROJETO DE EDIFICAÇÃO RESIDENCIAL MULTIFAMILIAR**

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

**Orientador: Alexandre Rodrigues Pacheco**

Porto Alegre

Maio de 2021

**EDUARDO SCHULTZ COPPETI**

**DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL EM CONCRETO ARMADO:  
PROJETO DE EDIFICAÇÃO RESIDENCIAL MULTIFAMILIAR**

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

Porto Alegre, Maio de 2021

**BANCA EXAMINADORA**

**Prof. Alexandre Rodrigues Pacheco**  
PhD pela The Pennsylvania State University,  
EUA  
Orientador

**Prof<sup>a</sup> Paula Manica Lazzari**  
Dra. pela Universidade Federal do Rio Grande  
do Sul

**Prof<sup>a</sup> Bruna Manica Lazzari**  
Dra. pela Universidade Federal do Rio Grande  
do Sul

Dedico esse trabalho à minha família, que esteve sempre torcendo para mim e me apoiando durante minha trajetória.



## **AGRADECIMENTOS**

Inicialmente agradeço aos meus pais, Jarbas e Carla, que conseguem ser incansáveis no suporte e amor à nossa família, aos meus irmãos, Vinicius e Amanda, que são pessoas que me apoiam e sabem me aconselhar como ninguém sabe.

Aos meus outros familiares, avós e vó, que se alegram como ninguém com todas as minhas conquistas.

Aos colegas de grupo da disciplina de Arquitetura da Engenharia Civil da FURG que foram os autores do projeto arquitetônico utilizado para esse trabalho e permitiram o uso do projeto para esse fim. Demais colegas que foram apoiadores e ótimas companhias na faculdade.

A todos professores que conheci, ou fui aluno, tanto da FURG como da UFRGS, sei que tive uma excelente formação.

A minha namorada Emilia, que me acompanha há 6 anos, foi minha parceira desde o início da faculdade e sempre foi muito paciente comigo.

## RESUMO

O presente trabalho inicia apresentando um projeto arquitetônico que serviu de base para a elaboração de um projeto estrutural em concreto armado de uma edificação multifamiliar de 3 pavimentos. Após isso, são apresentados os materiais e as premissas de projeto que serão usados ao longo do dimensionamento estrutural. O objetivo deste trabalho foi definir parâmetros, seguir uma metodologia de cálculo e aplicá-la em um exemplo onde fosse possível dimensionar as estruturas correntes de edifícios residenciais. Nesse documento tem-se a explicação através de exemplos práticos do início ao fim do dimensionamento e detalhamento de elementos de concreto armado calculados para o edifício em estudo, terminando com o detalhamento de pelo menos a maioria dos elementos calculados ao longo do trabalho. As etapas do trabalho foram: escolha dos materiais, lançamento da estrutura, dimensionamento de lajes, dimensionamento da escada, verificação do parâmetro de instabilidade  $\alpha$ , determinação das forças do vento na estrutura de contraventamento, dimensionamento das vigas, dimensionamento dos pilares e por fim as considerações e comentários finais a respeito do trabalho. Nos apêndices estão as planilhas eletrônicas, o projeto arquitetônico e detalhamento de algumas estruturas dimensionadas. Neste trabalho não foram dimensionadas as fundações do edifício e não foram usados softwares sofisticados de análise estrutural, os softwares usados foram apenas Ftool, AutoCad, PACON e planilhas de Excel

**Palavras-chave:** Estruturas de concreto armado, projeto estrutural, dimensionamento de edificações residenciais, NBR 6118.

## LISTA DE SÍMBOLOS

$u'_i$ : deslocamento genérico

$h_1$ : espessura da laje da escada medida na vertical

$h_m$ : espessura média da laje com os degraus

$h_p$ : altura do patamar

$A_c$ : área da seção de concreto

$A_{s,dist}$ : área de aço de distribuição

$A_s$ : área de aço

$A_{sw}$ : área de aço de armadura transversal

$A_{sx,e}$ : área de aço existente em x

$C_a$ : coeficiente de arrasto

$EI_{eq}$ : rigidez equivalente

$E_{cs}$ : módulo de elasticidade secante do concreto

$E_s$ : módulo de elasticidade longitudinal do aço

$F_h$ : força horizontal

$F_a$ : força de arrasto

$F_i$ : força que é transmitida ao painel de contraventamento

$F_r$ : força de rajada

$I_c$ : momento de inércia

$M_d$ : momento fletor de projeto

$Mk_x, Mk_y$ : momento característico em x e y

$M_r$ : momento de fissuração

$P_{e,i}$ : parcela de solicitação correspondente à posição crítica de aplicação da força

$R_a$ : reação da viga em A

$R_k$ : reação característica

$Rk_x, Rk_y$ : reação característica em x e y

$R_{sd}$ : força de tração de cálculo

$S_1$ : fator topográfico

$S_2$ : fator que considera a rugosidade do terreno

$S_3$ : fator probabilístico

$U_0$ : vetor dos deslocamentos

$V_0$ : velocidade básica do vento  
 $V_d$ : esforço cortante de projeto  
 $W_{\infty}$ : flecha final  
 $W_{adm}$ : flecha admissível  
 $W_0$ : flecha inicial  
 $e_A$ : excentricidade A  
 $e_B$ : excentricidade B  
 $e_x, e_y$ : excentricidade em x e y  
 $f_{bd}$ : tensão de aderência  
 $f_{cd}$ : resistência de projeto a compressão do concreto  
 $f_{ck}$ : resistência característica à compressão do concreto  
 $f_{ct,f}$ : resistência do concreto à tração na flexão  
 $f_{ct,m}$ : resistência média à tração do concreto  
 $f_{ctk,min}$ : resistência do concreto à tração na flexão mínimo  
 $f_{yd}$ : resistência de projeto à tração do aço  
 $f_{yk}$ : resistência característica à tração do aço  
 $g_1$ : carga permanente 1  
 $l_{b,disp}$ : comprimento de ancoragem disponível  
 $l_{b,min}$ : comprimento de ancoragem mínimo  
 $l_{b,nec}$ : comprimento de ancoragem necessário  
 $l_b$ : comprimento básico de ancoragem  
 $l_{ox}, l_{oy}$ : vão livre em x e y  
 $l_x, l_y$ : : vão de cálculo em x e y  
 $\alpha_c$ : coeficiente de Rüschi  
 $\gamma_{H_2O}$ : peso específico da água  
 $\gamma_a$ : peso específico da alvenaria  
 $\gamma_c, \gamma_s, \gamma_f$ : coeficientes de ponderação das resistências  
 $\theta_1$ : desaprumo de um elemento vertical contínuo  
 $\theta_a$ : ângulo de desaprumo da edificação  
 $\rho'$ : taxa de armadura comprimida  
 $\rho_{min}$ : taxa de aço mínima

$\rho_{w,min}$ : taxa de armadura transversal mínima

$\sigma_{cd}$ : tensão de compressão de projeto do concreto

$\sigma_s$ :  $t\psi_0$ : fator de redução de combinação para ELU

$\sigma_{sr}$ : tensão no aço na seção fissurada

$\psi_1$ : fator de redução de combinação frequente para ELS

$\psi_2$ : fator de redução de combinação quase permanente para ELS

$\phi_t$ : diâmetro do estribo

ensão no aço na seção genérica

$D$ : rigidez à flexão da placa

$K$ : rigidez de mola

$Mx$ : momento em x

$Nd$ : força normal de projeto

$Nk$ : força normal característica

$P$ : vetor de cargas

$Pd$ : força de serviço de projeto

$Pk$ : força de serviço característica

$c$ : cobrimento nominal

$d$ : altura útil

$q$ : carga acidental

$\alpha$ : parâmetro de instabilidade

$\epsilon_s$ : deformação do aço

$\theta$ : ângulo de rotação em torno da origem

$\lambda$ : coeficiente adimensional no diagrama retangular de tensões do concreto

$\mu$ : momento fletor reduzido

$\nu$ : coeficiente de Poisson

$\xi$ : profundidade relativa da linha neutra

$\rho$ : taxa de armadura tracionada

$\tau_{wd}$ : tensão convencional de cisalhamento

$\tau_{wu}$ : tensão limite

$\varphi$ : coeficiente de fluência do concreto

$\phi$ : diâmetro da barra aço

$\sigma_{s,p}$ : tensão no aço decorrente das cargas externas

$k_2$ : coeficiente para cálculo da rigidez no estágio II puro

$w_k$ : abertura de fissura

$w_{k,lim}$ : abertura limite de fissura

$\lambda_{x,y}$ : índice de esbeltez segundo a direção x e y

$e_1$ : excentricidade de 1ª ordem

$e_2$ : excentricidade de 2º ordem

$e_a$ : excentricidade acidental

$e_i$ : excentricidade inicial

$e_c$ : excentricidade devido a fluência do concreto

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1: Níveis do edifício .....	29
Figura 2: Vão teórico de cálculo.....	34
Figura 3: Seção transversal para cálculo das armaduras das lajes.....	49
Figura 4: Armaduras negativas da laje .....	62
Figura 5: Lajes vizinhas de L201 .....	63
Figura 6: Desenho arquitetônico da escada .....	66
Figura 7: Modelo de cálculo de escada de 3 lanços proposto por Araújo (2014) .....	67
Figura 8: Corte AA' escada.....	67
Figura 9: Corte BB'.....	68
Figura 10: Corte CC'.....	68
Figura 11: Corte longitudinal e parâmetros a definir .....	70
Figura 12: Modelo de cálculo L1 .....	72
Figura 13: Diagrama de esforço cortante (kN).....	72
Figura 14: Diagrama de momento fletor (kNm).....	72
Figura 15: Pórticos da subestrutura de contraventamento.....	76
Figura 16: Exemplo do modelo de pórticos - Pórtico 01 e pórtico 04.....	77
Figura 17: Modelo de cálculo do Pórtico 01 no FTOOL .....	79
Figura 18: Deslocamento horizontal nodal obtido do FTOOL.....	80
Figura 19: Mapa de Isopletas do Brasil (m/s).....	82
Figura 20: Tabela 3 da NBR 6123.....	83
Figura 21: Parâmetros de entrada para cálculo do fator $S2$ .....	84
Figura 22: Dimensões em planta (vento a $0^\circ$ e a $90^\circ$ ) para uso na figura 4 NBR 6123.....	85
Figura 23: Determinação do Coeficiente de Arrasto (figura 4 NBR 6123).....	86
Figura 24: Área de exposição para vento a $0^\circ$ .....	87
Figura 25: Área de exposição para vento a $90^\circ$ .....	87
Figura 26: Estrutura de contraventamento composta por n painéis.....	89
Figura 27: Painel de contraventamento genérico .....	89
Figura 28: Planilha de cálculo automático da repartição da ação do vento.....	92
Figura 29: Desaprumo vertical do edifício .....	93
Figura 30: Carregamento da viga V202 .....	98
Figura 31: Diagrama de esforço cortante da viga V202.....	98

Figura 32: Diagrama de momento fletor da viga V202.....	98
Figura 33: Carregamento viga V202, com apoio interno engastado .....	99
Figura 34: Diagrama de momento fletor da via V202 (engastada internamente) .....	99
Figura 35: Tabela A3.4 do livro referido acima .....	103
Figura 36: Dimensões dos estribos .....	107
Figura 37: Diagrama de momento fletor .....	112
Figura 38: Diagrama de esforços da viga V201 .....	120
Figura 39: Diagrama de esforço cortante (kN).....	120
Figura 40: Diagrama de Momento Fletor (kN/m) .....	120
Figura 41: Armadura negativa nos apoios de extremidade .....	122
Figura 42: distância "a" para ancoragem .....	122
Figura 43: Distribuição da armadura de suspensão .....	126
Figura 44: Carregamento obtido da combinação quase permanente na viga V201 .....	127
Figura 45: Carregamento para combinação frequente viga V201 .....	128
Figura 46: Diagrama de Momento Fletor (kN.m) para combinação frequente viga V201. ...	128
Figura 47: Diagrama de esforço cortante (kN) para combinação frequente viga V201 .....	129
Figura 48: Combinação 01 para o pórtico 07, vento à esquerda .....	136
Figura 49: Combinação 01 para o pórtico 07, vento à direita .....	137
Figura 50: Combinação 02 para o pórtico 07, vento à esquerda .....	138
Figura 51: Combinação 02 para o pórtico 07, vento à direita .....	139
Figura 52: Diagrama de esforço cortante combinação 01, vento à esquerda .....	140
Figura 53: Diagrama de esforço cortante combinação 01, vento a direita .....	141
Figura 54: Diagrama de esforço cortante combinação 02, vento à esquerda .....	142
Figura 55: Diagrama de esforço cortante combinação 02, vento à direita .....	143
Figura 56: Diagrama de momento fletor combinação 01, vento à esquerda .....	144
Figura 57: Diagrama de momento fletor combinação 01, vento à direita .....	145
Figura 58: Diagrama de momento fletor combinação 02, vento à esquerda .....	146
Figura 59: Diagrama de momento fletor combinação 02, vento à direita .....	147
Figura 60: Diagrama de esforços solicitantes para combinação quase permanente.....	151
Figura 61: Diagrama de esforços solicitantes para combinação frequente .....	152
Figura 62: Vão teórico para pilares .....	154
Figura 63: Modelo para o cálculo dos pilares.....	156



Figura 64: Modelo para a V226a no P9.....	156
Figura 65: Momentos gerados pela V226a.....	157
Figura 66: Carregamento V226b .....	157
Figura 67: Momentos gerados pela V226b.....	158
Figura 68: Carregamento e momentos V206a.....	158
Figura 69: Carregamentos e momentos da V206b .....	159
Figura 70: Momentos gerados pela V206b.....	159
Figura 71: Dados de entrada do programa.....	162
Figura 72: Dados para flexo-compressão normal P9.....	163
Figura 73: Seção com 2 camadas e 3 barras por camada .....	163
Figura 74: Resposta obtida para o dimensionamento do P9 em y.....	164
Figura 75: Espaçamento das barras longitudinais .....	166
Figura 76: Geometria dos estribos e ganchos suplementares .....	167
Figura 77: V203a carregamento e momentos.....	169
Figura 78: V203b carregamento e momentos.....	169
Figura 79: Acidental principal vento esq-dir .....	170
Figura 80: Momentos acidental principal vento esq-dir .....	171
Figura 81: Acidental principal vento dir-esq.....	171
Figura 82: Momentos acidental principal vento dir-esq.....	172
Figura 83: Vento principal, vento esq-dir.....	172
Figura 84: Momentos vento principal, esq-dir .....	173
Figura 85: Vento principal dir-esq.....	173
Figura 86: Momentos vento principal, dir-esq .....	174
Figura 87: Dimensionamento à flexo-compressão normal P7.....	176
Figura 88: Dados de entrada no PACON e resultados obtidos.....	177
Figura 89: Distribuição dos estribos ao longo da altura dos pilares .....	178
Figura 90: V201 no P2.....	181
Figura 91: Momentos transmitidos pela V201 ao P2 .....	181
Figura 92: Situações de cálculo em um diagrama de interação adimensional .....	185
Figura 93: Dimensionamento P2 para maior momento.....	186
Figura 94: Dimensionamento P2 para maior normal.....	187

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1: Definições iniciais de projeto .....	26
Tabela 2: Pré-dimensionamento dos pilares .....	32
Tabela 3: Geometria das lajes.....	36
Tabela 4: Resumo carregamento alvenarias em lajes .....	40
Tabela 5: Carga acidental nas lajes, conforme uso e ocupação .....	42
Tabela 6: Carregamentos totais das lajes.....	44
Tabela 7: Coeficientes da Tabela A2.1 para o cálculo de lajes armadas em cruz .....	45
Tabela 8: Momentos fletores e reações de apoio das lajes .....	48
Tabela 9: Momentos fletores de serviço correspondentes à armadura mínima em lajes .....	50
Tabela 10: Verificação do momento que gera armadura mínima. ....	52
Tabela 11: Área de seção de armadura por metro de largura (cm <sup>2</sup> /m) .....	53
Tabela 12: Resumo das áreas de aço obtidas no dimensionamento. ....	54
Tabela 13: Carregamento quase permanente das lajes .....	56
Tabela 14: Verificação da flecha .....	59
Tabela 15: Verificação da fissuração.....	61
Tabela 16: Comprimento das barras positivas.....	65
Tabela 17: Valores de referência para cálculo de Nk.....	78
Tabela 18: Peso total edifício .....	78
Tabela 19: Verificação do parâmetro de instabilidade .....	81
Tabela 20: Pressão dinâmica .....	84
Tabela 21: Forças de arrasto e momentos devido ao vento .....	88
Tabela 22: Rigidezes dos pórticos .....	90
Tabela 23: Resumo das forças do vento .....	92
Tabela 24: Ângulo $\theta$ .....	93
Tabela 25: Momentos gerados pelo desaprumo .....	94
Tabela 26: Vento x desaprumo .....	94
Tabela 27: Reações da Laje 203 .....	97
Tabela 28: Reações da L204.....	97
Tabela 29: Reações da L201 e L202 .....	119
Tabela 30: Reações das lajes na viga V237.....	134
Tabela 31: Forças do vento reduzidas .....	135

Tabela 32: Valores críticos obtidos para cada vão da V237.....	148
Tabela 33: Reações verticais das vigas contraventadas no P9 .....	155
Tabela 34: Maiores momentos e normais no P7.....	174
Tabela 35: Momentos gerados no P2 do pórtico de contraventamento 5.....	182
Tabela 36: Resumo das propriedades e carregamentos P2.....	182
Tabela 37: Excentricidades para cálculo pilar de canto P2 .....	184

## **LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS**

ABNT Associação Brasileira de Normas Técnicas

NBR Normas Brasileiras

ELS Estado Limite de Serviço

ELU Estado Limite Único

CAA Classe de Agressividade Ambiental

UFRGS Universidade Federal do Rio Grande do Sul

FURG Universidade Federal do Rio Grande

## SUMÁRIO

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO.....</b>	<b>22</b>
<b>1.1</b>	<b>OBJETIVOS E DELIMITAÇÕES .....</b>	<b>23</b>
<b>1.1.1</b>	<b>Objetivos.....</b>	<b>23</b>
<b>1.1.2</b>	<b>Pressupostos .....</b>	<b>23</b>
<b>1.1.3</b>	<b>Limitações e delimitações.....</b>	<b>24</b>
<b>1.2</b>	<b>GENERALIDADES .....</b>	<b>25</b>
<b>2</b>	<b>ESCOLHA DOS MATERIAIS .....</b>	<b>26</b>
<b>2.1</b>	<b>RESISTÊNCIAS DE CÁLCULO .....</b>	<b>26</b>
<b>3</b>	<b>LANÇAMENTO PRELIMINAR DA ESTRUTURA .....</b>	<b>28</b>
<b>3.1</b>	<b>LANÇAMENTO DOS PILARES .....</b>	<b>28</b>
<b>3.2</b>	<b>PRÉ-DIMENSIONAMENTO DOS PILARES.....</b>	<b>29</b>
<b>3.3</b>	<b>LANÇAMENTO DAS LAJES E VIGAS .....</b>	<b>33</b>
<b>4</b>	<b>DIMENSIONAMENTO DE LAJES.....</b>	<b>34</b>
<b>4.1</b>	<b>VÃOS TEÓRICOS DAS LAJES.....</b>	<b>34</b>
<b>4.2</b>	<b>GEOMETRIA DAS LAJES.....</b>	<b>34</b>
<b>4.3</b>	<b>CONDIÇÕES DE CONTORNO .....</b>	<b>37</b>
<b>4.4</b>	<b>CARREGAMENTO NAS LAJES.....</b>	<b>37</b>
<b>4.4.1</b>	<b>Cargas Permanentes e acidentais .....</b>	<b>37</b>
<b>4.4.2</b>	<b>Carregamento total.....</b>	<b>43</b>
<b>4.5</b>	<b>CÁLCULO DOS ESFORÇOS.....</b>	<b>45</b>
<b>4.5.1</b>	<b>Para as lajes armadas em cruz .....</b>	<b>45</b>
<b>4.5.2</b>	<b>Para a laje L201:.....</b>	<b>45</b>
<b>4.5.3</b>	<b>Para as lajes armadas em 1 direção .....</b>	<b>46</b>
<b>4.6</b>	<b>CÁLCULO DAS ARMADURAS DE FLEXÃO DAS LAJES .....</b>	<b>49</b>

4.7	VERIFICAÇÕES.....	55
4.7.1	Verificação da flecha .....	55
4.7.2	Verificação da abertura de fissuras .....	60
4.8	ARMADURA NEGATIVA.....	62
4.9	ANCORAGEM .....	64
5	PROJETO DA ESCADA .....	66
5.1	GEOMETRIA .....	67
5.2	VÃO TEÓRICO.....	68
5.3	CARGAS .....	69
5.3.1	Cargas no patamar ( $p_1$ ) .....	69
5.3.2	Cargas no trecho inclinado ( $p_2$ ).....	70
5.3.3	Patamar inferior .....	71
5.4	DETERMINAÇÃO DOS ESFORÇOS.....	72
5.5	DIMENSIONAMENTO das armaduras de flexão.....	72
5.5.1	Armaduras de distribuição .....	73
5.6	ANCORAGEM .....	73
6	CONTRAVENTAMENTO .....	75
6.1	AÇÃO DO VENTO SOBRE A EDIFICAÇÃO .....	75
6.2	VERIFICAÇÃO DO PARÂMETRO DE INSTABILIDADE.....	77
6.2.1	Exemplo em X .....	80
6.3	AÇÕES HORIZONTAIS – VENTO.....	81
6.3.1	Velocidade básica do vento ( $V_0$ ).....	81
6.3.2	Cálculo da velocidade característica.....	82
6.3.3	Pressão dinâmica .....	84
6.3.4	Força de Arrasto ou Força Horizontal devido ao vento.....	85
6.4	DISTRIBUIÇÃO DAS FORÇAS DO VENTO .....	88

6.4.1	Excentricidade das forças de arrasto.....	90
6.4.2	Determinação da parcela de força atribuída a cada pórtico de contraventamento .....	91
6.5	IMPERFEIÇÕES GEOMÉTRICAS GLOBAIS.....	92
7	CÁLCULO DAS VIGAS.....	95
7.1	VIGAS CONTÍNUAS.....	95
7.1.1	Geometria .....	95
7.1.2	Vãos de cálculo .....	95
7.1.3	Seção transversal .....	96
7.1.4	Carregamento .....	96
7.1.5	Diagrama de corpo livre, esforço cortante e momento fletor .....	97
7.1.6	Dimensionamento à flexão .....	99
7.1.7	Ancoragem.....	102
7.1.8	Dimensionamento esforço cortante .....	105
7.1.9	Verificação das flechas .....	108
7.1.10	Verificação da fissuração .....	111
7.1.11	Disposições construtivas.....	115
7.2	DIMENSIONAMENTO DA VIGA BIPOIADA-V201 .....	117
7.2.1	Geometria .....	117
7.2.2	Vão .....	117
7.2.3	Seção transversal .....	118
7.2.4	Carregamento da viga .....	118
7.2.5	Dimensionamento à Flexão .....	120
7.2.6	Ancoragem da armadura positiva.....	123
7.2.7	Dimensionamento ao Esforço Cortante .....	124
7.2.8	Armadura de Suspensão .....	126

7.2.9	Verificação da flecha .....	126
7.2.10	Verificação da fissuração .....	128
7.2.11	Disposições Construtivas.....	132
7.3	<b>DIMENSIONAMENTO DA VIGA DE CONTRAVENTAMENTO-V237 .</b>	<b>133</b>
7.3.1	Geometria .....	133
7.3.2	Vãos.....	133
7.3.3	Seção transversal .....	133
7.3.4	Carregamento da viga .....	133
7.3.5	Combinação das Ações .....	134
7.3.6	Diagrama de Esforço Cortante e Momento Fletor .....	139
7.3.7	Dimensionamento à flexão .....	148
7.3.8	Ancoragem.....	149
7.3.9	Dimensionamento Esforço Cortante .....	150
7.3.10	Verificação da Flecha e Fissura.....	150
8	<b>PILARES .....</b>	<b>153</b>
8.1	<b>CLASSIFICAÇÃO .....</b>	<b>153</b>
8.2	<b>PILAR INTERMEDIÁRIO P9 .....</b>	<b>153</b>
8.2.1	Vão teórico.....	153
8.2.2	Seção transversal .....	154
8.2.3	Carregamentos .....	155
8.2.4	Excentricidades .....	160
8.2.5	Esforços para dimensionamento: .....	161
8.2.6	Dimensionamento à flexo-compressão normal .....	162
8.2.7	Armadura transversal .....	164
8.2.8	Disposições construtivas.....	165
8.3	<b>PILAR DE EXTREMIDADE P7 .....</b>	<b>167</b>



8.3.1	Vão teórico.....	168
8.3.2	Seção transversal .....	168
8.3.3	Carregamentos .....	168
8.3.4	Excentricidades .....	174
8.3.5	Dimensionamento à flexo-compressão normal .....	175
8.3.6	Verificação segundo a direção $x$ : .....	176
8.3.7	Armadura transversal .....	177
8.3.8	Disposições construtivas .....	179
8.4	<b>PILAR DE CANTO P2 .....</b>	<b>180</b>
8.4.1	Dados iniciais.....	180
8.4.2	Carregamentos .....	180
8.4.3	Excentricidades .....	182
8.4.4	Diagrama de interação para obter os esforços de dimensionamento.....	184
8.4.5	Dimensionamento à flexo compressão-oblíqua .....	186
8.4.6	Armadura transversal .....	187
8.4.7	Disposições construtivas .....	188
9	<b>CONSIDERAÇÕES FINAIS .....</b>	<b>189</b>
	<b>REFERÊNCIAS.....</b>	<b>191</b>
	<b>APENDICE A - PLANILHAS ELETRONICAS DE EXCEL DO</b>	
	<b>DIMENSIONAMENTO DO EDIFÍCIO .....</b>	<b>192</b>
	<b>APÊNDICE B - PROJETO ARQUITETÔNICO.....</b>	<b>215</b>
	<b>APÊNDICE C - FOTOS DO MODELO ARQUITETÔNICO 3D.....</b>	<b>220</b>
	<b>APÊNDICE D – PRANCHAS DO PROJETO ESTRUTURAL .....</b>	<b>221</b>

## 1 INTRODUÇÃO

O dimensionamento de estruturas de concreto armado é um dos conhecimentos básicos de um profissional de engenheiro civil, pois sabe-se que, nos dias atuais, é a solução mais adotada para edificações residenciais e comerciais. Além disso, a elaboração de projetos estruturais é fundamental para ampliar os conceitos aprendidos em sala de aula nas disciplinas de mecânica estrutural e sistemas estruturais em concreto armado.

O arranjo estrutural de edificações usuais é formado por lajes, pilares, vigas e elementos de fundação. Para Alva (2007), um arranjo estrutural adequado consiste em atender, simultaneamente, segurança, economia (custo), durabilidade [...]. A estrutura deve garantir a segurança contra os Estados Limites, nos quais a construção deixa de cumprir suas finalidades.

O concreto armado possui inúmeras vantagens no uso de edificações tanto residenciais como comerciais. Araújo (2014) descreve elas:

Economia; facilidade de execução; resistência ao fogo, aos agentes atmosféricos e ao desgaste mecânico; praticamente não requer manutenção ou conservação; permite facilmente a construção de estruturas hiperestáticas (com reservas de segurança).

(ARAÚJO, 2014, vol. 1, p. 2)

Ainda segundo Araújo, o concreto é a mistura de agregados, cimento, água e aditivos. Sua resistência depende: do consumo de cimento, do fator água-cimento, do grau de adensamento e do tipo de agregado. Já o concreto armado é igual a: concreto mais barras de aço.

As principais propriedades do concreto armado a serem avaliados e definidas neste trabalho serão: resistência à compressão, resistência à tração, módulo de elasticidade, propriedades reológicas e demais prescrições de projeto previstas pelas normas vigentes.

Portanto, aprofundar os conhecimentos, projetando estruturas reais e comuns ao dia a dia de trabalho de um engenheiro, sem o uso de softwares, é uma atividade que verifica a capacidade profissional do aluno de graduação do curso de Engenharia Civil.

## 1.1 OBJETIVOS E DELIMITAÇÕES

### 1.1.1 Objetivos

Os objetivos deste trabalho estão divididos em gerais e específicos e estão descritos abaixo.

#### 1.1.1.1 *Objetivos gerais*

Definir métodos, ferramentas, variáveis e parâmetros para projetar estruturas de concreto armado. Aplicar tais conceitos para realizar o projeto estrutural de uma edificação multifamiliar de 3 pavimentos.

#### 1.1.1.2 *Objetivos específicos*

Utilizando um projeto arquitetônico pré-existente, demonstrar através de exemplos o passo a passo em um memorial de cálculo como se chegou nas áreas de aço, como foram feitas as verificações de segurança da estrutura e como foram feitos os detalhamentos dos elementos estruturais dimensionados.

### 1.1.2 Pressupostos

Pressupõe-se nesse trabalho que:

- a) As determinações da norma NBR 6118:2014 – Projeto de Estruturas de Concreto – Procedimento, NBR 6120:2019 – Cargas para o Cálculo de Estruturas de Edificações e NBR 6123:1988 – Forças Devidas ao Vento em Edificações são válidas e foram atendidas;
- b) A planilha eletrônica de Excel disponibilizada pelo prof. Dr. Mauro de Vasconcellos Real, da Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande (FURG), fornece, através de um macro, a parcela de suporte de força atribuída a cada pórtico de contraventamento.

### **1.1.3 Limitações e delimitações**

Não serão abordadas as fundações do edifício, portanto no detalhamento dos pilares no nível do térreo, não será previsto os arranques ou armaduras de ligação com as fundações.

Os detalhamentos apresentados no final podem carecer de algumas informações que estão presentes em projetos executivos completos, como área de formas, volumes de concreto e quantitativos de aço.

Não foram detalhadas armaduras em shafts, nem foram previstos furos em vigas.

A cobertura metálica do estacionamento externo não será dimensionada.

Não será detalhado exatamente todas as lajes, todas as vigas, todas as escadas, todos os pilares.

## 1.2 GENERALIDADES

O projeto arquitetônico do trabalho foi desenvolvido por alunos do curso de Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande – FURG, na disciplina de Arquitetura e Urbanismo. Um dos alunos é autor do presente trabalho, portanto as pranchas do projeto arquitetônico que estão anexadas neste documento contêm o nome dessas pessoas, que autorizaram seu uso em trabalho acadêmico.

A edificação possui 3 pavimentos (térreo + 2 pavimentos), sendo 1 unidade privada no térreo totalmente acessível e 4 unidades privadas por pavimento acima do térreo. No 2º pavimento apenas os 2 apartamentos da fachada sul possuem sacadas, diferente do 3º pavimento onde há uma sacada em cada apartamento. Acima da cobertura há o pavimento da caixa d'água e do motor do elevador.

A metodologia utilizada para realizar o projeto estrutural tem caráter manual e recebeu auxílio de ferramentas computacionais que não são integradas entre si. São eles: AutoCad, Excel, Ftool e PACON.

O detalhamento das estruturas dimensionadas seguirá um critério de não repetição, para fins de demonstração dos resultados obtidos no memorial que são expostos em pranchas de detalhamento, pois a estrutura do edifício é simétrica, e alguns elementos são iguais ou possuem característica de serem espelhados.

## 2 ESCOLHA DOS MATERIAIS

Para projetar estruturas de concreto armado é necessário que o projetista faça as escolhas dos materiais que serão usados e os devidos parâmetros para dimensionamento.

As escolhas estão dispostas na tabela 1

Tabela 1: Definições iniciais de projeto

Parâmetro	Símbolo	Valor
Classe de agressividade ambiental	CAA	II
Resistência característica à compressão	$f_{ck}$	25 MPa
Coeficiente de Rüsçh	$\alpha_c$	0,85
Coeficiente função do tipo de agregado	$\alpha_e$	1
Coeficiente de Poisson do concreto	$\nu$	0,2
Resistência característica de escoamento do aço CA50	$f_{yk}$	500 MPa
Resistência característica de escoamento do aço CA60	$f_{yk}$	600 MPa
Módulo de elasticidade longitudinal do aço	$E_s$	200 GPa
Relação água-cimento	a/c	0,60

Fonte: Autor (2020)

Segundo a NBR 6118 o Coeficiente de Fluência ( $\varphi$ ) do concreto depende de diversos fatores, como a idade da aplicação do carregamento, a umidade relativa do ar, a espessura do elemento estrutural, a resistência do concreto etc. No trabalho em questão será utilizado o valor de  $\varphi = 2,5$ , que é o valor usado por Araújo (2014) em seu livro de projeto estrutural de um edifício.

### 2.1 RESISTÊNCIAS DE CÁLCULO

As resistências de cálculo dos materiais (concreto e aço) foram obtidas dividindo-se as resistências características apresentadas na tabela 1 por um coeficiente parcial de segurança. Sendo assim, a resistência de cálculo à compressão do concreto  $f_{cd}$  é dada por:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

Onde:

$\gamma_c$  = coeficiente de ponderação da resistência do concreto.

Logo:

$$f_{cd} = \frac{25 \text{ MPa}}{1,4} = 17,86 \text{ MPa}$$

Além disso, conforme NBR 6118, sabe-se que o efeito Rüsç prevê uma redução na resistência do concreto em virtude de duração do carregamento, assim, no dimensionamento a resistência de cálculo será:

$$\sigma_{cd} = \alpha_c * f_{cd}$$

Portanto:

$$\sigma_{cd} = 0,85 * 17,86 = 15,18 \text{ MPa}$$

Já para os aços, a tensão de escoamento de cálculo,  $f_{yd}$  é dada por

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$$

Onde:

$\gamma_s$  = coeficiente de ponderação da resistência do aço

Para o aço CA-50

$$f_{yd} = \frac{500 \text{ MPa}}{1,15} = 434,78 \text{ MPa} = 43,48 \text{ kN/cm}^2$$

Para o aço CA-60

$$f_{yd} = \frac{600 \text{ MPa}}{1,15} = 521,7 \text{ MPa} = 52,17 \text{ kN/cm}^2$$

Ao longo deste trabalho serão expostas mais definições de projeto conforme a estrutura que estiver sendo dimensionada.

### **3 LANÇAMENTO PRELIMINAR DA ESTRUTURA**

A definição da estrutura, constituiu como a primeira etapa do projeto. A partir do projeto arquitetônico (Apêndice B) recebido, foram localizados alguns pilares já lançados. Desta forma priorizou-se pelo lançamento dos pilares, das vigas e posteriormente das lajes. Inicialmente, notou-se que havia simetria na planta baixa do 2º e 3º pavimento no sentido Leste-Oeste, o que vai configurar uma estrutura “espelhada” em muitos elementos do edifício a ser projetado. Nota-se também no arquitetônico que as paredes, com exceção dos parapeitos das sacadas, possuem espessura de 20 cm. Então inicialmente abaixo dessas paredes foram lançadas as vigas do prédio e terminando com o lançamento das lajes. Procurou-se respeitar os locais para dutos da churrasqueira e shafts pré-determinados no arquitetônico.

#### **3.1 LANÇAMENTO DOS PILARES**

Para o lançamento dos pilares procurou-se respeitar vãos mínimos entre pilares de 2 m e máximos de 6 m, preferencialmente dispondo os pilares nos cantos dos cômodos e no encontro entre vigas. Tomou-se cuidado para não interferir no projeto arquitetônico, não interferindo, por exemplo, nas vagas de garagem do pavimento térreo. Uma seção inicial de 20 x 40 cm foi adotada, que é uma seção usual para edifícios correntes residenciais, para posterior pré-dimensionamento.

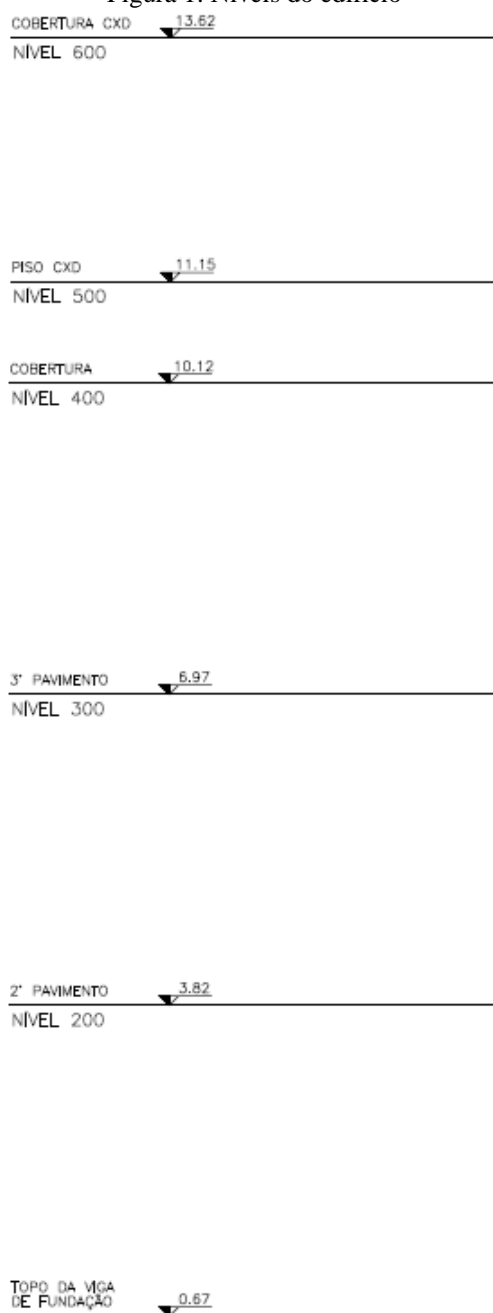
Dessa forma os pilares foram dispostos na planta baixa conforme planta de formas, totalizando 45 pilares:

Sendo assim, os pilares:

- 15, 17, 18, 19, 21, 22, 26, 27, 29 e 31 morrem no nível 600 (cobertura CXD – teto casa máquinas);
- 28 morre no nível 500 (piso CXD – casa máquinas);
- Todos os demais pilares morrem no nível 400 (cobertura).



Figura 1: Níveis do edifício



Fonte: Autor (2021)

### 3.2 PRÉ-DIMENSIONAMENTO DOS PILARES

Foi utilizado o método das áreas de influência, da antiga NB-1/78. A carga média por metro quadrado para pavimento tipo é considerada como  $12\text{kN/m}^2$  e para o pavimento de cobertura  $10\text{kN/m}^2$ .

Desta forma, a carga de serviço em um pilar foi determinada por:

$$Pk = 12 * n_{tipo} * Ai_{tipo} + 10 * Ai_{cob} + 12 * Ai_{casa\ máq.} + Reservatório$$

Onde:

$n_{tipo}$  = nº de pavimentos tipo;

$Ai_{tipo}$  = área de influência do pilar, em  $m^2$ , no pavimento tipo;

$Ai_{cob}$  = área de influência do pilar, em  $m^2$ , no pavimento de cobertura;

$Ai_{casa\ máq.}$  = área de influência do pilar, em  $m^2$ , no pavimento de casa de máquinas;

*Reservatório* = peso do reservatório dividido pelo número de pilares que sustentam o reservatório.

Embora a planta baixa do nível 300 e 400 seja diferente da planta do nível 200, que não possui sacadas para a fachada nordeste, foram adotadas, para fins de pré-dimensionamento dos pilares, as áreas da planta de formas do nível 300, que é uma simplificação que vai a favor da segurança, pois as áreas de influência dos pilares P05, P14, P35 e P43 são superiores ao que realmente deveria ser pelo cálculo feito, para o nível 200.

Por exemplo, para carga  $Pk$  do pilar P27:

$$n_{tipo} = 2;$$

$$Ai_{tipo} = Ai_{cob} = 11,95 \text{ m}^2;$$

$$Ai_{casa\ máq.} = 4,23 \text{ m}^2;$$

$$Ai_{cob, casa\ máq.} = 8,08 \text{ m}^2$$

$$Pk = 12 \frac{kN}{m^2} * 2 * 11,95m^2 + 10 \frac{kN}{m^2} * 11,95m^2 + 12 \frac{kN}{m^2} * 4,23m^2 + 10 \frac{kN}{m^2} * 8,08m^2; Pk = 537,78 \text{ kN}$$

A compressão centrada equivalente é calculada por:

$$Nd = Pd * \left( 1 + k * \nu * \frac{e}{h} \right) \geq 1,10$$

Onde:

$$Pd = \gamma_c * Pk$$

$$\gamma_c = 1,4$$

$k = 3$  – Para seções retangulares com pelo menos 2/3 da armadura nas bordas perpendiculares à direção de  $e$ ;

$$\nu = Pd / (Ac * fcd) > 0,7. \text{ Por simplicidade foi adotado } 1,00;$$

$e = ea + e2$ ; Pode-se adotar um valor inicial de  $e = 4$  cm;

$h = 20$  cm. Dimensão do pilar retangular paralela a atuação da excentricidade  $e$ .

Para o mesmo pilar (P27):

$$Pd = 1,4 * 537,78 \text{ kN} = 752,89 \text{ kN}$$

E

$$Nd = 752,39 \text{ kN} * \left(1 + 3 * 1 * \frac{4\text{cm}}{20\text{cm}}\right) \geq 1,10$$

$$Nd = 1204,63 \text{ kN}$$

E para pré-dimensionar a seção transversal, precisamos calcular a tensão ideal:

$$\sigma_{id} = 0,85 * f_{cd} * (1 - \rho) + \sigma_{sd} * \rho$$

Onde:

$$f_{cd} = f_{ck}/1,4$$

$\rho$  = taxa de armadura ( $A_s/A_c$ ), onde foi adotado 1%; e

$$\sigma_{sd} = E_s * \epsilon_s$$

Onde

$$\epsilon_s = \text{deformação do aço} = 2\text{‰}$$

Portanto

$$\sigma_{sd} = 200 \text{ GPa} * \frac{2}{1000} = 400 \text{ MPa}$$

Logo

$$\sigma_{id} = 19,03 \text{ MPa}$$

Assim, conseguimos achar a área da seção transversal (em  $\text{cm}^2$ ) do pilar:

$$A_c = \frac{Nd}{\sigma_{id}}$$

Para P27

$$A_c = \frac{1204,63 \text{ kN}}{1,903 \text{ kN/cm}^2} = 633,12 \text{ cm}^2$$

Portanto

$$A_c = 633,12 \text{ cm}^2 = b * h;$$

$$b = \frac{633,12 \text{ cm}^2}{20 \text{ cm}} = 32 \text{ cm}$$

O mesmo procedimento foi feito para todos os pilares do edifício seguindo o mesmo roteiro. Os resultados estão dispostos na tabela 2

Tabela 2: Pré-dimensionamento dos pilares

	<b>Ai, tipo (m<sup>2</sup>)</b>	<b>Ai, cob (m<sup>2</sup>)</b>	<b>Ai, casa maq (m<sup>2</sup>)</b>	<b>Ai, cob casa máq e reserv(m<sup>2</sup>)</b>	<b>Pk (kN)</b>	<b>Pd (kN)</b>	<b>Nd (kN)</b>	<b>Ac (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>b (cm)</b>
P1	6.75	6.75			229.50	321.30	514.08	270.19	14
P2	3.00	3.00			102.00	142.80	228.48	120.08	7
P3	1.00	1.00			33.92	47.48	75.97	39.93	2
P4	7.69	7.69			261.29	365.81	585.29	307.61	16
P5	9.41	9.41			319.85	447.79	716.47	376.56	19
P6	8.02	8.02			272.85	381.99	611.18	321.22	17
P7	5.00	5.00			169.83	237.76	380.42	199.94	10
P8	5.42	5.42			184.37	258.11	412.98	217.05	11
P9	16.34	16.34			555.48	777.67	1244.26	653.95	33
P10	12.09	12.09			410.97	575.36	920.58	483.83	25
P11	7.42	7.42			252.28	353.19	565.11	297.01	15
P12	13.80	13.80			469.20	656.88	1051.00	552.38	28
P13	12.33	12.33			419.05	586.67	938.67	493.34	25
P14	8.55	8.55			290.67	406.94	651.11	342.21	18
P15	6.45	6.45	3.07	3.08	292.90	410.06	656.10	344.83	18
P16	4.51	4.51			153.43	214.80	343.67	180.63	10
P17	8.51	8.51		4.07	330.21	462.30	739.68	388.76	20
P18	11.95	11.95	4.24	8.10	544.11	761.76	1218.81	640.58	33
P19	10.07	10.07	2.86	2.86	411.33	575.87	921.39	484.26	25
P20	9.85	9.85			334.90	468.86	750.17	394.27	20
P21	5.99	5.99	6.51	8.05	368.01	515.21	824.34	433.25	22
P22	7.77	7.77	2.10	2.10	316.37	442.91	708.66	372.45	19
P23	7.50	7.50			254.96	356.94	571.11	300.16	16
P24	4.39	4.39			149.36	209.10	334.56	175.84	9
P25	4.51	4.51			153.43	214.80	343.67	180.63	10
P26	8.51	8.51		4.07	330.20	462.28	739.65	388.74	20
P27	11.95	11.95	4.23	8.08	537.78	752.89	1204.63	633.12	32
P28	3.68	3.68			124.95	174.93	279.89	147.10	8
P29	10.07	10.07	2.63	2.62	400.17	560.24	896.39	471.12	24
P30	9.85	9.85			334.90	468.86	750.17	394.27	20
P31	4.35	4.35	3.78	3.78	231.02	323.43	517.48	271.98	14
P32	7.42	7.42			252.28	353.19	565.11	297.01	15
P33	13.80	13.80			469.20	656.88	1051.00	552.38	28
P34	12.33	12.33			419.05	586.67	938.67	493.34	25
P35	8.55	8.55			290.67	406.94	651.11	342.21	18
P36	16.34	16.34			555.48	777.67	1244.26	653.95	33
P37	12.09	12.09			410.97	575.36	920.58	483.83	25
P38	8.02	8.02			272.85	381.99	611.18	321.22	17
P39	5.00	5.00			169.83	237.76	380.42	199.94	10
P40	5.43	5.43			184.45	258.23	413.17	217.15	11
P41	1.00	1.00			33.92	47.48	75.97	39.93	2
P42	7.69	7.69			261.29	365.81	585.29	307.61	16
P43	9.41	9.41			319.86	447.80	716.48	376.56	19
P44	6.75	6.75			229.50	321.30	514.08	270.19	14
P45	3.00	3.00			102.00	142.80	228.48	120.08	7

Fonte: Autor (2021)

Com os dados da tabela 2 foi possível identificar que pelo pré-dimensionamento a seção inicial de 20 x 40 cm está ok. A seguir nesse trabalho os pilares serão dimensionados e suas seções transversais serão revistas.

### **3.3 LANÇAMENTO DAS LAJES E VIGAS**

Após feito o lançamento dos pilares, foi feito o lançamento das vigas e lajes juntamente, pois as vigas foram lançadas nos vãos entre lajes. As vigas foram dispostas de modo a evitar vãos maiores que 6 metros entre apoios, também se tomou cuidado para posicioná-las no centro dos elementos de vedação do edifício. No projeto existem vigas que se apoiam em pilares e vigas que se apoiam em outras vigas. Foi tomado cuidado em aumentar essa seção transversal para que as vigas que recebem essa carga pontual, fossem capazes de absorver tais esforços. Para as lajes procurou-se manter os vãos de até 6 metros também, devido ao cálculo de verificação da flecha excessiva, para não resultar em lajes maciças muito espessas.

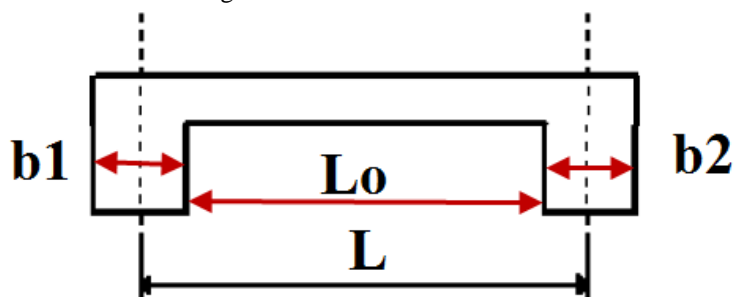
## 4 DIMENSIONAMENTO DE LAJES

Segundo Araújo (2014), as lajes são os elementos estruturais que têm a função básica de receber as cargas de utilização das edificações, aplicadas nos pisos, e transmiti-las às vigas. As lajes deste projeto serão do tipo lajes maciças em concreto armado. O dimensionamento das lajes deste edifício será exemplificado para alguns casos e sobre o restante das lajes será exposto os resultados do dimensionamento em forma de tabelas e posterior planta de armaduras e seus respectivos detalhamentos.

### 4.1 VÃOS TEÓRICOS DAS LAJES

Segundo Araújo (2014), nos casos correntes de edifícios, é usual adotar como vão teórico a distância entre os centros dos apoios, portanto os vãos livres serão chamados de  $l_{ox}$  e  $l_{oy}$  e os vãos teóricos (ou vãos de cálculos) serão chamados de  $l_x$  e  $l_y$  conforme figura 1:

Figura 2: Vão teórico de cálculo



Fonte: Autor (2021)

Nesse edifício não foram consideradas lajes em balanço, logo, as lajes das sacadas 209, 219, 309, 319, 409, 419 são lajes apoiadas em vigas que estão em balanço, então o vão livre considerado é o eixo das vigas adjacentes.

### 4.2 GEOMETRIA DAS LAJES

As lajes maciças de concreto armado podem ser classificadas em:

- Armadas em uma direção: quando a relação  $l_x/l_y$  é maior do que 2 (sendo  $l_x$  o vão maior);

- Armadas em cruz: quando a relação  $l_x/l_y$  é menor do que 2 (sendo  $l_x$  o vão maior);

Por exemplo, para a laje L201

$$lx = 290cm; ly = 520cm$$

$$\frac{ly}{lx} = 1,79$$

Logo, laje armada em cruz.

Já para a laje L212

$$lx = 150; ly = 523$$

$$\frac{ly}{lx} = 3,48$$

Logo, laje armada em uma direção.

Portanto, a distribuição da geometria das lajes será conforme tabela 3 abaixo:

Tabela 3: Geometria das lajes

LAJE=	LAJE	h (cm)	lx (cm)	ly (cm)	LAJE ARMADA EM	
	225	201	10	290	520	EMCRUZ
	226	202	10	190	520	1 DIREÇÃO
	228	203	10	190	500	1 DIREÇÃO
	230	204	10	390	170	1 DIREÇÃO
	223	205	10	220	560	1 DIREÇÃO
	227	206	10	320	350	EMCRUZ
	229	207	10	390	330	EMCRUZ
	224	208	10	152.5	117.5	EMCRUZ
	219	209	10	152.5	392.5	1 DIREÇÃO
	220	210	10	480	390	EMCRUZ
	222	211	13	750	350	1 DIREÇÃO
		212	10	150	522.5	1 DIREÇÃO
	221	213	10	220	140	EMCRUZ
		214	10	220	420	EMCRUZ
		215	10	190	210	EMCRUZ
	217	216	10	560	210	1 DIREÇÃO
		218	10	150	560	1 DIREÇÃO
	325	301	10	290	520	EMCRUZ
	326	302	10	190	520	1 DIREÇÃO
	328	303	10	190	500	1 DIREÇÃO
	330	304	10	390	170	1 DIREÇÃO
	323	305	10	220	560	1 DIREÇÃO
	327	306	10	320	350	EMCRUZ
	329	307	10	390	330	EMCRUZ
	324	308	10	152.5	82.5	EMCRUZ
	319	309	10	152.5	392.5	1 DIREÇÃO
	320	310	10	480	390	EMCRUZ
	322	311	13	750	350	1 DIREÇÃO
	318	312	10	150	522.5	1 DIREÇÃO
	321	313	10	220	140	EMCRUZ
		314	10	220	420	EMCRUZ
		315	10	190	210	EMCRUZ
	317	316	10	560	210	1 DIREÇÃO
	332	331	10	152.5	500	1 DIREÇÃO
	427	401	10	290	520	EMCRUZ
	428	402	10	190	520	1 DIREÇÃO
	430	403	10	190	500	1 DIREÇÃO
	432	404	10	390	170	1 DIREÇÃO
	425	405	10	220	560	1 DIREÇÃO
	429	406	10	320	350	EMCRUZ
	431	407	10	390	330	EMCRUZ
	426	408	10	152.5	82.5	EMCRUZ
	420	409	10	152.5	392.5	1 DIREÇÃO
	421	410	10	480	390	EMCRUZ
	423	411	10	190	350	EMCRUZ
	424	412	11	560	350	EMCRUZ
	419	413	10	147.5	525	1 DIREÇÃO
	422	414	10	220	140	EMCRUZ
		415	10	220	420	EMCRUZ
		416	10	190	210	EMCRUZ
	418	417	10	560	210	1 DIREÇÃO
	434	433	10	152.5	500	1 DIREÇÃO
		501	11	410	350	EMCRUZ
		502	10	220	350	EMCRUZ
		503	10	190	210	EMCRUZ
		504	10	190	140	EMCRUZ
		601	10	410	350	EMCRUZ
		602	10	360	420	EMCRUZ
		603	11	410	350	EMCRUZ

Fonte: Autor (2021)



### 4.3 CONDIÇÕES DE CONTORNO

O pavimento de edifícios correntes é uma estrutura única, contínua, composta por lajes e vigas apoiadas em alguns pilares. Nesse contexto, diversas metodologias de cálculo foram desenvolvidas para solucionar os equacionamentos das lajes, dentre elas pode-se citar Teoria das Grelhas, Teoria das Linhas de Ruptura, Teoria da Flexão de placas, Método dos Elementos Finitos, entre outras. O presente trabalho não tem por objetivo usar ferramentas computacionais sofisticadas, como método dos Elementos Finitos, portanto, foi escolhida uma metodologia simplificada que apresenta resultados satisfatórios para os momentos e reações das lajes, que seria o uso de tabelas para o cálculo de placas, admitindo que as lajes se apoiem em vigas flexíveis e considerando que os bordos sejam simplesmente apoiados. Essas tabelas estão disponíveis no Vol. 2 do livro Curso de Concreto Armado de José Milton de Araújo.

### 4.4 CARREGAMENTO NAS LAJES

As cargas consideradas nas lajes são divididas em cargas permanentes e variáveis ou acidentais.

#### 4.4.1 Cargas Permanentes e acidentais

##### 4.4.1.1 *Peso próprio*

Para o peso próprio foi preciso arbitrar uma altura para cada laje. Dessa forma, inicialmente foram escolhidas alturas de 10 cm para todas as lajes, que é uma altura usual em edifícios correntes residenciais. Ao longo do dimensionamento algumas alturas foram alteradas a fim de minimizar possíveis deformações excessivas e fissuração inaceitável.

$$g_1 = \gamma c * h$$

Onde

$\gamma c$  = peso específico do concreto armado = 25 kN/m<sup>3</sup>;

$h$  = altura da laje (m).

Por exemplo, para a espessura inicial de 10 cm para a L201:

$$g_1 = 25 \frac{kN}{m^3} * 0,1 m = 2,5 kN/m^2$$

#### 4.4.1.2 *Revestimento:*

A ABNT NBR-6120/2019 apresenta cargas de diferentes tipos de materiais para revestimento das lajes, tanto para pisos, como para forros em gesso, por exemplo. Porém, neste trabalho, para o revestimento adotou-se uma carga padrão para todas as lajes, denominado  $g_2 = 1,00 \text{ kN/m}^2$ , que é uma carga que se aproxima muito dos diversos valores dispostos em norma.

#### 4.4.1.3 *Peso de paredes sobre a laje:*

Segundo a NBR 6120, o peso das paredes para cálculo deve ser o seguinte

$\gamma_a = 13 \text{ kN/m}^3$  para alvenaria de tijolos furados;

$\gamma_a = 18 \text{ kN/m}^3$  para alvenaria de tijolos maciços.

Conforme projeto arquitetônico, foi considerado ainda um carregamento de alvenaria de tijolos furados sobre algumas lajes. Esses carregamentos são provenientes das paredes de divisa da circulação para os banheiros, ou da alvenaria das churrasqueiras nas sacadas. A metodologia de cálculo usada depende da geometria da laje e da distribuição do carregamento.

- a. Para as lajes armadas em uma direção e com carregamento com faixa paralelo ao vão menor:

A carga de parede é denominada  $Pa$ , e é calculada por

$$Pa = \gamma_a * b * H$$

Onde

$\gamma_a$  = peso específico da alvenaria;

$b$  = espessura da parede;

$H$  = altura da parede.

Nas lajes deste edifício, as paredes estão como um carregamento paralelo ao vão menor. Segundo Araújo (2014, vol. 2), há necessidade de reforçar uma faixa nas proximidades da parede.

Nesse caso, Araújo (2014), recomenda que esse reforço seja calculado para o momento adicional

$$Mx = 0,11 * Pa * lx$$

#### 4.4.1.4 *Exemplos*

Exemplo para o caso da laje L202

$$Pa = 13 \frac{kN}{m^3} * 0,2m * 3,0m = 7,8 kN/m$$

$$Mx = 0,11 * 7,8 * 1,90 = 1,63 kN.m$$

- b. Para as lajes armadas em cruz ou carregamento distribuído sobre a extensão da laje

Neste edifício as únicas lajes armadas em cruz que recebem um carregamento de parede são as pequenas lajes das churrasqueiras, são elas L208 = L224, L308 = L324, porém o comportamento da alvenaria nas lajes de sacada L212 e L218 é distribuído de maneira mais uniforme, portanto, calculado como se fosse um carregamento distribuído por unidade de área. O peso da alvenaria foi obtido distribuindo o carregamento pela área da laje

$$Pa = \gamma_a * \frac{b * H * lp}{lx * ly}$$

Onde

$lp$  = comprimento total de parede sobre a laje;

$lx, ly$  = vãos de cálculo da laje.

Exemplo para a laje L208, onde o carregamento de parede é denominado  $g_3$

$$g_3 = \frac{13kN}{m^3} * \frac{0,2m * 3m * 4m}{152,5m * 117,5m}$$

Descontando a área de 0,9 m<sup>2</sup>, conforme projeto arquitetônico, de aberturas da boca da churrasqueira e do espaço para carvão e lenhas, somando uma carga de 5 cm de concreto armado da laje da churrasqueira, chega-se a carga de:

$$g_3 = 10,91 kN/m^2$$

De maneira análoga foi feito para as outras lajes de sacadas que possuem churrasqueiras. Em todas as lajes de sacada foi um carregamento de 5 cm a mais de concreto armado em função da laje da churrasqueira. As dimensões de paredes foram retiradas do projeto arquitetônico. Vale acrescentar que algumas cargas de paredes, conforme compatibilização da planta de formas com arquitetônico, serão computadas posteriormente no cálculo das vigas. Portanto, certas paredes, como das sacadas, poderão ser contabilizadas duas vezes, levando a uma solução a favor da segurança. O resumo das cargas de parede está na tabela 4 abaixo:

Tabela 4: Resumo carregamento alvenarias em lajes

LAJE=	LAJE	LAJE ARMADA EM	comp.	altura	largura	abertura	Pa (kN/m) [somente p/ armado em 1 direção]	g3 (kN/m <sup>2</sup> )	Mx (parede)	As,x,calc (parede)
226	202	1 DIREÇÃO	1.70	3.00	0.20	1.89	7.80	1.34	1.63	0.63
228	203	1 DIREÇÃO	1.70	3.00	0.20	1.89	7.80	1.40	1.63	0.63
224	208	EM CRUZ	4.00	3.00	0.12	0.80		11.00		
	212	1 DIREÇÃO	2.65	3.00	0.12	0.80		2.67		
	218	1 DIREÇÃO	4.00	3.00	0.12	0.80		3.33		
326	302	1 DIREÇÃO	1.70	3.00	0.20	1.89	7.80	1.34	1.63	0.63
328	303	1 DIREÇÃO	1.70	3.00	0.20	1.89	7.80	1.40	1.63	0.63
324	308	EM CRUZ	2.65	3.00	0.12	0.80		10.12	0.00	
318	312	1 DIREÇÃO	2.65	3.00	0.12	0.80		2.67	0.00	
423	411	EM CRUZ	1.90	0.63	0.15			0.35	0.00	

Fonte: Autor (2021)

#### 4.4.1.5 Peso dos reservatórios

Conforme projeto arquitetônico, na laje 501 estão previstos 2 reservatórios de 1500l. Como a laje L501 é uma laje armada em cruz, o peso de água dos reservatórios foi considerado da seguinte forma:

$$P_{H_2O} = \gamma_{H_2O} * volume$$

$$\gamma_{H_2O} = \text{peso específico da água} = 10 \text{ kN/m}^3$$

$$volume = \text{volume de água em m}^3$$

$$\text{Portanto } P_{H_2O} = 10 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} * 3 \text{ m}^3 = 30 \text{ kN}$$

Esse peso de água foi distribuído de maneira uniforme na laje, segundo as dimensões lx e ly, portanto:

$$g_{3reserv} = \frac{P_{H_2O}}{lx * ly} = \frac{30 \text{ kN}}{4,1 \text{ m} * 3,5 \text{ m}} = 2,09 \text{ kN/m}^2$$

#### 4.4.1.6 Peso da cobertura

Segundo a NBR-6120, o peso a considerar da telha de fibrocimento e toda estrutura de madeiramento, é de 0,5 kN/m<sup>2</sup>, portanto essa carga é considerada para todas as lajes da

cobertura (lajes 400 e lajes 600). Com exceção das lajes 414, 415, 416 e 422 que estão abaixo do reservatório e da casa de máquinas.

#### *4.4.1.7 Peso da casa de máquinas e elevador*

Para as lajes 502, 503 e 504 considera-se apenas o peso próprio e o revestimento como cargas permanentes. Porém para a laje de piso do motor do elevador, foi considerado uma carga acidental de 14 kN/m<sup>2</sup>, como fez Araújo (2014) em seu livro de dimensionamento. Além disso, para o teto da casa de máquinas (laje 603) foi considerado uma carga acidental para o peso de 2 ganchos com capacidade de 40kN de suporte, conforme NBR 6122-2019. Essa carga foi distribuída pela área da laje 603.

#### *4.4.1.8 Cargas Acidentais*

As cargas acidentais são determinadas conforme a NBR-6120. E as cargas utilizadas conforme a utilização de cada laje estão dispostas na tabela 5 abaixo

Tabela 5: Carga acidental nas lajes, conforme uso e ocupação

<b>LAJE=</b>	<b>LAJE</b>	<b>Local</b>
225	201	Dorm,Sala, Coz,Sanit,Corred int.
226	202	Dorm,Sala, Coz,Sanit,Corred int.
228	203	Dorm,Sala, Coz,Sanit,Corred int.
230	204	Dorm,Sala, Coz,Sanit,Corred int.
223	205	Dorm,Sala, Coz,Sanit,Corred int.
227	206	Dorm,Sala, Coz,Sanit,Corred int.
229	207	Dorm,Sala, Coz,Sanit,Corred int.
224	208	Sacadas varandas e terraços
219	209	Sacadas varandas e terraços
220	210	Dorm,Sala, Coz,Sanit,Corred int.
222	211	Dorm,Sala, Coz,Sanit,Corred int.
	212	Sacadas varandas e terraços
221	213	Corredores de uso comum
	214	Corredores de uso comum
	215	Corredores de uso comum
217	216	Dispensa, area de serviço e lavanderia
	218	Sacadas varandas e terraços
325	301	Dorm,Sala, Coz,Sanit,Corred int.
326	302	Dorm,Sala, Coz,Sanit,Corred int.
328	303	Dorm,Sala, Coz,Sanit,Corred int.
330	304	Dorm,Sala, Coz,Sanit,Corred int.
323	305	Dorm,Sala, Coz,Sanit,Corred int.
327	306	Dorm,Sala, Coz,Sanit,Corred int.
329	307	Dorm,Sala, Coz,Sanit,Corred int.
324	308	Sacadas varandas e terraços
319	309	Sacadas varandas e terraços
320	310	Dorm,Sala, Coz,Sanit,Corred int.
322	311	Dorm,Sala, Coz,Sanit,Corred int.
318	312	Sacadas varandas e terraços
321	313	Corredores de uso comum
	314	Corredores de uso comum
	315	Corredores de uso comum
317	316	Dispensa, area de serviço e lavanderia
332	331	Sacadas varandas e terraços
427	401	Coberturas Com acesso apenas para manutenção
428	402	Coberturas Com acesso apenas para manutenção
430	403	Coberturas Com acesso apenas para manutenção
432	404	Coberturas Com acesso apenas para manutenção
425	405	Coberturas Com acesso apenas para manutenção
429	406	Coberturas Com acesso apenas para manutenção
431	407	Coberturas Com acesso apenas para manutenção
426	408	Coberturas Com acesso apenas para manutenção
420	409	Coberturas Com acesso apenas para manutenção
421	410	Coberturas Com acesso apenas para manutenção
423	411	Coberturas Com acesso apenas para manutenção
424	412	Coberturas Com acesso apenas para manutenção
419	413	Coberturas Com acesso apenas para manutenção
422	414	Coberturas Com acesso apenas para manutenção
	415	Coberturas Com acesso apenas para manutenção
	416	Coberturas Com acesso apenas para manutenção
418	417	Coberturas Com acesso apenas para manutenção
434	433	Coberturas Com acesso apenas para manutenção
	501	Áreas técnicas em geral
	502	Áreas técnicas em geral
	503	Áreas técnicas em geral
	504	Áreas técnicas em geral
	601	Coberturas Com acesso apenas para manutenção
	602	Coberturas Com acesso apenas para manutenção
	603	Coberturas Com acesso apenas para manutenção

Fonte: Autor (2021)

#### 4.4.2 Carregamento total

Para o cálculo dos esforços nas lajes usa-se o carregamento total (sem separação das cargas permanentes e acidentais), conforme NBR 6118. Logo a carga de cálculo  $p_k$  é dada por

$$p_k = g + q$$

Onde:

$$g = g_1 + g_2 + g_3$$

Onde:  $g_1$  é o peso próprio,  $g_2$  é o revestimento e  $g_3$  é peso de paredes ou telhado ou reservatório.

Os valores de cada laje estão dispostos na tabela 6 abaixo:

Tabela 6: Carregamentos totais das lajes

LAJE=	LAJE	PP g1 (kN/m <sup>2</sup> )	Revest. g2 (kN/m <sup>2</sup> )	paredes g3 (kN/m <sup>2</sup> )	Telha fibroc. Cobertura	G [p/ dim.1] (kN/m)	q (kN/m <sup>2</sup> )	Combinaçã normal Po (kN/m <sup>2</sup> )	
	225	201	2.50	1.00			3.50	1.5	5.00
	226	202	2.50	1.00	1.34		4.84	1.5	6.34
	228	203	2.50	1.00	1.40		4.90	1.5	6.40
	230	204	2.50	1.00			3.50	1.5	5.00
	223	205	2.50	1.00			3.75	1.5	5.25
	227	206	2.50	1.00			3.50	1.5	5.00
	229	207	2.50	1.00			3.50	1.5	5.00
	224	208	2.50	1.00	11.00		14.50	2.5	17.00
	219	209	2.50	1.00			3.50	2.5	6.00
	220	210	2.50	1.00			3.50	1.5	5.00
	222	211	3.25	1.00			4.25	1.5	5.75
		212	2.50	1.00	2.67		6.17	2.5	8.67
	221	213	2.50	1.00			3.50	3	6.50
		214	2.50	1.00			3.50	3	6.50
		215	2.50	1.00			3.50	3	6.50
	217	216	2.50	1.00			3.77	2	5.77
		218	2.50	1.00	3.33		6.83	2.5	9.33
	325	301	2.50	1.00			3.50	1.5	5.00
	326	302	2.50	1.00	1.34		4.84	1.5	6.34
	328	303	2.50	1.00	1.40		4.90	1.5	6.40
	330	304	2.50	1.00			3.50	1.5	5.00
	323	305	2.50	1.00			3.75	1.5	5.25
	327	306	2.50	1.00			3.50	1.5	5.00
	329	307	2.50	1.00			3.50	1.5	5.00
	324	308	2.50	1.00	10.12		13.62	2.5	16.12
	319	309	2.50	1.00			3.50	2.5	6.00
	320	310	2.50	1.00			3.50	1.5	5.00
	322	311	3.25	1.00			4.25	1.5	5.75
	318	312	2.50	1.00	2.67		6.17	2.5	8.67
	321	313	2.50	1.00			3.50	3	6.50
		314	2.50	1.00			3.50	3	6.50
		315	2.50	1.00			3.50	3	6.50
	317	316	2.50	1.00			3.77	2	5.77
	332	331	2.50	1.00			3.50	2.5	6.00
	427	401	2.50	1.00		0.50	4.00	1	5.00
	428	402	2.50	1.00		0.50	4.00	1	5.00
	430	403	2.50	1.00		0.50	4.00	1	5.00
	432	404	2.50	1.00		0.50	4.00	1	5.00
	425	405	2.50	1.00		0.50	4.00	1	5.00
	429	406	2.50	1.00		0.50	4.00	1	5.00
	431	407	2.50	1.00		0.50	4.00	1	5.00
	426	408	2.50	1.00		0.50	4.00	1	5.00
	420	409	2.50	1.00		0.50	4.00	1	5.00
	421	410	2.50	1.00		0.50	4.00	1	5.00
	423	411	2.50	1.00	0.35	0.50	4.35	1	5.35
	424	412	2.75	1.00		0.50	4.25	1	5.25
	419	413	2.50	1.00		0.50	4.00	1	5.00
	422	414	2.50	1.00		1.50	5.00	1	6.00
		415	2.50	1.00			3.50	1	4.50
		416	2.50	1.00			3.50	1	4.50
	418	417	2.50	1.00		0.50	4.00	1	5.00
	434	433	2.50	1.00		0.5	4.00	1	5.00
		501	2.75	1.00	2.09		5.84	3	8.84
		502	2.50	1.00			3.50	3	6.50
		503	2.50	1.00			3.50	14	17.50
		504	2.50	1.00			3.50	3	6.50
		601	2.50	1.00		0.50	4.00	1	5.00
		602	2.50	1.00		0.50	4.00	1	5.00
		603	2.75	1.00		0.50	4.25	6.57	10.82

Fonte: Autor (2021)



## 4.5 CÁLCULO DOS ESFORÇOS

Conforme mencionado em 6.3, o cálculo dos esforços foi feito através do uso das tabelas para o cálculo de placas do Vol. 2 do Curso de Concreto Armado do prof. José Milton de Araújo.

### 4.5.1 Para as lajes armadas em cruz

Foi usada a tabela A2.1 – Laje retangular simplesmente apoiada no contorno com carga uniformemente distribuída.

Tabela 7: Coeficientes adimensionais da Tabela A2.1 para o cálculo de lajes armadas em cruz

lx/ly	wc	mx	my	mxy	rx	ry
0.50	10.13	100.0	36.7	52.8	269	366
0.55	9.38	93.4	38.8	51.8	268	353
0.60	8.65	86.9	40.7	50.6	267	340
0.65	7.94	80.5	42.3	49.4	266	326
0.70	7.26	74.3	43.5	47.9	265	315
0.75	6.62	68.3	44.2	46.3	263	303
0.80	6.03	62.7	44.6	44.6	261	291
0.85	5.48	57.6	44.9	42.8	259	281
0.90	4.98	52.8	45.0	41.0	256	270
0.95	4.51	48.3	44.7	39.1	253	260
1.00	4.06	44.2	44.2	37.1	250	250

Fonte: Autor (2021), adaptado de Araújo (2014).

Dessa tabela retiraram-se os coeficientes necessários para cálculo dos momentos fletores, reações de apoio, verificação da flecha e momentos torçores nos cantos. Para o dimensionamento da armadura de flexão calcula-se o coeficiente lx/ly e retira-se os coeficientes de dimensionamento, conforme exemplo abaixo:

### 4.5.2 Para a laje L201:

$$lx/ly=0,56$$

Interpolando na tabela A2.1, retira-se os coeficientes adimensionais:

$$w_c = 9,27; m_x = 92,40; m_y = 39,09; m_{xy} = 54,62; r_x = 267,85; r_y = 351,00$$

Os momentos fletores no centro da laje são dados por:

$$Mk_x = 0,001 * m_x * p_k * lx^2$$

$$Mk_y = 0,001 * m_y * p_k * lx^2$$

O momento torçor nos cantos é

$$M_{xy} = 0,001 * m_{xy} * p_k * lx^2$$

As reações de apoio são

$$Rk_x = 0,001 * r_x * p_k * lx$$

$$Rk_y = 0,001 * r_y * p_k * lx$$

Onde

$p_k$  = carga de serviço, conforme tabela 2;

$lx$  = menor vão entre  $lx$  e  $ly$ .

Portanto em L201:

$$Mk_x = 0,001 * 92,40 * 5,00 \frac{kN}{m^2} * (2,90m)^2 = 3,89 kN.m/m$$

$$Mk_y = 0,001 * 39,09 * 5,00 \frac{kN}{m^2} * (2,90m)^2 = 1,64 kN.m/m$$

$$M_{xy} = 0,001 * 54,62 * 5,00 \frac{kN}{m^2} * (2,90m)^2 = 2,17 kN.m/m$$

$$Rk_x = 0,001 * 267,85 * 5,00 \frac{kN}{m^2} * 2,90m = 3,88 kN/m$$

$$Rk_y = 0,001 * 351 * 5,00 \frac{kN}{m^2} * 2,90 = 5,09 kN/m$$

#### 4.5.3 Para as lajes armadas em 1 direção

O dimensionamento das lajes armadas em uma direção foi feito semelhante ao cálculo de uma viga simplesmente apoiada, em função da sua geometria. Os cálculos são feitos para a faixa de 1 metro de laje, porém usados os cálculos de vigas. Sempre o dimensionamento é feito na direção paralela ao menor vão de cada laje, portanto:

O momento no centro da laje é dado por:

$$M_k = \frac{p_k * lx^2}{8}$$

As reações de apoio são dadas por:

$$Rk_y = \frac{p_k * lx}{2}$$

Araújo (2014), recomenda que, embora as lajes estejam armadas em 1 direção, convém ainda considerar algum carregamento para o dimensionamento das vigas segundo os menores vãos. Nesse sentido, as reações podem ser dadas por:

$$Rk_x = \frac{p_k * lx}{4}$$

Onde

$lx$  = menor vão de cálculo.

4.5.3.1 Para a laje L202

$$M_k = \frac{5,00 \text{ kN/m}^2 * (1,90\text{m})^2}{8} = 2,26 \text{ kN.m/m}$$

$$Rk_y = \frac{5,00 \text{ kN/m}^2 * 1,90\text{m}}{2} = 4,75 \text{ kN/m}$$

$$Rk_y = \frac{5,00 \text{ kN/m}^2 * 1,90\text{m}}{4} = 2,38 \text{ kN/m}$$

Sendo assim, os carregamentos das lajes do edifício estão expostos na tabela 8 abaixo:

Tabela 8: Momentos fletores e reações de apoio das lajes

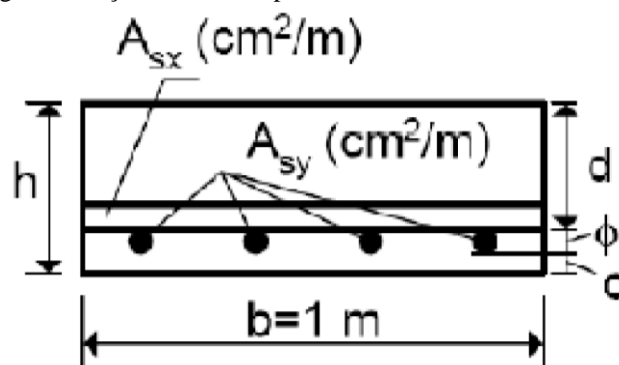
LAJE=	LAJE	Momentos			Reação carregamento total	
		Mk,x (kNm/m)	Mk,y (kNm/m)	Mk,xy (kNm/m)	Rx (kN/m)	Ry (kN/m)
225	201	3.89	1.64	2.17	3.88	5.09
226	202	2.86	0.00	0.00	3.01	6.03
228	203	2.89	0.00	0.00	3.04	6.08
230	204	0.00	1.81	0.00	4.25	2.13
223	205	3.18	0.00	0.00	2.89	5.78
227	206	2.64	2.30	2.07	4.08	4.27
229	207	3.16	2.44	2.34	4.28	4.65
224	208	1.55	1.04	1.07	5.24	5.95
219	209	1.74	0.00	0.00	2.29	4.58
220	210	4.67	3.40	3.36	5.08	5.63
222	211	0.00	8.80	0.00	10.06	5.03
	212	2.44	0.00	0.00	3.25	6.50
221	213	1.05	0.53	0.63	2.42	3.00
	214	3.05	1.19	1.65	3.84	5.15
	215	1.23	1.06	0.96	3.16	3.32
217	216	0.00	3.18	0.00	6.05	3.03
	218	2.62	0.00	0.00	3.50	7.00
325	301	3.89	1.64	2.17	3.88	5.09
326	302	2.86	0.00	0.00	3.01	6.03
328	303	2.89	0.00	0.00	3.04	6.08
330	304	0.00	1.81	0.00	4.25	2.13
323	305	3.18	0.00	0.00	2.89	5.78
327	306	2.64	2.30	2.07	4.08	4.27
329	307	3.16	2.44	2.34	4.28	4.65
324	308	1.04	0.42	0.57	3.57	4.72
319	309	1.74	0.00	0.00	2.29	4.58
320	310	4.67	3.40	3.36	5.08	5.63
322	311	0.00	8.80	0.00	10.06	5.03
318	312	2.44	0.00	0.00	3.25	6.50
321	313	1.05	0.53	0.63	2.42	3.00
	314	3.05	1.19	1.65	3.84	5.15
	315	1.23	1.06	0.96	3.16	3.32
317	316	0.00	3.18	0.00	6.05	3.03
332	331	1.74	0.00	0.00	2.29	4.58
427	401	3.89	1.64	2.17	3.88	5.09
428	402	2.26	0.00	0.00	2.38	4.75
430	403	2.26	0.00	0.00	2.38	4.75
432	404	0.00	1.81	0.00	4.25	2.13
425	405	3.03	0.00	0.00	2.75	5.50
429	406	2.64	2.30	2.07	4.08	4.27
431	407	3.16	2.44	2.34	4.28	4.65
426	408	0.32	0.13	0.18	1.11	1.47
420	409	1.45	0.00	0.00	1.91	3.81
421	410	4.67	3.40	3.36	5.08	5.63
423	411	1.82	0.74	1.00	2.73	3.61
424	412	5.38	2.67	3.22	4.90	6.12
419	413	1.36	0.00	0.00	1.84	3.69
422	414	0.97	0.49	0.58	2.24	2.77
	415	2.11	0.82	1.14	2.66	3.56
	416	0.85	0.73	0.66	2.19	2.30
418	417	0.00	2.76	0.00	5.25	2.63
434	433	1.45	0.00	0.00	1.91	3.81
	501	6.20	4.86	4.62	8.01	8.67
	502	2.62	1.31	1.57	3.81	4.75
	503	3.31	2.84	2.58	8.50	8.95
	504	0.89	0.56	0.60	2.40	2.79
	601	3.51	2.75	2.61	4.53	4.90
	602	3.69	2.91	2.76	4.65	5.03
	603	7.59	5.95	5.66	9.80	10.62

Fonte: Autor (2021)

#### 4.6 CÁLCULO DAS ARMADURAS DE FLEXÃO DAS LAJES

O dimensionamento das armaduras de flexão foi feito de acordo com os procedimentos de cálculo apresentados no capítulo 4 do vol. 1 e capítulo 4 do vol. 2 de Araújo (2014). O passo a passo utilizado neste trabalho será exposto a seguir. Para o dimensionamento a flexão é usado a combinação última de serviço, então as ações são majoradas pelo coeficiente de ponderação  $\gamma_f = 1,4$ . O dimensionamento das lajes maciças é feito para uma seção retangular de largura 1 m e altura útil  $d$ , conforme figura abaixo:

Figura 3: Seção transversal para cálculo das armaduras das lajes



Fonte: Araújo (2014, vol. 2, p.174)

$$d = h - \phi - c$$

Onde

$h$  é a altura da peça;

$c$  é cobrimento nominal = 2,5 cm, conforme a CAA definida na tabela 1;

$\phi$  = diâmetro das barras. Admitiu-se barras de 5 mm.

Portanto, para as lajes deste edifício tem-se

$$d = h - 3 \text{ cm}$$

Então é calculado o valor do momento fletor reduzido  $\mu$

$$\mu = \frac{\gamma_f * M_k}{b * d^2 * \sigma_{cd}}$$

O cálculo do momento fletor reduzido  $\mu$  é feito segundo as direções  $x$  e  $y$ , com os respectivos momentos fletores  $M_{k,x}$  e  $M_{k,y}$

Esse valor deve ser inferior ao momento fletor limite  $\mu_{lim} = 0,2952$ , para que se garanta armadura simples.

Após, é feito o cálculo da profundidade relativa da linha neutra  $\xi$ , dada por:

$$\xi = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 * \mu}}{\lambda}$$

Onde  $\lambda = 0,80$  para  $f_{ck} < 50 \text{ MPa}$ , conforme NBR 6118 pg. 121.

O adimensional  $\xi$  deve ser menor do que a profundidade limite da linha neutra  $\xi_{lim} = 0,45$  conforme recomenda NBR 6118 [pg. 91], para que se evite o domínio 4, onde ocorre ruptura frágil, garantindo assim, maior ductilidade às peças de concreto armado.

Assim a área de aço é dada por:

$$A_s = \lambda * \xi * b * d * \frac{\sigma_{cd}}{f_{yd}}, \text{ cm}^2/\text{m}$$

O cálculo dessa armadura deve ser comparado com a armadura mínima, dada por

$$A_{s,min} = \rho_{min} * 100 * h, \text{ cm}^2/\text{m}$$

Onde  $\rho_{min}$  é a taxa mínima de armadura de flexão (%). Para  $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$  e aços CA-50 e CA-60  $\rho_{min} = 0,15\%$

Araújo (2014) recomenda que sejam evitados inúmeros dimensionamentos de lajes que terminariam por resultar em armadura mínima. Então foi elaborada uma tabela em que são fornecidos os valores de momentos fletores de serviço  $M_{k,min}$  correspondentes à armadura mínima das lajes.

Tabela 9: Momentos fletores de serviço correspondentes à armadura mínima em lajes

Momentos Fletores em kN.m/m			<b>AÇO CA 50</b>
h (cm)	fck=20 MPa	fck=25 MPa	fck=30MPa
7	1.41	1.42	1.61
8	1.97	1.99	2.25
9	2.62	2.64	3
10	3.37	3.39	3.85
11	4.2	4.23	4.81
12	5.13	5.17	5.86
13	6.15	6.19	7.03
14	7.25	7.3	8.29
15	8.45	8.51	9.66
Momentos Fletores em kN.m/m			<b>AÇO CA 60</b>
h (cm)	fck=20 MPa	fck=25 MPa	fck=30MPa
7	1.67	1.69	1.7
8	2.34	2.37	2.38
9	3.12	3.15	3.17
10	4.01	4.05	4.07
11	5.01	5.05	5.08
12	6.11	6.17	6.2
13	7.33	7.39	7.43
14	8.65	8.72	8.76
15	10.08	10.16	10.21

Fonte: adaptado de Araújo (2014), Vol. 2, p.177

Portanto, a tabela abaixo representa as verificações sugeridas por Araújo (2014) conforme a tabela 9 acima.

Tabela 10: Verificação do momento que gera armadura mínima.

		VERIF. Momento mínim.	
LAJE=	LAJE	Em x	Em y
225	201	As,x,min	As,y,min
226	202	As,x,min	As,distribuição
228	203	As,x,min	As,distribuição
230	204	As,distribuição	As,y,min
223	205	As,x,min	As,distribuição
227	206	As,x,min	As,y,min
229	207	As,x,min	As,y,min
224	208	As,x,min	As,y,min
219	209	As,x,min	As,distribuição
220	210	Calcular As,x	As,y,min
222	211	As,distribuição	Calcular As,y
	212	As,x,min	As,distribuição
221	213	As,x,min	As,y,min
	214	As,x,min	As,y,min
	215	As,x,min	As,y,min
217	216	As,distribuição	As,y,min
	218	As,x,min	As,distribuição
325	301	As,x,min	As,y,min
326	302	As,x,min	As,distribuição
328	303	As,x,min	As,distribuição
330	304	As,distribuição	As,y,min
323	305	As,x,min	As,distribuição
327	306	As,x,min	As,y,min
329	307	As,x,min	As,y,min
324	308	As,x,min	As,y,min
319	309	As,x,min	As,distribuição
320	310	Calcular As,x	As,y,min
322	311	As,distribuição	Calcular As,y
318	312	As,x,min	As,distribuição
321	313	As,x,min	As,y,min
	314	As,x,min	As,y,min
	315	As,x,min	As,y,min
317	316	As,distribuição	As,y,min
332	331	As,x,min	As,distribuição
427	401	As,x,min	As,y,min
428	402	As,x,min	As,distribuição
430	403	As,x,min	As,distribuição
432	404	As,distribuição	As,y,min
425	405	As,x,min	As,distribuição
429	406	As,x,min	As,y,min
431	407	As,x,min	As,y,min
426	408	As,x,min	As,y,min
420	409	As,x,min	As,distribuição
421	410	Calcular As,x	As,y,min
423	411	As,x,min	As,y,min
424	412	Calcular As,x	As,y,min
419	413	As,x,min	As,distribuição
422	414	As,x,min	As,y,min
	415	As,x,min	As,y,min
	416	As,x,min	As,y,min
418	417	As,distribuição	As,y,min
434	433	As,x,min	As,distribuição
	501	Calcular As,x	Calcular As,y
	502	As,x,min	As,y,min
	503	As,x,min	As,y,min
	504	As,x,min	As,y,min
	601	As,x,min	As,y,min
	602	As,x,min	As,y,min
	603	Calcular As,x	Calcular As,y

Fonte: Autor (2021).



Sendo assim, o resultado obtido das análises das tabelas acima, somado aos cálculos feitos da área de aço conforme explicado acima e consultando a tabela 11 abaixo desenvolvida por Araújo (2014), conclui-se a próxima tabela de dimensionamento que contém os dados da área de aço calculados, em função das verificações de momento mínimo, área de aço mínima, e área de aço calculadas, além dos espaçamentos de armaduras e bitolas utilizadas.

Tabela 11: Área de seção de armadura por metro de largura ( $\text{cm}^2/\text{m}$ )

espaçamento S (cm)	Bitola (Phi)			
	4.2	5	6.3	8
7.0	1.98	2.8	4.45	7.18
7.5	1.85	2.62	4.16	6.7
8	1.73	2.45	3.9	6.28
8.5	1.63	2.31	3.67	5.91
9.0	1.54	2.18	3.46	5.59
9.5	1.46	2.07	3.28	5.29
10.0	1.39	1.96	3.12	5.03
11.0	1.26	1.78	2.83	4.57
12.0	1.15	1.64	2.6	4.19
13.0	1.07	1.51	2.4	3.87
14.0	0.99	1.4	2.23	3.59
15.0	0.92	1.31	2.08	3.35
16.0	0.87	1.23	1.95	3.14
17.0	0.81	1.15	1.83	2.96
18.0	0.77	1.09	1.73	2.79
19.0	0.73	1.03	1.64	2.65
20.0	0.69	0.98	1.56	2.51
21.0	0.66	0.93	1.48	2.39
22.0	0.63	0.89	1.42	2.28
23.0	0.6	0.85	1.36	2.19
24.0	0.58	0.82	1.3	2.09
25.0	0.55	0.79	1.25	2.01
26.0	0.53	0.76	1.2	1.93
27.0	0.51	0.73	1.15	1.86
28.0	0.49	0.7	1.11	1.8
29.0	0.48	0.68	1.07	1.73
30.0	0.46	0.65	1.04	1.68

Fonte: Autor (2021), adaptado de Araújo (2014, Vol. 2 pg. 414)

Finalmente chega-se às áreas de aço adotadas no projeto. O número de barras (n) é feito dividindo o vão livre  $l_0$  pelo espaçamento S (cm) obtido do dimensionamento, arredondando para o número inteiro imediatamente inferior.

Tabela 12: Resumo das áreas de aço obtidas no dimensionamento.

LAJE=	LAJE	h (cm)	b <sub>x</sub> (cm)	l <sub>y</sub> (cm)	LAJE ARMADA EM	A <sub>s,x,calc</sub>	φ <sub>x</sub> (mm)	S (cm)	n	A <sub>s,x,e</sub>	A <sub>s,y,calc</sub>	φ <sub>y</sub> (mm)	S (cm)	n	A <sub>s,y,e</sub>	
	225	201	10	290	520	EM CRUZ	1,50	5	13	38	1,51	1,50	5	13	20	1,51
	226	202	10	190	520	1 DIREÇÃO	1,50	5	13	38	1,51	0,00	5	13	13	1,51
	228	203	10	190	500	1 DIREÇÃO	1,50	5	13	36	1,51	0,00	5	13	13	1,51
	230	204	10	390	170	1 DIREÇÃO	0,00	5	13	11	1,51	1,50	5	13	28	1,51
	223	205	10	220	560	1 DIREÇÃO	1,50	5	13	41	1,51	0,00	5	13	15	1,51
	227	206	10	320	350	EM CRUZ	1,50	5	13	25	1,51	1,50	5	13	23	1,51
	229	207	10	390	330	EM CRUZ	1,50	5	13	23	1,51	1,50	5	13	28	1,51
	224	208	10	152.5	117.5	EM CRUZ	1,50	5	13	7	1,51	1,50	5	13	10	1,51
	219	209	10	152.5	392.5	1 DIREÇÃO	1,50	5	13	28	1,51	0,00	5	13	10	1,51
	220	210	10	480	390	EM CRUZ	1,88	5	10	37	1,96	1,50	5	13	35	1,51
	222	211	13	750	350	1 DIREÇÃO	0,00	5	10	33	1,96	2,47	5	7,5	97	2,62
	212	10	150	522.5	1 DIREÇÃO	1,50	5	13	38	1,51	0,00	5	13	10	1,51	
	221	213	10	220	140	EM CRUZ	1,50	5	13	9	1,51	1,50	5	13	15	1,51
	214	10	220	420	EM CRUZ	1,50	5	13	30	1,51	1,50	5	13	15	1,51	
	215	10	190	210	EM CRUZ	1,50	5	13	14	1,51	1,50	5	13	13	1,51	
	217	216	10	560	210	1 DIREÇÃO	0,00	5	13	14	1,51	1,50	5	13	41	1,51
	218	10	150	560	1 DIREÇÃO	1,50	5	13	41	1,51	0,00	5	13	10	1,51	
	325	301	10	290	520	EM CRUZ	1,50	5	13	38	1,51	1,50	5	13	20	1,51
	326	302	10	190	520	1 DIREÇÃO	1,50	5	13	38	1,51	0,00	5	13	13	1,51
	328	303	10	190	500	1 DIREÇÃO	1,50	5	13	36	1,51	0,00	5	13	13	1,51
	330	304	10	390	170	1 DIREÇÃO	0,00	5	13	11	1,51	1,50	5	13	28	1,51
	323	305	10	220	560	1 DIREÇÃO	1,50	5	13	41	1,51	0,00	5	13	15	1,51
	327	306	10	320	350	EM CRUZ	1,50	5	13	25	1,51	1,50	5	13	23	1,51
	329	307	10	390	330	EM CRUZ	1,50	5	13	23	1,51	1,50	5	13	28	1,51
	324	308	10	152.5	82.5	EM CRUZ	1,50	5	13	5	1,51	1,50	5	13	10	1,51
	319	309	10	152.5	392.5	1 DIREÇÃO	1,50	5	13	28	1,51	0,00	5	13	10	1,51
	320	310	10	480	390	EM CRUZ	1,88	5	10	37	1,96	1,50	5	13	35	1,51
	322	311	13	750	350	1 DIREÇÃO	0,00	5	10	33	1,96	2,47	5	7,5	97	2,62
	318	312	10	150	522.5	1 DIREÇÃO	1,50	5	13	38	1,51	0,00	5	13	10	1,51
	321	313	10	220	140	EM CRUZ	1,50	5	13	9	1,51	1,50	5	13	15	1,51
	314	10	220	420	EM CRUZ	1,50	5	13	30	1,51	1,50	5	13	15	1,51	
	315	10	190	210	EM CRUZ	1,50	5	13	14	1,51	1,50	5	13	13	1,51	
	317	316	10	560	210	1 DIREÇÃO	0,00	5	13	14	1,51	1,50	5	13	41	1,51
	332	331	10	152.5	500	1 DIREÇÃO	1,50	5	13	37	1,51	0,00	5	13	10	1,51
	427	401	10	290	520	EM CRUZ	1,50	5	13	38	1,51	1,50	5	13	20	1,51
	428	402	10	190	520	1 DIREÇÃO	1,50	5	13	38	1,51	0,00	5	13	13	1,51
	430	403	10	190	500	1 DIREÇÃO	1,50	5	13	36	1,51	0,00	5	13	13	1,51
	432	404	10	390	170	1 DIREÇÃO	0,00	5	13	11	1,51	1,50	5	13	28	1,51
	425	405	10	220	560	1 DIREÇÃO	1,50	5	13	41	1,51	0,00	5	13	15	1,51
	429	406	10	320	350	EM CRUZ	1,50	5	13	25	1,51	1,50	5	13	23	1,51
	431	407	10	390	330	EM CRUZ	1,50	5	13	23	1,51	1,50	5	13	28	1,51
	426	408	10	152.5	82.5	EM CRUZ	1,50	5	13	5	1,51	1,50	5	13	10	1,51
	420	409	10	152.5	392.5	1 DIREÇÃO	1,50	5	13	28	1,51	0,00	5	13	10	1,51
	421	410	10	480	390	EM CRUZ	1,88	5	10	37	1,96	1,50	5	13	35	1,51
	423	411	10	190	350	EM CRUZ	1,50	5	13	25	1,51	1,50	5	13	13	1,51
	424	412	11	560	350	EM CRUZ	1,88	5	10	33	1,96	1,50	5	13	41	1,51
	419	413	10	147.5	525	1 DIREÇÃO	1,50	5	13	38	1,51	0,00	5	13	10	1,51
	422	414	10	220	140	EM CRUZ	1,50	5	13	9	1,51	1,50	5	13	15	1,51
	415	10	220	420	EM CRUZ	1,50	5	13	30	1,51	1,50	5	13	15	1,51	
	416	10	190	210	EM CRUZ	1,50	5	13	14	1,51	1,50	5	13	13	1,51	
	418	417	10	560	210	1 DIREÇÃO	0,00	5	13	14	1,51	1,50	5	13	41	1,51
	434	433	10	152.5	500	1 DIREÇÃO	1,50	5	13	37	1,51	0,00	5	13	10	1,51
	501	11	410	350	EM CRUZ	2,18	5	8,5	38	2,31	1,69	5	11	35	1,78	
	502	10	220	350	EM CRUZ	1,50	5	13	25	1,51	1,50	5	13	15	1,51	
	503	10	190	210	EM CRUZ	1,50	5	13	14	1,51	1,50	5	13	13	1,51	
	504	10	190	140	EM CRUZ	1,50	5	13	9	1,51	1,50	5	13	13	1,51	
	601	10	410	350	EM CRUZ	1,50	5	13	25	1,51	1,50	5	13	30	1,51	
	602	10	360	420	EM CRUZ	1,50	5	13	30	1,51	1,50	5	13	26	1,51	
	603	11	410	350	EM CRUZ	2,70	5	7	47	2,8	2,09	5	9	43	2,18	

Fonte: Autor (2021).

## 4.7 VERIFICAÇÕES

### 4.7.1 Verificação da flecha

#### 4.7.1.1 Carregamento

A verificação da flecha das lajes é feita segundo a combinação quase permanente do carregamento. A carga quase permanente é dada por:

$$p_o = g + \psi_2 \times q$$

Onde  $\psi_2 = 0,3$  para edifícios residenciais, conforme NBR 6118.

$$p_o = g + 0,3 * q$$

Por exemplo para a laje L201:

$$p_o = 3,5 + 0,3 * 1,5 = 3,95 \frac{kN}{m^2}$$

Sendo assim, os carregamentos quase permanentes das lajes estão na tabela abaixo:

Tabela 13: Carregamento quase permanente das lajes

LAJE=	LAJE	h (cm)	lx (cm)	ly (cm)	g1 (kN/m <sup>2</sup> )	g2 (kN/m <sup>2</sup> )	g <sup>3</sup> (kN/m <sup>2</sup> )	Cobertura	G [p/dim.](kN/m <sup>2</sup> )	q (kN/m <sup>2</sup> )	Po (kN/m <sup>2</sup> )	
	225	201	10	290	520	2.50	1.00		3.50	1.5	3.95	
	226	202	10	190	520	2.50	1.00	1.34	4.84	1.5	5.29	
	228	203	10	190	500	2.50	1.00	1.40	4.90	1.5	5.35	
	230	204	10	390	170	2.50	1.00		3.50	1.5	3.95	
	223	205	10	220	560	2.50	1.00	0.25	3.75	1.5	4.20	
	227	206	10	320	350	2.50	1.00		3.50	1.5	3.95	
	229	207	10	390	330	2.50	1.00		3.50	1.5	3.95	
	224	208	10	152.5	117.5	2.50	1.00	11.00	14.50	2.5	15.25	
	219	209	10	152.5	392.5	2.50	1.00		3.50	2.5	4.25	
	220	210	10	480	390	2.50	1.00		3.50	1.5	3.95	
	222	211	13	750	350	3.25	1.00		4.25	1.5	4.70	
		212	10	150	522.5	2.50	1.00	2.67	6.17	2.5	6.92	
	221	213	10	220	140	2.50	1.00		3.50	3	4.40	
		214	10	220	420	2.50	1.00		3.50	3	4.40	
		215	10	190	210	2.50	1.00		3.50	3	4.40	
	217	216	10	560	210	2.50	1.00	0.27	3.77	2	4.37	
		218	10	150	560	2.50	1.00	3.33	6.83	2.5	7.58	
	325	301	10	290	520	2.50	1.00		3.50	1.5	3.95	
	326	302	10	190	520	2.50	1.00	1.34	4.84	1.5	5.29	
	328	303	10	190	500	2.50	1.00	1.40	4.90	1.5	5.35	
	330	304	10	390	170	2.50	1.00		3.50	1.5	3.95	
	323	305	10	220	560	2.50	1.00	0.25	3.75	1.5	4.20	
	327	306	10	320	350	2.50	1.00		3.50	1.5	3.95	
	329	307	10	390	330	2.50	1.00		3.50	1.5	3.95	
	324	308	10	152.5	82.5	2.50	1.00	10.12	13.62	2.5	14.37	
	319	309	10	152.5	392.5	2.50	1.00		3.50	2.5	4.25	
	320	310	10	480	390	2.50	1.00		3.50	1.5	3.95	
	322	311	13	750	350	3.25	1.00		4.25	1.5	4.70	
	318	312	10	150	522.5	2.50	1.00	2.67	6.17	2.5	6.92	
	321	313	10	220	140	2.50	1.00		3.50	3	4.40	
		314	10	220	420	2.50	1.00		3.50	3	4.40	
		315	10	190	210	2.50	1.00		3.50	3	4.40	
	317	316	10	560	210	2.50	1.00	0.27	3.77	2	4.37	
	332	331	10	152.5	500	2.50	1.00		3.50	2.5	4.25	
	427	401	10	290	520	2.50	1.00	0.50	4.00	1	4.30	
	428	402	10	190	520	2.50	1.00	0.50	4.00	1	4.30	
	430	403	10	190	500	2.50	1.00	0.50	4.00	1	4.30	
	432	404	10	390	170	2.50	1.00	0.50	4.00	1	4.30	
	425	405	10	220	560	2.50	1.00	0.50	4.00	1	4.30	
	429	406	10	320	350	2.50	1.00	0.50	4.00	1	4.30	
	431	407	10	390	330	2.50	1.00	0.50	4.00	1	4.30	
	426	408	10	152.5	82.5	2.50	1.00	0.50	4.00	1	4.30	
	420	409	10	152.5	392.5	2.50	1.00	0.50	4.00	1	4.30	
	421	410	10	480	390	2.50	1.00	0.50	4.00	1	4.30	
	423	411	10	190	350	2.50	1.00	0.35	0.50	4.35	1	4.65
	424	412	11	560	350	2.75	1.00	0.50	4.25	1	4.55	
	419	413	10	147.5	525	2.50	1.00	0.50	4.00	1	4.30	
	422	414	10	220	140	2.50	1.00	1.50	5.00	1	5.30	
		415	10	220	420	2.50	1.00		3.50	1	3.80	
		416	10	190	210	2.50	1.00		3.50	1	3.80	
	418	417	10	560	210	2.50	1.00	0.50	4.00	1	4.30	
	434	433	10	152.5	500	2.50	1.00	0.5	4.00	1	4.30	
		501	11	410	350	2.75	1.00	2.09	5.84	3	6.74	
		502	10	220	350	2.50	1.00		3.50	3	4.40	
		503	10	190	210	2.50	1.00		3.50	14	7.70	
		504	10	190	140	2.50	1.00		3.50	3	4.40	
		601	10	410	350	2.50	1.00	0.50	4.00	1	4.30	
		602	10	360	420	2.50	1.00	0.50	4.00	1	4.30	
		603	11	410	350	2.75	1.00	0.50	4.25	6.57	6.22	

Fonte: Autor (2021).

Cálculo de flecha máxima admissível:

Para lajes não em balanço:

$$W_{adm} = \frac{l}{250}$$

#### 4.7.1.2 Cálculo da flecha inicial

Para lajes armadas em 1 direção, o cálculo é feito como uma viga de largura unitária

$$W_o = \frac{k}{384} \times \frac{p \times (lx)^4}{D}$$

$\nu = 0,2$ - Coeficiente de Poisson para concreto armado

$k = 5$  para lajes simplesmente apoiadas

$D$  é a rigidez a flexão da laje dada por:

$$D = \frac{E_{cs} \times h^3}{12 (1 - \nu^2)}$$

E o módulo secante é dado por

$$E_{cs} = 0,85 \times 21500 \times \left(\frac{f_{ck} + 8}{10}\right)^{\frac{1}{3}} = 24150 \text{ MPa}$$

Exemplo laje 202

$$D = \frac{24150 \times 0,10^3}{12 (1 - 0,2^2)} = 2096,35 \text{ kNm}$$

$$W_o = \frac{5}{384} \times \frac{5,29 \times (1,90)^4}{2096,35} = 0,0428 \text{ cm}$$

Para lajes em cruz:

$$W_o = \frac{0,001 \times W_c \times p \times (lx)^4}{D}$$

$W_c$  é extraído da Tabela 7 desse documento

Exemplo laje L201

$$W_o = \frac{0,001 \times 9,27 \times 3,95 \times (2,90)^4}{2096,35} = 0,1235 \text{ cm}$$

#### 4.7.1.3 Flecha final

$$W_{\infty} = (1 + \varphi) \times W_o$$

$\varphi = 2,5$ , conforme explicado em 3.

Para laje L201, tem-se que:

$$W_{\infty} = (1 + 2,5) \times 0,1235$$

$$W_{\infty} = 0,43 \text{ cm}$$

$$W_{adm} = \frac{290}{250} = 1,16cm$$

$$W_{\infty} \leq W_{adm}$$

O resumo das verificações segue:

Tabela 14: Verificação da flecha

							Combinação quase perm.	FLECHA			
LAJE=	LAJE	h (cm)	b <sub>x</sub> (cm)	b <sub>y</sub> (cm)	LAJE ARMADA EM	D (kNm)	P <sub>o</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	W <sub>o</sub> (cm)	W <sub>→</sub> (cm)	W <sub>adm</sub> (cm)	Verificação
225	201	10	290	520	EM CRUZ	2096.35	3.95	0.1235	0.43	1.16	OK
226	202	10	190	520	1 DIREÇÃO	2096.35	5.29	0.0428	0.15	0.76	OK
228	203	10	190	500	1 DIREÇÃO	2096.35	5.35	0.0433	0.15	0.76	OK
230	204	10	390	170	1 DIREÇÃO	2096.35	3.95	0.0205	0.07	0.68	OK
223	205	10	220	560	1 DIREÇÃO	2096.35	4.20	0.0612	0.21	0.88	OK
227	206	10	320	350	EM CRUZ	2096.35	3.95	0.0957	0.34	1.28	OK
229	207	10	390	330	EM CRUZ	2096.35	3.95	0.1234	0.43	1.32	OK
224	208	10	152.5	117.5	EM CRUZ	2096.35	15.25	0.0088	0.03	0.47	OK
219	209	10	152.5	392.5	1 DIREÇÃO	2096.35	4.25	0.0143	0.05	0.61	OK
220	210	10	480	390	EM CRUZ	2096.35	3.95	0.2569	0.90	1.56	OK
222	211	13	750	350	1 DIREÇÃO	4605.69	4.70	0.1994	0.70	1.4	OK
	212	10	150	522.5	1 DIREÇÃO	2096.35	6.92	0.0218	0.08	0.6	OK
221	213	10	220	140	EM CRUZ	2096.35	4.40	0.0066	0.02	0.56	OK
	214	10	220	420	EM CRUZ	2096.35	4.40	0.0481	0.17	0.88	OK
	215	10	190	210	EM CRUZ	2096.35	4.40	0.0135	0.05	0.76	OK
217	216	10	560	210	1 DIREÇÃO	2096.35	4.37	0.0527	0.18	0.84	OK
	218	10	150	560	1 DIREÇÃO	2096.35	7.58	0.0238	0.08	0.6	OK
325	301	10	290	520	EM CRUZ	2096.35	3.95	0.1235	0.43	1.16	OK
326	302	10	190	520	1 DIREÇÃO	2096.35	5.29	0.0428	0.15	0.76	OK
328	303	10	190	500	1 DIREÇÃO	2096.35	5.35	0.0433	0.15	0.76	OK
330	304	10	390	170	1 DIREÇÃO	2096.35	3.95	0.0205	0.07	0.68	OK
323	305	10	220	560	1 DIREÇÃO	2096.35	4.20	0.0612	0.21	0.88	OK
327	306	10	320	350	EM CRUZ	2096.35	3.95	0.0957	0.34	1.28	OK
329	307	10	390	330	EM CRUZ	2096.35	3.95	0.1234	0.43	1.32	OK
324	308	10	152.5	82.5	EM CRUZ	2096.35	14.37	0.0030	0.01	0.33	OK
319	309	10	152.5	392.5	1 DIREÇÃO	2096.35	4.25	0.0143	0.05	0.61	OK
320	310	10	480	390	EM CRUZ	2096.35	3.95	0.2569	0.90	1.56	OK
322	311	13	750	350	1 DIREÇÃO	4605.69	4.70	0.1994	0.70	1.4	OK
318	312	10	150	522.5	1 DIREÇÃO	2096.35	6.92	0.0218	0.08	0.6	OK
321	313	10	220	140	EM CRUZ	2096.35	4.40	0.0066	0.02	0.56	OK
	314	10	220	420	EM CRUZ	2096.35	4.40	0.0481	0.17	0.88	OK
	315	10	190	210	EM CRUZ	2096.35	4.40	0.0135	0.05	0.76	OK
317	316	10	560	210	1 DIREÇÃO	2096.35	4.37	0.0527	0.18	0.84	OK
332	331	10	152.5	500	1 DIREÇÃO	2096.35	4.25	0.0143	0.05	0.61	OK
427	401	10	290	520	EM CRUZ	2096.35	4.30	0.1345	0.47	1.16	OK
428	402	10	190	520	1 DIREÇÃO	2096.35	4.30	0.0348	0.12	0.76	OK
430	403	10	190	500	1 DIREÇÃO	2096.35	4.30	0.0348	0.12	0.76	OK
432	404	10	390	170	1 DIREÇÃO	2096.35	4.30	0.0223	0.08	0.68	OK
425	405	10	220	560	1 DIREÇÃO	2096.35	4.30	0.0626	0.22	0.88	OK
429	406	10	320	350	EM CRUZ	2096.35	4.30	0.1042	0.36	1.28	OK
431	407	10	390	330	EM CRUZ	2096.35	4.30	0.1343	0.47	1.32	OK
426	408	10	152.5	82.5	EM CRUZ	2096.35	4.30	0.0009	0.00	0.33	OK
420	409	10	152.5	392.5	1 DIREÇÃO	2096.35	4.30	0.0144	0.05	0.61	OK
421	410	10	480	390	EM CRUZ	2096.35	4.30	0.2796	0.98	1.56	OK
423	411	10	190	350	EM CRUZ	2096.35	4.65	0.0274	0.10	0.76	OK
424	412	11	560	350	EM CRUZ	2790.25	4.55	0.2030	0.71	1.4	OK
419	413	10	147.5	525	1 DIREÇÃO	2096.35	4.30	0.0126	0.04	0.59	OK
422	414	10	220	140	EM CRUZ	2096.35	5.30	0.0079	0.03	0.56	OK
	415	10	220	420	EM CRUZ	2096.35	3.80	0.0415	0.15	0.88	OK
	416	10	190	210	EM CRUZ	2096.35	3.80	0.0117	0.04	0.76	OK
418	417	10	560	210	1 DIREÇÃO	2096.35	4.30	0.0519	0.18	0.84	OK
434	433	10	152.5	500	1 DIREÇÃO	2096.35	4.30	0.0144	0.05	0.61	OK
	501	11	410	350	EM CRUZ	2790.25	6.74	0.1973	0.69	1.4	OK
	502	10	220	350	EM CRUZ	2096.35	4.40	0.0405	0.14	0.88	OK
	503	10	190	210	EM CRUZ	2096.35	7.70	0.0236	0.08	0.76	OK
	504	10	190	140	EM CRUZ	2096.35	4.40	0.0055	0.02	0.56	OK
	601	10	410	350	EM CRUZ	2096.35	4.30	0.1676	0.59	1.4	OK
	602	10	360	420	EM CRUZ	2096.35	4.30	0.1863	0.65	1.44	OK
	603	11	410	350	EM CRUZ	2790.25	6.22	0.1822	0.64	1.4	OK

Fonte: Autor (2021).

#### 4.7.2 Verificação da abertura de fissuras

Na verificação da abertura de fissuras deve ser considerada combinação frequente de ações. Para edifícios residenciais em que a carga de uso é a única ação variável, tem-se:

$$p_f = g + \psi_1 \times q$$

Onde  $\psi_1 = 0,4$  para edifícios residenciais, conforme NBR 6118.

A princípio, para verificar a fissuração das lajes é necessário calcular o momento de serviço da laje ( $M_k$ ) em  $x$  e  $y$  para a combinação frequente, além do momento de fissuração ( $M_r$ ) e compará-los. Estes cálculos são feitos a partir das equações:

$$M_r = \frac{b \times h^2}{6} \times f_{ct,f}$$

$f_{ct,f}$  é a resistência do concreto à tração na flexão, dada por

$$f_{ct,f} = 1,5 * f_{ctk,min}$$

$$f_{ctk,min} = 0,7 * f_{ct,m}$$

$$f_{ct,m} = 0,3 * f_{ck}^{2/3}$$

Logo

$$f_{ct,m} = 0,3 * 25^{\frac{2}{3}} = 2,57 \text{ MPa}$$

$$f_{ctk,min} = 0,7 * 2,57 = 1,80 \text{ MPa}$$

$$f_{ct,f} = 1,5 * 1,80 = 2,69 \text{ Pa}$$

Sendo,  $M_k$  maior ou igual  $M_r$ , um indicativo que haverá fissuração e a necessidade de cálculo de abertura de fissura, e  $M_k$  menor que  $M_r$  indicativo de que não haverá fissuração. Para as lajes em questão, não houveram indicativos de abertura de fissura, como podemos ver na tabela abaixo:

Exemplo para laje L201

$$p_f = 3,5 + 0,4 \times 1,5 = 4,10 \frac{kN}{m^2}$$

$$M_{k,x} = 318,60 \frac{kN \cdot cm}{m}; M_{k,y} = 134,79 kN \cdot cm/m$$

$$M_r = \frac{100 \times 10^2}{6} \times 0,269 = 448,87 \text{ kNcm/m}$$

Portanto não haverá fissuração para L201. O restante das verificações está na tabela abaixo:



Tabela 15: Verificação da fissuração

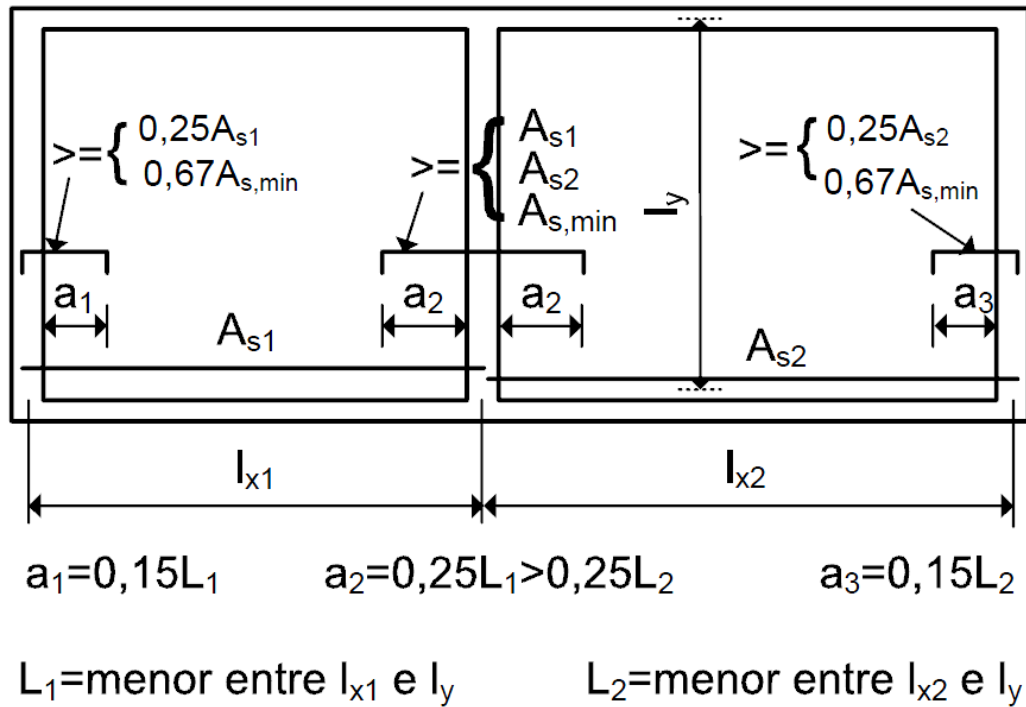
							Combinação frequente	FISSURAÇÃO			
LAJE=	LAJE	h (cm)	b <sub>x</sub> (cm)	l <sub>y</sub> (cm)	Menor vão	Maiorvão	Po (kN/m <sup>2</sup> )	M <sub>k,x</sub>	M <sub>k,y</sub>	Mr (kN.cm/m)	Verificação
225	201	10	290	520	290	520	4.10	318.60	134.79	448.87	OK
226	202	10	190	520	190	520	5.44	245.58	0.00	448.87	OK
228	203	10	190	500	190	500	5.50	248.00	0.00	448.87	OK
230	204	10	390	170	170	390	4.10	0.00	148.11	448.87	OK
223	205	10	220	560	220	560	4.35	263.37	0.00	448.87	OK
227	206	10	320	350	320	350	4.10	216.28	188.57	448.87	OK
229	207	10	390	330	330	390	4.10	258.93	200.37	448.87	OK
224	208	10	152.5	117.5	117.5	152.5	15.50	141.25	94.94	448.87	OK
219	209	10	152.5	392.5	152.5	392.5	4.50	130.82	0.00	448.87	OK
220	210	10	480	390	390	480	4.10	383.05	278.60	448.87	OK
222	211	13	750	350	350	750	4.85	0.00	742.66	758.59	OK
	212	10	150	522.5	150	522.5	7.17	201.75	0.00	448.87	OK
221	213	10	220	140	140	220	4.70	75.76	38.56	448.87	OK
	214	10	220	420	220	420	4.70	220.33	85.76	448.87	OK
	215	10	190	210	190	210	4.70	88.86	76.30	448.87	OK
217	216	10	560	210	210	560	4.57	0.00	251.66	448.87	OK
	218	10	150	560	150	560	7.83	220.22	0.00	448.87	OK
325	301	10	290	520	290	520	4.10	318.60	134.79	448.87	OK
326	302	10	190	520	190	520	5.44	245.58	0.00	448.87	OK
328	303	10	190	500	190	500	5.50	248.00	0.00	448.87	OK
330	304	10	390	170	170	390	4.10	0.00	148.11	448.87	OK
323	305	10	220	560	220	560	4.35	263.37	0.00	448.87	OK
327	306	10	320	350	320	350	4.10	216.28	188.57	448.87	OK
329	307	10	390	330	330	390	4.10	258.93	200.37	448.87	OK
324	308	10	152.5	82.5	82.5	152.5	14.62	94.10	38.22	448.87	OK
319	309	10	152.5	392.5	152.5	392.5	4.50	130.82	0.00	448.87	OK
320	310	10	480	390	390	480	4.10	383.05	278.60	448.87	OK
322	311	13	750	350	350	750	4.85	0.00	742.66	758.59	OK
318	312	10	150	522.5	150	522.5	7.17	201.75	0.00	448.87	OK
321	313	10	220	140	140	220	4.70	75.76	38.56	448.87	OK
	314	10	220	420	220	420	4.70	220.33	85.76	448.87	OK
	315	10	190	210	190	210	4.70	88.86	76.30	448.87	OK
317	316	10	560	210	210	560	4.57	0.00	251.66	448.87	OK
332	331	10	152.5	500	152.5	500	4.50	130.82	0.00	448.87	OK
427	401	10	290	520	290	520	4.40	341.92	144.66	448.87	OK
428	402	10	190	520	190	520	4.40	198.55	0.00	448.87	OK
430	403	10	190	500	190	500	4.40	198.55	0.00	448.87	OK
432	404	10	390	170	170	390	4.40	0.00	158.95	448.87	OK
425	405	10	220	560	220	560	4.40	266.20	0.00	448.87	OK
429	406	10	320	350	320	350	4.40	232.10	202.37	448.87	OK
431	407	10	390	330	330	390	4.40	277.88	215.03	448.87	OK
426	408	10	152.5	82.5	82.5	152.5	4.40	28.33	11.51	448.87	OK
420	409	10	152.5	392.5	152.5	392.5	4.40	127.91	0.00	448.87	OK
421	410	10	480	390	390	480	4.40	411.08	298.98	448.87	OK
423	411	10	190	350	190	350	4.75	161.81	66.03	448.87	OK
424	412	11	560	350	350	560	4.65	476.78	236.39	543.13	OK
419	413	10	147.5	525	147.5	525	4.40	119.66	0.00	448.87	OK
422	414	10	220	140	140	220	5.40	87.05	44.31	448.87	OK
	415	10	220	420	220	420	3.90	182.83	71.16	448.87	OK
	416	10	190	210	190	210	3.90	73.73	63.32	448.87	OK
418	417	10	560	210	210	560	4.40	0.00	242.55	448.87	OK
434	433	10	152.5	500	152.5	500	4.40	127.91	0.00	448.87	OK
	501	11	410	350	350	410	7.04	493.76	387.31	543.13	OK
	502	10	220	350	220	350	4.70	189.36	94.66	448.87	OK
	503	10	190	210	190	210	9.10	172.05	147.74	448.87	OK
	504	10	190	140	140	190	4.70	64.37	40.55	448.87	OK
	601	10	410	350	350	410	4.40	308.57	242.05	448.87	OK
	602	10	360	420	360	420	4.40	324.55	256.12	448.87	OK
	603	11	410	350	350	410	6.88	482.49	378.48	543.13	OK

Fonte: Autor (2021).

#### 4.8 ARMADURA NEGATIVA

A armadura negativa corresponde à área de aço da maior armadura positiva entre as lajes vizinhas em determinada direção considerada. A metodologia de cálculo é a apresentada por Araújo (2014).

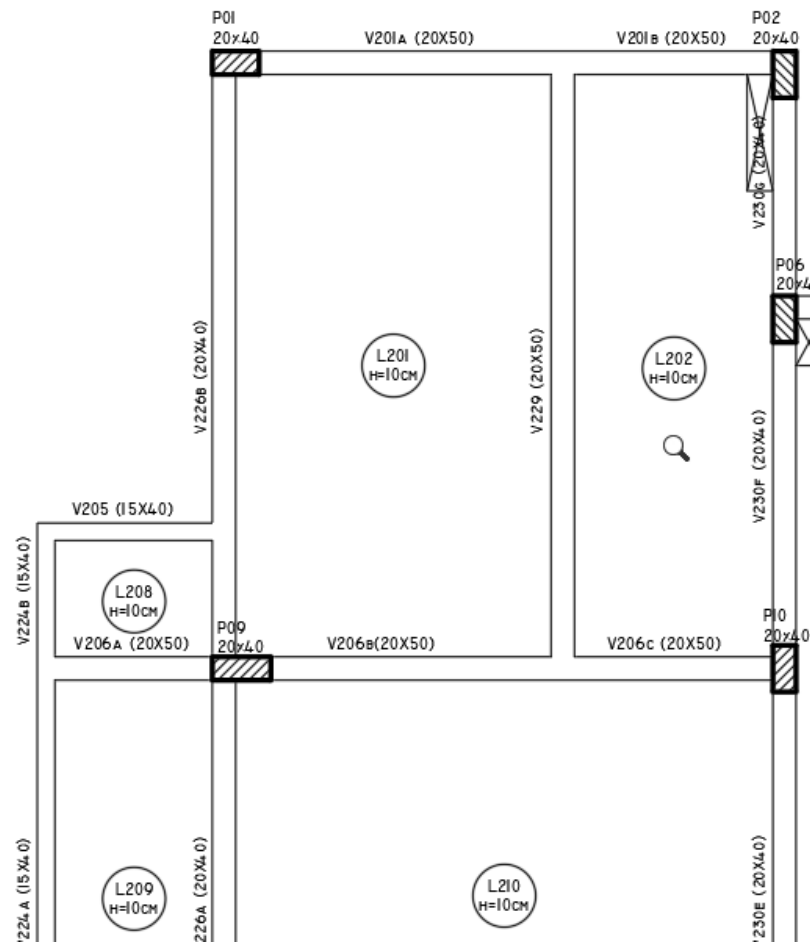
Figura 4: Armaduras negativas da laje



Fonte: Araújo (2014)

Como exemplo será tomado para laje L201

Figura 5: Lajes vizinhas de L201



Fonte: Autor (2021).

Conforme figura, L201 é vizinha de L202 e L208 em x, e de L210 em y. Em x e y, as áreas de aço são iguais a  $1,51 \text{ cm}^2$ .

Como as lajes foram dimensionadas para aço CA-60, é necessário fazer uma conversão de 20% de aumento na área de aço adotada para utilizar aço CA-50 na armadura negativa, portanto o  $A_s$  calculado é  $1,81 \text{ cm}^2$

Já a área de aço escolhida é

$$A_{s,e} = 2,01 \text{ cm}^2 \phi 8 \text{ mm c. } 25 \text{ cm}$$

Para o sentido x, o maior dos menores vãos entre L201 e L202 é 290 cm, logo

$$a_{2,x} = 0,25 * 290 = 73 \text{ cm}$$

Os ganchos são dados por

$$\Delta = h - (2c + \phi) = 10 - 2(2,5 + 0,5) = 4 \text{ cm}$$

Comprimento das barras

$$L = 2 * a_2 + \text{viga} + \Delta_1 + \Delta_2 - 2R$$

Onde R é o raio de dobramento, que é acréscimo de comprimento para 1 gancho

$$L = 2 * 73 + 20 + 4 + 4 - 2 * 2 = 170cm$$

Calculando o número de barras

$$n = \frac{loy}{S} = \frac{500}{25} = 20 \text{ barras}$$

De maneira análoga à armadura negativa de ligação, é feito o dimensionamento da armadura negativa de borda, para controlar eventuais fissuras, bem como os momentos torçores nos cantos das lajes simplesmente apoiadas.

#### 4.9 ANCORAGEM

Segundo a NBR-6118 as armaduras positivas das lajes maciças devem ser prolongadas, no mínimo 4 cm além do eixo teórico dos apoios. O comprimento de ancoragem disponível nas vigas, visto que todas têm 15 cm e 20 cm de largura, é  $l_{b,disp} = 12 \text{ cm}$  e  $17 \text{ cm}$ . No pior caso, o eixo de uma viga de 15 cm é 7,5 cm, somados 4 cm chega a 11,5, o que é menor do que o disponível. Portanto, a ancoragem recomendada pela norma será adotada para todas as lajes.

Com isso, pode-se determinar o tamanho das barras da armadura positiva, por exemplo para L201

$$l = \text{ancoragem esq} + l_{ox} + \text{ancoragem direita} = 14 + 270 + 14 = 298 \text{ cm}$$

Os comprimentos totais estão na tabela abaixo:

Tabela 16: Comprimento das barras positivas

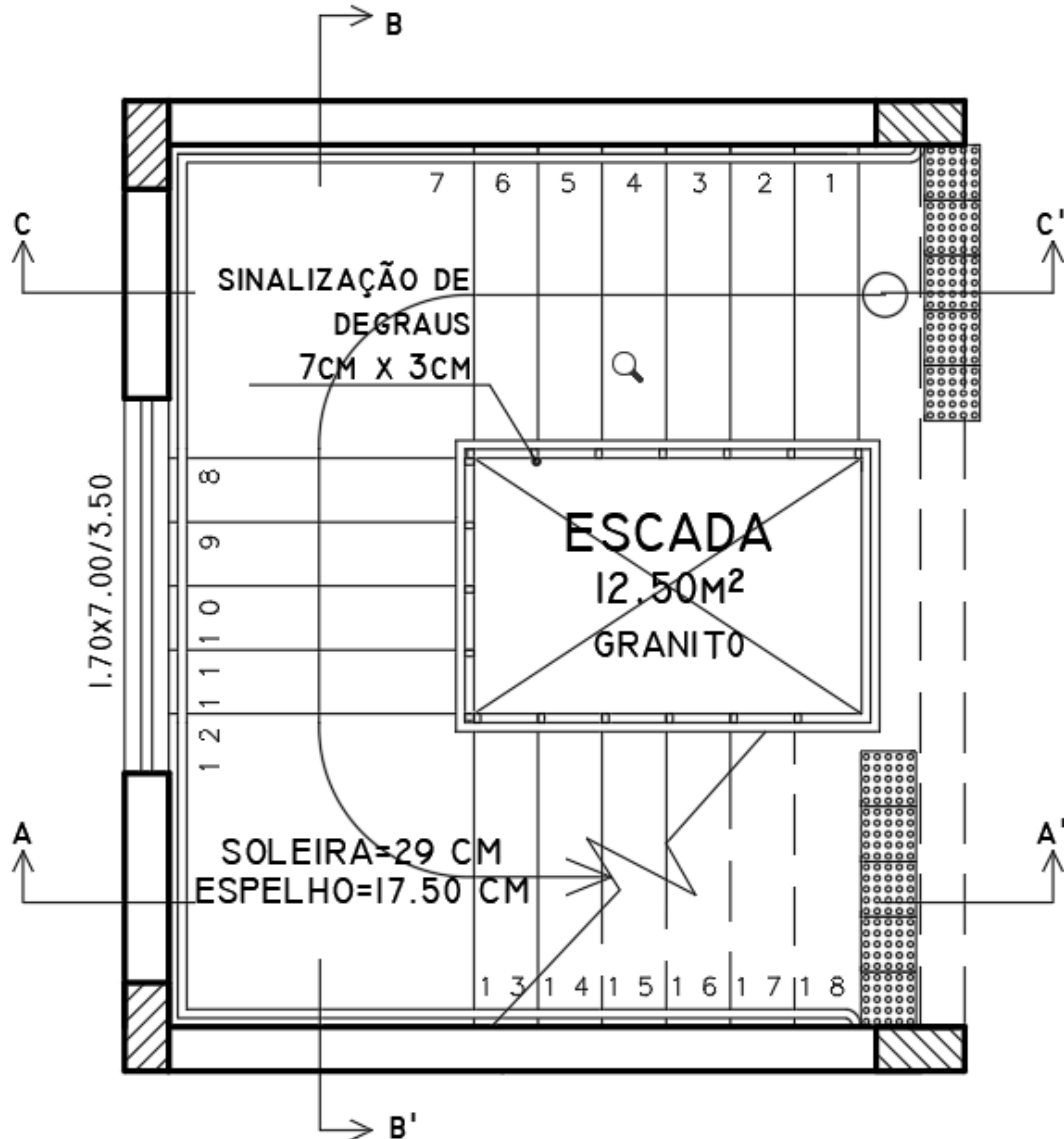
LAJE=	LAJE	L,total,x	L,total,y
225	201	298	528
226	202	198	528
228	203	198	508
230	204	398	178
223	205	228	568
227	206	328	358
229	207	398	338
224	208	161	126
219	209	161	401
220	210	488	398
222	211	758	358
	212	158	531
221	213	228	148
	214	228	428
	215	198	218
217	216	568	218
	218	158	568
325	301	298	528
326	302	198	528
328	303	198	508
330	304	398	178
323	305	228	568
327	306	328	358
329	307	398	338
324	308	161	91
319	309	161	401
320	310	488	398
322	311	758	358
318	312	158	531
321	313	228	148
	314	228	428
	315	198	218
317	316	568	218
332	331	161	508
427	401	298	528
428	402	198	528
430	403	198	508
432	404	398	178
425	405	228	568
429	406	328	358
431	407	398	338
426	408	161	91
420	409	161	401
421	410	488	398
423	411	198	358
424	412	568	358
419	413	156	533
422	414	228	148
	415	228	428
	416	198	218
418	417	568	218
434	433	161	508
	501	418	358
	502	228	358
	503	198	218
	504	198	148
	601	418	358
	602	368	428
	603	418	358

Fonte: Autor (2021).

## 5 PROJETO DA ESCADA

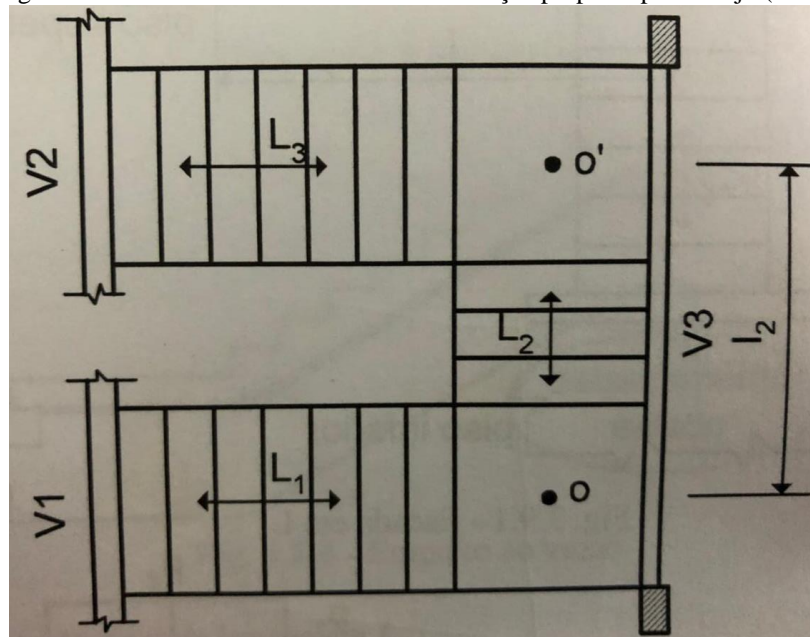
A escada do edifício é de 3 lances, conforme figura abaixo retirada do projeto arquitetônico, que está no Apêndice B. Seu dimensionamento será feito conforme indica Araújo (2014, vol. 4).

Figura 6: Desenho arquitetônico da escada



Fonte: Autor (2021).

Figura 7: Modelo de cálculo de escada de 3 lanços proposto por Araújo (2014)



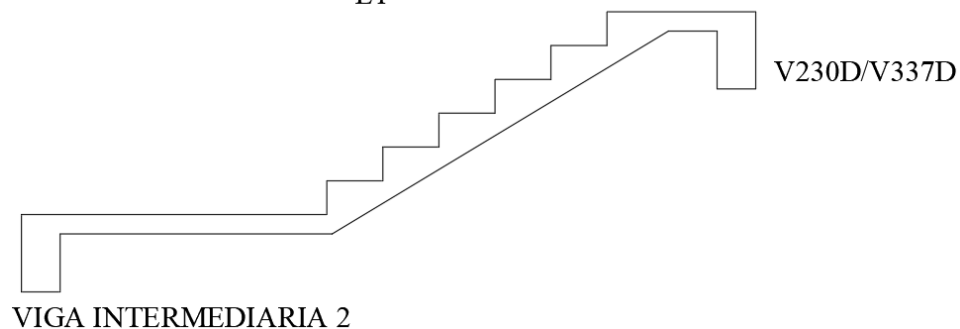
Fonte: retirado de Araújo (2014, volume 4, pg 92)

O esquema de cálculo é o seguinte: a escada é apoiada nas vigas V1 e V2 nos níveis dos pisos e na viga intermediária V3. O trecho L2 é calculado como uma viga apoiada nos centros o e o' dos dois patamares. Além disso, os trechos L1 e L3 são apoiados nas vigas de piso e na viga intermediária V3 e recebem as cargas de reação de apoio provenientes do trecho L2.

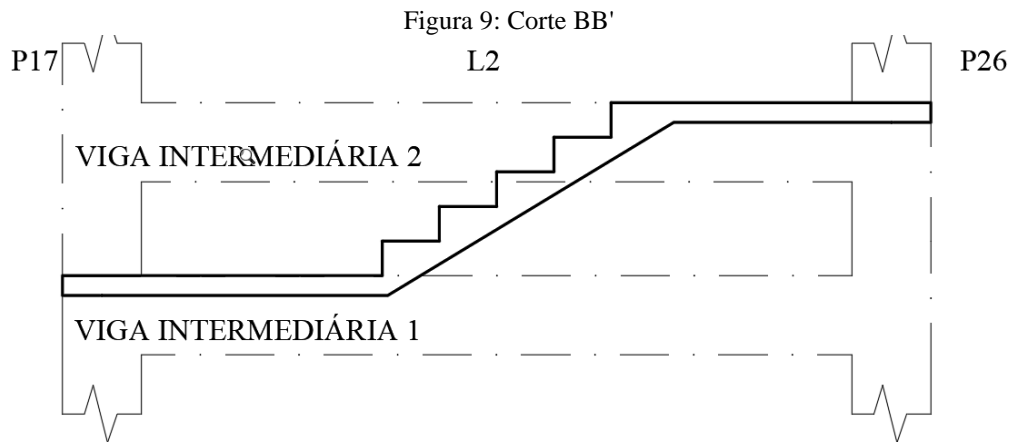
## 5.1 GEOMETRIA

Para dimensionamento à flexão foi adotada uma espessura de 12 cm tanto para a laje abaixo dos degraus quanto para a laje dos patamares. Os patamares intermediários estão apoiados sobre vigas intermediárias conforme imagens abaixo.

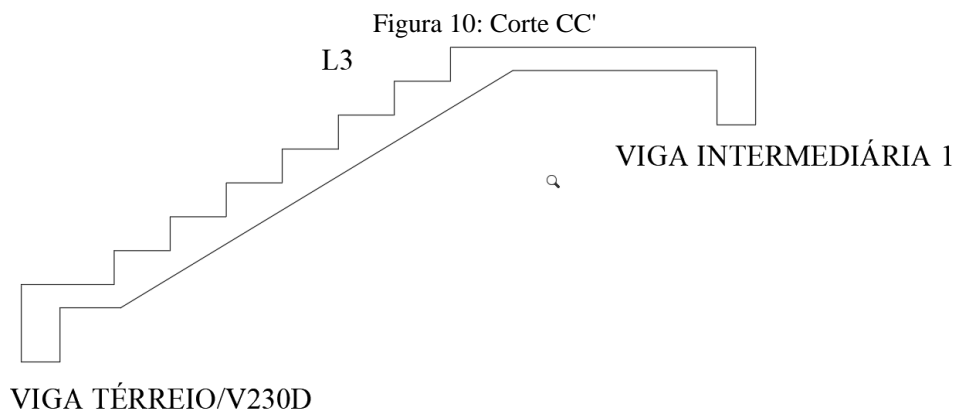
Figura 8: Corte AA' escada L1



Fonte: Autor (2021).



Fonte: Autor (2021).



Fonte: Autor (2021).

A seguir será feito o exemplo de dimensionamento do Lance L1

## 5.2 VÃO TEÓRICO

Para as escadas de 3 lances, foi utilizada a mesma metodologia do livro *Curso de Concreto Armado, vol.4*. Considerou-se como uma escada apoiada em dois extremos, ou seja, nas vigas de piso e em vigas intermediárias. O trecho de chegada (superior) é o L1, o intermediário é o L2 e o de entrada (inferior) é o L3.

Então, a partir do projeto arquitetônico, foram feitas as plantas de formas e definidos os vãos de cálculo das escadas e das vigas intermediárias. Os vãos de cálculo são dados sempre de meio de apoio a meio de apoio, logo:



$$l_e = \frac{l_e}{2} + l_{ox} + \frac{l_d}{2}$$

$$l_e = \frac{20}{2} + 340 + \frac{20}{2} = 360\text{cm}$$

### 5.3 CARGAS

As cargas atuantes na escada serão divididas em permanentes e acidentais, e serão explicadas neste tópico conforme sua natureza e local de aplicação, como exemplo serão determinadas as cargas para o L1

#### 5.3.1 Cargas no patamar ( $p_1$ )

##### 5.1.3.1 Carga permanente

Para as ações permanentes foi considerado o peso próprio da estrutura e o revestimento e o reboco, sendo o peso próprio determinado por:

$$g_1 = \gamma_c \times h_p$$

Onde:

$\gamma_c$ : peso específico do concreto ( $\text{kN/m}^3$ );

$h_p$ : espessura da laje no patamar (m).

$$g_1 = 25\text{kN/m}^3 * 0,12\text{m} = 3\text{ kN/m}^2$$

Revestimento: adotado  $g_2 = 1,4\text{ kN/m}^2$

Reboco:  $g_3 = 0,19\text{kN/m}^2$

Portanto, total das cargas permanentes:

$$g_t = 3 + 1,4 + 0,19 = 4,59\text{kN/m}^2$$

##### 5.1.3.2 Carga acidental ( $q$ )

De acordo com a NBR-6120/19, com relação a escadas sem acesso público à carga variável a ser considerada é de  $3,0\text{ kN/m}^2$ .

##### 5.1.3.3 Carga total

A carga total é o somatório da carga permanente com a carga variável acidental

$$p_{k,pat\ sup} = g + q$$

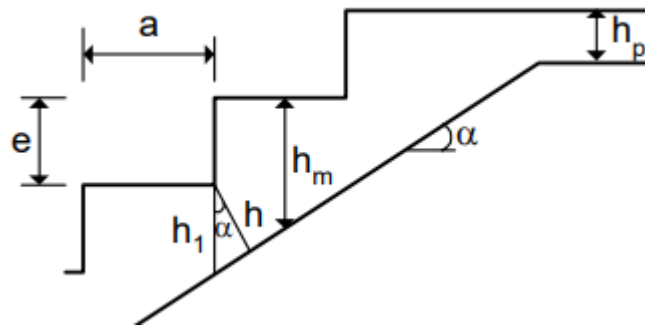
$$p_{k,pat\ sup} = 4,59 + 3 = 7,59 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

### 5.3.2 Cargas no trecho inclinado (p<sub>2</sub>)

#### 5.3.2.1 Carga permanente

Para a determinação do peso próprio no trecho inclinado, é necessário calcular a espessura média  $h_m$  da laje, para inclusão do peso dos degraus. Para isto determinou-se a inclinação da escada, como mostra a figura 10:

Figura 11: Corte longitudinal e parâmetros a definir



Fonte: retirado de Araújo (2014, vol. 4, p. 68)

$$\cos \alpha = \frac{a}{\sqrt{a^2 + e^2}}$$

Onde:

a: largura dos degraus;

e: altura dos degraus;

$\alpha$ : ângulo de inclinação da escada.

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

A espessura da laje na vertical é definida pela equação:

$$h_1 = \frac{h}{\cos \alpha}$$

$$h_1 = \frac{12}{0,856} \rightarrow h_1 = 14,02 \text{ cm}$$

Com isto define-se a espessura média ( $h_m$ ) da laje pela equação:

$$h_m = h_1 + \frac{e}{2}$$

$$h_m = 14 + \frac{17,5}{2} \rightarrow h_m = 22,77 \text{ cm}$$

Determinada a espessura média da laje define-se o peso próprio, logo:

$$g_1 = \gamma_c \times h_m$$

$$g_1 = 25 \times 0,228 \rightarrow g_1 = 5,70 \text{ kN/m}^2$$

Revestimento: adotado  $g_2 = 1,4 \text{ kN/m}^2$

Reboco:  $g_3 = 0,19 \text{ kN/m}^2$

### 5.3.2.2 Carga variável

Conforme a NBR-6120, considera-se sobre o corrimão uma carga vertical de 2,0 kN/m.

Dividindo esta carga linear sobre o corrimão pela largura da escada determina-se a carga por área e posteriormente soma-se com a carga para escadas sem acesso ao público com valor de 3,00 kN/m<sup>2</sup>. Tem-se que a carga variável é:

$$q = 3 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + \frac{2 \frac{\text{kN}}{\text{m}}}{1,42\text{m}} = 4,41 \text{ kN/m}^2$$

### 5.3.2.3 Carga total

Somando-se as cargas permanentes e a variável, para os lances 1,3 e 2,4 têm-se, respectivamente:

$$p_{k,trecho\ inc} = 5,70 + 1,4 + 0,19 + 4,41 = 11,70 \text{ kN/m}^2$$

### 5.3.3 Patamar inferior

No cálculo das cargas do patamar inferior do trecho L1, deve ser considerada a reação proveniente do trecho L2, pois este se apoia à direita no patamar inferior do trecho L1 e no patamar superior do trecho L3, como foi explicado anteriormente, portanto, as cargas do trecho L2 são determinadas de maneira análoga ao que já foi explicado acima.

Obtidos os carregamentos do trecho L2, foi usado o Ftool para determinação das reações de apoio, a reação é somada às cargas do patamar inferior do trecho L1.

Portanto:

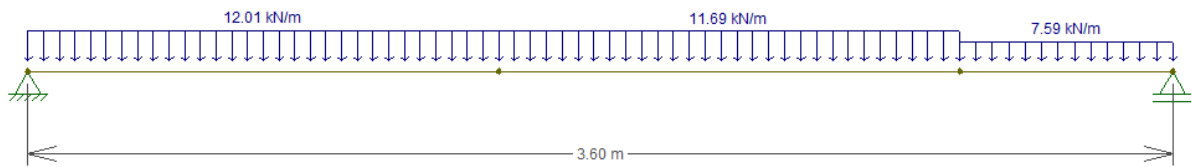
$$p_{k,pat.inferior} = g_1 + g_2 + g_3 + q + R_{b,trecho2}$$

$$p_{k,pat.inferior} = 3 + 1,4 + 0,19 + 3 + 4,42 = 12,01 \text{ kN/m}^2$$

## 5.4 DETERMINAÇÃO DOS ESFORÇOS

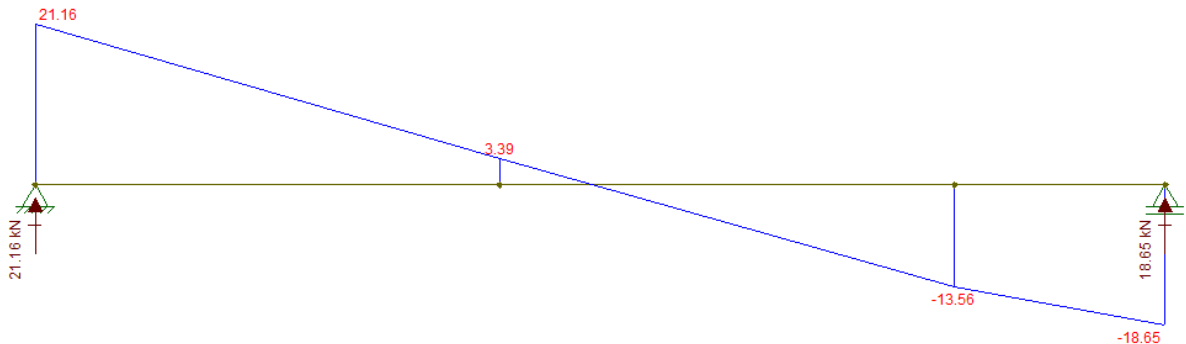
Obtidos os carregamentos, foi feito o lançamento da estrutura no Ftool, para obter os valores de momento fletor e esforço cortante para posterior dimensionamento:

Figura 12: Modelo de cálculo L1



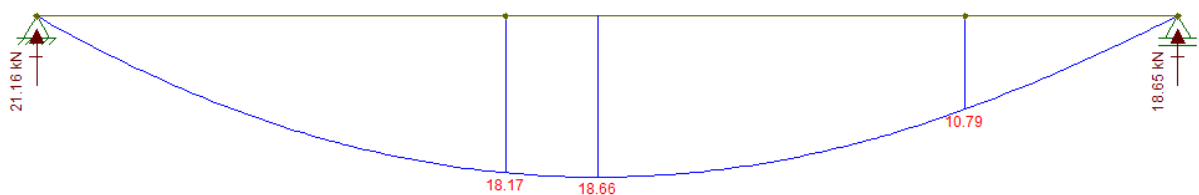
Fonte: Autor (2021).

Figura 13: Diagrama de esforço cortante (kN)



Fonte: Autor (2021).

Figura 14: Diagrama de momento fletor (kNm)



Fonte: Autor (2021).

## 5.5 DIMENSIONAMENTO DAS ARMADURAS DE FLEXÃO

O dimensionamento é feito de maneira análoga ao explicado para as lajes, ou seja, é calculado para uma seção de altura  $d$  e base  $b = 100 \text{ cm}$ . O parâmetro  $d$  usado vale 1, pois usamos aço CA-50 e as armaduras são de bitolas maiores nas escadas.

Portanto, a área de aço obtida foi de:

$$A_{sx,e} = 9,24 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} 16 \phi 10 \text{ c. } 8,5 \text{ cm}$$

### 5.5.1 Armaduras de distribuição

$$A_{s,dist} \geq \begin{cases} \frac{A_s}{5}; \\ 0,9 \frac{cm^2}{m}; \\ 0,5 \times A_{s,mín}. \end{cases}$$

$$A_{s,dist} \geq \begin{cases} \frac{9,24}{5} = 1,85; \\ 0,9 \frac{cm^2}{m}; \\ 0,5 \times 1,80 = 0,9 \end{cases} \rightarrow A_{s,dist} = 1,85cm^2$$

$$A_{s,dist,e} = 1,95cm^2 \quad \phi \ 6,3 \text{ c. } 16cm$$

## 5.6 ANCORAGEM

Ancoragem corresponde a fixação da barra de armadura ao concreto. Para que haja aderência entre os lanços da escada ou/e escada e viga, as escadas são ancoradas nas vigas e os lanços são ancorados entre si. Este dimensionamento é feito a partir do “comprimento de ancoragem necessário” ( $lb,nec$ ), representado pela equação:

$$lb,nec = lb \times \frac{A_{s,cal}}{A_{se}} \geq lb,mín$$

O comprimento básico de ancoragem  $l_b$  pode ser dado pela equação abaixo:

$$lb = \frac{\Phi}{4} \times \frac{fyd}{fbd}$$

No entanto, na tabela A3.4 do livro *Curso de Concreto Armado Vol. 2*, já são fornecidos os comprimentos conforme a bitola e o fck. Para bitola de 10 mm, em zonas de boa aderência e C25,  $lb = 38 \text{ cm}$ , logo

$$lb,min \geq 0,3 \times 38 = 11,4; 10 \times 1; 10 \text{ cm}$$

$$lb,min = 12 \text{ cm}$$

Nos apoios de extremidade para lajes sem armadura de cisalhamento, a ancoragem das barras longitudinais é dada por

$$A_{s,cal} = \frac{Rsd}{fyd}$$

$$Rsd = 1,5 \times Vd$$

$$A_{s,cal} = \frac{1,5 * 1,4 * 21,16}{43,48} = 1,02cm^2$$

Então,

$$lb, nec = 38 \times \frac{1,02}{9,24} \geq 12$$

$$lb, nec = 38 \times \frac{1,02}{9,24} \geq 12$$

$$lb, nec = 4,21cm \rightarrow \text{Será usado, portanto } lb, min = 12cm$$

Como o  $lb, disp$  da viga à esquerda (V. Int 2) é de 17 cm, é possível fazer ancoragem reta. Será usado o comprimento total disponível.

Já para o apoio da direita, como  $Rb = 18,65 < Ra$ , o valor de ancoragem também será menor que o mínimo, portanto também passa na verificação da ancoragem e será usada a mesma ancoragem até o cobrimento da viga V230d.

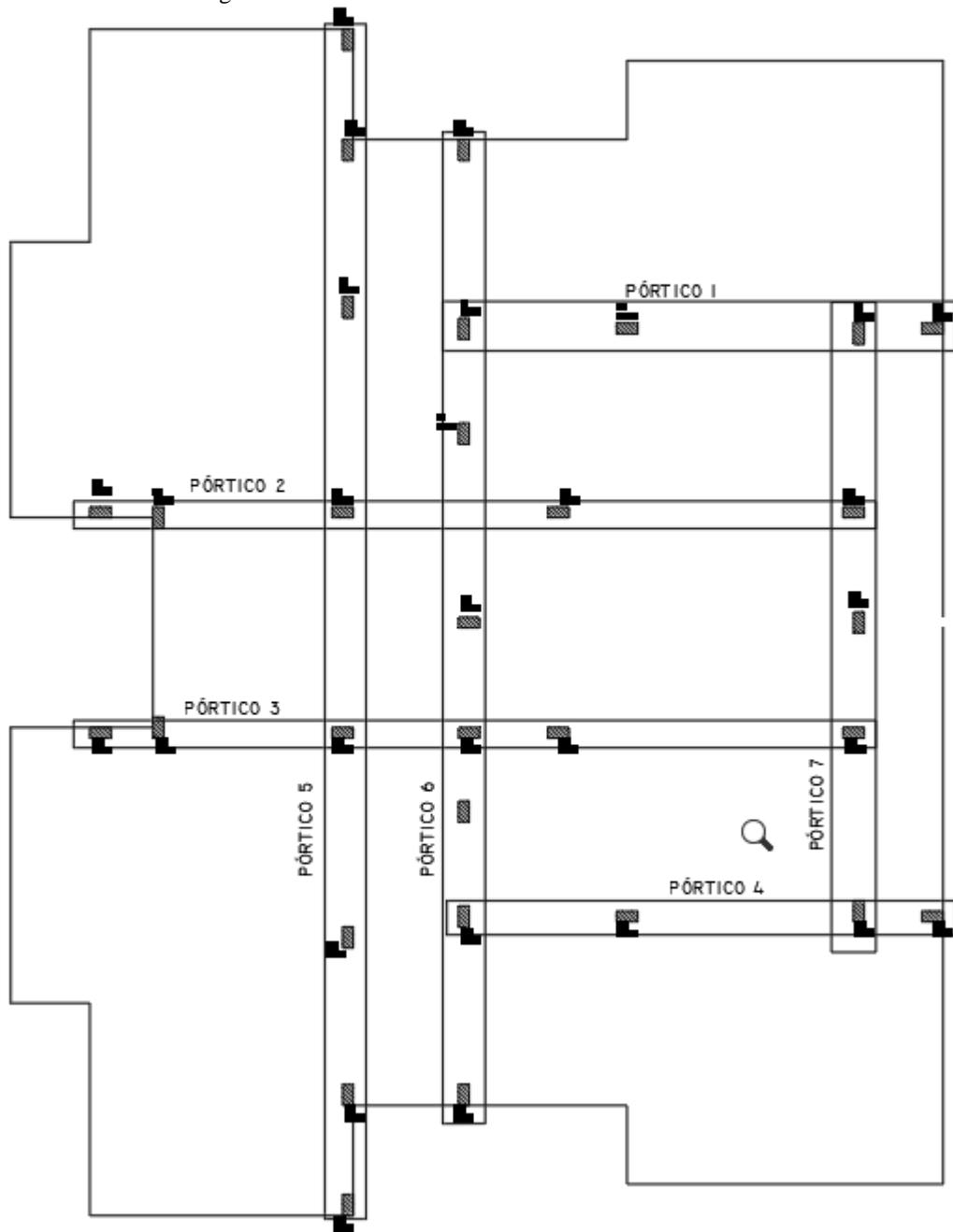
## 6 CONTRAVENTAMENTO

### 6.1 AÇÃO DO VENTO SOBRE A EDIFICAÇÃO

O edifício deste trabalho é uma estrutura tridimensional formada por elementos lineares (barras) e elementos bidimensionais (lajes) que constituem os pórticos do edifício. Conforme recomendado por Araújo (2014), convém simplificar a análise estrutural dividindo a estrutura toda em duas subestruturas com finalidades distintas. A primeira é a estrutura de contraventamento, de maior rigidez, responsável por suportar os esforços horizontais e garantir a imobilidade horizontal do edifício. A outra subestrutura, denominada subestrutura contraventada, resiste apenas aos esforços verticais.

Para a subestrutura de contraventamento do projeto em questão foram utilizadas apenas estruturas do tipo “pórticos” projetados em sentidos ortogonais ( $0^\circ$  e  $90^\circ$ ) com as fachadas. Podendo assim, suportar as ações do vento correspondentes aos ângulos de incidência nos elementos do edifício. Portanto, foram definidos sete pórticos de contraventamento, denominados “PO” conforme sua numeração (1 a 7). Foram projetados 4 pórticos a  $0^\circ$  e 3 pórticos a  $90^\circ$ , conforme na figura 14:

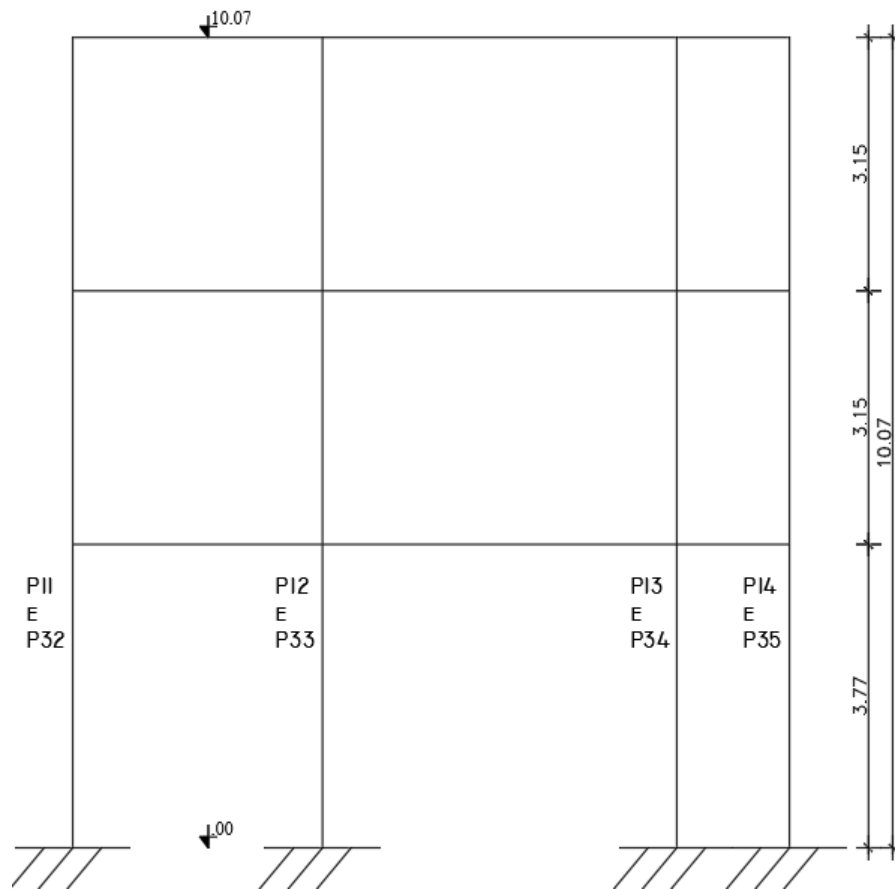
Figura 15: Pórticos da subestrutura de contraventamento



Fonte: Autor (2021).



Figura 16: Exemplo do modelo de pórticos - Pórtico 01 e pórtico 04  
POI=P04



Fonte: Autor (2021).

## 6.2 VERIFICAÇÃO DO PARÂMETRO DE INSTABILIDADE

De acordo com a NBR-6118 [pg. 104], deve ser verificado o parâmetro de instabilidade  $\alpha$  para que a estrutura seja considerada de nós fixos, sem necessidade de cálculo rigoroso, ou seja, se há dispensa de consideração dos esforços globais de 2ª ordem. Já o parâmetro  $\gamma_z$ , a norma recomenda apenas para estruturas reticuladas de no mínimo quatro andares, portanto esse parâmetro não caberá no estudo em questão. O parâmetro  $\alpha$  deve ser menor que  $\alpha_1$ , que são dados por:

$$\alpha = H_{tot} * \sqrt{\frac{N_k}{E_{CS} * I_c}} \leq \alpha_1$$

Onde

$$\alpha_1 = 0,2 + 0,1 * n,$$

Pois  $n \leq 3$  no edifício em questão;

$H_{tot}$  = altura total da estrutura, medida do topo da fundação ou de um nível um pouco deslocável do solo;

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

$E_{cs} * I_c$  = soma das rigidezes à flexão das seções dos elementos verticais na direção considerada;

$n$  = número de andares = 3.

Tem-se que

$$\alpha_1 = 0,2 + 0,1 * 3 = 0,5$$

Para o valor de  $H_{tot}$  utilizou-se o nível 0,00m do terreno natural até a cota 10,07m, que corresponde ao centróide da última laje, respeitando as alturas do pé direito do edifício, conforme nas imagens acima. O valor de  $N_k$  foi obtido de maneira semelhante ao que foi feito no pré-dimensionamento, porém considerando as áreas inteiras dos  $n$  pavimentos mais o peso do reservatório, conforme as tabelas abaixo:

Tabela 17: Valores de referência para cálculo de  $N_k$

Carga pav tipo	12	kN/m <sup>2</sup>
Carga pav cob	10	kN/m <sup>2</sup>
Carga pav casa máquinas	12	kN/m <sup>2</sup>
Peso Reservatório	30	kN

Fonte: Autor (2021).

Tabela 18: Peso total edifício

Pavimento	Área	$N_k$
Ai(2)	348.07	4176.83
Ai(3)	363.52	4362.23
Ai(4)	363.52	3635.19
Ai, casa maq	30.96	371.52
Ai, cob casa maq	46.80	468.00
<b><math>N_k</math>, total</b>		<b>13043.77</b>

Fonte: Autor (2021).

Para determinar a rigidez equivalente  $E_{cs} * I_c$  foi feita a recomendação da NBR 6118, que sugere aplicar uma carga horizontal " $F_H$ " no topo do pórtico, determinar o deslocamento horizontal " $a$ ". Então a rigidez equivalente  $EI_{eq}$  é dada por:

$$EI_{eq} = \frac{F_H * H_{tot}^3}{3 * a}$$

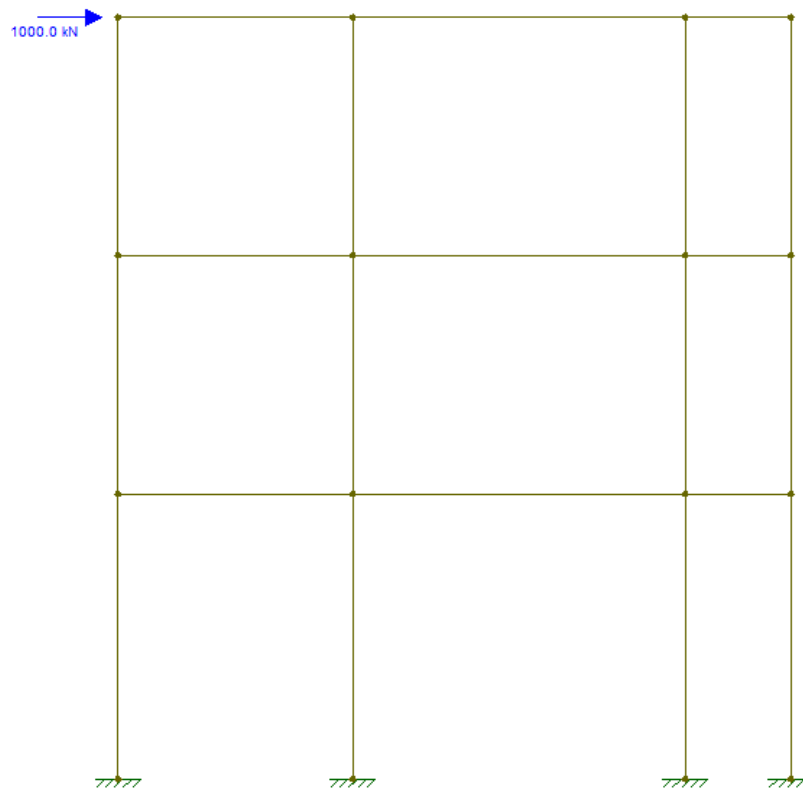
Onde,  $F_H = 1000 \text{ kN}$

Para determinar o valor do deslocamento horizontal foi usado o software FTOOL, onde foram lançados os pórticos da subestrutura de contraventamento. A geometria dos pórticos é a mesma da planta de formas, com as respectivas dimensões dos pilares e das vigas. Os parâmetros do material utilizado foram:

Módulo de Elasticidade do concreto  $E = 28000 \text{ MPa}$ ;

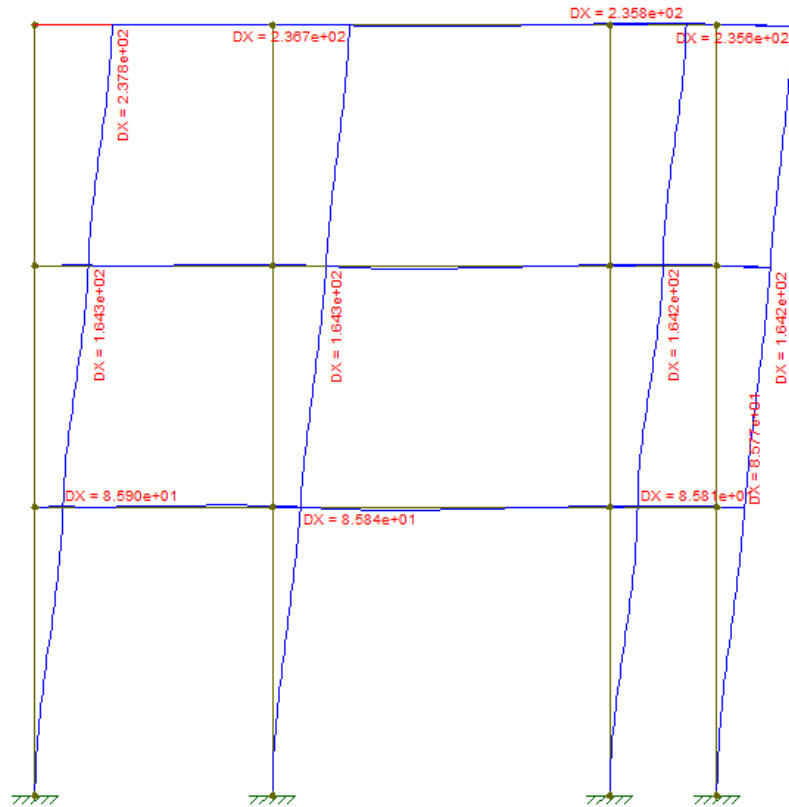
Coefficiente de Poisson conforme Tabela 2;

Figura 17: Modelo de cálculo do Pórtico 01 no FTOOL



Fonte: Autor (2021).

Figura 18: Deslocamento horizontal nodal obtido do FTOOL



Fonte: Autor (2021).

Dessa forma, podemos determinar a rigidez equivalente do pórtico 01:

$$EI_{eq} = \frac{1000kN * 10,07m^3}{3 * 0,2378m} = 1431381kN.m^2$$

De maneira análoga os resultados foram obtidos para todos os pórticos, em ambos os sentidos (x e y). O somatório das rigidezes equivalentes deve ser obtido e inserido no cálculo de  $\alpha$ . O valor de  $\alpha$  deve ser menor do que  $\alpha_1$  para verificar o parâmetro de estabilidade. Os resultados obtidos estão na tabela abaixo:

### 6.2.1 Exemplo em X

$$\alpha = 10,07 * \sqrt{\frac{12699kN}{7299646kN.m^2}} = 0,42 \leq 0,5$$

Tabela 19: Verificação do parâmetro de instabilidade

EM X						
Pórtico	Deslocamento (m)	P (kN)	h, total (m)	EI (kN.m <sup>2</sup> )	k (kN/m)	
1	0.2378	1000	9.45	1182939	4205.21	
2	0.1615	1000	9.45	1741813	6191.95	
3	0.0982	1000	9.45	2864591	10183.30	
4	0.2378	1000	9.45	1182939	4205.21	
				EI, total	6972283	
				$\alpha, x$	$\alpha < \alpha, 1$	
				<b>0.4087</b>	ok	
EM Y						
Pórtico	Deslocamento (m)	P (kN)	h, total (m)	EI (kN.m <sup>2</sup> )	k (kN/m)	
5	0.08814	1000	9.45	3191546	11345.59	
6	0.08612	1000	9.45	3266406	11611.70	
7	0.1807	1000	9.45	1556740	5534.03	
				EI, total	8014692	
				$\alpha, y$	$\alpha < \alpha, 1$	
				<b>0.3812</b>	ok	

Fonte: Autor (2021).

Conclui-se que o parâmetro de estabilidade está verificado. Portanto, a estrutura pode ser considerada de nós fixos e permite-se calcular os esforços solicitantes de acordo com a teoria de primeira ordem.

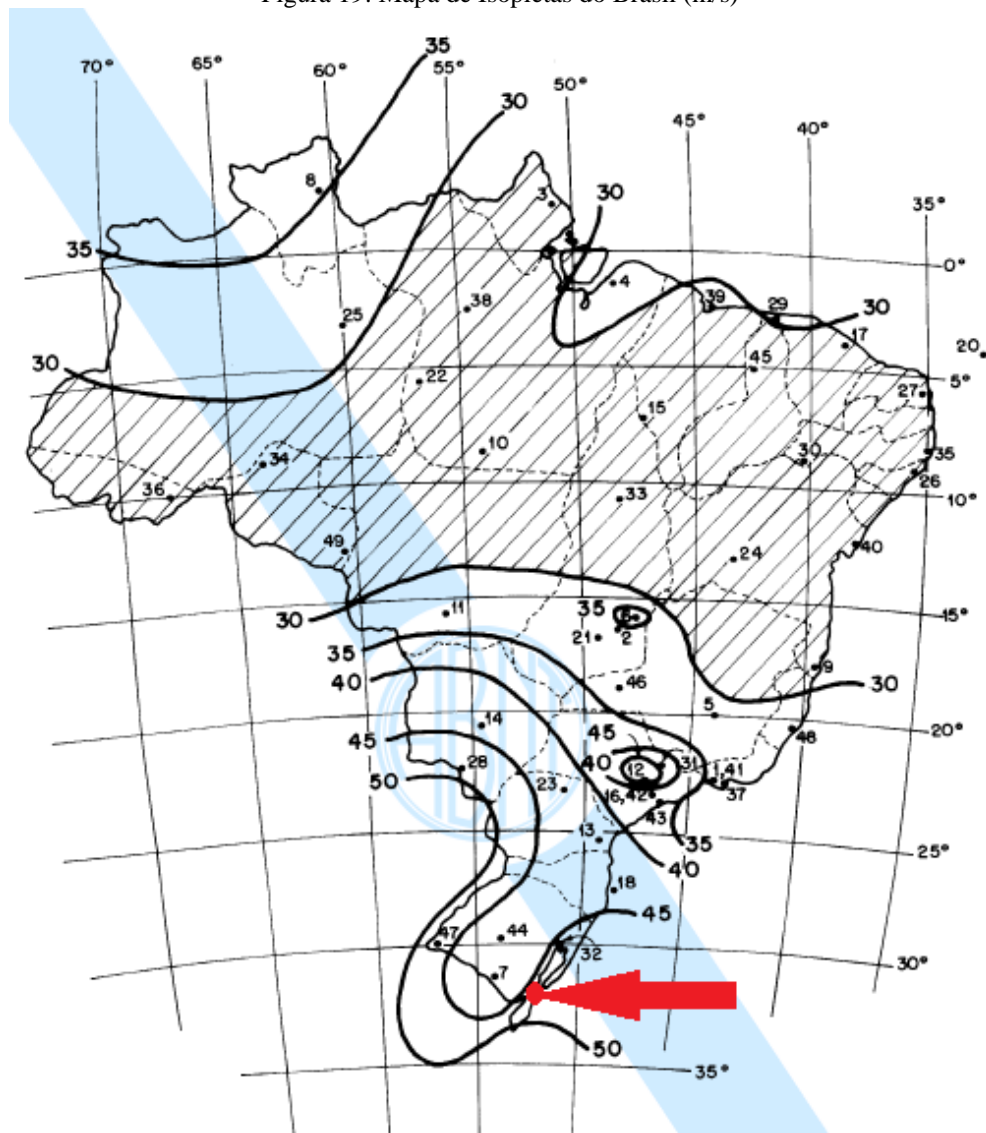
### 6.3 AÇÕES HORIZONTAIS – VENTO

As forças devidas ao vento calculadas neste tópico estão baseadas na NBR 6123 – Forças devidas ao vento em edificações. Os passos para obtenção das forças horizontais de cálculo serão explicados ao longo deste capítulo.

#### 6.3.1 Velocidade básica do vento ( $V_0$ )

O local onde se encontra o edifício é no município de Rio Grande - RS, portanto basta consultar a figura 1 da NBR 6123 (mapa de isopletas do Brasil) para obtenção do valor. Para este projeto, como o local se encontra entre as curvas de 45 e 50 m/s, adotou-se  $V_0 = 47,5 \text{ m/s}$ .

Figura 19: Mapa de Isopletas do Brasil (m/s)



Fonte: NBR 6123 adaptado pelo autor (2020).

### 6.3.2 Cálculo da velocidade característica

A velocidade característica é dada por:

$$V_k = V_0 * S_1 * S_2 * S_3$$

Onde:

$S_1$  = fator topográfico. Segundo a NBR 6123 em 5.2 para terreno plano ou fracamente acidentado.  $S_1 = 1,00$ ;

$S_2$  = rugosidade do terreno, dimensões da edificação e altura sobre o terreno;

$S_3$  = fator estatístico. Retirado da Tabela 3 da NBR 6123, para residências utiliza-se 1,00.

Figura 20: Tabela 3 da NBR 6123.

**Tabela 3 - Valores mínimos do fator estatístico  $S_3$**

Grupo	Descrição	$S_3$
1	Edificações cuja ruína total ou parcial pode afetar a segurança ou possibilidade de socorro a pessoas após uma tempestade destrutiva (hospitais, quartéis de bombeiros e de forças de segurança, centrais de comunicação, etc.)	1,10
2	Edificações para hotéis e residências. Edificações para comércio e indústria com alto fator de ocupação	1,00
3	Edificações e instalações industriais com baixo fator de ocupação (depósitos, silos, construções rurais, etc.)	0,95
4	Vedações (telhas, vidros, painéis de vedação, etc.)	0,88
5	Edificações temporárias. Estruturas dos grupos 1 a 3 durante a construção	0,83

Fonte: NBR 6123 adaptado pelo autor (2020).

Já para o cálculo do fator  $S_2$  foram consideradas as condições do local como sendo Categoria IV por se tratar de uma edificação em um subúrbio de uma grande cidade, em terreno plano, e classe B pois as maiores dimensões da edificação estão entre 20 m e 50 m, com isso é possível entrar na tabela 1 da NBR 6123 e obter os parâmetros  $b$  e  $p$ . Além disso, o fator  $S_2$  varia conforme a altura da edificação. Essa variação é calculada pela fórmula abaixo.

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

O fator de rajada  $F_r$  é sempre correspondente à categoria II. Os valores de  $z$  variam conforme os níveis dos pisos do edifício.

Figura 21: Parâmetros de entrada para cálculo do fator  $S_2$ 

**Tabela 1 - 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 adaptado pelo autor (2020).

Por exemplo, para o último piso (10,07 m), o valor de  $S_2$  é dado por:

$$S_2 = 0,85 * 0,98 * \left(\frac{10,07}{10}\right)^{0,125} = 0,8337$$

Logo,  $V_k$  para o último nível é dado por:

$$V_k = 47,5 \frac{m}{s} * 1,00 * 0,8337 * 1,00 = 39,60 \text{ m/s}$$

### 6.3.3 Pressão dinâmica

É dada pela expressão

$$q = 0,00613 * V_k; \left(\frac{kN}{m^2}\right)$$

Dessa forma, na tabela abaixo pode-se verificar os resultados obtidos de velocidade característica e pressão dinâmica para os diferentes níveis da edificação:

Tabela 20: Pressão dinâmica

h (m)	qk (kN/m <sup>2</sup> )
3.77	0.7520
6.92	0.8753
10.07	0.9614

Fonte: Autor (2021).



### 6.3.4 Força de Arrasto ou Força Horizontal devido ao vento

Segundo a NBR 6123, a componente da força global na direção do vento, força de arrasto  $F_a$  é dada por:

$$F_a = C_a * q * A_e$$

Onde

$C_a$  = coeficiente de arrasto;

$A_e$  = área frontal efetiva. Ou área de exposição da edificação;

$q$  = pressão dinâmica.

#### 6.3.4.1 Determinação do coeficiente de arrasto $C_a$

Para determinação do coeficiente de arrasto foi necessário adotar uma simplificação na geometria do edifício, ou seja, em planta, o edifício foi considerado como retangular de dimensões 17,70 m x 22,60 m (incluindo as sacadas da fachada sul e excluindo a projeção das sacadas da fachada nordeste, pois elas estão presentes apenas no 3º piso). Sendo assim, foi possível utilizar a figura 4 da NBR 6123, onde os parâmetros de entrada são  $l_1/l_2$  e  $h/l_1$ .

$l_1$  é a fachada que está perpendicular à direção do vento considerada,  $l_2$  é a fachada paralela à direção do vento considerada e  $h = 14,45m$  é a altura da edificação medida do piso do térreo até o ponto mais alto.

Figura 22: Dimensões em planta (vento a 0° e a 90°) para uso na figura 4 NBR 6123



Fonte: NBR 6123 (1988)

Para vento a 0°:

$$l_1 = 22,60 \text{ m}; l_2 = 17,70 \text{ m} \quad \frac{l_1}{l_2} = 1,28 \text{ e } \frac{h}{l_1} = 0,64$$

Para vento a 90°:

$$l_1 = 17,70m; l_2 = 22,60 \text{ m};$$

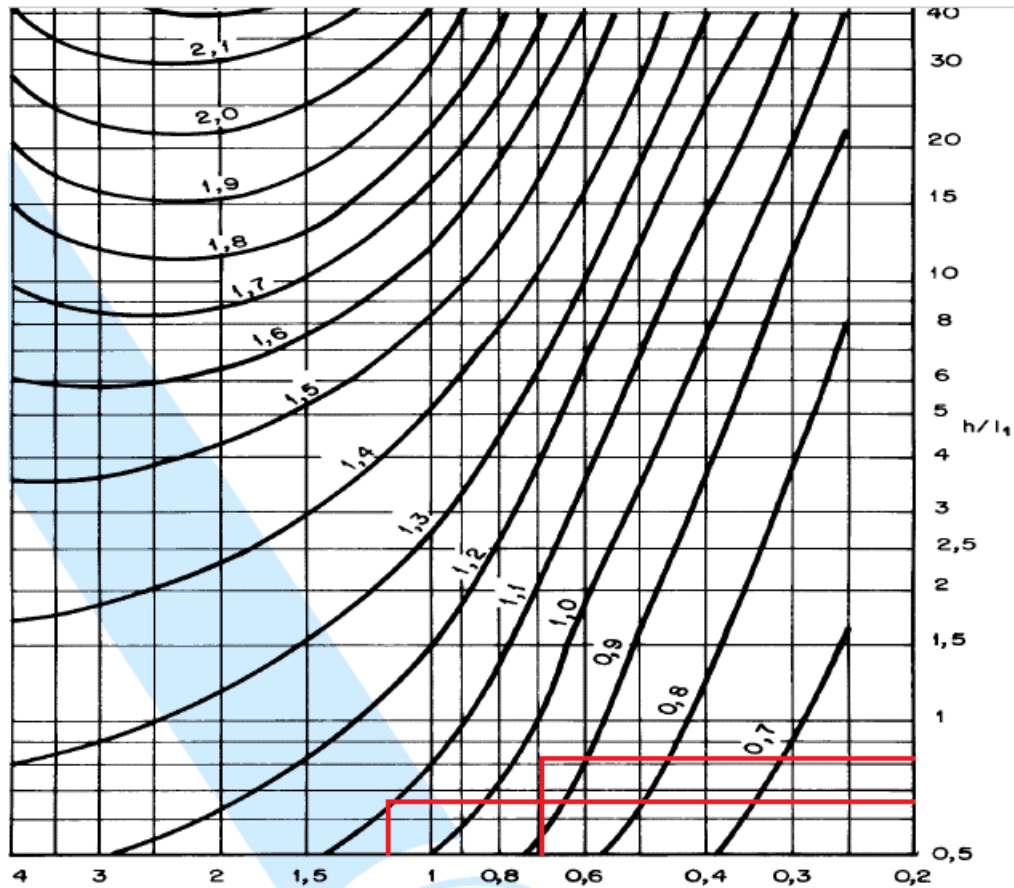
$$\frac{l_1}{l_2} = 0,78 \text{ e } \frac{h}{l_1} = 0,82$$

Entrando na figura 4 da NBR 6123, retira-se os coeficientes de arrasto

$$C_a(0^\circ) = 1,1$$

$$C_a(90^\circ) = 0,97$$

Figura 23: Determinação do Coeficiente de Arrasto (figura 4 NBR 6123)

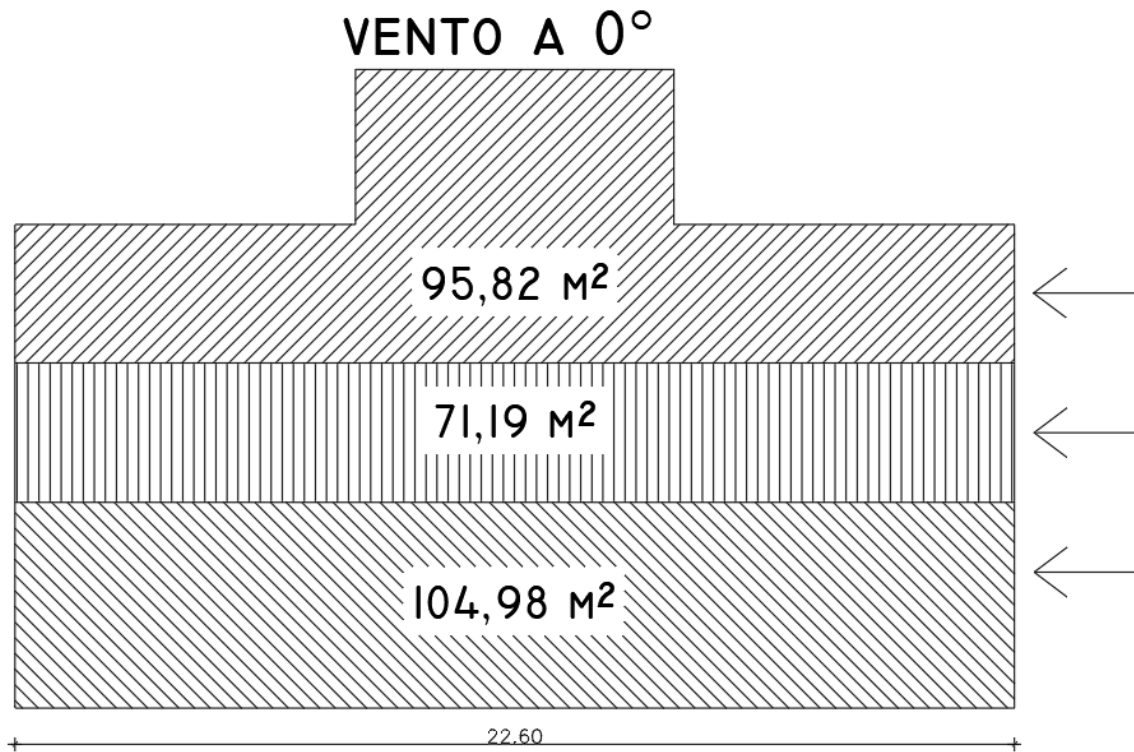


Fonte: NBR 6123 adaptado pelo autor (2020).

#### 6.3.4.2 Determinação da área de exposição $A_e$ :

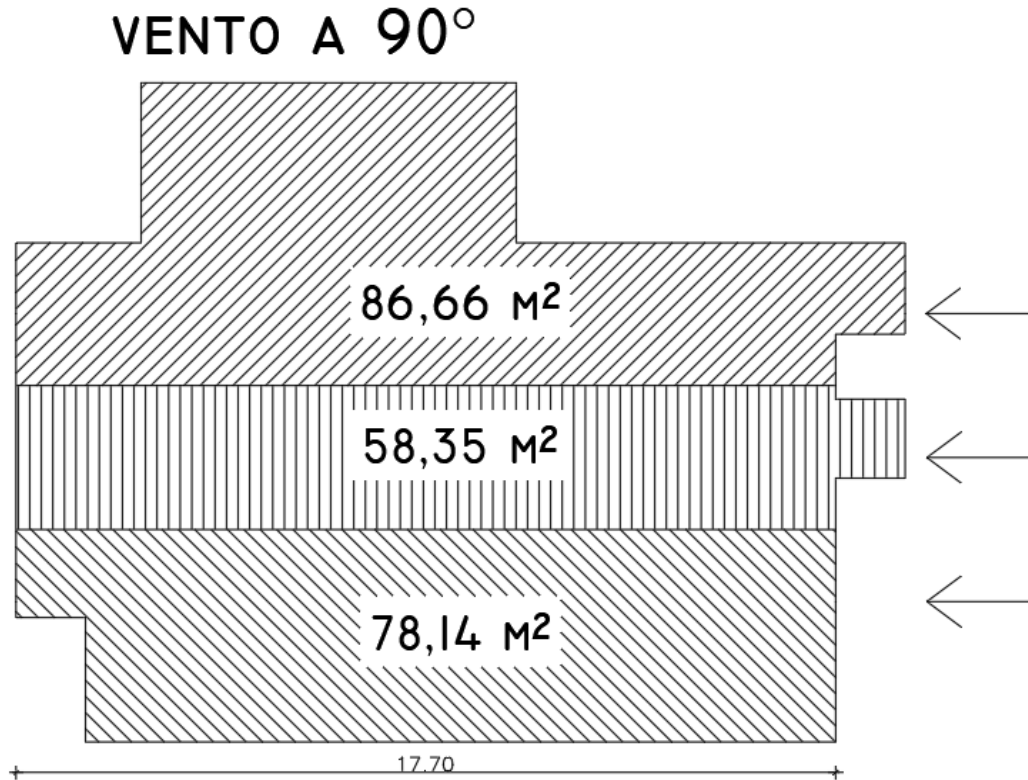
Os pontos que serão calculadas essas as forças são os níveis entrepisos de cada pavimento, ou seja, o ponto exato onde está localizado cada elemento horizontal (vigas) do pórtico. Dessa forma, a área de exposição para cada ponto de aplicação de  $F_a$  será a área medida entre o centro vertical do pavimento inferior e o centro vertical do pavimento superior do ponto a ser calculado. Para a cobertura, que é o último ponto de aplicação de  $F_a$ , foi considerada toda a área acima deste ponto, ou seja, todo o topo do edifício incluindo platibanda e área técnica. As medidas dessas áreas foram retiradas dos projetos arquitetônicos pelo software AutoCad, conforme figura abaixo.

Figura 24: Área de exposição para vento a 0°



Fonte: Autor (2020).

Figura 25: Área de exposição para vento a 90°



Fonte: Autor (2020).

A partir dos dados obtidos foi possível concluir o cálculo das forças de arrasto para o vento nas duas direções. Além disso, foi obtido o momento causado por essas forças, multiplicando a altura de cada nível pela força de arrasto obtida. Esse momento será usado futuramente para fins de comparação com os momentos obtidos do cálculo do desaprumo do edifício.

Tabela 21: Forças de arrasto e momentos devido ao vento

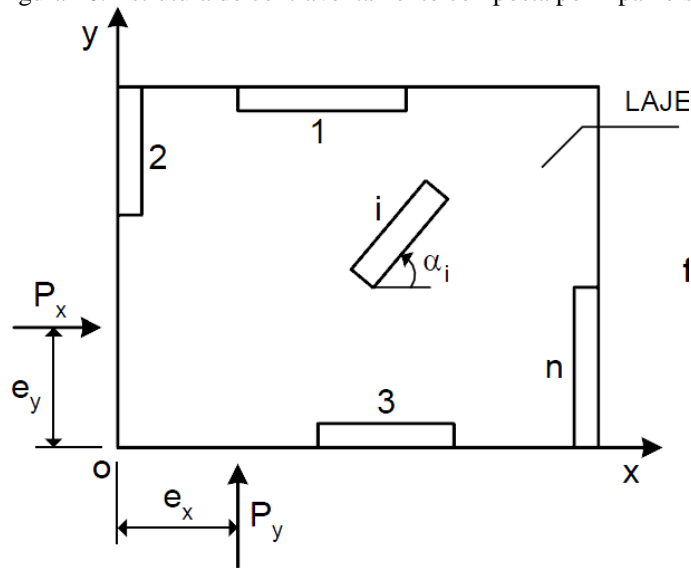
h (m)	qk (kN/m <sup>2</sup> )	Vento a 0				Vento a 90			
		ca	Ae (m <sup>2</sup> )	Fa (kN)	Mv (kNm)	ca	Ae (m <sup>2</sup> )	Fa (kN)	Mv (kNm)
3.77	0.7520	1.10	104.9769	<b>86.84</b>	327.38	0.97	78.1376	<b>57.00</b>	214.88
6.92	0.8753	1.10	71.1899	<b>68.54</b>	474.33	0.97	58.3499	<b>49.54</b>	342.83
10.07	0.9614	1.10	95.8249	<b>101.34</b>	1020.46	0.97	86.6624	<b>80.82</b>	813.82

Fonte: Autor (2021).

#### 6.4 DISTRIBUIÇÃO DAS FORÇAS DO VENTO

Uma vez calculadas as forças do vento em cada pavimento, é necessário reparti-las nos elementos de contraventamento do edifício. Quando o contraventamento é formado por elementos que se comportam de forma idêntica, pode-se empregar um processo simplificado. Isso ocorre quando o contraventamento é constituído exclusivamente por pórticos ou exclusivamente por paredes estruturais (ARAÚJO, 2014, vol. 3, p. 243). Portanto, o método utilizado neste dimensionamento será o método da rigidez. Esse método admite as hipóteses de que a laje funciona como um diafragma rígido, a laje do pavimento possui três graus de liberdade: translação  $u_0$  na direção x, translação  $v_0$  na direção y e rotação  $\theta$  em torno da origem e cada elemento de contraventamento recebe uma força proporcional ao deslocamento axial na sua direção de orientação  $F_i = K_i * u'_i$ . Onde  $u'_i$  é o deslocamento na direção da mola.

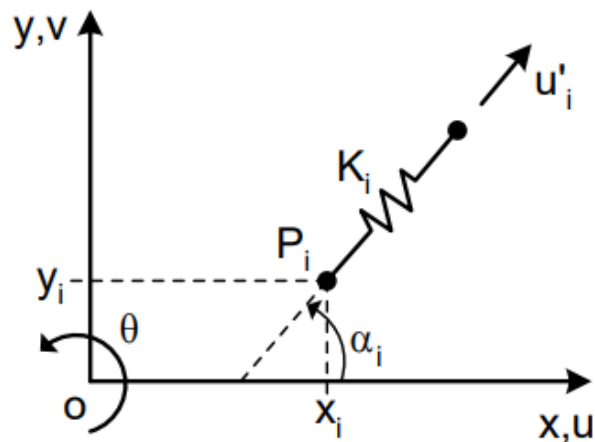
Figura 26: Estrutura de contraventamento composta por n painéis



Fonte: Araújo (2014, vol. 3, p. 248)

Araújo (2014) explica que uma vez que cada painel só pode receber cargas no seu plano vertical, ele pode ser representado por uma mola de rigidez  $K$ .

Figura 27: Painel de contraventamento genérico



Fonte: Araújo (2014, vol. 3, p. 249)

Essa rigidez de cada painel de contraventamento é definida como a força horizontal que deve ser aplicada em um determinado nível na direção da sua maior rigidez, para provocar um deslocamento unitário. Portanto, essa rigidez  $K$  é dada por:

$$K = \frac{3 * E I_{eq}}{h_{tot}^3}$$

Por exemplo para o pórtico PO1:

$$K_1 = \frac{3 * 1431381}{10,07m^3} = 4205,21 \text{ kN/m}$$

Da mesma maneira, com as rigidezes equivalentes, já obtidas, determina-se os  $K$  de todos os pórticos:

Tabela 22: Rigidezes dos pórticos

EM X			
Pórtico	h,total (m)	EI (kN.m <sup>2</sup> )	k (kN/m)
1	9.45	1431381	4205.21
2	9.45	1796213	5277.04
3	9.45	2640671	7757.95
4	9.45	1431381	4205.21
EM Y			
Pórtico	h,total (m)	EI (kN.m <sup>2</sup> )	k (kN/m)
5	9.45	3861839	11345.59
6	9.45	3952420	11611.70
7	9.45	1883688	5534.03

Fonte: Autor (2020).

#### 6.4.1 Excentricidade das forças de arrasto

Para o caso de edificações retangulares, onde os pórticos são dispostos segundo as direções x e y, basta fazer a análise para o vento incidindo segundo essas duas direções. Entretanto, segundo a NBR 6123, item 6.6, o projeto deve levar em conta as forças agindo perpendicularmente ao centro geométrico das fachadas e as excentricidades causadas por vento agindo obliquamente ou por efeito de vizinhança. No edifício em estudo os efeitos de vizinhança são desconsiderados. Portanto, os esforços de torção daí oriundos são calculados considerando essas forças agindo com as excentricidades:

$$e_a = \pm 0,075 * a$$

$$e_b = \pm 0,075 * b$$

Sendo  $e_a$  medido na maior dimensão  $a$ , e  $e_b$  medido na direção do lado menor  $b$ .

Logo há três pontos de aplicação dessas forças para o edifício em estudo. Inserindo o edifício em um sistema cartesiano de coordenadas, pode-se visualizar melhor o estudo dessas excentricidades que são dadas por:

$$e_a = \pm 0,075 * 22,60m = 1,695m$$

$$e_b = \pm 0,075 * 17,70m = 1,3275m$$

Logo, os pontos de aplicação das forças de arrasto em x e em y, são:

$$e_x = \begin{cases} 0,5 * b - e_b \\ 0,5 * b \\ 0,5 * b + e_b \end{cases} = \begin{cases} 0,5 * 17,70m - 1,3275 m \\ 0,5 * 17,70m \\ 0,5 * 17,70m + 1,3275m \end{cases} =$$

$$e_x = \begin{cases} 7,5225m \\ 8,85m \\ 10,1775m \end{cases}$$

$$e_y = \begin{cases} 0,5 * a - e_a \\ 0,5 * a \\ 0,5 * a + e_a \end{cases} = \begin{cases} 0,5 * 22,60m - 1,695m \\ 0,5 * 22,60m \\ 0,5 * 22,60m + 1,695m \end{cases} =$$

$$e_y = \begin{cases} 9,605m \\ 11,30m \\ 12,995m \end{cases}$$

Segundo Araújo (2014), o vetor de forças externas aplicadas à laje pode ser dado na forma matricial por:

$$P = \begin{pmatrix} P_x \\ P_y \\ P_y * e_x - P_x * e_y \end{pmatrix}$$

Em conformidade com a figura 25.

Considerados os deslocamentos de corpo rígido  $u_0$  e  $v_0$ , as matrizes de rigidezes e os vetores de carga, obtém-se a o sistema de três equações e três incógnitas:

$$P = K * U_0$$

Onde  $U_0$  é o vetor que contém os deslocamentos de corpo rígido da laje e  $K$  é a matriz de rigidez global.

Encontrando  $U_0$ , calculam-se as forças nos vários painéis de contraventamento.

#### **6.4.2 Determinação da parcela de força atribuída a cada pórtico de contraventamento**

De posse das excentricidades calculadas, da rigidez  $K$  de cada painel, do método das rigidezes, neste trabalho, foi utilizado um documento eletrônico que calcula a parcela de suporte de força atribuída a cada pórtico de contraventamento de forma direta através de uma planilha de modelo macro do software Excel, fornecida pelo prof. Dr. Mauro de Vasconcellos Real, da Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande (FURG). Os dados de entrada, além das rigidezes de cada painel e das excentricidades das forças, são as coordenadas do centro de cada painel e o ângulo de inclinação dos painéis em relação ao eixo x. A planilha fornece como resultado os dados das parcelas, que para facilitar entendimento nesse documento, foram destacados os valores críticos, para posteriormente multiplicá-los aos valores de força de arrasto.

Figura 28: Planilha de cálculo automático da repartição da ação do vento

Distribuição da Ação do Vento sobre os Painéis de Contraventamento														
Método da rigidez														
Calcular														
Forças nos painéis:														
NP = 7														
Dados dos elementos de contraventamento														
i	K(i)	x(i)	y(i)	$\alpha(i)$	Matriz K			i	Forças nos painéis:					
					ey1	ey2	ey3	ex1	ex2	ex3				
					1	2	3	4	5	6				
1	4205,21	13,05	16,90	0	2,14E+04	0,00E+00	-2,37E+05	1	0,1434	0,2049	0,2665	0,0602	0,0120	-0,0362
2	5277,04	8,85	13,40	0	0,00E+00	2,85E+04	2,62E+05	2	0,2195	0,2505	0,2815	0,0303	0,0060	-0,0182
3	7757,95	8,85	9,20	0	-2,37E+05	2,62E+05	5,70E+06	3	0,3927	0,3566	0,3205	-0,0353	-0,0070	0,0212
4	4205,21	13,05	5,70	0				4	0,2444	0,1880	0,1316	-0,0552	-0,0110	0,0332
5	11345,59	6,40	11,30	90	Matriz Kinv			5	-0,0677	0,0113	0,0904	0,4755	0,4136	0,3517
6	11611,70	8,60	11,30	90	2,27E-04	-1,50E-04	1,63E-05	6	-0,0145	0,0024	0,0193	0,4241	0,4108	0,3976
7	5534,03	16,10	11,30	90	-1,50E-04	1,60E-04	-1,36E-05	7	0,0822	-0,0137	-0,1097	0,1004	0,1755	0,2507
8					1,63E-05	-1,36E-05	1,48E-06	8						
9								9						
10								10						
Soma =									1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Hipóteses de carga:														
NCRG = 6														
i	Px(i)	Py(i)	ex(i)	ey(i)	Vetores de carga:			Deslocamentos:						
					Px(i)	Py(i)	Mz(i)	Ux(i)	Uy(i)	$\theta_z(i)$				
1	1	0	0	9,605	1,00	0,00	-9,61	7,04E-05	-1,97E-05	2,15E-06				
2	1	0	0	11,3	1,00	0,00	-11,30	4,27E-05	3,30E-06	-3,59E-07				
3	1	0	0	12,995	1,00	0,00	-13,00	1,50E-05	2,63E-05	-2,86E-06				
4	0	1	7,5225	0	0,00	1,00	7,52	-2,71E-05	5,76E-05	-2,45E-06				
5	0	1	8,85	0	0,00	1,00	8,85	-5,40E-06	3,96E-05	-4,89E-07				
6	0	1	10,1775	0	0,00	1,00	10,18	1,63E-05	2,16E-05	1,47E-06				

Fonte: Autor (2021).

A partir dos resultados da planilha, foi calculado o produto dessa parcela percentual pela força de arrasto  $F_a$  para cada nível dos pórticos de contraventamento. Obtendo, assim, as solicitações horizontais em suas situações críticas. A equação é dada por:

$$F_h = P_{e,i} * F_a$$

Sendo  $P_{e,i}$  a parcela de solicitação correspondente a posição crítica de aplicação da força. Por exemplo para pórtico PO1 que resiste ao vento a  $0^\circ$ , no último nível (10,07 m):

$$F_1 = 0,2665 * 101,34kN = 27,00 kN$$

Para os demais casos, foi elaborada uma tabela resumo das forças:

Tabela 23: Resumo das forças do vento

		Cota (m)		
		3.77	6.92	10.07
Fk (0º) (kN)		86.84	68.54	101.34
Fk (90º) (kN)		57.00	49.54	80.82
Pórtico nº	% crítica	Força do Vento (kN)		
1	0.2433	21.13	16.68	24.65
2	0.2943	25.56	20.17	29.83
3	0.4461	38.74	30.58	45.21
4	0.2132	18.51	14.61	21.60
5	0.4741	27.02	23.49	38.31
6	0.4238	24.15	20.99	34.25
7	0.2496	14.23	12.36	20.17

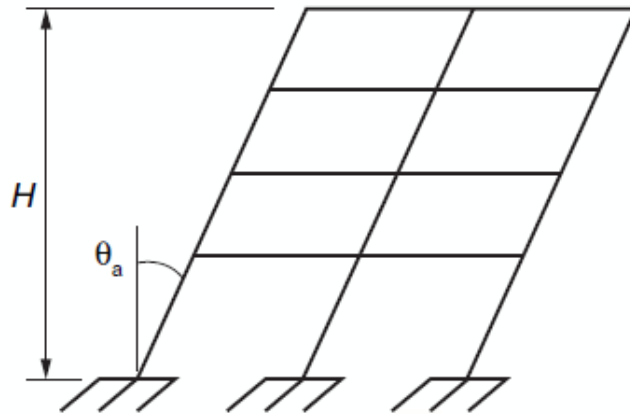
Fonte: Autor (2021).

## 6.5 IMPERFEIÇÕES GEOMÉTRICAS GLOBAIS

O desaprumo dos elementos verticais do edifício, segundo a NBR 6118, é dado por



Figura 29: Desaprumo vertical do edifício



Fonte: NBR 6118, 2014 p. 59

$$\theta_1 = \frac{1}{100 * \sqrt{H}} < \frac{1}{200}$$

$$\theta_a = \theta_1 * \sqrt{\frac{1 + \frac{1}{n}}{2}}$$

Onde  $H$  é a altura da estrutura em metros e  $n$  o número de prumadas de pilares

Portanto para o edifício:

$$\theta_1 = \frac{1}{100 * \sqrt{10,07}} = \frac{1}{317} < \frac{1}{200}$$

Já para o ângulo  $\theta_a$

Tabela 24: Ângulo  $\theta$ 

	portico nº	n pilares	$\theta_1$	$\theta_a$ (rad)
X	1	4	0.790569	0.002572
	2	5	0.774597	0.002520
	3	5	0.774597	0.002520
	4	5	0.774597	0.002520
Y	5	8	0.750000	0.002440
	6	8	0.750000	0.002440
	7	5	0.774597	0.002520

Fonte: Autor (2020).

O valor utilizado para  $\theta_a$  em cada eixo será uma média dos valores obtidos em cada eixo. Portanto  $\theta_{a,x} = 0,0024787$  e  $\theta_{a,y} = 0,0023893$ .

Conforme explica Araújo (2014) os efeitos das imperfeições geométricas das estruturas de contraventamento podem ser considerados através da aplicação de forças

horizontais  $H_i = \theta_a * F_{vi}$  onde  $F_{vi}$  é a força vertical (peso) introduzida no andar  $i$  do edifício. Essas forças verticais já foram calculadas em 4.2.

Por exemplo para o pórtico 01, no 3º nível (10,07 m):

$$H_3 = 0,0024787 * 4130,55 \text{ kN}$$

$$H_3 = 10,24 \text{ kN}$$

De maneira análoga foi calculado para os demais níveis, segundo os eixos x e y. Além disso foram obtidos os momentos causados pelo desaprumo.

Tabela 25: Momentos gerados pelo desaprumo

Nível	h (m)	Fv,i (kN)	Em x		Em y	
			Hi (kN)	Hi*Zi (kN.m)	Hi (kN)	Hi*Zi (kN.m)
3	3.77	4474.71	11.33	42.73	11.04	41.61
2	6.92	4362.23	11.05	76.46	10.76	74.45
1	10.07	4176.83	10.58	106.53	10.30	103.74

Fonte: Autor (2021).

A NBR 6118 recomenda que, caso os efeitos causados pelo vento sejam maiores que 30% dos efeitos do desaprumo, considere-se apenas a ação do vento. Portanto, comparando as tabelas 25 e 26 tem-se que

Tabela 26: Vento x desaprumo

	Eixo x		Eixo y	
	Desaprumo (kNm)	Vento (kNm)	Desaprumo (kNm)	Vento (kNm)
	42.73	327	41.61	304.68
	76.46	474.33	74.45	342.83
	106.53	1020.46	103.74	573.96
Total	225.71	1822.17	219.80	1221.47

Fonte: Autor (2021).

É fácil notar que para o eixo x

$$1822,17 * \frac{30}{100} > 225,71$$

$$546,66 > 225,71$$

E para o eixo y

$$1221,47 * \frac{30}{100} > 219,80$$

$$366,44 > 219,80$$

A ação do desaprumo é menor do que 30% da ação do vento para ambos eixos, portanto para os pórticos de contraventamento a única ação horizontal a considerar será a ação do vento.

## 7 CÁLCULO DAS VIGAS

As vigas do edifício em estudo serão calculadas de 3 formas distintas, dependendo de sua geometria, carregamentos a que estão submetidas e número de vãos que possuem. Logo, essas 3 formas serão explicadas neste memorial de maneira separada, um exemplo para viga biapoiada, outro exemplo de viga contínua contraventada e outro exemplo de viga de contraventamento. O restante dos cálculos será apresentado como forma de anexo no final deste documento.

### 7.1 VIGAS CONTÍNUAS

A NBR 6118, item 14.6.6.1, permite considerar as vigas dos edifícios como contínuas, sem ligações rígidas com os pilares. Entretanto, é necessário fazer um segundo cálculo engastando os apoios internos. Sendo assim, ainda sob recomendação da NBR 6118, é indicado o uso do maior valor de momento positivo dentre as duas aplicações de cálculo (com apoios intermediários simples e com apoios intermediários engastados), e o valor do momento negativo nos apoios do cálculo pela aplicação que utiliza toda viga simplesmente apoiada.

Para exemplificar a metodologia utilizada, será mostrado um exemplo com a viga V202.

#### 7.1.1 Geometria

Seção da viga: 20x40

#### 7.1.2 Vãos de cálculo

Viga V202a

O vão teórico de cálculo das vigas é considerado como a distância entre os centros de apoio. Sendo assim:

$$l_{202a} = 1,6 + \frac{0,20}{2} + \frac{0,40}{2} = 1,9 \text{ m}$$

Viga V202b

$$l_{202b} = 3,40 + \frac{0,40}{2} + \frac{0,40}{2} = 3,80 \text{ m}$$

### 7.1.3 Seção transversal

Na seção transversal, a altura útil leva em conta o diâmetro dos estribos, o diâmetro da armadura longitudinal e o cobrimento, que no caso da nossa Classe de Agressividade Ambiental (II) é 3 centímetros. Sendo assim:

$$d = h - c - \phi_t - \frac{1}{2} \phi_l$$

$$d = 40 - 3 - 0,5 - \frac{1}{2} 2$$

$$d = 35,5 \text{ cm}$$

### 7.1.4 Carregamento

As cargas nas vigas do edifício se dividem entre cargas permanentes e cargas acidentais.

#### 7.1.4.1 Peso próprio ( $g_1$ )

O peso próprio da viga é calculado pela seguinte equação:

Viga V202a

$$g_1 = \gamma_c * b * h$$

$$g_1 = 25 * 0,2 * 0,40$$

$$g_1 = 2,00 \text{ kN/m}$$

Viga V202b

$$g_1 = 25 * 0,2 * 0,40$$

$$g_1 = 2,00 \text{ kN/m}$$

#### 7.1.4.2 Peso das alvenarias ( $g_2$ )

O peso das alvenarias é calculado considerando que os tijolos do edifício são cerâmicos e furados, pela seguinte equação:

$$g_2 = (\gamma_{alv} * e * h) - \frac{(\gamma_{alv} * e * \text{Área abertura})}{l}$$

Viga V202a

$$g_2 = (13 * 0,20 * 2,7) - \frac{(13 * 0,2 * (1,00 * 0,60))}{1,90}$$

$$g_2 = 6,20 \text{ kN/m}$$

Viga V202b

$$g_2 = 13 * 0,20 * 2,7$$

$$g_2 = 7,02 \text{ kN/m}$$

#### 7.1.4.3 Peso das lajes

A viga 202a recebe a reação  $R_x$  da laje 203, mostrada na tabela abaixo.

Tabela 27: Reações da Laje 203

LAJE=	LAJE	REAÇÃO CARREGAMENTO TOTAL		REAÇÃO CARREGAMENTO PERMANENTE		REAÇÃO CARREGAMENTO ACIDENTAL	
		Rx (kN/m)	Ry (kN/m)	Rx (kN/m)	Ry (kN/m)	Rx (kN/m)	Ry (kN/m)
<b>228</b>	<b>203</b>	3,04	6,08	2,33	4,65	0,71	1,43

Fonte: Autor (2021).

A viga V202b recebe a reação  $R_x$  da laje 204, mostrada na tabela abaixo.

Tabela 28: Reações da L204

LAJE=	LAJE	REAÇÃO CARREGAMENTO TOTAL		REAÇÃO CARREGAMENTO PERMANENTE		REAÇÃO CARREGAMENTO ACIDENTAL	
		Rx (kN/m)	Ry (kN/m)	Rx (kN/m)	Ry (kN/m)	Rx (kN/m)	Ry (kN/m)
<b>230</b>	<b>204</b>	4,25	2,13	2,98	1,49	1,28	0,64

Fonte: Autor (2021).

#### 7.1.4.4 Carregamento total

O carregamento total é a soma do carregamento devido ao peso próprio, à alvenaria e às lajes. Logo:

Viga V202a

$$g = 2,00 + 6,20 + 3,04$$

$$g = 11,24 \text{ kN/m}$$

Viga V202b

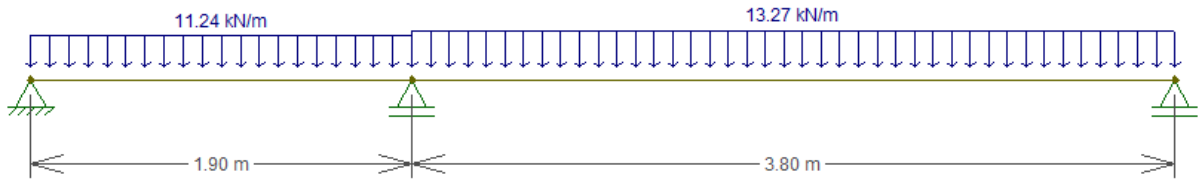
$$g = 2,00 + 7,02 + 4,25$$

$$g = 13,27 \text{ kN/m}$$

### 7.1.5 Diagrama de corpo livre, esforço cortante e momento fletor

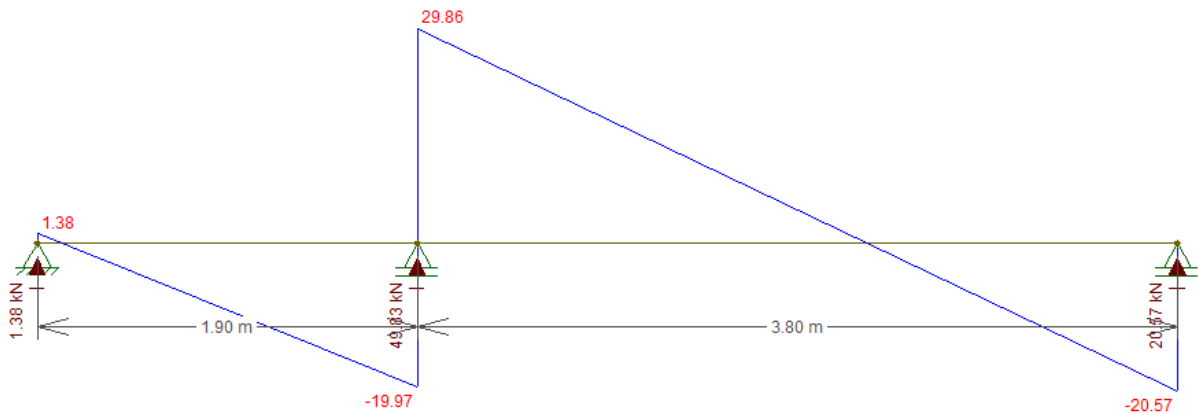
#### 7.1.5.1 Primeiro cálculo, viga contínua simplesmente apoiada

Figura 30: Carregamento da viga V202



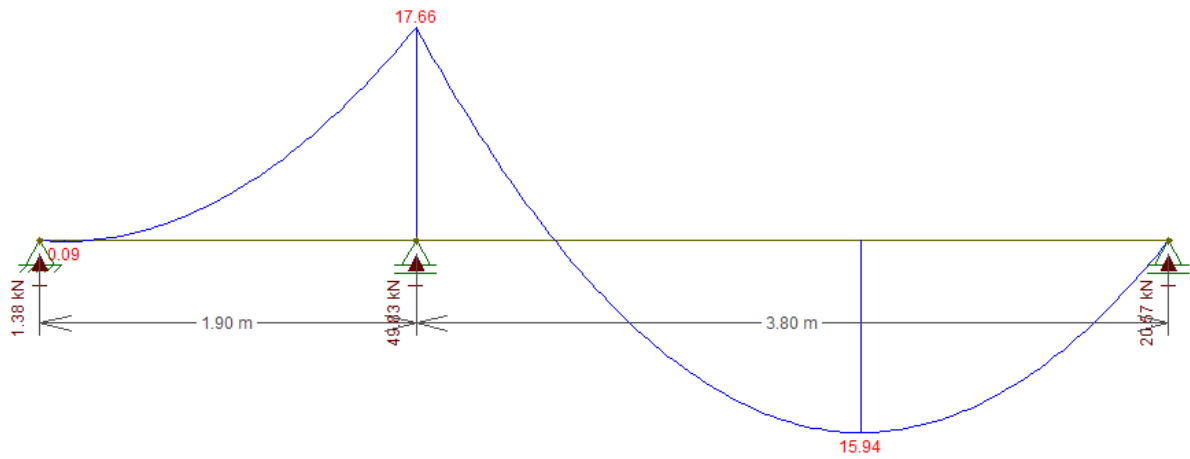
Fonte: Autor (2021).

Figura 31: Diagrama de esforço cortante da viga V202



Fonte: Autor (2021).

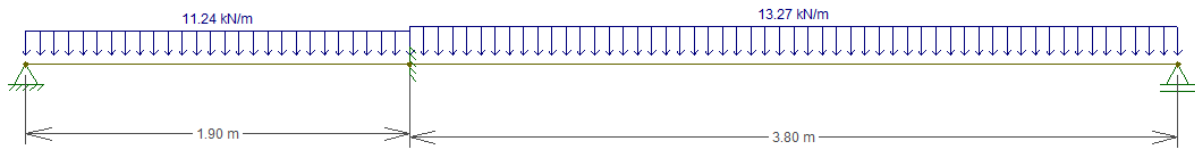
Figura 32: Diagrama de momento fletor da viga V202



Fonte: Autor (2021).

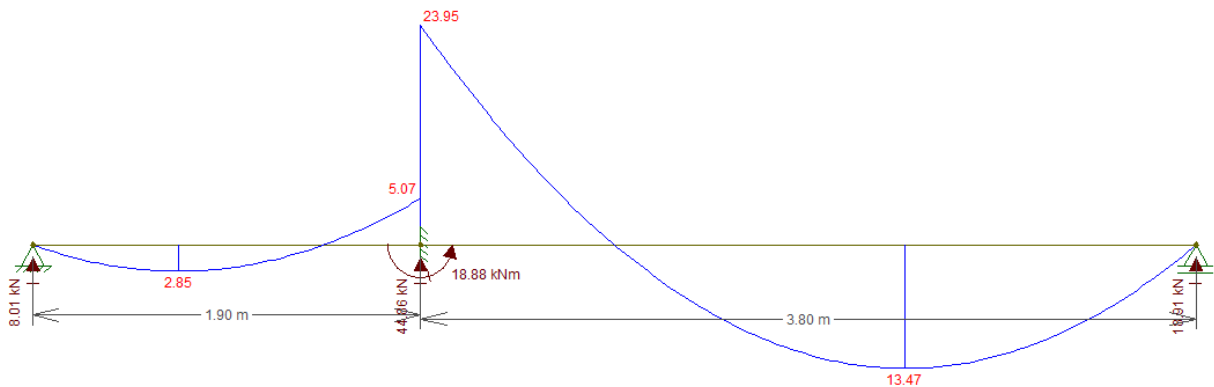
### 7.1.5.2 Segundo cálculo engastando os apoios internos

Figura 33: Carregamento viga V202, com apoio interno engastado



Fonte: Autor (2021).

Figura 34: Diagrama de momento fletor da via V202 (engastada internamente)



Fonte: Autor (2021).

Para o dimensionamento à flexão da armadura positiva, é utilizado o momento positivo de maior valor entre os dois modelos de cálculo analisados e para armadura negativa é usado o momento negativo da viga simplesmente apoiada.

## 7.1.6 Dimensionamento à flexão

### 7.1.6.1 Armadura positiva

#### 7.1.6.1.1 Viga V202a

Para o dimensionamento a flexão é usado a combinação última de serviço, então as ações são majoradas pelo coeficiente de ponderação  $\gamma_f = 1,4$ . O momento positivo a ser utilizado no dimensionamento é o maior entre os encontrados nos diagramas considerando a viga com apoios internos e com engastes internos. Sendo assim, o momento fletor reduzido é dado por:

$$\mu = \frac{M_d}{d^2 \times b \times \sigma_{cd}} = \frac{1,4 \times M_k}{d^2 \times b \times \sigma_{cd}}$$

$$\mu = \frac{1,4 \times 100 \times 2,85 \text{ kNm}}{(35,5 \text{ cm})^2 \times 20 \text{ cm} \times 1,5179 \text{ kN/cm}^2}$$

$$\mu = 0,010$$

$$\mu_{lim} = 0,2952$$

$$\mu < \mu_{lim} - \text{Armadura Simples}$$

Profundidade relativa da linha neutra ( $\xi$ ):

$$\xi = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu})$$

$$\xi = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,010})$$

$$\xi = 0,0131$$

Por fim, foram determinadas as áreas de aço necessárias para a viga e comparado com as áreas mínimas necessárias.

$$A_s = 0,8 \times \xi \times b \times d \times \frac{\sigma_{cd}}{f_{yd}}$$

$$A_s = 0,8 \times 0,0131 \times 20 \text{ cm} \times 35,5 \text{ cm} \times \frac{1,5179 \text{ kN/cm}^2}{43,48 \text{ kN/cm}^2}$$

$$A_s = 0,26 \text{ cm}^2$$

$$A_s' = 0$$

Para o cálculo da área mínima, devemos inicialmente utilizar a taxa mínima de aço considerando  $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$ , retirada da Tabela 4.11.1 do livro *Curso de Concreto Armado Volume 1* do professor José Milton.

$$\rho_{min} = \frac{0,15}{100}$$

Feito isso, podemos calcular a área de aço mínima para armadura da viga.

$$A_{s,min} = \frac{0,15}{100} \times b \times h$$

$$A_{s,min} = 0,0017 \times 20 \text{ cm} \times 40 \text{ cm}$$

$$A_{s,min} = 1,20 \text{ cm}^2$$

Sendo assim, como a área mínima é maior que a área calculada, devemos utilizar a área mínima.

Armadura escolhida para a viga V202a:

$$A_{s,adotado} = 1,57 \text{ cm}^2$$



**2  $\phi$  10 mm**

### 7.1.6.1.2 Viga V202b

O roteiro de cálculo segue os mesmos passos conforme explicado para o trecho V202a

$$\mu = \frac{1,4 \times 100 \times 15,94 \text{ kNm}}{(35,5 \text{ cm})^2 \times 20 \text{ cm} \times 1,5179 \text{ kN/cm}^2}$$

$$\mu = 0,058$$

$$\mu_{lim} = 0,2952$$

$$\mu < \mu_{lim} - \text{Armadura Simples}$$

Profundidade relativa da linha neutra ( $\xi$ ):

$$\xi = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,058})$$

$$\xi = 0,0752$$

Áreas de aço:

$$A_s = 0,8 \times 0,087 \times 20 \text{ cm} \times 35,5 \text{ cm} \times \frac{1,5179 \text{ kN/cm}^2}{43,48 \text{ kN/cm}^2}$$

$$A_s = 1,49 \text{ cm}^2$$

$$A_s' = 0$$

Área de aço mínima:

$$\rho_{min} = \frac{0,15}{100}$$

$$A_{s,min} = \frac{0,15}{100} \times 20 \text{ cm} \times 40 \text{ cm}$$

$$A_{s,min} = 1,20 \text{ cm}^2$$

Sendo assim, como a área calculada é maior que a área mínima, deve-se utilizar a área calculada.

Armadura escolhida para a viga V202b:

$$A_{s,adotado} = 2,36 \text{ cm}^2$$

**3  $\phi$  10 mm**

### 7.1.6.1.3 Armadura negativa no apoio intermediário

O momento negativo a ser utilizado no dimensionamento é o encontrado no diagrama considerando a viga com apoios internos, sendo ele 17,66 kNm. Desta forma, temos que:

$$\mu = \frac{1,4 \times 100 \times 17,66 \text{ kNm}}{(35,5 \text{ cm})^2 \times 20 \text{ cm} \times 1,5179 \text{ kN/cm}^2}$$

$$\mu = 0,0646$$

$$\mu_{lim} = 0,2952$$

$$\mu < \mu_{lim} - \text{Armadura Simples}$$

Profundidade relativa da linha neutra ( $\xi$ ):

$$\xi = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0646})$$

$$\xi = 0,0984$$

Áreas de aço:

$$A_s = 0,8 \times 0,0984 \times 20\text{cm} \times 35,5\text{cm} \times \frac{1,5179 \text{ kN/cm}^2}{43,48 \text{ kN/cm}^2}$$

$$A_s = 1,66\text{cm}^2$$

Armadura mínima:

$$A_{s,min} = 1,20 \text{ cm}^2$$

Sendo assim, como a área calculada é maior que a área mínima, deve-se utilizar a área calculada.

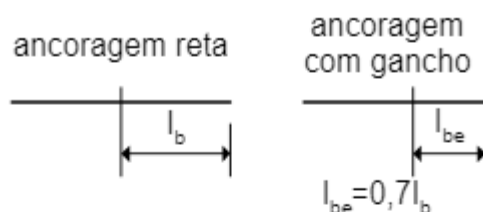
$$A_{s,adotado} = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$\mathbf{4 \phi 8 \text{ mm}}$$

### 7.1.7 Ancoragem

Para o cálculo da ancoragem nos pilares P03 e P05, primeiramente foi verificada a possibilidade de fazer ancoragem reta. No caso de não ser possível, então é feita ancoragem com gancho. Os comprimentos básicos de ancoragem foram retirados da tabela A3.4 do livro *Curso de Concreto Armado Volume 2*

Figura 35: Tabela A3.4 do livro referido acima  
 Tabela A3.4 - Comprimentos básicos de ancoragem (cm)  
 Aço CA-50;  $f_{cd} = f_{ck}/1,4$ ;  $f_{yd} = f_{yk}/1,15$



#### BOA ADERÊNCIA

Bitola	$f_{ck} = 20 \text{ MPa}$		$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$		$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$	
	$l_b$	$l_{be}$	$l_b$	$l_{be}$	$l_b$	$l_{be}$
<b>6,3</b>	28	19	24	17	21	15
<b>8</b>	35	25	30	21	27	19
<b>10</b>	44	31	38	27	34	23
<b>12,5</b>	55	38	47	33	42	29
<b>16</b>	70	49	61	43	54	38
<b>20</b>	88	62	76	53	67	47
<b>25</b>	110	77	95	66	84	59

#### MÁ ADERÊNCIA

Bitola	$f_{ck} = 20 \text{ MPa}$		$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$		$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$	
	$l_b$	$l_{be}$	$l_b$	$l_{be}$	$l_b$	$l_{be}$
<b>6,3</b>	40	28	34	24	30	21
<b>8</b>	50	35	43	30	38	27
<b>10</b>	63	44	54	38	48	34
<b>12,5</b>	79	55	68	47	60	42
<b>16</b>	100	70	87	61	77	54
<b>20</b>	126	88	108	76	96	67
<b>25</b>	157	110	135	95	120	84

Fonte: adaptado de Araújo (2014, vol. 1, p. 417)

Regiões de má aderência situam-se a uma altura de 30 cm acima do fundo da viga.

Com isso, foram calculados os comprimentos de ancoragem mínimo, necessário e disponível.

$$l_{b,nec} = l_b \frac{A_{s,cal}}{A_{se}} \geq l_{b,min}$$

$$l_{b,disp} = L_{pilar} - c$$

Onde, em apoios de extremidade:

$$A_{s,cal} = \frac{V_d}{f_{yd}}$$

$V_d$  = Esforço cortante de projeto, dado por  $V_d = V_k \times 1,4$

$$l_{b,min} \geq \begin{cases} 0,3 \times l_b \\ 10\phi \\ 10 \text{ cm} \end{cases}$$

#### 7.1.7.1 Ancoragem no P3:

Armadura positiva

$$l_b = 38 \text{ cm}$$

$$A_{s,cal} = \frac{8,01 \times 1,4}{43,48} = 0,26 \text{ cm}^2$$

$$l_{b,nec} = 38 \text{ cm} \times \frac{0,26}{1,57} = 16 \text{ cm}$$

$$l_{b,min} \geq \begin{cases} 0,3 \times 34 = 10,20 \text{ cm} \\ 10 * 1 = 10 \text{ cm} \\ 10 \text{ cm} \end{cases}$$

$$l_{b,disp} = 20 - 3 = 17 \text{ cm}$$

Portanto, é possível fazer ancoragem reta e, assim, foi adotado o comprimento de ancoragem  $l_{b,disp}$  de 17 cm.

Armadura negativa

$$l_b = 43 \text{ cm}$$

$$A_{s,cal} = 0,26 \text{ cm}^2$$

$$l_{b,nec} = 43 \times \frac{0,26}{2,01} = 5,56 \text{ cm}$$

$$l_{b,min} \geq \begin{cases} 0,3 * 43 = 12,9 \text{ cm} \\ 10 * 0,8 = 8 \text{ cm} \\ 10 \text{ cm} \end{cases}$$

$$l_{b,disp} = 17 \text{ cm}$$

Portanto, é possível fazer ancoragem reta e foi adotado o comprimento de ancoragem  $l_{b,disp}$  de 17 cm.

#### 7.1.7.2 Ancoragem no P5:

Armadura positiva

$$l_b = 38 \text{ cm}$$

$$A_{s,cal} = \frac{20,57 \times 1,4}{43,48} = 0,66 \text{ cm}^2$$

$$l_{b,nec} = 38 \times \frac{0,66}{2,36} = 10,63 \text{ cm}$$

$$l_{b,min} \geq \begin{cases} 0,3 \times 38 = 11,4 \text{ cm} \\ 10 * 1 = 10 \text{ cm} \\ 10 \text{ cm} \end{cases}$$

$$l_{b,disp} = 40 - 3 = 37 \text{ cm}$$

Armadura negativa

$$l_b = 43 \text{ cm}$$

$$A_{s,cal} = 0,66 \text{ cm}^2$$

$$l_{b,nec} = 43 \times \frac{0,66}{2,01} = 14,12 \text{ cm}$$

$$l_{b,min} \geq \begin{cases} 3 * 43 = 12,9 \text{ cm} \\ 10 * 0,8 = 8 \text{ cm} \\ 10 \text{ cm} \end{cases}$$

$$l_{b,disp} = 37 \text{ cm}$$

Portanto, é possível fazer ancoragem reta e, assim sendo, foi adotado o comprimento de ancoragem  $l_{b,disp}$  de 37 cm.

#### 7.1.7.3 Ancoragem armadura positiva no pilar intermediário P4:

Em ambos trechos a armadura adotada é  $\phi$  10 mm. No trecho V202a são duas barras, já no trecho V202b são 3 barras. Portanto as duas barras externas passam corridas por toda a viga contínua V202. Apenas a 1 barra de 10 mm do trecho V202b será cortada para ancoragem no apoio central. A NBR 6118 recomenda que essa armadura deve ultrapassar a face do apoio interno de um comprimento mínimo igual a 10 vezes o seu diâmetro, respeitando o comprimento de ancoragem. Logo a barra central de 10 mm do vão V202b entrará no apoio do P04 um comprimento de 10 cm.

### 7.1.8 Dimensionamento esforço cortante

#### 7.1.8.1 Viga V202a

Para o dimensionamento dos estribos, a tensão de cisalhamento solicitante de cálculo deverá ser menor que a tensão de cisalhamento resistente de cálculo:

$$\tau_w d \leq \tau_w u$$

Onde:

$$\tau_w d = \frac{V_d}{d \times b_w}$$

$$\tau_w u = 0,27 \times \alpha_v \times f_{cd}$$

Onde:

$$\alpha_v = 1 - \frac{f_{ck}}{250}$$

$$\alpha_v = 1 - \frac{25 \text{ MPa}}{250} = 0,90$$

Logo:

$$\tau_w d = \frac{19,97 \text{ kN} \times 1,4}{35,5 \text{ cm} \times 20 \text{ cm}} = 0,039 \text{ kN/cm}^2$$

$$\tau_w u = 0,27 \times 0,90 \times \frac{25 \text{ MPa}}{1,4} = 4,34 \text{ MPa}$$

Visto que  $\tau_w d < \tau_w u$ , não há esmagamento das bielas de compressão.

$$\tau d = 1,11 \times (\tau_w d - \tau_c) \geq 0$$

Onde:

$$\tau_c = 0,09 \times (f_{ck})^{2/3}$$

$$\tau_c = 0,09 \times (25 \text{ MPa})^{2/3} = 0,77 \text{ MPa}$$

Logo:

$$\tau d = 1,11 \times (0,039 \text{ MPa} - 0,77 \text{ MPa}) = -0,81 \text{ MPa}$$

Como  $\tau d < 0$ , considera-se o uso da armadura transversal mínima, a qual é dada por:

$$A_{sw,min} = 100 \times b \times \rho_{w,min}$$

Onde  $\rho_{w,min}$  foi obtido a partir da Tabela 7.4.1 do livro *Curso de Concreto Armado Volume 1* do professor José Milton:

$$\rho_{w,min} = 0,0010$$

Sendo assim, pode-se calcular a área de armadura transversal:

$$A_{sw,min} = 100 \times 20 \text{ cm} \times 0,001$$

$$A_{sw,min} = 2,00 \text{ cm}^2/\text{m}$$

O espaçamento máximo permitido entre estribos é calculado a partir da seguinte expressão:

$$\text{Se } \tau_w d \leq 0,67 \times \tau_w u, \quad S_{m\acute{a}x} \leq \begin{cases} 0,6 \times d \\ 30 \text{ cm} \end{cases}$$

$$0,67 \times \tau w u = 2,91 \text{ kN/cm}^2 > \tau w d$$

Logo:

$$S_{m\acute{a}x} \leq \begin{cases} 27 \text{ cm} \\ 30 \text{ cm} \end{cases}$$

Sendo assim, o espaçamento máximo entre estribos é de  $S_{m\acute{a}x} = 21,3 \text{ cm}$ .

Portanto, a solução para armadura transversal adotada é de:

$$A_{sw,adotado} = 2,07 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\emptyset 5 \text{ mm c. } 19 \text{ cm}$$

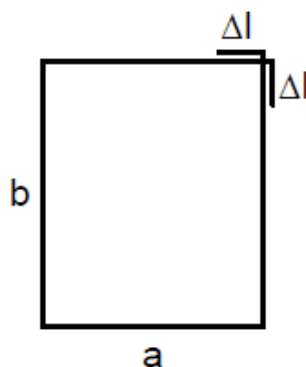
O número de estribos é dado dividindo o vão livre de 160 cm pelo espaçamento de 19 cm.

$$9\emptyset 5 \text{ mm c. } 19 \text{ cm}$$

O comprimento dos estribos de dois ramos que serão utilizados no projeto é dado pela seguinte equação:

$$l = 2 * (a + b) + \Delta C$$

Figura 36: Dimensões dos estribos



Valores de  $\Delta l$  e  $\Delta C$  (em cm)

$\phi_t$	<b>5</b>	<b>6,3</b>	<b>8</b>	<b>10</b>	<b>12,5</b>
$\Delta l$	7	8	10	13	17
$\Delta C$	10	11	13	17	20

Fonte: Araújo (2014, vol. 2, p. 421)

$$l = 2 * (14 + 34) + 10 \text{ cm}$$

$$l = 106 \text{ cm}$$

#### 7.1.8.2 Viga V202b

Segue o mesmo roteiro de cálculo da seção V202a:

$$\tau_{wd} \leq \tau_{wu}$$

$$\alpha_v = 1 - \frac{25 \text{ MPa}}{250} = 0,90$$

$$\tau_{wd} = \frac{29,86 \text{ kN} \times 1,4}{35,5 \text{ cm} \times 20 \text{ cm}} = 0,059 \text{ kN/cm}^2$$

$$\tau_{wu} = 0,27 \times 0,90 \times \frac{25 \text{ MPa}}{1,4} = 4,34 \text{ MPa}$$

Visto que  $\tau_{wd} < \tau_{wu}$ , não há esmagamento das bielas de compressão.

$$\tau_d = 1,11 \times (\tau_{wd} - \tau_c) \geq 0$$

Onde:

$$\tau_c = 0,77 \text{ MPa}$$

Logo:

$$\tau_d = 1,11 \times (0,59 \text{ MPa} - 0,77 \text{ MPa}) < 0$$

Como  $\tau_d < 0$ , considera-se o uso da armadura transversal mínima, a qual é dada por:

$$A_{sw,min} = 2,00 \text{ cm}^2/m$$

O espaçamento máximo permitido entre estribos é de  $S_{m\acute{a}x} = 21,3 \text{ cm}$

Portanto, a solução para armadura transversal adotada é de:

$$A_{sw,adotado} = 2,07 \text{ cm}^2/m$$

$$\emptyset 5 \text{ mm c. } 19 \text{ cm}$$

O número de estribos é dado dividindo o vão livre de 340 cm pelo espaçamento de 19 cm.

**Solução: 18  $\emptyset$  5 mm c. 19 cm**

O comprimento dos estribos também segue o mesmo tamanho da seção V202a  $l = 106 \text{ cm}$ .

## 7.1.9 Verificação das flechas

### 7.1.9.1 Carregamentos

A flecha deve ser verificada para as combinações quase permanentes de carregamento, usando o fator de redução para ações variáveis ( $\Psi_2$ ), que para edifícios residenciais deve ser



considerado 0,3. Assim, para o cálculo da combinação quase permanente, foi considerada a soma da carga permanente com carga acidental multiplicada pelo coeficiente de redução.

$$p_{qp} = g + \Psi_2 * q$$

Onde:

$g$  = carregamento permanente total, em kN/m.

$q$  = carregamento acidental total, em kN/m.

#### 7.1.9.2 Cargas Permanentes:

V202a

$$R_{xL\ 203} = 2,33 \frac{kN}{m}, \text{ considerando o carregamento permanente}$$

$$g1 = 2,00 \frac{kN}{m}$$

$$g2 = 6,20 \frac{kN}{m}$$

$$\text{Carregamento permanente total} = 2,33 \frac{kN}{m} + 2,00 \frac{kN}{m} + 6,20 \frac{kN}{m}$$

$$\text{Carregamento permanente total} = 10,53 \text{ kN/m}$$

V202b

$$R_{xL\ 204} = 2,98 \frac{kN}{m}, \text{ considerando o carregamento permanente}$$

$$g1 = 2,00 \frac{kN}{m}$$

$$g2 = 7,02 \frac{kN}{m}$$

$$\text{Carregamento permanente total} = 2,98 \frac{kN}{m} + 2,00 \frac{kN}{m} + 7,02 \frac{kN}{m}$$

$$\text{Carregamento permanente total} = 12,00 \text{ kN/m}$$

#### 7.1.9.1.1 Cargas Acidentais:

V202a

$$R_{xL\ 203} = 0,71 \frac{kN}{m}, \text{ considerando o carregamento acidental}$$

Dessa maneira, pode-se efetuar o cálculo do carregamento  $p_{qp}$ :

$$p_{qp} = 11,097 \frac{kN}{m} + 0,30 \times 0,71 \frac{kN}{m}$$

$$p_{qp} = 10,74 \text{ kN/m}$$

V202b

$$R_{yL204} = 1,28 \frac{kN}{m}, \text{ considerando o carregamento accidental}$$

Dessa maneira, pode-se efetuar o cálculo do carregamento  $p_{qp}$ :

$$p_{qp} = 12,00 \frac{kN}{m} + 0,30 * 1,28 \frac{kN}{m}$$

$$p_{qp} = 12,38 \text{ kN/m}$$

#### 7.1.9.1.2 Flecha inicial

A flecha de referência na seção central,  $W_c$ , foi encontrada no FTOOL a partir dos carregamentos encontrados. Para isso, foi usado o módulo secante do concreto, dado por:

$$E_{cs} = 27208 \text{ MPa}$$

E o momento de inércia da seção transversal dado por:

$$I = \frac{b * h^3}{12} = \frac{20 * 40^3}{12} = 106.666,67 \text{ cm}^4$$

O valor da flecha para a viga V202a é nulo e vale 0,0653 cm para a viga V202b.

#### 7.1.9.1.3 Flecha final

O cálculo da flecha final na viga é dado pela seguinte expressão:

$$W_{\infty} = \left(\frac{h}{d}\right)^3 \times K_t \times (1 - 20 \times \rho') \times W_c$$

Sendo o coeficiente  $K_t$  dado por:

$$K_t = 0,09547 \times \rho^{-0,71186}$$

Onde  $\rho$  é a taxa de armadura positiva e é dada por:

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d}$$

$$\rho = \frac{2,36 \text{ cm}^2}{20 \text{ cm} \times 35,5 \text{ cm}} = 0,0033$$

Logo:

$$K_t = 0,09547 \times (0,0033)^{-0,71186} = 5,5476$$

Após isso, deve-se calcular a taxa de armadura negativa ( $\rho'$ ), considerando a armadura ( $A_s'$ ) de 2  $\phi$  8 mm, na possibilidade de as barras serem cortadas e escalonadas no futuro.

$$\rho' = \frac{A_s'}{b \times d}$$

$$\rho' = \frac{1,01}{20 \times 35,5} = 0,0014$$

Com isso, calcula-se a flecha total:

$$W_\infty = \left(\frac{40}{35,5}\right)^3 * 5,5476 * (1 - (20 * 0,0014)) * 0,0653$$

$$W_\infty = 0,5035 \text{ cm}$$

Para fazer a verificação, comparamos esse valor com a flecha admissível, dada por:

$$W_{adm} = \frac{l}{250} = \frac{380}{250} = 1,52 \text{ cm}$$

$$W_\infty < W_{adm} \rightarrow OK$$

### 7.1.10 Verificação da fissuração

#### 7.1.10.1 Carregamentos

O estado limite de abertura de fissuras deve ser verificado para as combinações frequentes de carregamento. O fator de redução para ações variáveis ( $\Psi_1$ ) para edifícios residenciais é 0,4. Portanto, para o cálculo da combinação frequente, devemos considerar a carga permanente e a carga acidental multiplicada pelo coeficiente de redução.

$$p_f = g + 0,4 \times q$$

Para a Viga 202a, o carregamento se dá como segue:

Cargas Permanentes:

$$\text{Carregamento permanente total} = 10,53 \text{ kN/m}$$

Cargas Acidentais:

$$R_{xL203} = 0,71 \frac{\text{kN}}{\text{m}}, \text{ considerando o carregamento acidental}$$

Dessa maneira, podemos efetuar o cálculo do carregamento  $p_f$ :

$$p_f = 10,53 \frac{kN}{m} + 0,40 \times 0,71 \frac{kN}{m}$$

$$p_f = 10,81 \text{ kN/m}$$

Já para a Viga V202b, o carregamento se dá como segue.

$$\text{Carregamento permanente total} = 12,00 \text{ kN/m}$$

Cargas Acidentais:

$$\text{Carregamento acidental total} = 1,28 \frac{kN}{m}$$

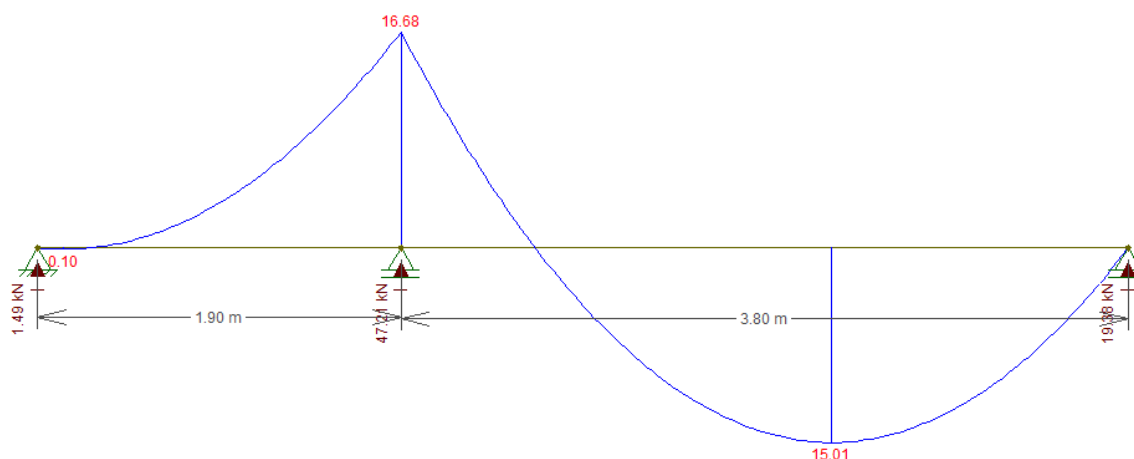
Dessa maneira, podemos efetuar o cálculo do carregamento  $p_f$ :

$$p_f = 12,00 \frac{kN}{m} + 0,40 \times 1,28 \frac{kN}{m}$$

$$p_f = 12,51 \text{ kN/m}$$

Sabendo o carregamento sobre a estrutura, pode-se traçar os diagramas de esforços:

Figura 37: Diagrama de momento fletor



Fonte: Autor (2021)

Logo, para a Viga V202a  $M_k = 0,10 \text{ kNm}$ , e para a Viga V202b  $M_k = 15,01 \text{ kNm}$ .

### 7.1.10.2 Momento resistente

A princípio a fissuração pode ser verificada comparando-se o momento de serviço  $M_k$  com o momento de fissuração  $M_r$ . Se  $M_k < M_r$ , não haverá fissuração. Se  $M_k \geq M_r$ , haverá fissuração e é necessário calcular sua abertura.

$$M_r = f_{ct,f} * \frac{b * h^2}{6}$$

$$M_r = 1,5 * 0,7 * 0,3 * 25^{\frac{2}{3}} * \frac{0,2 * 0,4^2}{6} = 14,36 \text{ kNm}$$

### 7.1.10.3 Meio do vão - Viga V202a

Como  $0,10 < 14,36$ , não haverá fissuração.

### 7.1.10.4 Meio do vão - Viga V202b

Verificação da abertura de fissura

$M_r = 14,36 \text{ kNm}$ , pois a seção é a mesma

Como  $15,01 > 14,36$ , haverá fissuração.

Tipo de fissuração

Primeiramente, deve-se analisar qual o tipo de fissura que ocorreu.

$$\sigma_s < \sigma_{sr} - \text{Formação de Fissuras}$$

$$\sigma_s \geq \sigma_{sr} - \text{Fissuração Estabilizada}$$

Para isso, foram utilizadas as seguintes equações, em conformidade com o método exposto por Araújo (2014, vol. 2):

$$\sigma_s = \sigma_{s,p} + \sigma_{s,\varepsilon}$$

$$\sigma_{s,p} = \frac{n \times (1 - \xi)}{k_2} \times \frac{M_k}{b \times d^2}$$

$$\sigma_{s,\varepsilon} = E_s \times R \times \varepsilon_{cn}$$

$$\xi = -n \times (\rho' + \rho) + \sqrt{n^2 \times (\rho' + \rho)^2 + 2 \times n \times (\rho + \delta \times \rho')}$$

$$k_2 = \frac{1}{6} \times \xi^2 \times (3 - \xi) + n \times \rho' \times (\xi - \delta) \times (1 - \delta)$$

$$\delta = \frac{d'}{d}$$

Cálculos da tensão total na armadura:

$$n = \frac{E_s}{E_{cs}} = \frac{200.000 \text{ MPa}}{27208 \text{ MPa}} = 7,3508$$

$$\rho' = \frac{A_s'}{b \times d}$$

$$\rho' = \frac{1,01}{20 \times 35,5} = 1,423 \times 10^{-3}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d}$$

$$\rho = \frac{2,36 \text{ cm}^2/\text{m}}{20 \text{ cm} \times 35,5 \text{ cm}} = 3,324 \times 10^{-3}$$

$$\delta = \frac{4,5}{35,5} = 0,1268$$

$\xi$

$$= -7,35 \times (1,423 \times 10^{-3} + 3,324 \times 10^{-3})$$

$$+ \sqrt{(7,35)^2 \times (1,423 \times 10^{-3} + 3,324 \times 10^{-3})^2 + 2 \times 7,35 \times (3,324 \times 10^{-3} + 0,1268 * 1,423 \times 10^{-3})}$$

$$\xi = 0,1933$$

$$k_2 = \frac{1}{6} \times (0,1933)^2 \times (3 - 0,1933) + 7,35 \times 1,423 \times 10^{-3} \times (0,1933 - 0,1268) \times (1 - 0,1268) = 0,0181$$

$$\sigma_{s,p} = \frac{7,35 \times (1 - 0,1933)}{0,0181} \times \frac{1501 \text{ kNcm/m}}{20 \text{ cm} \times (35,5)^2} = 19,52 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{s,\varepsilon} = 20000 \text{ kN/cm}^2 \times 0,5 \times 50 \times 10^{-5} = 5 \text{ kN/cm}^2$$

Sendo assim:

$$\sigma_s = 19,52 \text{ kN/cm}^2 + 5 \text{ kN/cm}^2 = 24,52 \text{ kN/cm}^2$$

c) Cálculos da tensão limite na armadura:

$$\sigma_{sr} = \left( \frac{1 + n \times \rho_{se}}{\rho_{se}} \right) \times f_{ct}$$

Onde:

$$f_{ct} = 0,3 \times (f_{ck})^{2/3}$$

$$f_{ct} = 0,3 \times (25)^{2/3} = 2,56 \text{ MPa} = 0,256 \text{ kN/cm}^2$$

$$\rho_{se} = \frac{A_{s,adotado}}{A_{ce}}$$

$$A_{ce} = b \times h_0$$

$$h_0 \leq \begin{cases} 2,5 \times (h - d) \\ (h - x)/3 \end{cases}$$

$$x = \xi \times d$$

$$x = 0,1933 \times 35,5 = 6,86 \text{ cm}$$

$$h_0 \leq \begin{cases} 2,5 \times (40 - 35,5) \\ (40 - 6,86)/3 \end{cases}$$

$$h_0 \leq \begin{cases} 11,25 \\ 11,05 \end{cases}$$

$$A_{ce} = 20 \times 11,05 = 220,92$$

$$\rho_{se} = \frac{2,36 \text{ cm}^2/\text{m}}{220,92} = 0,0107$$

$$\sigma_{sr} = \left( \frac{1 + 7,35 \times 0,0107}{0,0107} \right) \times 0,256 \text{ kN/cm}^2 = 25,900 \text{ kN/cm}^2$$

Assim:

$$\sigma_{sr} \geq \sigma_s - \text{Formação de fissuras}$$

Formação de fissuras ( $\sigma_{sr} \geq \sigma_s$ )

$$w_k = \frac{\sigma_s}{2\tau_{bm}} \phi \left( \frac{1}{1 + \eta * \rho_{se}} \right) \times (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} + R * \varepsilon_{cn})$$

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s}{E_s} - \beta * \frac{f_{ct}}{\rho_{se} \times E_s} \times (1 + (n * \rho_{se})) \geq 0$$

$$\beta = 0,6$$

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{24,52}{20000} - 0,6 \times \frac{0,256}{0,0107 \times 20000} \times (1 + (7,35 \times 0,0107))$$

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = 0,00045$$

$$w_k = \frac{24,52}{2 * 0,3643} * 1 * \left( \frac{1}{1 + 7,35 * 0,0107} \right) (0,00045 + 0,5 \times 50 \times 10^{-5})$$

$$w_k = 0,230 \text{ mm}$$

$$w_{k,lim} \leq 0,3 \text{ mm}$$

#### 7.1.10.5 Apoio intermediário – Viga V202a - V202b

Conforme figura 36 o momento negativo para a combinação frequente é 16,68 kNm > Mr, portanto haverá fissuração. O procedimento de cálculo segue os mesmos passos descritos acima, porém as taxas de armadura tracionadas ( $\rho$ ) agora são as armaduras negativas e as taxas de armaduras comprimidas  $\rho'$  são as positivas. Para ir favorecer a segurança, foi considerado que a taxa sobre o apoio  $\rho' = 0$ , mesmo que já tenha sido definido que 2 barras de 10 mm passam corridas. O resultado obtido foi o seguinte:

$$w_k = 0,275 \text{ mm} \leq w_{k,lim} = 0,3 \text{ mm}$$

#### 7.1.11 Disposições construtivas

Segundo a NBR 6118, a seção transversal das vigas deve apresentar uma largura mínima de 12 cm para vigas, quesito atendido neste exemplo. Os cobrimentos nominais dados em função da classe de agressividade ambiental devem ser atendidos, que para o projeto em estudo é CAA-II, portanto para vigas é 3 cm e está atendido. Já para o espaçamento das barras será explicado abaixo.

#### 7.1.11.1 Espaçamento mínimo das barras

A partir das fórmulas abaixo podemos calcular os espaçamentos mínimos horizontais e verticais entre as barras:

$$e_h \geq \begin{cases} 2 \text{ cm} \\ \phi \\ 1,2 * d_{m\acute{a}x.} \end{cases}$$

$$e_v \geq \begin{cases} 2 \text{ cm} \\ \phi \\ 0,5 * d_{m\acute{a}x.} \end{cases}$$

Onde:

$e_h$  = espaçamento horizontal mínimo.

$e_v$  = espaçamento vertical mínimo.

Sendo,  $d_{m\acute{a}x.} = 19 \text{ mm}$  que corresponde ao diâmetro do agregado.

$$e_h \geq \begin{cases} 2 \text{ cm} \\ 1 \text{ cm} \\ 1,2 * 1,9 = 2,28 \text{ cm} \end{cases}$$

$$e_v \geq \begin{cases} 2 \text{ cm} \\ 1 \text{ cm} \\ 0,5 * 1,9 = 0,95 \text{ cm} \end{cases}$$

#### 7.1.11.2 Verificação do espaçamento entre as barras

Para a disposição das barras, foi necessária somente a verificação do espaçamento horizontal, pois compreende o menor espaço para a disposição das armaduras. Caso não haja espaço suficiente para a disposição da armadura em uma camada, serão utilizadas duas camadas para a disposição das barras.

Espaçamento disponível:

$$b_{si,disp.} = b_w - 2 * (c + \phi_t)$$

Onde:



$b_{si,disp.}$  = espaçamento horizontal disponível.

$n$  = número de barras existente.

$$b_{si,disp.} = 20 - 2 * (3 + 0,5)$$

$$b_{si,disp.} = 13 \text{ cm}$$

Espaçamento ocupado pelas barras dispostas em uma camada:

$$b_{si} = n * \varnothing + \left( \frac{n}{n^{\circ} \text{ de camadas}} - 1 \right) * e_h$$

Onde:

$b_{si}$  = espaçamento horizontal necessário.

$$b_{si} = 3 * 1,0 + \left( \frac{3}{1} - 1 \right) * 2,28$$

$$b_{si} = 7,60 \text{ cm}$$

Como,  $b_{si,disp.} > b_{si}$  as barras cabem na mesma camada.

## 7.2 DIMENSIONAMENTO DA VIGA BIAPOIADA-V201

Como alguns conceitos já foram apresentados anteriormente, para alguns itens serão apresentados apenas os resultados obtidos.

### 7.2.1 Geometria

Seção da viga: 20x50

### 7.2.2 Vão

Na prática o vão teórico de cálculo das vigas pode ser considerado como a distância entre os centros de apoio.

$$l = \frac{b1}{2} + \text{vão entre pilares} + \frac{b2}{2}$$

Onde:

$b1$  e  $b2$  = dimensão dos pilares em que a viga está ancorada, em metros.

Para a viga V201, o vão é dado pela equação abaixo:

$$l = \frac{0,40 \text{ m}}{2} + 4,40 + \frac{0,20 \text{ m}}{2}$$

$$l = 4,70 \text{ m}$$

### 7.2.3 Seção transversal

Em função da V201 possuir um grande vão livre e ainda receber a carga de uma viga secundária (V229), a seção transversal adotada para dimensionamento é de 20 x 50 cm. Portanto a altura útil é:

$$d = 45,5 \text{ cm}$$

### 7.2.4 Carregamento da viga

#### 7.2.4.1 Carregamento Permanente

##### 7.2.4.1.1 Peso próprio da viga:

$$g_1 = \gamma_c * b * h$$

$$g_1 = 25 \frac{kN}{m^3} * 0,2 \text{ m} * 0,50 \text{ m}$$

$$g_1 = 2,50 \text{ kN/m}$$

##### 7.2.4.1.2 Peso das alvenarias:

Sobre essa viga estão duas aberturas, uma janela de 2,00x1,20m e outra janela de 1,00x0,60m, portanto o peso de alvenaria descontando as aberturas será diferente nos dois trechos dessa viga.

$$g_{2,1} = (\gamma_{alv} * e * h) - \frac{(\gamma_{alv} * e * \text{Área abertura})}{l}$$

$$g_{2,1} = (13 * 0,20 * 2,7) - \frac{(13 * 0,2 * (2,00 * 1,20))}{2,80}$$

$$g_{2,1} = 4,79 \text{ kN/m}$$

e

$$g_{2,2} = (13 * 0,20 * 2,7) - \frac{(13 * 0,2 * (1,00 * 0,60))}{1,90}$$

$$g_{2,2} = 6,20 \text{ kN/m}$$

##### 7.2.4.1.3 Reações das lajes (g+q)

A viga V201 recebe as reações distribuídas Rx das lajes L201 e L202 em trechos separados pela viga V229, além da carga pontual de reação da viga V229.

Tabela 29: Reações da L201 e L202

LAJE=	LAJE	REAÇÃO CARREGAMENTO TOTAL		REAÇÃO CARREGAMENTO PERMANENTE		REAÇÃO CARREGAMENTO ACIDENTAL	
		Rx (kN/m)	Ry (kN/m)	Rx (kN/m)	Ry (kN/m)	Rx (kN/m)	Ry (kN/m)
<b>225</b>	<b>201</b>	3.88	5.09	2.72	3.56	1.17	1.53
<b>226</b>	<b>202</b>	3.01	6.03	2.30	4.60	0.71	1.43

Fonte: Autor (2021)

## 7.2.4.1.4 Carregamento total da viga V201

Com os valores de peso próprio, peso da alvenaria e carregamentos causados pelas lajes L201 e L202, podemos definir o carregamento total sobre a viga nos dois trechos, separadamente.

$$\text{Carregamento total}_1 = g1 + g2 + R_{XL201}$$

$$\text{Carregamento total}_1 = 2,50 \frac{kN}{m} + 4,79 \frac{kN}{m} + 3,88 \frac{kN}{m}$$

$$\text{Carregamento total}_1 = 11,18 \text{ kN/m}$$

$$\text{Carregamento total}_2 = 2,50 \frac{kN}{m} + 6,20 \frac{kN}{m} + 3,01 \frac{kN}{m}$$

$$\text{Carregamento total}_2 = 11,71 \text{ kN/m}$$

## 7.2.4.1.5 Carregamento pontual da viga V229

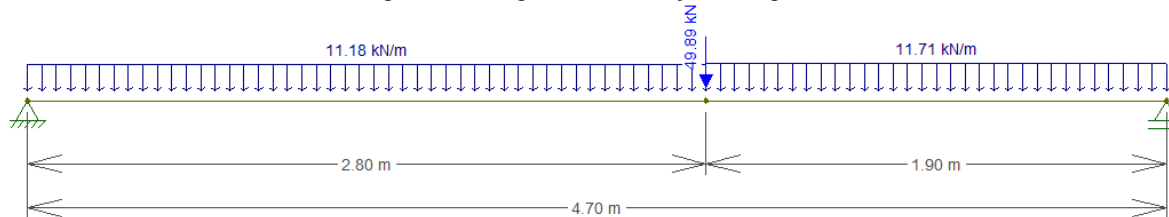
O carregamento total da viga V229 foi feito de maneira análoga às demais vigas já explicadas. Como a viga V229 é uma viga secundária que se apoia em uma viga principal, que é a viga V201, a reação  $R_k$  da viga V229 é uma carga pontual na viga V201, essa carga é dada por:

$$R_{kV229} = \frac{pk * l}{2} = \frac{19,19 * 5,20}{2}$$

$$R_{kV229} = 49,89 \text{ kN}$$

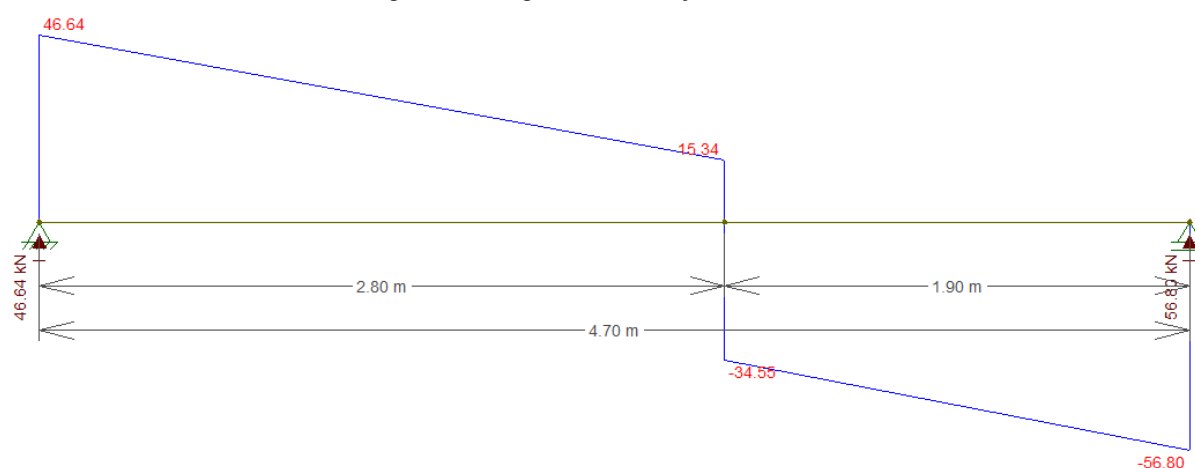
Diagrama de Esforço Cortante e Momento Fletor

Figura 38: Diagrama de esforços da viga V201



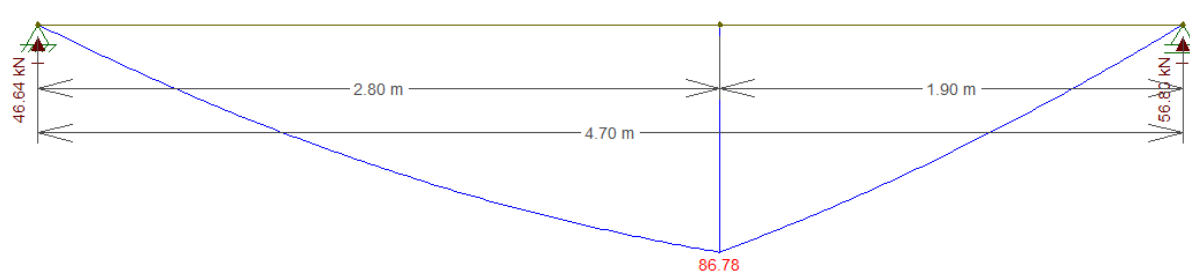
Fonte: Autor (2021)

Figura 39: Diagrama de esforço cortante (kN)



Fonte: Autor (2021)

Figura 40: Diagrama de Momento Fletor (kN/m)



Fonte: Autor (2021)

## 7.2.5 Dimensionamento à Flexão

### 7.2.5.1 Dimensionamento da Armadura Positiva

Momento Fletor reduzido

$$\mu = \frac{M_d}{d^2 \times b \times \sigma_{cd}} = \frac{1,4 \times M_k}{d^2 \times b \times \sigma_{cd}}$$

$$\mu = \frac{1,4 \times 100 \times 86,78 \text{ kNm}}{(45,5 \text{ cm})^2 \times 20 \text{ cm} \times 1,518 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}$$

$$\mu = 0,193$$

$$\mu_{lim} = 0,2952$$

$$\mu < \mu_{lim} - \text{Armadura Simples}$$

Profundidade relativa da linha neutra

$$\xi = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu})$$

$$\xi = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,193})$$

$$\xi = 0,2710$$

Por fim, as áreas de aço necessárias

$$A_s = 0,8 \times \xi \times b \times d \times \frac{\sigma_{cd}}{f_{yd}}$$

$$A_s = 0,8 \times 0,2710 \times 20 \text{ cm} \times 45,5 \text{ cm} \times \frac{1,518 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{43,48 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}$$

$$A_s = 6,89 \text{ cm}^2$$

$$A_s' = 0$$

Armadura mínima

$$A_{s,min} = \frac{0,15}{100} \times b \times h$$

$$A_{s,min} = 0,0015 \times 20 \text{ cm} \times 50 \text{ cm}$$

$$A_{s,min} = 1,50 \text{ cm}^2$$

Sendo assim, como a área calculada é maior que a área mínima a ser utilizada, devemos utilizar a área calculada.

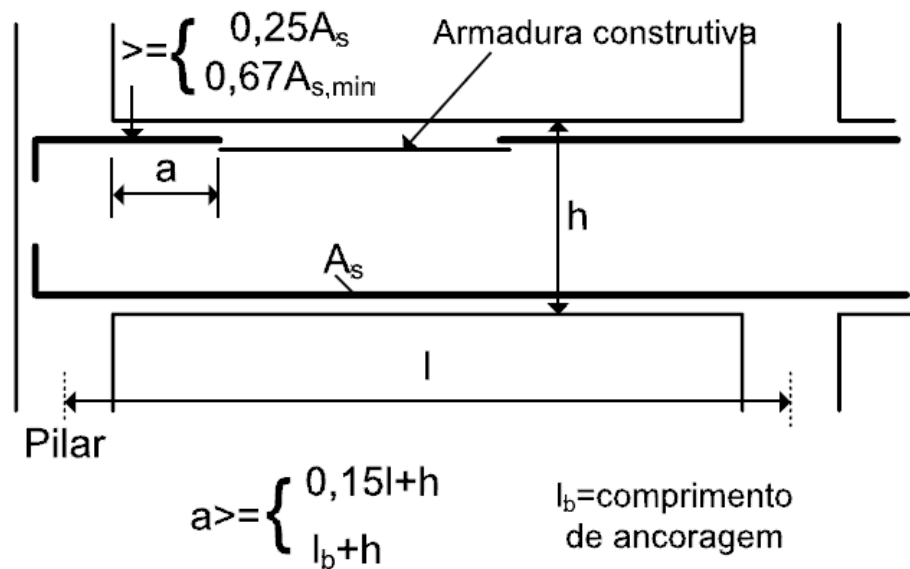
$$A_{s,adotado} = 9,42 \text{ cm}^2$$

**3  $\phi$  20 mm**

#### 7.2.5.2 Armadura negativa nos apoios de extremidade

Segundo Araújo (2014, vol, 2), a armadura negativa nos apoios de extremidade pode ser disposta conforme a figura abaixo, em conformidade com o CEB/90 e com o Eurocode 2:

Figura 41: Armadura negativa nos apoios de extremidade



Fonte: Araújo (2014, vol. 2, p. 207)

$$A_{s,ext} \geq \begin{cases} 0,25A_{s,calc} \\ 0,67A_{s,min} \end{cases}$$

$$A_{s,ext} \geq \begin{cases} 0,25 * 6,89 = 1,72 \text{ cm}^2 \\ 0,67 * 1,50 = 1,01 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Armadura escolhida para os pilares P01 e P02:

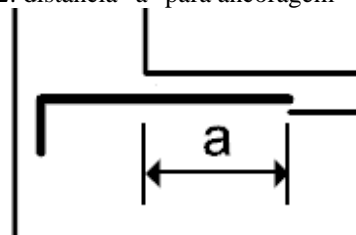
$$A_{s,adotado} = 2,45 \text{ cm}^2$$

**2  $\phi$  12,5 mm**

A distância  $a$  é obtida conforme segue abaixo.

$$a \geq \begin{cases} 0,15l + h = 0,15 * 4,70 + 0,50 = 1,21 \text{ m} \\ l_b + h = 0,60 + 0,5 = 1,10 \text{ m} \end{cases} \rightarrow a = 1,21 \text{ m}$$

Figura 42: distância "a" para ancoragem



Fonte: Araújo (2014, vol. 2, p. 207)

No caso do pilar P01, o comprimento de ancoragem disponível é de  $l_{b,disp} = 40 - 3 = 37\text{ cm}$ , enquanto o comprimento básico de ancoragem para barras de 12,5 mm em zona de má aderência vale 68 cm. Dessa forma, deverá ser realizada ancoragem com gancho, sendo esse gancho de 15 cm. Já para o pilar P02  $l_{b,disp} = 20 - 3 = 17\text{ cm}$ , portanto, também será feita ancoragem com gancho.

### 7.2.6 Ancoragem da armadura positiva

$$l_b = 76\text{ cm}$$

$$l_{b,nec} = l_b \frac{A_{s,cal}}{A_{se}} \geq l_{b,min}$$

Onde:

$$A_{s,cal} = \frac{V_d}{f_{yd}}$$

$$l_{b,min} \geq \begin{cases} 0,3 * l_b \\ 10 * \phi \\ 10\text{ cm} \end{cases}$$

Ancoragem no P01:

$$A_{s,cal} = \frac{46,84 \times 1,4}{43,48} = 1,50\text{ cm}^2$$

$$l_{b,nec} = 76 \times \frac{1,50}{9,42} = \text{cm} = 12,12\text{ cm}$$

$$l_{b,min} \geq \begin{cases} 0,3 * 76 = 22,8\text{ cm} \\ 10 * 2 = 20\text{ cm} \\ 10\text{ cm} \end{cases}$$

$$l_{b,disp} = 37\text{ cm}$$

Portanto, é possível fazer ancoragem reta. Assim, foi adotado o comprimento de ancoragem disponível,  $l_{b,disp}$  de 37 cm.

Ancoragem no P02:

$$A_{s,cal} = \frac{56,80 \times 1,4}{43,48} = 1,83\text{ cm}^2$$

$$l_{b,nec} = 67 \times \frac{1,83}{9,42} = 13,01\text{ cm}$$

$$l_{b,min} \geq 23\text{ cm}$$

$$l_{b,disp} = 17\text{ cm}$$

Portanto, devemos utilizar ancoragem com gancho, visto que  $l_{b,min} > l_{b,disp}$ .

$$l_{b,nec} = 0,7l_b \frac{A_{s,cal}}{A_{se}} \geq l_{b,min}$$

$$l_{b,nec} = 0,7 * 13,01 = 9,1 \text{ cm}$$

$$l_{b,min} \geq \begin{cases} R + 5,5\phi = 4\phi + 5,5\phi = 9,5\phi = 19 \text{ cm} \\ 6 \text{ cm} \end{cases}$$

Como  $l_{b,min,gancho} \geq l_{b,disp}$  não será possível ancorar com gancho, a ancoragem deve ser feita com grampos.

Para os grampos deve-se calcular uma força mínima ( $F_{sd}$ ) utilizando os valores de  $l_{b,nec}$  calculado para a ancoragem com gancho. Para vigas essa força e a área é dada por:

$$F_{sd} = V_d \times \left(1 - \frac{l_{b,disp}}{l_{b,nec}}\right)$$

$$F_{sd} = 56,80 * 1,4 * \left(1 - \frac{17 \text{ cm}}{19 \text{ cm}}\right) = 8,37 \text{ kN}$$

Possibilitando assim o cálculo da área mínima  $A_s$  pela função;

$$A_s = \frac{F_{sd}}{f_y d}$$

$$A_s = \frac{8,37}{43,48} = 0,193 \text{ cm}^2$$

E a partir do diâmetro e da área da seção do aço escolhido para os grampos ( $\phi$  e  $A_i$  respectivamente), é possível o cálculo do  $l_{b,1}$  e da determinação do número de mínimo de grampos necessários, sendo:

$$\text{Número mínimo de grampos} = \frac{A_s}{2A_i} \frac{0,193}{2 * 0,31} = 1$$

$$A_{s,adotado} = 0,62 \text{ cm}^2$$

**1  $\phi$  6,3 mm**

### 7.2.7 Dimensionamento ao Esforço Cortante

$$\tau_{wd} = \frac{56,80 \text{ kN} \times 1,4}{45,5 \text{ cm} \times 20 \text{ cm}}$$

$$\tau_{wd} = 0,87 \text{ MPa}$$

$$\tau_{wu} = 0,27 \times 0,9 \times 17,9$$

$$\tau_{wu} = 4,34 \text{ MPa}$$

Visto que  $\tau_{wd} < \tau_{wu}$ , não há esmagamento das bielas de compressão.

$$\tau_d = 1,11 \times (\tau_{wd} - \tau_c) \geq 0$$



Onde:

$$\tau_c = 0,77 \text{ MPa}$$

Logo:

$$\tau d = 1,11 \times (0,87 \text{ MPa} - 0,77 \text{ MPa}) = 0,12 \text{ MPa}$$

Armadura transversal mínima, para largura de 20 cm já foi obtida em 8.2.2.

$$A_{sw,min} = 2,00 \text{ cm}^2/m$$

$$A_{sw} = 100 * b_w * \frac{\tau d}{f_{yd}}$$

$$A_{sw} = 100 * 20 * \frac{0,12}{\frac{43,48}{10}} = 0,53 \text{ cm}^2$$

Como  $A_{sw,min} > A_{sw,calc}$  será usada  $A_{sw,min}$

O espaçamento máximo permitido entre estribos é calculado a partir da seguinte expressão:

$$\tau w d \leq 0,67 \times \tau w u, \quad S_{m\acute{a}x} \leq \begin{cases} 0,6 \times d \\ 30 \text{ cm} \end{cases}$$

$$0,87 \leq 2,604$$

Logo,  $S_{m\acute{a}x} = 27,3 \text{ cm}$ .

Portanto, a solução adotada para armadura transversal respeitando o espaçamento máximo e a armadura mínima é de:

$$A_{sw,adotado} = 2,07 \text{ cm}^2/m$$

$$\emptyset 5 \text{ mm c. } 19 \text{ cm}$$

O comprimento dos estribos de dois ramos que serão utilizados no projeto é dado pela seguinte equação:

$$l = 2 * (a + b) + \Delta C$$

$$l = 2 * (14 + 44 \text{ cm}) + 10 \text{ cm}$$

$$l = 126 \text{ cm}$$

Número de estribos utilizados na viga V201:

$$N^\circ \text{ de estribos} = \frac{\text{vão livre}}{\text{espaçamento}}$$

$$N^\circ \text{ de estribos} = \frac{440 \text{ cm}}{19 \text{ cm}}$$

$$N^\circ \text{ de estribos} = 24 \text{ estribos}$$

Solução final:

$$A_{sw,adotado} = 2,07 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$24 \phi 5 \text{ mm c. } 19 \text{ cm}$$

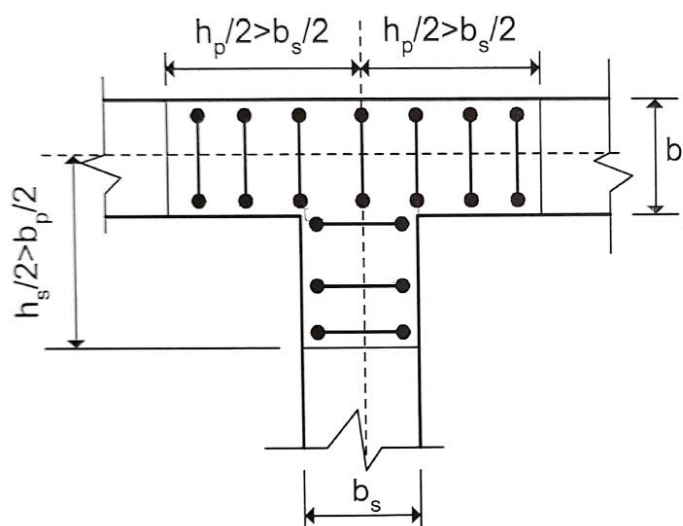
### 7.2.8 Armadura de Suspensão

Como a viga V201 recebe a carga pontual da viga V229, é necessário o cálculo de uma armadura de suspensão, que transfere essa força que é aplicada no banzo inferior da viga principal para o banzo superior, essa armadura é dada por:

$$A_s = \frac{V_d}{f_{yd}} = \frac{49,89 * 1,4}{43,48} = 1,61 \text{ cm}^2$$

Esta armadura é distribuída conforme a figura abaixo:

Figura 43: Distribuição da armadura de suspensão



Fonte: Araújo (2014, vol. 1, p. 238)

Portanto  $A_s$  de suspensão será de  $1,71 \text{ cm}^2$ :

$$\phi 5 \text{ mm c. } 23 \text{ cm}$$

Na região destacada a armadura de suspensão será adicionada à armadura do esforço cortante já existente.

### 7.2.9 Verificação da flecha

O cálculo da flecha final na viga é dado pela seguinte expressão:

$$W_{\infty} = \left(\frac{h}{d}\right)^3 \times K_t \times (1 - 20 \times \rho') \times W_c$$

$$K_t = 0,09547 \times \rho^{-0,71186}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d}$$

$$\rho = \frac{9,42 \text{ cm}^2}{20 \text{ cm} \times 45,5 \text{ cm}}$$

$$\rho = 0,0104$$

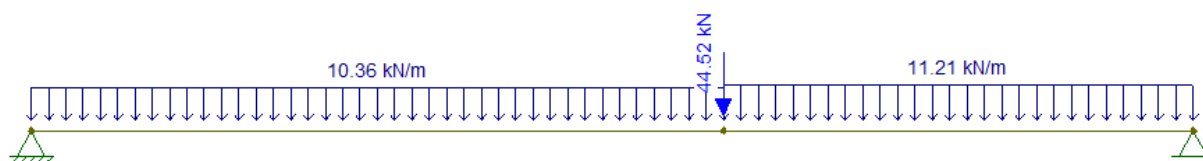
Logo:

$$K_t = 0,09547 \times (0,0104)^{-0,71186}$$

$$K_t = 2,4712$$

Os dados para obter o momento de inércia da seção e o módulo secante do concreto foram inseridos no software Ftool. Para a carga, foi considerado uma combinação de carregamento quase permanente, conforme abaixo. O cálculo da flecha  $W_c$  foi obtida no software Ftool:

Figura 44: Carregamento obtido da combinação quase permanente na viga V201



Fonte: Autor (2021)

$$W_c = 0,2810$$

Após isso, deve-se calcular a taxa de armadura negativa ( $\rho'$ )

$$\rho' = \frac{2,45}{20 \times 45,5}$$

$$\rho' = 0,0027$$

Com isso, calcula-se a flecha total:

$$W_\infty = \left(\frac{h}{d}\right)^3 * K_t * (1 - 20 * \rho') * W_c$$

$$W_\infty = \left(\frac{50}{45,5}\right)^3 * 2,4712 * (1 - (20 * 0,0027)) * 0,2810$$

$$W_\infty = 0,8719 \text{ cm}$$

Para o cálculo da flecha admissível:

$$W_{adm} = \frac{l}{250}$$

$$W_{adm} = \frac{470}{250}$$

$$W_{adm} = 1,88 \text{ cm}$$

Com isso, verifica-se que a rigidez da viga é satisfatória, visto que  $W_{\infty} < W_{adm}$ .

## 7.2.10 Verificação da fissuração

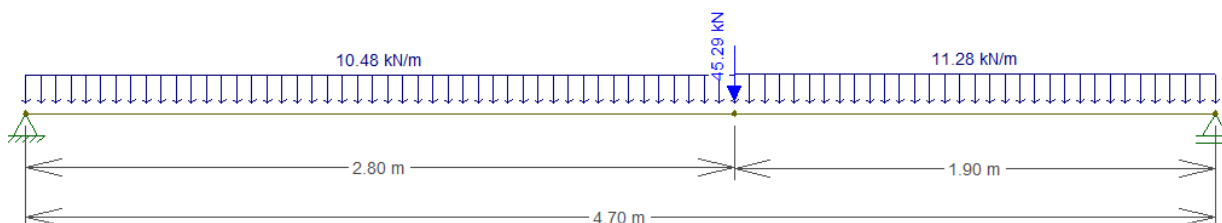
### 7.2.10.1 Carregamento

Para a verificação da fissuração foi usada a combinação frequente para as cargas atuantes na viga, conforme abaixo:

$$p_f = g + 0,4 \times q$$

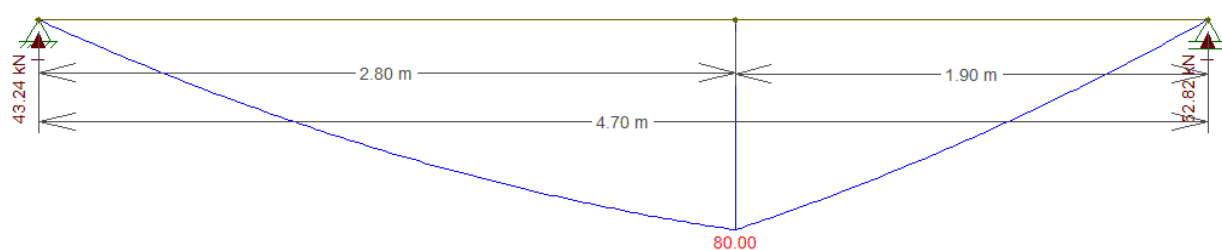
Dessa maneira, o carregamento encontrado para a viga está na imagem abaixo:

Figura 45: Carregamento para combinação frequente viga V201



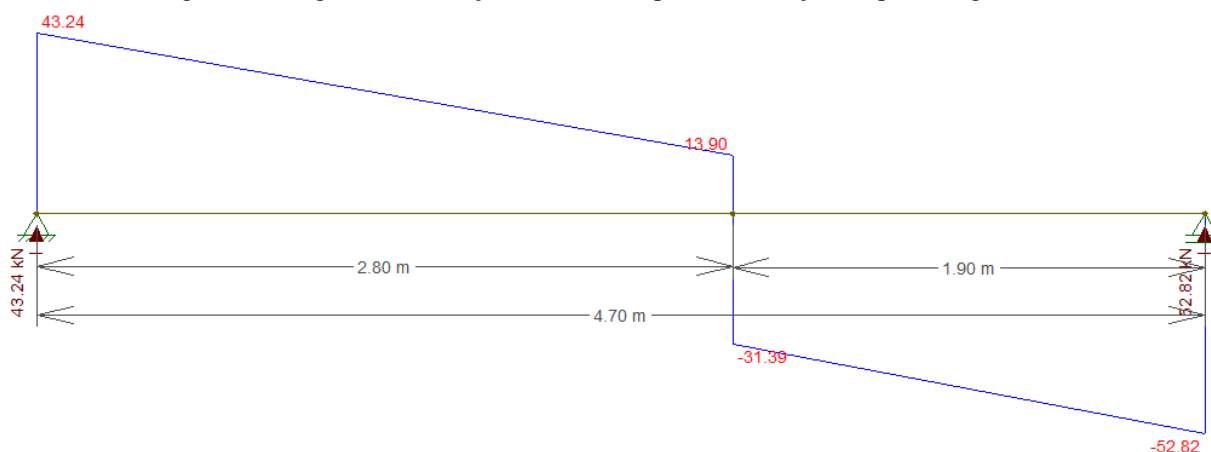
Fonte: Autor (2021)

Figura 46: Diagrama de Momento Fletor (kN.m) para combinação frequente viga V201.



Fonte: Autor (2021)

Figura 47: Diagrama de esforço cortante (kN) para combinação frequente viga V201



Fonte: Autor (2021)

Assim:

$$V_k = 22,40 \text{ kN} ; M_k = 80,00 \text{ kNm}$$

### 7.2.10.2 Verificação do momento resistente

$$M_r = f_{ct,f} * \frac{b * h^2}{6}$$

$$M_r = 0,269 * \frac{20 * 50^2}{6} = 22,44 \text{ kNm}$$

Como  $80,00 > 22,44$ , haverá fissuração.

Tipo de fissuração

$$\sigma_s < \sigma_{sr} - \text{Formação de Fissuras}$$

$$\sigma_s \geq \sigma_{sr} - \text{Fissuração Estabilizada}$$

Onde:

$$\sigma_s = \sigma_{s,p} + \sigma_{s,\varepsilon}$$

$$\sigma_{s,p} = \frac{n \times (1 - \xi)}{k_2} \times \frac{M_k}{b \times d^2}$$

$$\sigma_{s,\varepsilon} = E_s \times R \times \varepsilon_{cn}$$

$$\xi = -n \times (\rho' + \rho) + \sqrt{n^2 \times (\rho' + \rho)^2 + 2 \times n \times (\rho + \delta \times \rho')}$$

$$k_2 = \frac{1}{6} \times \xi^2 \times (3 - \xi) + n \times \rho' \times (\xi - \delta) \times (1 - \delta)$$

$$\delta = \frac{d'}{d}$$

Cálculos da tensão total na armadura:

$$\sigma_s = \sigma_{s,p} + \sigma_{s,\varepsilon}$$

$$\xi = -n \times (\rho' + \rho) + \sqrt{n^2 \times (\rho' + \rho)^2 + 2 \times n \times (\rho + \delta \times \rho')}$$

$$n = 7,35$$

Para taxa de armadura comprimida, foi considerado o pior cenário possível, caso só fosse armado com uma armadura construtiva de  $2 \phi 6,3mm$ .

$$\rho' = \frac{0,62 \text{ cm}^2}{20 \text{ cm} \times 45,5 \text{ cm}} = 6,81 * 10^{-4}$$

$$\rho = \frac{9,42 \text{ cm}^2/m}{20 \text{ cm} \times 45,5 \text{ cm}} = 0,010352$$

$$\delta = \frac{4,5}{(50 - 4,5)} = 0,0989$$

$\xi$

$$= -7,35 \times (6,81 * 10^{-4} + 0,010352)$$

$$+ \sqrt{(7,35)^2 \times (6,81 * 10^{-4} + 0,010352)^2 + 2 \times 7,35 \times (0,010352 + 0,0989 * 6,81 * 10^{-4})}$$

$$\xi = 0,3169$$

$$k_2 = \frac{1}{6} \times 3169^2 \times (3 - 3169) + 7,35 \times 6,81 * 10^{-4} \times (3169 - 0,0989) \times (1 - 0,0989)$$

$$k_2 = 0,0459$$

$$\sigma_{s,p} = \frac{n \times (1 - \xi)}{k_2} \times \frac{M_k}{b \times d^2}$$

$$\sigma_{s,p} = \frac{7,35 \times (1 - 0,0989)}{0,0459} \times \frac{8000 \text{ kNcm/m}}{20 \text{ cm} \times (45,5 \text{ cm})^2}$$

$$\sigma_{s,p} = 21,15 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{s,\varepsilon} = E_s \times R \times \varepsilon_{cn}$$

$$\sigma_{s,\varepsilon} = 20000 \text{ kN/cm}^2 \times 0,5 \times 50 \times 10^{-5}$$

$$\sigma_{s,\varepsilon} = 5 \text{ kN/cm}^2$$

Sendo assim:

$$\sigma_s = \sigma_{s,p} + \sigma_{s,\varepsilon}$$

$$\sigma_s = 21,15 \text{ kN/cm}^2 + 5 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_s = 26,15 \text{ kN/cm}^2$$

Após o cálculo da tensão total na armadura, devemos calcular a tensão limite na armadura:

$$\sigma_{sr} = \left( \frac{1 + n \times \rho_{se}}{\rho_{se}} \right) \times f_{ct}$$

$$\rho_{se} = \frac{A_{s,adotado}}{A_{ce}}$$

$$A_{ce} = b \times h_0$$

$$h_0 \leq \begin{cases} 2,5 \times (h - d) \\ (h - x)/3 \end{cases}$$

$$x = \xi \times d$$

Cálculos da tensão limite na armadura:

$$x = \xi \times d$$

$$x = 0,3169 \times 45,5$$

$$x = 14,42$$

$$h_0 \leq \begin{cases} 2,5 \times (h - d) \\ (h - x)/3 \end{cases}$$

$$h_0 \leq \begin{cases} 2,5 \times (50 - 45,5) \\ (50 - 14,42)/3 \end{cases}$$

$$h_0 \leq \begin{cases} 11,25 \\ 11,86 \end{cases}$$

$$A_{ce} = b \times h_0$$

$$A_{ce} = 20 \times 11,25 = 225$$

$$\rho_{se} = \frac{9,42 \text{ cm}^2}{225,00} = 0,0419$$

$$\sigma_{sr} = \left( \frac{1 + 7,35 \times 0,0419}{0,0419} \right) \times 0,2565$$

$$\sigma_{sr} = 8,01 \text{ kN/cm}^2$$

Assim:

$$\sigma_s \geq \sigma_{sr} - \text{Fissuração Estabilizada}$$

A partir disso, pode-se calcular sua abertura ( $w_k$ ).

Fissura Estabilizada ( $\sigma_s \geq \sigma_{sr}$ )

$$w_k = \frac{\emptyset}{3,6 \times \rho_{se}} \times (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} + R \times \varepsilon_{cn})$$

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s}{E_s} - \beta \times \frac{f_{ct}}{\rho_{se} \times E_s} \times (1 + (n \times \rho_{se})) \geq 0$$

$$\beta = 0,38$$

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{26,15}{20000} - 0,38 \times \frac{0,2565}{0,0419 \times 20000} \times (1 + (7,35 \times 0,0419))$$

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = 0,00116$$

$$w_k = \frac{20 \text{ mm}}{3,6 \times 0,0419} \times (0,00116 + 0,5 \times 50 \times 10^{-5})$$

$$w_k = 0,186 \text{ mm}$$

$$w_{k,lim} \leq 0,3 \text{ mm}$$

Logo, a abertura de fissura calculada é inferior à abertura de fissura limite proposta na NBR 6118.

## 7.2.11 Disposições Construtivas

### 7.2.11.1 Espaçamento mínimo das barras

A partir das fórmulas abaixo podemos calcular os espaçamentos mínimos horizontais e verticais entre as barras:

$$e_h \geq \begin{cases} 2 \text{ cm} \\ \phi \\ 1,2 * d_{m\acute{a}x.} \end{cases}$$

$$e_h \geq \begin{cases} 2 \text{ cm} \\ 2 \text{ cm} \\ 1,2 * 1,9 = 2,28 \text{ cm} \end{cases}$$

Verificação do espaçamento entre as barras. Espaçamento disponível:

$$b_{si,disp.} = 13 \text{ cm}$$

### 7.2.11.2 Espaçamento ocupado pelas barras dispostas em uma camada:

$$b_{si} = n * \phi + \left( \frac{n}{n^\circ \text{ de camadas}} - 1 \right) * e_h$$

$$b_{si} = 3 * 2 + \left( \frac{3}{1} - 1 \right) * 2,28$$

$$b_{si} = 10,60 \text{ cm}$$

Como,  $b_{si,disp.} > b_{si}$  as barras cabem na mesma camada.



### 7.3 DIMENSIONAMENTO DA VIGA DE CONTRAVENTAMENTO-V237

A viga V237 é parte do Pórtico 7 da estrutura de contraventamento juntamente com os Pilares 13, 20, 23, 30 e 34. Dessa maneira, para exemplificar o método de cálculo das vigas de contraventamento, a viga V237 servirá de exemplo.

#### 7.3.1 Geometria

A seção da viga é de 20 x 40 cm.

#### 7.3.2 Vãos

$$l_{237a} = 3,40; l_{237b} = 2,10; l_{237c} = 2,10; l_{237d} = 3,40$$

#### 7.3.3 Seção transversal

$$b = 20\text{cm}; h = 40\text{cm}; d = 35,5\text{cm}$$

#### 7.3.4 Carregamento da viga

##### 7.3.4.1 *Peso próprio, peso das alvenarias e carregamento das lajes.*

Peso próprio

$$g_1 = 2,00 \text{ kN/m}$$

Peso das alvenarias

$$V237a \rightarrow g_2 = 3,89 \text{ kN/m}$$

$$V237b \rightarrow g_2 = 2,60 \text{ kN/m}$$

$$V237c \rightarrow g_2 = 2,60 \text{ kN/m}$$

$$V237d \rightarrow g_2 = 3,89 \text{ kN/m}$$

A tabela abaixo fornece o carregamento proveniente das lajes na viga V237 em todos os seus vãos, conforme planta de formas:

Tabela 30: Reações das lajes na viga V237

LAJE=	LAJE	REAÇÃO CARREGAMENTO TOTAL		REAÇÃO CARREGAMENTO PERMANENTE		REAÇÃO CARREGAMENTO ACIDENTAL	
		Rx (kN/m)	Ry (kN/m)	Rx (kN/m)	Ry (kN/m)	Rx (kN/m)	Ry (kN/m)
<b>222</b>	<b>211</b>	10.06	5.03	7.44	3.72	2.63	1.31
	<b>212</b>	3.25	6.50	2.31	4.63	0.94	1.88
<b>217</b>	<b>216</b>	6.05	3.03	3.95	1.98	2.10	1.05
	<b>218</b>	3.50	7.00	2.56	5.12	0.94	1.88

Fonte: Autor (2021)

Além das cargas acidentais provenientes do uso e ocupação, as vigas de contraventamento recebem as ações acidentais provenientes da ação do vento, valores esses já definidos em 8.4. Portanto, para obter os diagramas de esforços atuantes na viga, deverá ser feita uma combinação dessas ações variáveis.

### 7.3.5 Combinação das Ações

A NBR 6118/2014 exige que sejam verificadas pelo menos duas combinações de carregamento. A combinação 1, que leva em conta o carregamento acidental como a ação variável principal e o vento como a ação variável secundária; a combinação 2, que leva em conta o vento como ação variável principal e o carregamento acidental como ação variável secundária. Além disso, devido a não simetria do Pórtico 7, a carga de vento deverá ser aplicada nos dois sentidos possíveis. Portanto serão 4 combinações de esforços, de modo a buscar a situação mais crítica a que o pórtico está submetido.

Combinação 1:

$$F_K = g_K + q_K + \varphi_0 * W_K$$

Onde:

$g_K$  = carga vertical permanente sobre a viga.

$q_K$  = carga vertical acidental sobre a viga.

$\varphi_0$  = fator de redução de combinação para ELU, igual a 0,6 para o vento.

$W_K$  = resultante horizontal causada pelo vento.

$$F_K = g_K + q_K + 0,6 * W_K$$

Combinação 2:

$$F_K = g_K + q_K * \varphi_0 + W_K$$

Onde:

$\varphi_0$  = fator de redução de combinação para ELU, igual a 0,5 para carga acidental em edifício residencial.

$$F_K = g_K + 0,5 * q_K + W_K$$

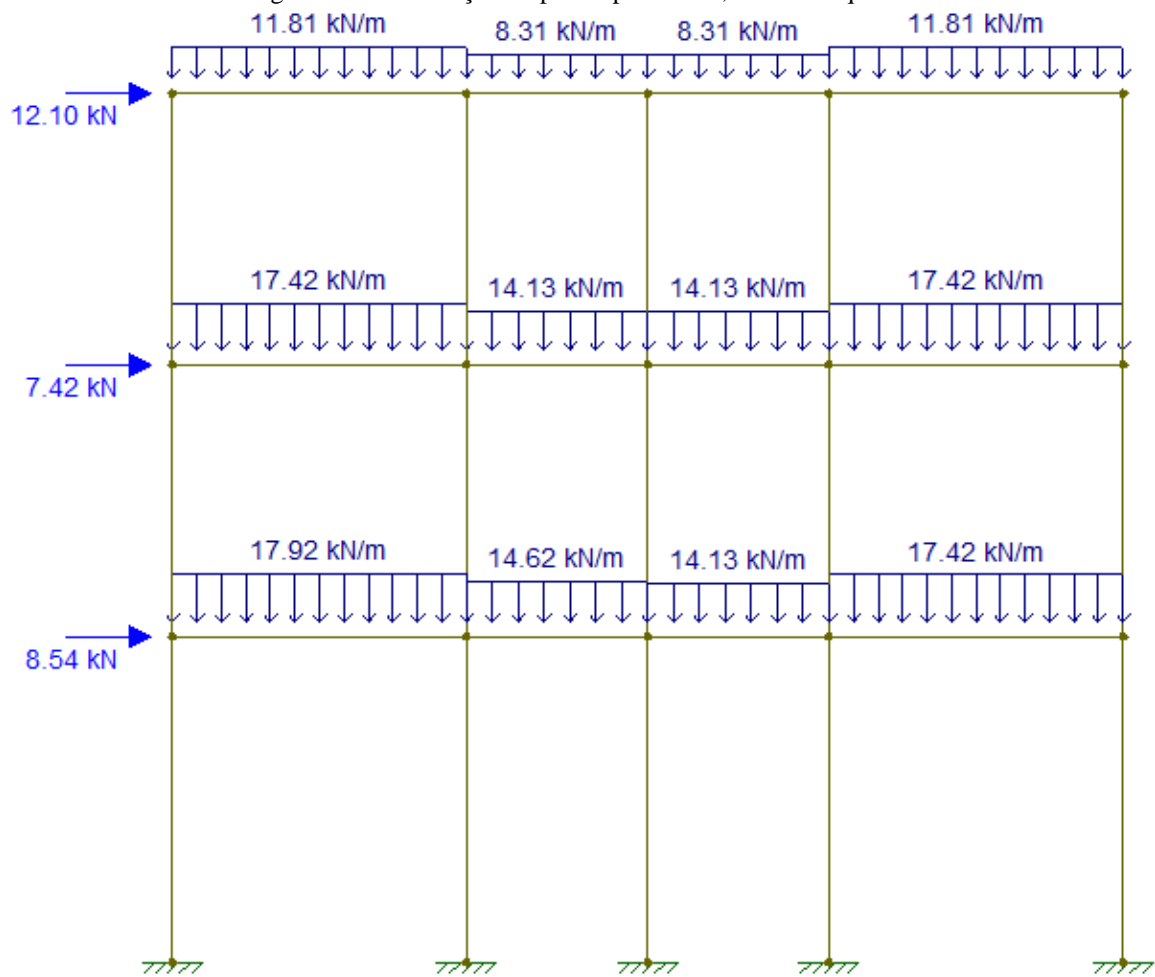
Na tabela abaixo estão resumidas as forças do vento obtidas em 8.4 na tabela 24, multiplicadas pelo fator de redução 0,6 para a combinação 01 explicada acima.

Tabela 31: Forças do vento reduzidas

Pórtico nº	COMBINAÇÃO 60% DA AÇÃO DO VENTO		
	Força do Vento (kN)		
1	12.68	10.01	14.79
2	15.34	12.10	17.90
3	23.25	18.35	27.13
4	11.11	8.77	12.96
5	16.21	14.09	22.99
6	14.49	12.60	20.55
7	8.54	7.42	12.10

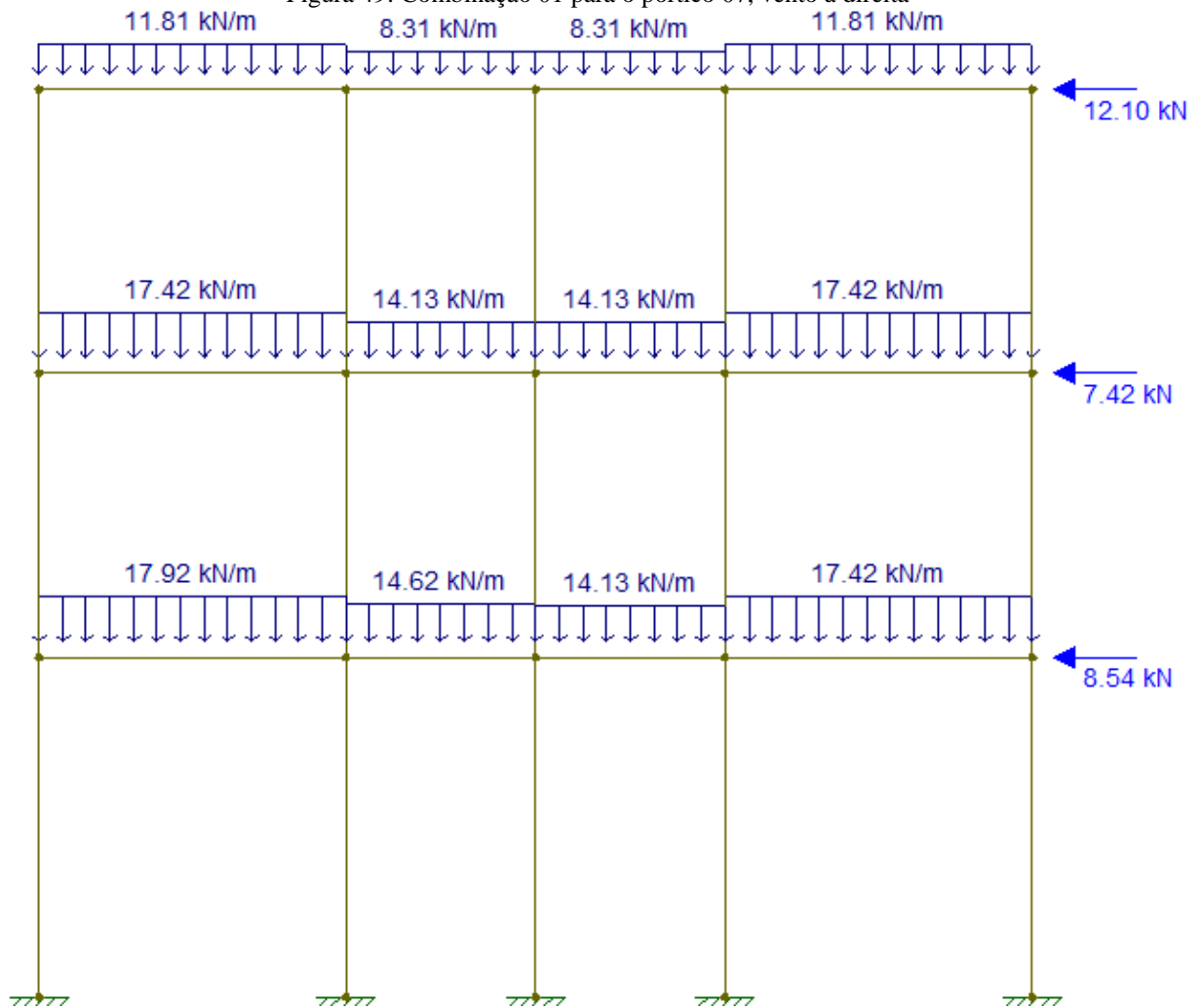
Fonte: Autor (2021)

Figura 48: Combinação 01 para o pórtico 07, vento à esquerda



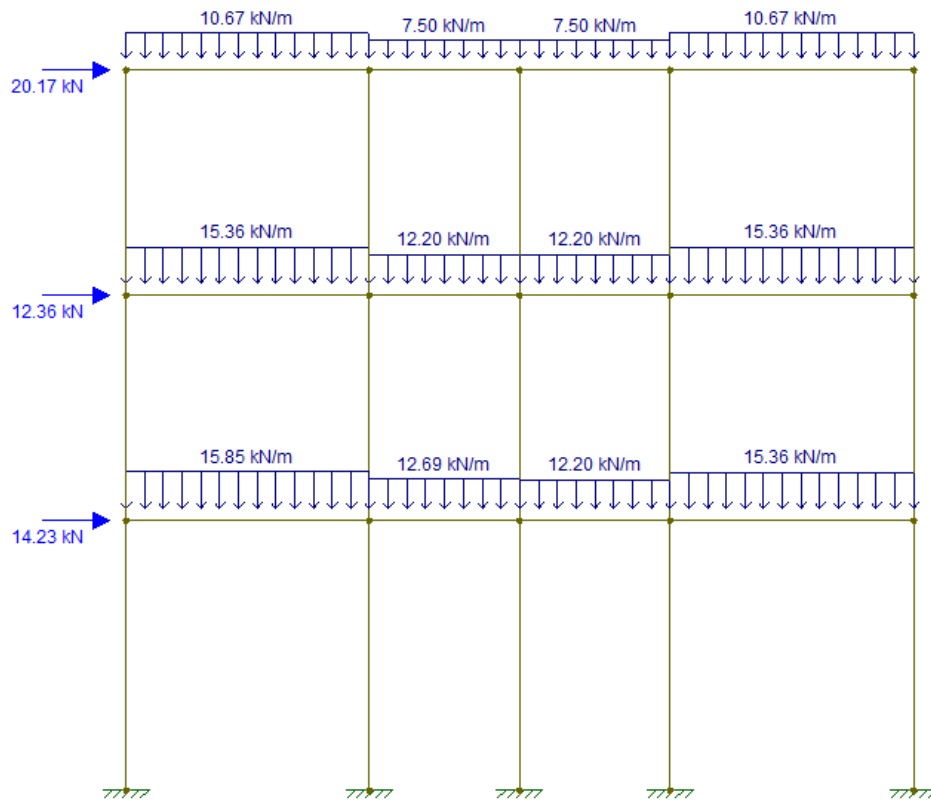
Fonte: Autor (2021)

Figura 49: Combinação 01 para o pórtico 07, vento à direita

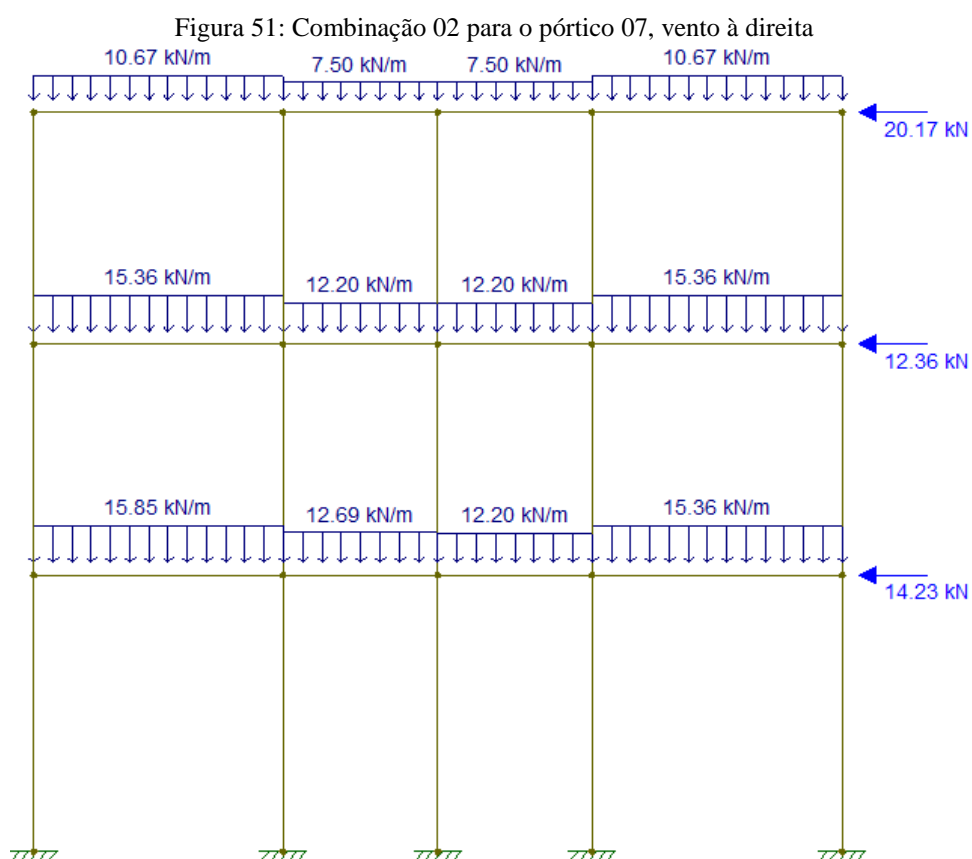


Fonte: Autor (2021)

Figura 50: Combinação 02 para o pórtico 07, vento à esquerda



Fonte: Autor (2021)

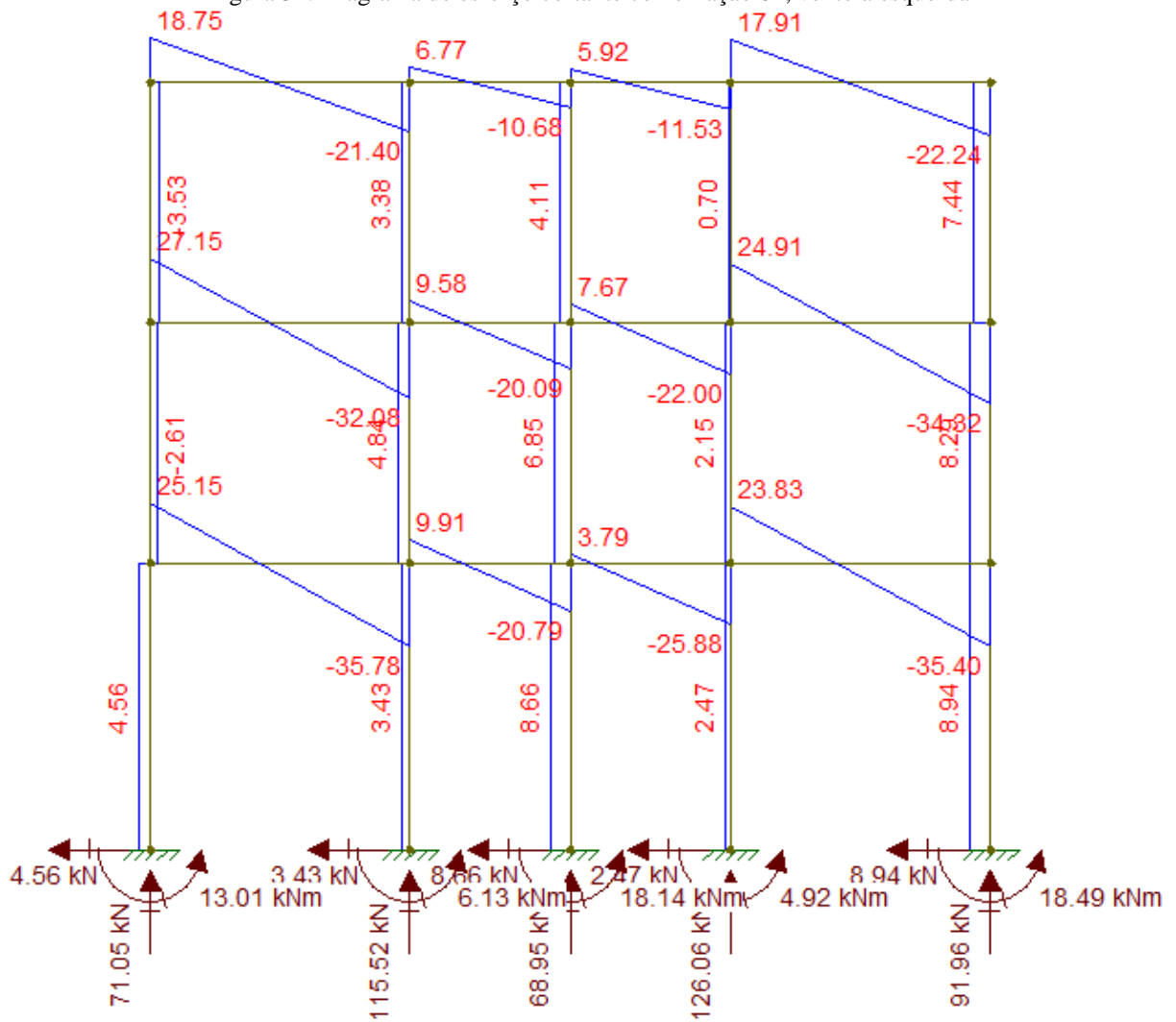


Fonte: Autor (2021)

### 7.3.6 Diagrama de Esforço Cortante e Momento Fletor

A partir dos diagramas de esforços solicitantes, podemos obter os resultados pelo Ftool dos diagramas de esforço cortante e momento fletor das situações críticas do pórtico para cada seção da viga V237.

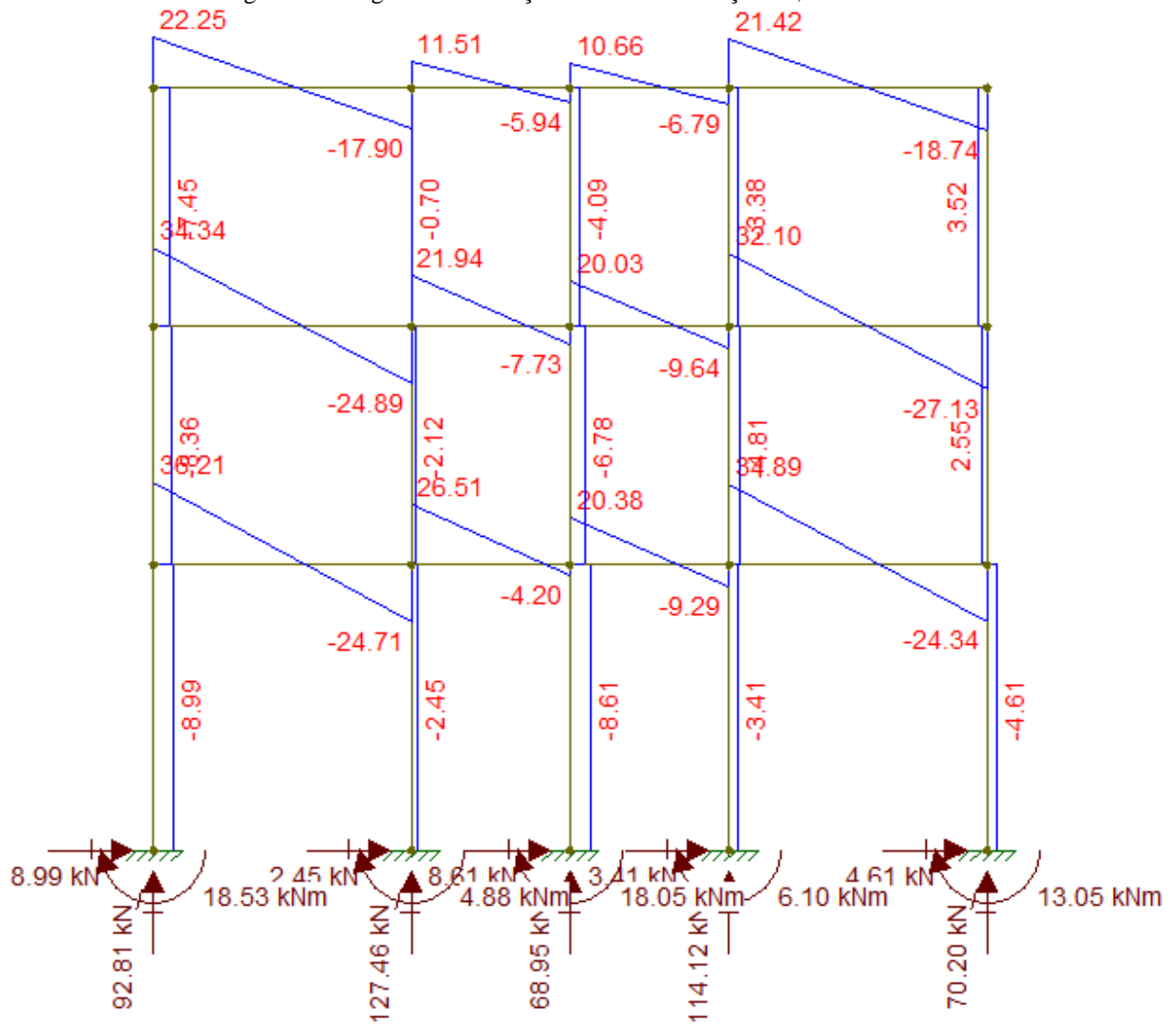
Figura 52: Diagrama de esforço cortante combinação 01, vento à esquerda



Fonte: Autor (2021)

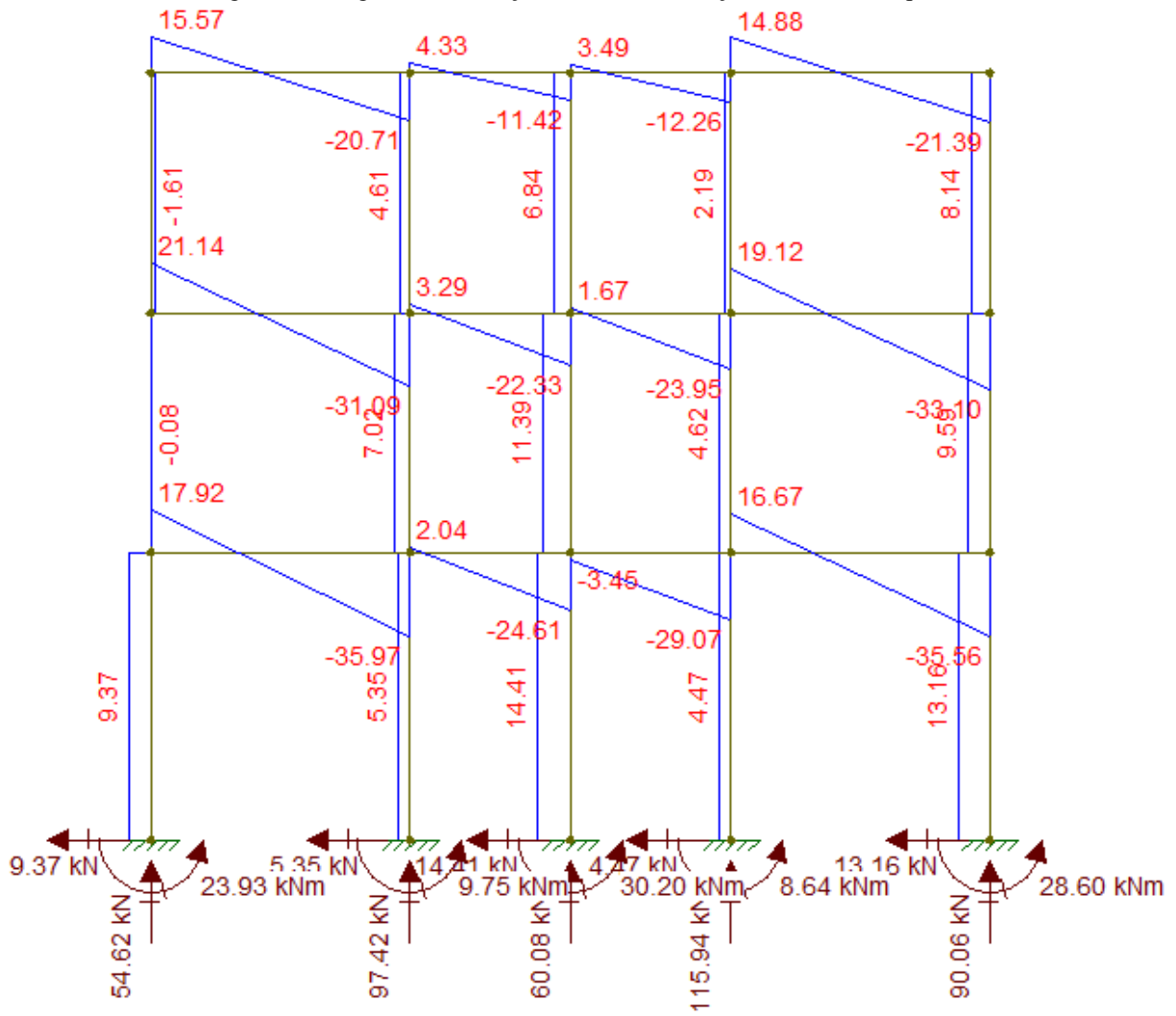


Figura 53: Diagrama de esforço cortante combinação 01, vento a direita



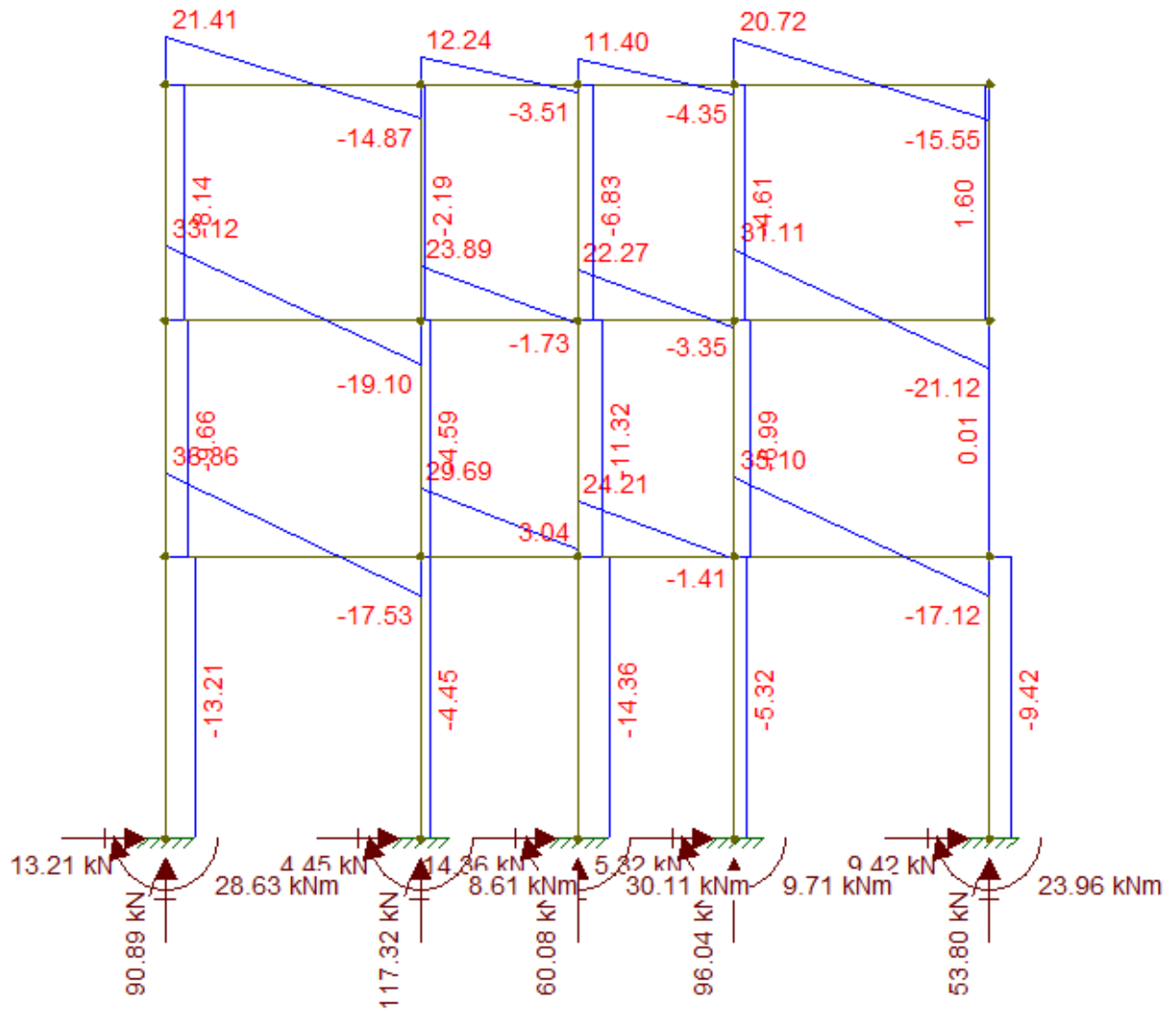
Fonte: Autor (2021)

Figura 54: Diagrama de esforço cortante combinação 02, vento à esquerda



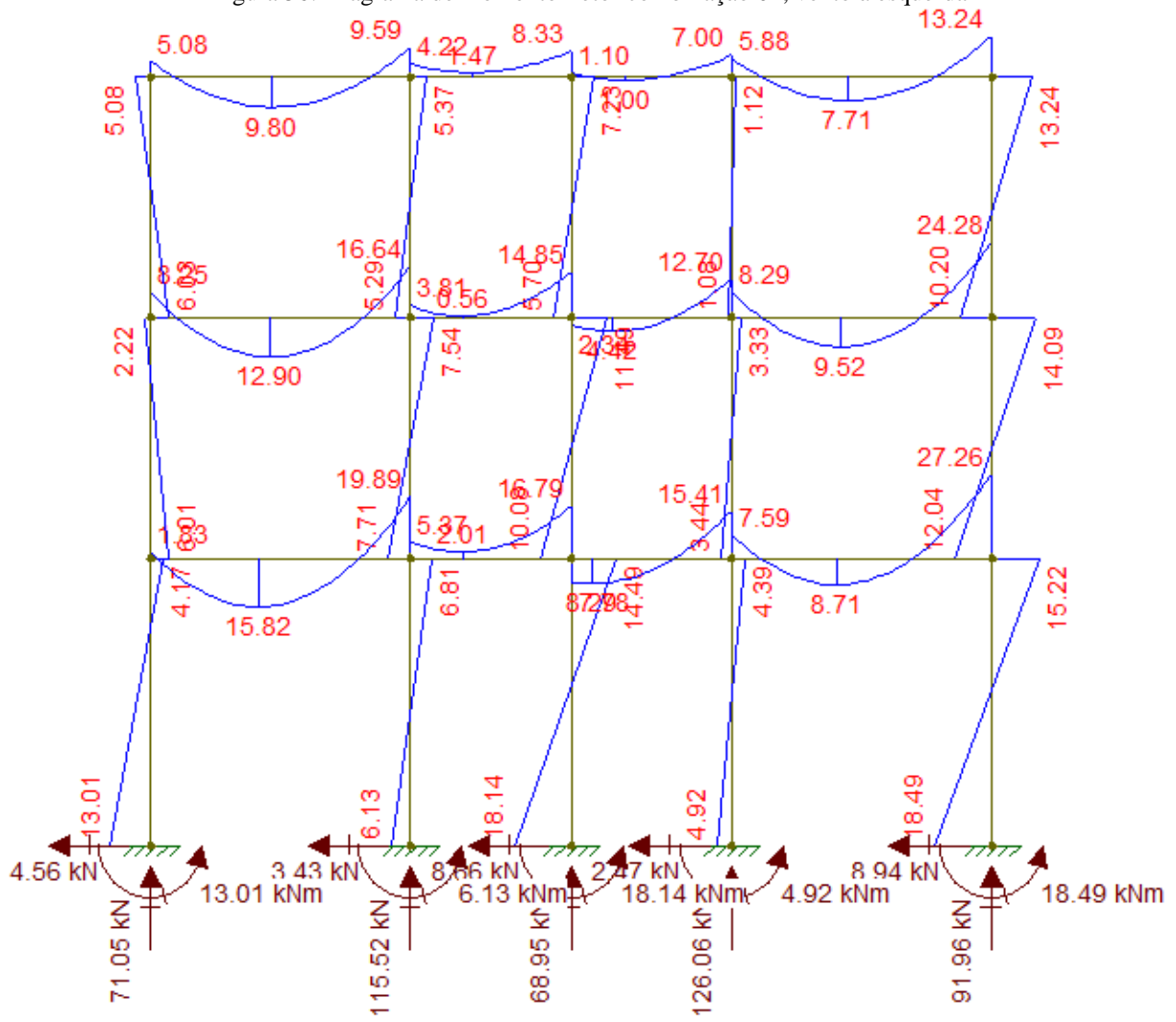
Fonte: Autor (2021)

Figura 55: Diagrama de esforço cortante combinação 02, vento à direita



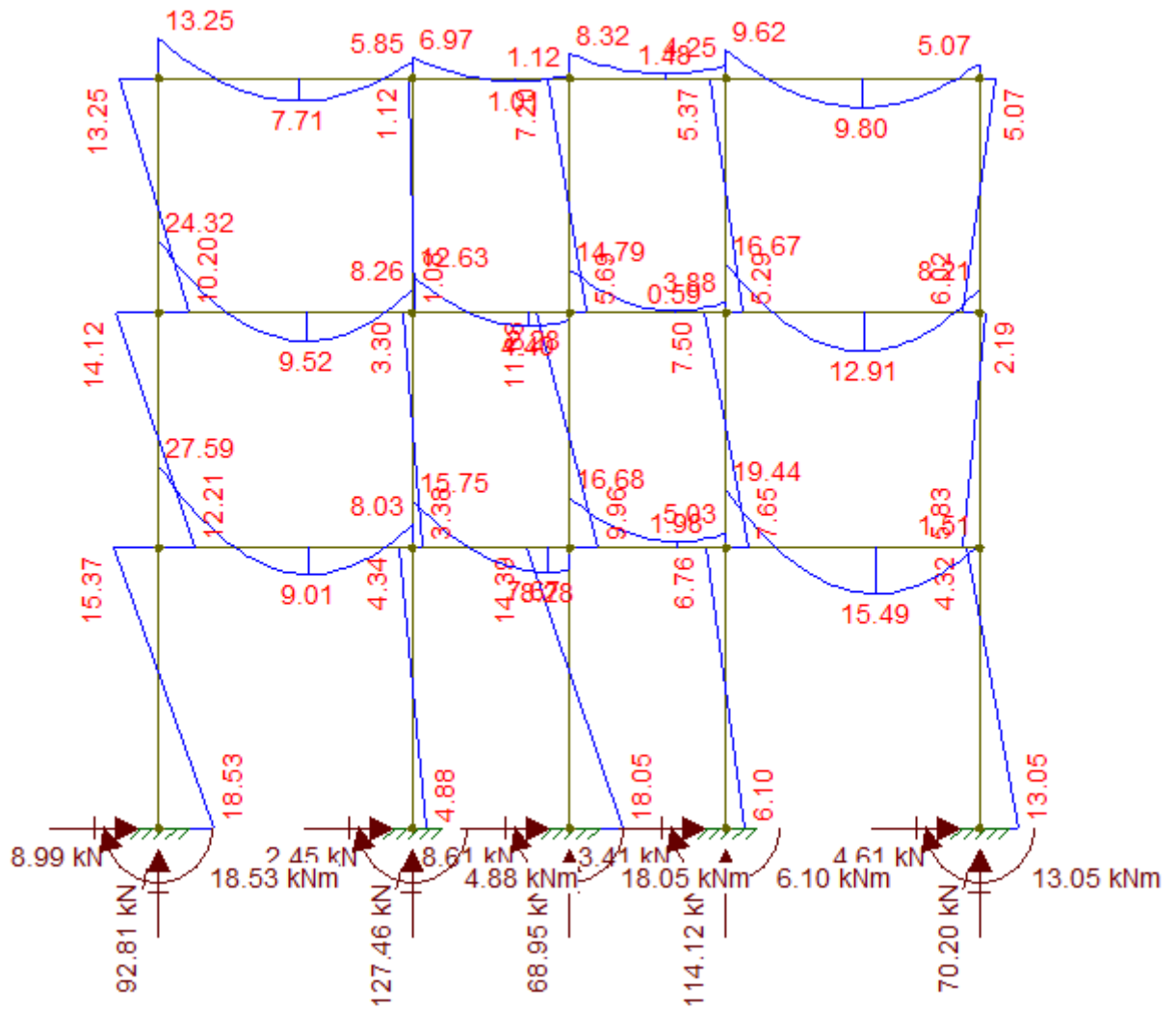
Fonte: Autor (2021)

Figura 56: Diagrama de momento fletor combinação 01, vento à esquerda



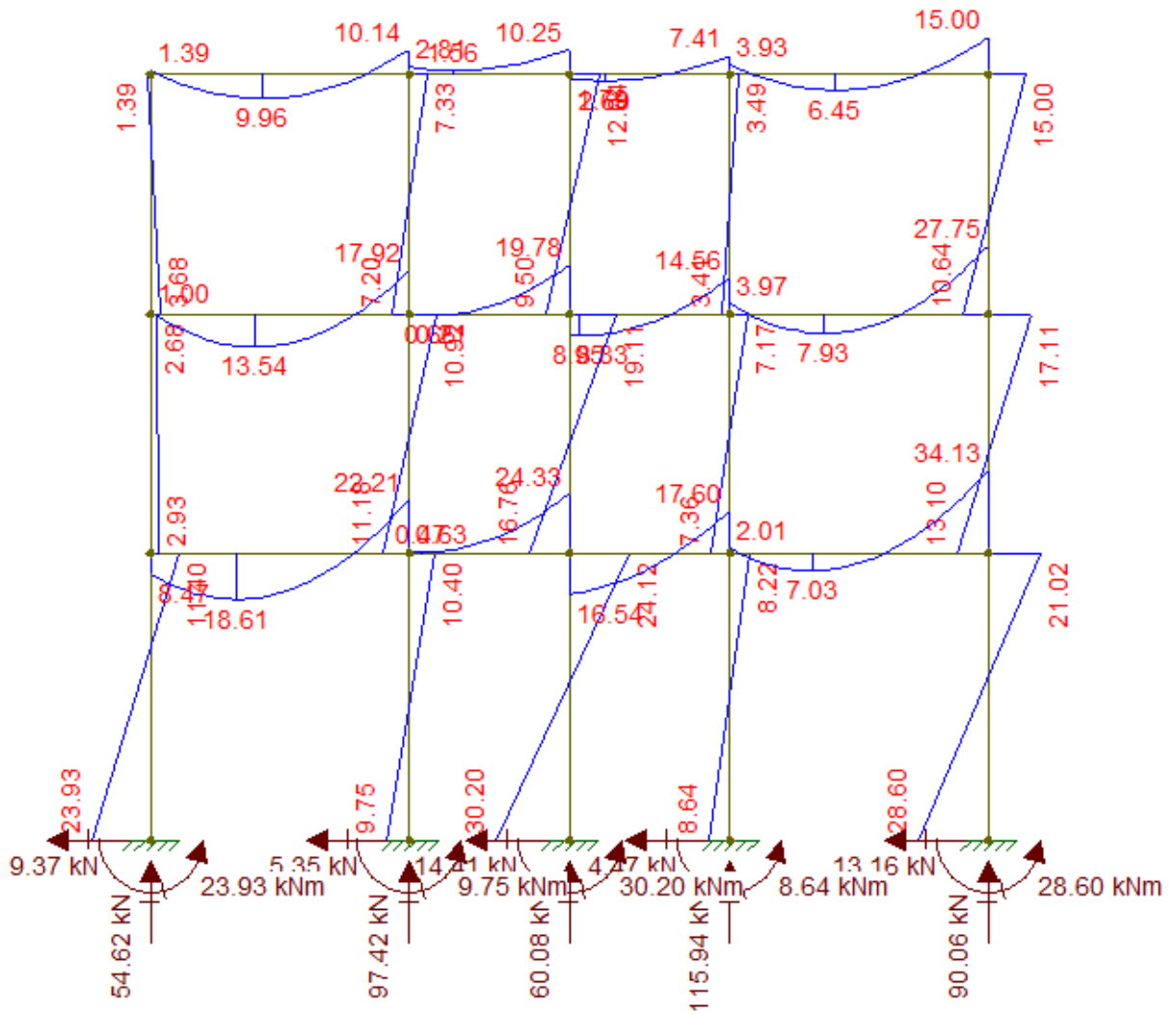
Fonte: Autor (2021)

Figura 57: Diagrama de momento fletor combinação 01, vento à direita



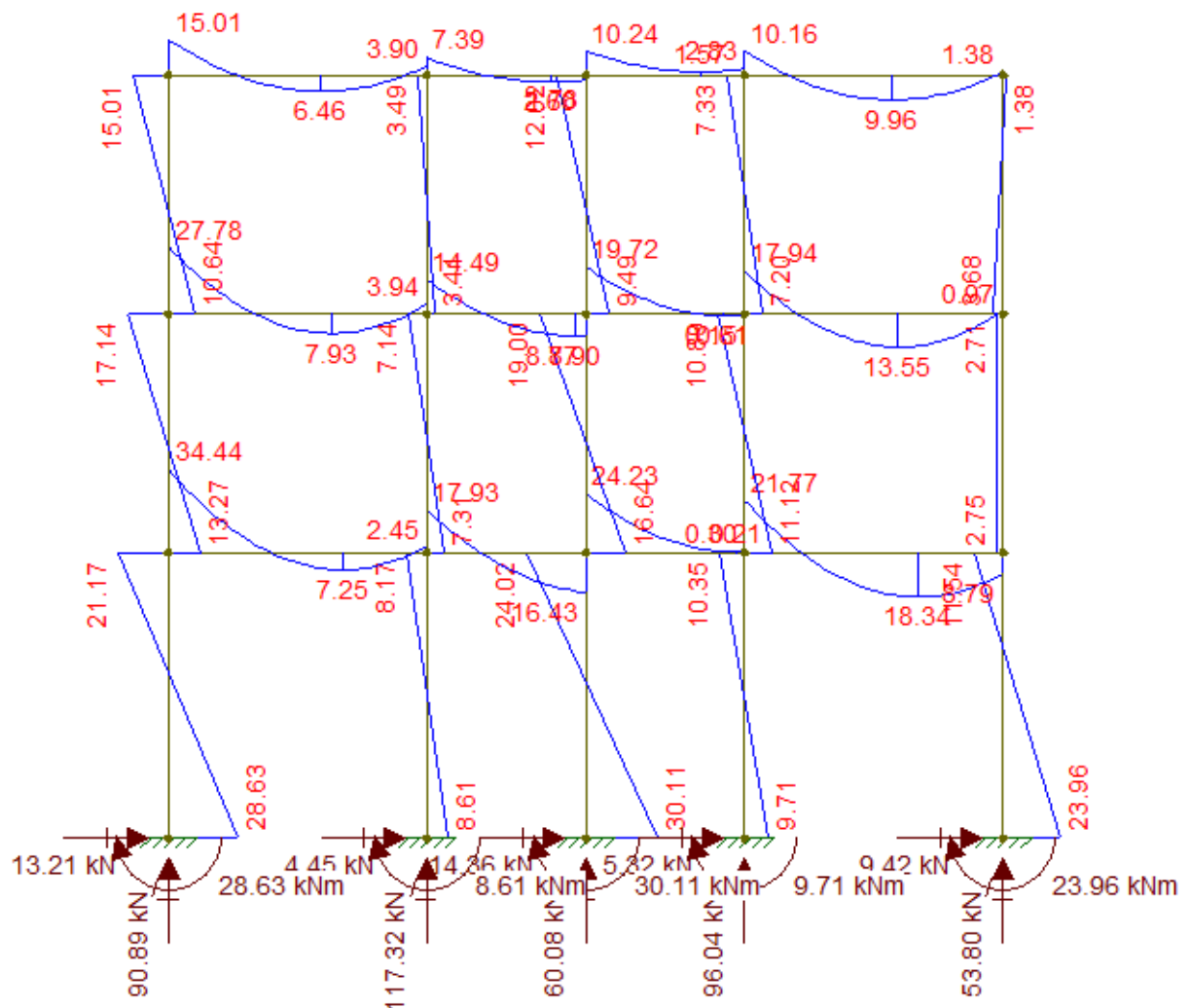
Fonte: Autor (2021)

Figura 58: Diagrama de momento fletor combinação 02, vento à esquerda



Fonte: Autor (2021)

Figura 59: Diagrama de momento fletor combinação 02, vento à direita



Fonte: Autor (2021)

Feitas as combinações, foram obtidos os resultados críticos para todos os trechos da V237. Os resultados encontrados foram:

Tabela 32: Valores críticos obtidos para cada vão da V237

Momento positivo (kNm)	V237a	18.61
	V237b	16.43
	V237c	16.54
	V237d	18.34
Momento negativo (kNm)	V237a	34.44
	V237b	24.33
	V237c	24.23
	V237d	34.13
Esforço Cortante (kN)	V237a	36.36
	V237b	29.69
	V237c	29.07
	V237d	35.56

Fonte: Autor (2021)

### 7.3.7 Dimensionamento à flexão

O dimensionamento à flexão das vigas de contraventamento é feito de maneira simplificada. Dimensiona-se para o máximo momento fletor positivo ao longo de cada vão e usa-se a maior armadura encontrada ao longo de toda a viga. O mesmo é feito para o momento fletor negativo.

Para todos os vãos positivos, o maior  $A_{s,calc} = 1,75 \text{ cm}^2$  e o menor  $A_{s,calc} = 1,54 \text{ cm}^2$ . Assim, para simplificar o dimensionamento foi adotado:

$$A_{s,adotado} = 2,45 \text{ cm}^2$$

$$2 \phi 12,5 \text{ mm}$$

Portanto as duas barras de 12,5 mm passarão reto por toda a extensão da viga V237 e serão ancoradas nos pilares de extremidade da viga.

Para os vãos negativos das extremidades, em V237a e V237d  $A_{s,calc} = 3,35 \text{ cm}^2$  e  $3,32 \text{ cm}^2$ , portanto, foram adotadas 2 barras de 16mm:

$$A_{s,adotado} = 4,02 \text{ cm}^2$$

$$2 \phi 16 \text{ mm}$$

Para os vãos negativos do centro, em V237b e V237c  $A_{s,calc} = 2,31 \text{ cm}^2$  e  $2,30 \text{ cm}^2$ , portanto foram adotadas 2 barras de 12,5mm:

$$A_{s,adotado} = 2,45 \text{ cm}^2$$

$$2 \phi 12,5 \text{ mm}$$



Assim sendo, as duas barras de 16 mm passarão serão ancoradas nos apoios internos transpassadas nas barras de 12,5 mm, no mínimo pelo comprimento de ancoragem

### 7.3.8 Ancoragem

Para o cálculo da ancoragem nos pilares P13 e P34, primeiramente foi verificado a possibilidade de fazer ancoragem reta. Caso não seja possível, será feita ancoragem com gancho.

$$l_{b,disp(P13,P34)} = 37cm$$

Como são pilares de extremidade:

#### 7.3.8.1 Para P13

Ancoragem positiva

$$l_b(\phi 12,5 - \text{boa aderência}) = 47cm$$

$$l_{b,nec} = l_b \frac{A_{s,calc}}{A_{se}} \geq l_{b,min}$$

$$A_{s,calc} = \frac{V_d}{f_{yd}} = \frac{36,36}{43,48} = 1,17cm^2$$

$$l_{b,nec} = 47 * \frac{1,17}{2,45} \geq 15$$

$$l_{b,nec} = 22,46 \geq 15$$

$$l_{b,disp} \geq l_{b,nec}$$

Ancoragem negativa

$$l_b(\phi 16 - \text{má aderência}) = 87cm$$

Nos pórticos os momentos nos cantos da viga não são iguais a zero, portanto  $A_{s,calc} = A_{s,e}$ , então  $l_{b,nec,reta} = l_b$ , e  $l_{b,nec,gancho} > l_{b,disp}$ . Logo, a ancoragem será feita com grampos.

#### 7.3.8.2 Para P34

Ancoragem positiva: Como  $V_k$  no P34 é menor do que  $V_k$  no P13, então é possível fazer ancoragem reta também.

Ancoragem negativa: segue o mesmo critério, explicado acima, portanto deverá ser feita com grampos também.

### 7.3.9 Dimensionamento Esforço Cortante

Para o dimensionamento dos estribos será feita a verificação do maior valor de esforço cortante de todos os vãos. Caso resulte em armadura mínima, essa será adotada para toda a viga.

$$\tau_{wd} \leq \tau_{wu}$$

Logo:

$$\tau_{wd} = \frac{36,36 \times 1,4}{35,5 \text{ cm} \times 20 \text{ cm}} = 0,72 \text{ MPa}$$

$$\tau_{wu} = 0,72 \text{ MPa}$$

Visto que  $\tau_{wd} < \tau_{wu}$ , não há esmagamento das bielas de compressão.

$$\tau_d = 1,11 \times (\tau_{wd} - \tau_c) \geq 0$$

Onde:

$$\tau_c = 0,77 \text{ MPa}$$

Logo:

$$\tau_d = 1,11 \times (0,72 \text{ MPa} - 0,77 \text{ MPa}) < 0$$

Sendo assim, a armadura transversal é dada pela armadura mínima, portanto:

$$A_{sw,adotado} = 2,07 \text{ cm}^2/m$$

$$\phi \text{ 5 mm c. 19 cm}$$

O número de estribos é dado dividindo os vãos livres de 310 cm e 180 pelo espaçamento de 19 cm.

**Solução:**

**V237a e V237d - 17  $\phi$  5 mm c. 19 cm**

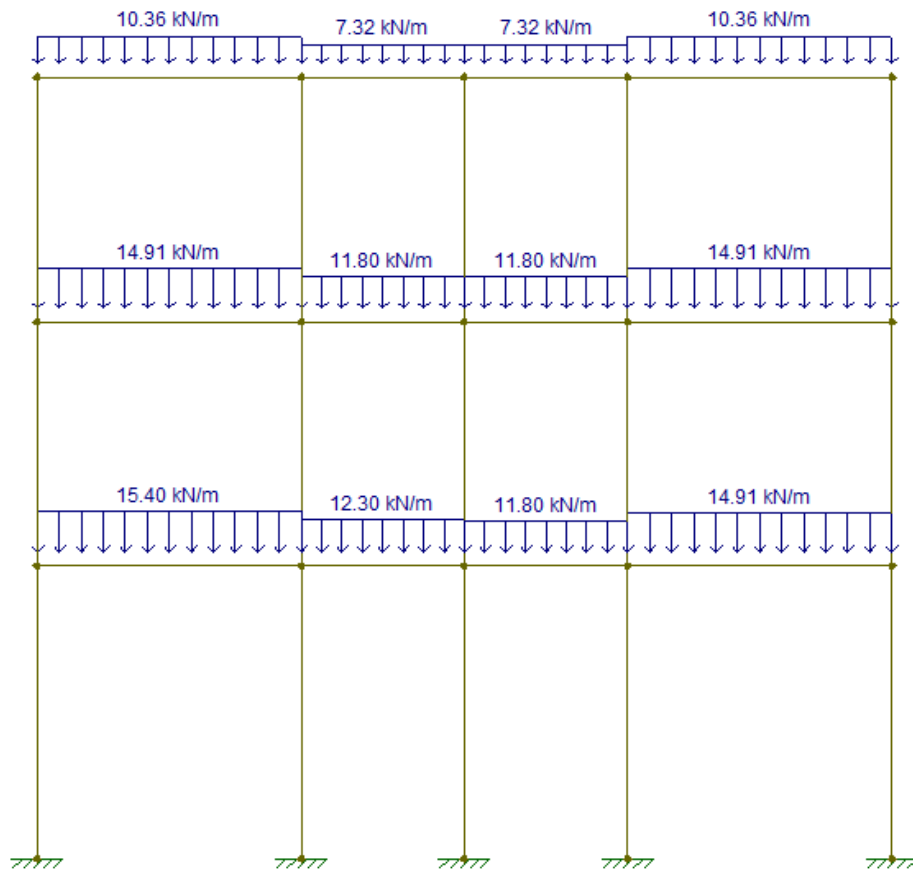
**V237b e V237c - 10  $\phi$  5 mm c. 19 cm**

O comprimento dos estribos também segue o mesmo tamanho da seção V202  $l = 106 \text{ cm}$ .

### 7.3.10 Verificação da Flecha e Fissura

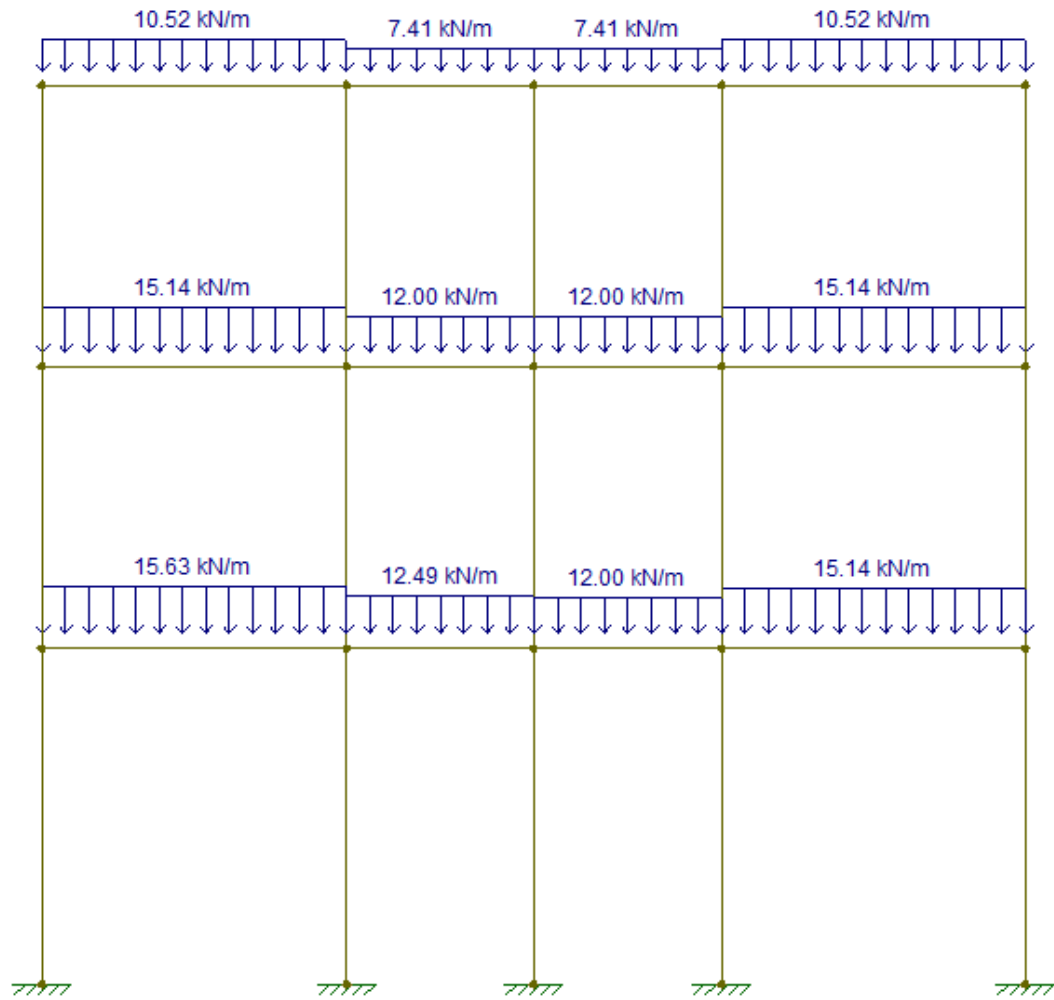
O procedimento de cálculo segue o mesmo roteiro apresentado nas vigas biapoiadas e contínuas. Os carregamentos conforme as combinações necessárias estão apresentados abaixo e os resultados obtidos estão expostos no Apêndice A.

Figura 60: Diagrama de esforços solicitantes para combinação quase permanente



Fonte: Autor (2021)

Figura 61: Diagrama de esforços solicitantes para combinação frequente



Fonte: Autor (2021)

## **8 PILARES**

Pilares são elementos estruturais majoritariamente retilíneos verticais que têm como principal função suportar as cargas verticais provenientes das reações de apoio das vigas, cujas forças de reação e cargas foram demonstradas anteriormente. A metodologia desenvolvida ao longo do trabalho segue os livros do professor José Milton de Araújo, *Curso de Concreto Armado* e *Projeto Estrutural de Edifícios de Concreto Armado*, bem como as orientações apresentadas na NBR 6118:2014 – Projeto de Estruturas de Concreto.

### **8.1 CLASSIFICAÇÃO**

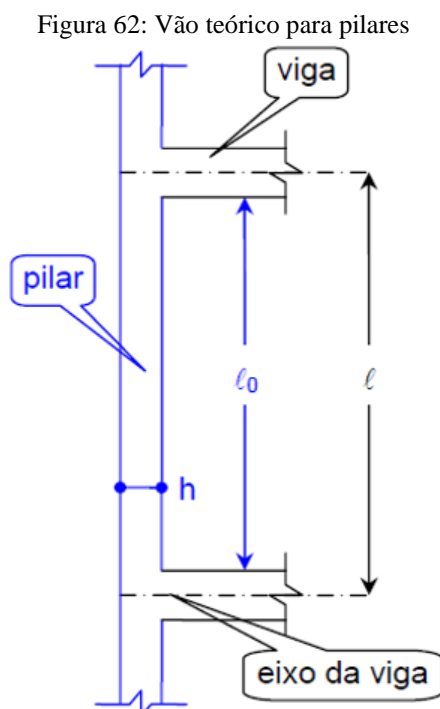
Os pilares dos edifícios podem ser classificados de três formas: intermediários, de extremidade ou de canto. A definição, no entanto, depende de uma série de fatores. Dentre eles, as vigas apoiadas no pilar, suas respectivas posições de apoio no pilar e os respectivos momentos gerados no pilar por tais vigas, sentido de maior e menor inércia do pilar, comprimento dos vãos de vigas adjacentes. Assim, esta análise pode ser feita de maneira mais precisa com auxílio do Ftool para se ter uma noção da relevância dos momentos gerados pelas vigas nos pilares e se devem ou não serem considerados. Desta forma, esta análise será feita caso a caso para cada pilar, considerando os fatores anteriormente mencionados. A partir disso, é possível adequar melhor a situação do pilar para o dimensionamento.

Ainda, os pilares são classificados segundo o carregamento que recebem. Para o modelo de cálculo adotado, os pilares contraventados recebem apenas carregamentos verticais, (peso próprio, reação das vigas) e os pilares de contraventamento recebem tanto carregamento verticais (peso próprio, reação das vigas) como o carregamento horizontal (vento). Para uma melhor compreensão, serão apresentados três exemplos de cálculo, os quais representam as possíveis classificações dos pilares: intermediários, de extremidade e de canto. Ainda podem ser classificados entre pilares contraventados (só suportam carregamentos verticais) e de contraventamento (suportam além das cargas verticais, o carregamento horizontal do vento).

### **8.2 PILAR INTERMEDIÁRIO P9**

#### **8.2.1 Vão teórico**

Quando se trata de pilares, o vão teórico ( $l$ ) é igual a distância entre os eixos longitudinais das vigas superior e inferior para cada vão, ou pavimento, do edifício. A Figura 61 demonstra à que corresponde o vão teórico.



Fonte: Autor (2021)

O vão teórico para o pilar P9 é dado por:

$$l_e = l_0 + \frac{h_{sup}}{2} + \frac{h_{inf}}{2} = 2,75m + \frac{0,4}{2} + \frac{0,4}{2} = 3,15m$$

### 8.2.2 Seção transversal

$$h_x = 40cm; h_y = 20cm$$

Distância do centro das camadas até a borda da seção

$$d' = c + \phi_t + \frac{\phi_l}{2}$$

$\phi_t$  = diâmetro do estribo. Usado: 5mm

$\phi_l$  = diâmetro da armadura longitudinal. Adotado 20mm para dimensionamento.

$$d' = 3 + 0,5 + \frac{20}{2} = 4,5 \text{ cm}$$

Seguindo as orientações de Araújo (2014), o efeito de 2º ordem será considerado pelo método da curvatura simplificada sempre que  $\lambda \leq 90$ . Já o efeito da fluência será considerado para pilares que resultem em um índice de esbeltez  $\lambda \geq 50$ . O índice de esbeltez deve ser

analisado segundo as duas direções possíveis dos pilares, através da seguinte relação, para seção retangular

$$\lambda_{x,y} = \frac{3,46 \times l_e}{l_{x,y}}$$

Direção x

$$\lambda_x = \frac{3,46 \times 315}{40} = 27$$

Direção y

$$\lambda_y = \frac{3,46 \times 315}{20} = 55$$

### 8.2.3 Carregamentos

Peso próprio

No térreo são 3 pavimentos acima, portanto:

$$PP = A_{seção} \times l \times \gamma_c * 3pav.$$

$$PP = 0,220 \times 0,40 \times 3,15 \times \frac{25kN}{m^3} * 3 = 18,90kN$$

Vigas apoiadas em P9

O carregamento das vigas é considerado na forma normal, ou seja, carregamento permanente e 100% do carregamento acidental das lajes.

Conforme planta de fôrmas, as vigas que descarregam em P9 são: V206 e V226 no pav 200; V308 e V333 no pav. 300 e V408 e V433 no pav 400. Os valores obtidos são:

Tabela 33: Reações verticais das vigas contraventadas no P9

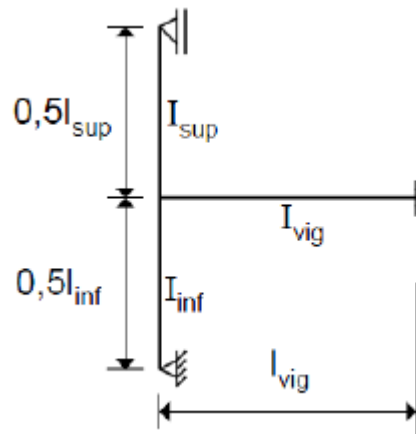
Pilar	Reações vigas contraventadas (kN)							
	Térreo		2° Pav.		3° Pav.		Cobertura	
P9	-	-	V206ab	155.27	V308ab	148.73	V408ab	89.25
	-	-	V226ab	104.04	V333ab	108.01	V433ab	67.95

Fonte: Autor (2021)

#### 8.2.3.1 Análise dos momentos em P9

Visto em planta, o P9, apenas por possuir vigas em todas as direções, pode parecer um pilar intermediário, no entanto, deve-se verificar se o pilar realmente se comporta como um pilar intermediário analisando os momentos atuantes no pilar. A ABNT NBR-6118/2014 propõe um modelo para análise, conforme figura abaixo:

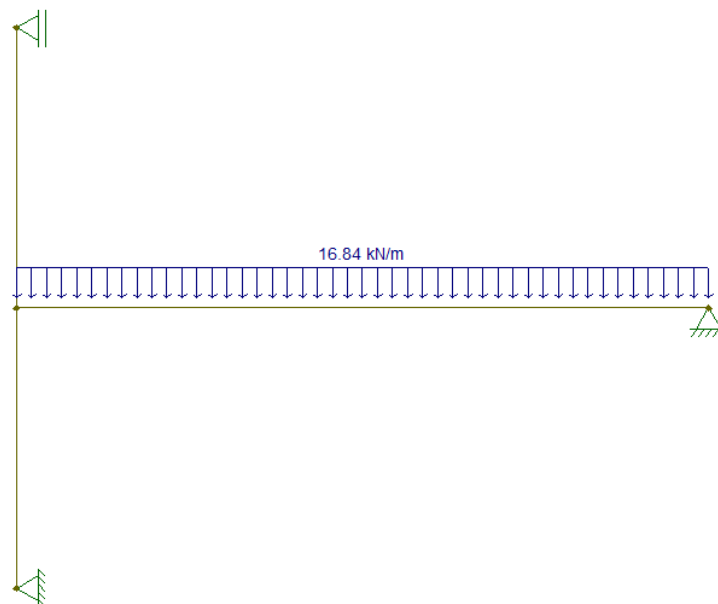
Figura 63: Modelo para o cálculo dos pilares



Fonte: Araújo (2014, vol. 3, p. 155)

Esse modelo foi rodado no Ftool para as 4 vigas que se apoiam em P9;

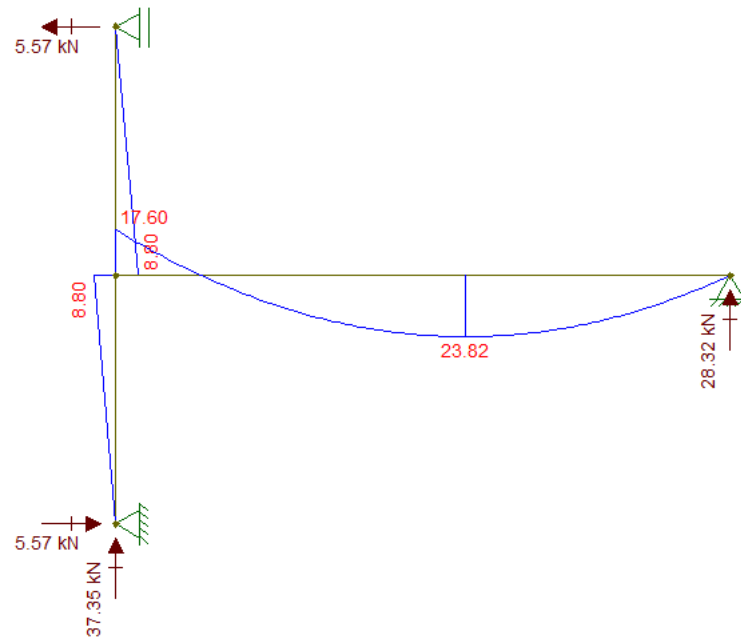
Figura 64: Modelo para a V226a no P9



Fonte: Autor (2021)

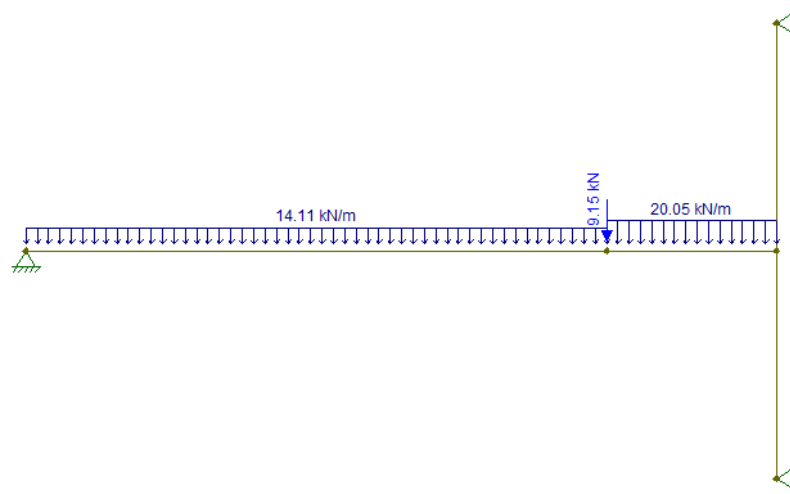


Figura 65: Momentos gerados pela V226a



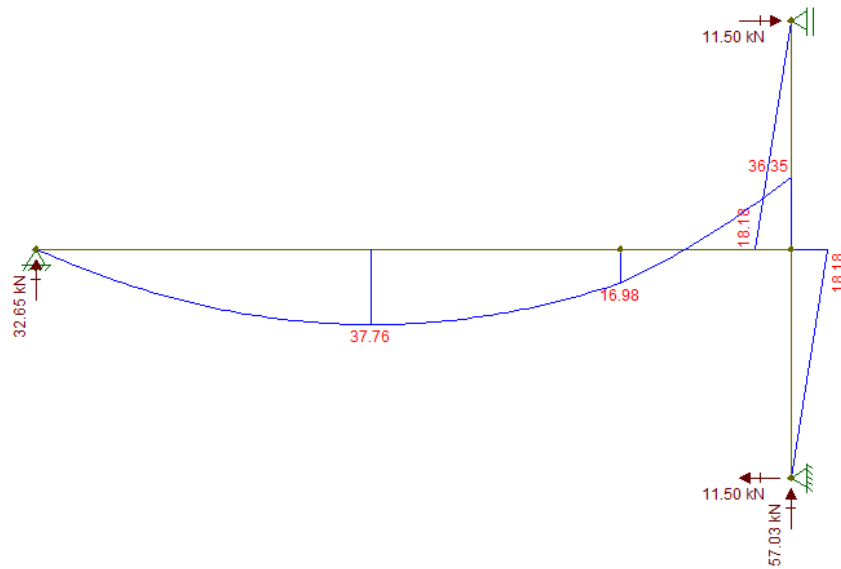
Fonte: Autor (2021)

Figura 66: Carregamento V226b



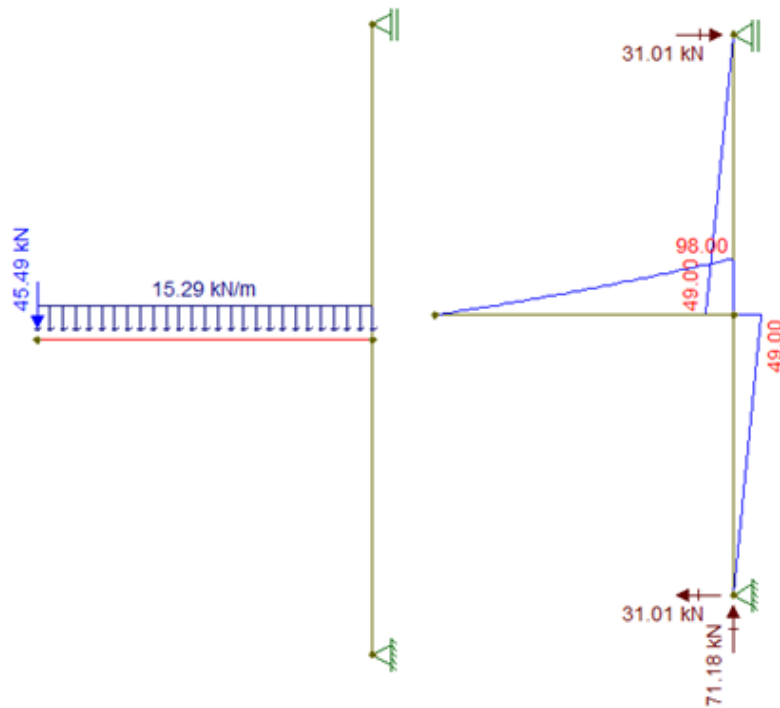
Fonte: Autor (2021)

Figura 67: Momentos gerados pela V226b



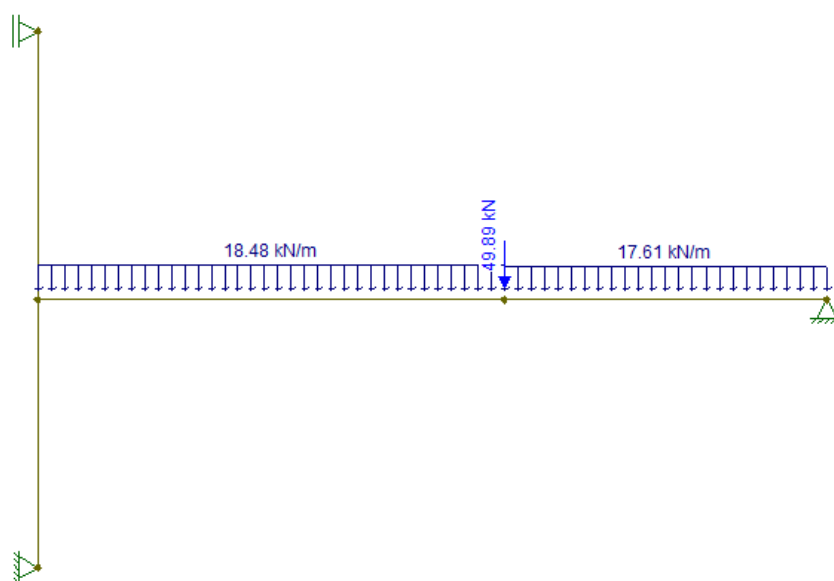
Fonte: Autor (2021)

Figura 68: Carregamento e momentos V206a



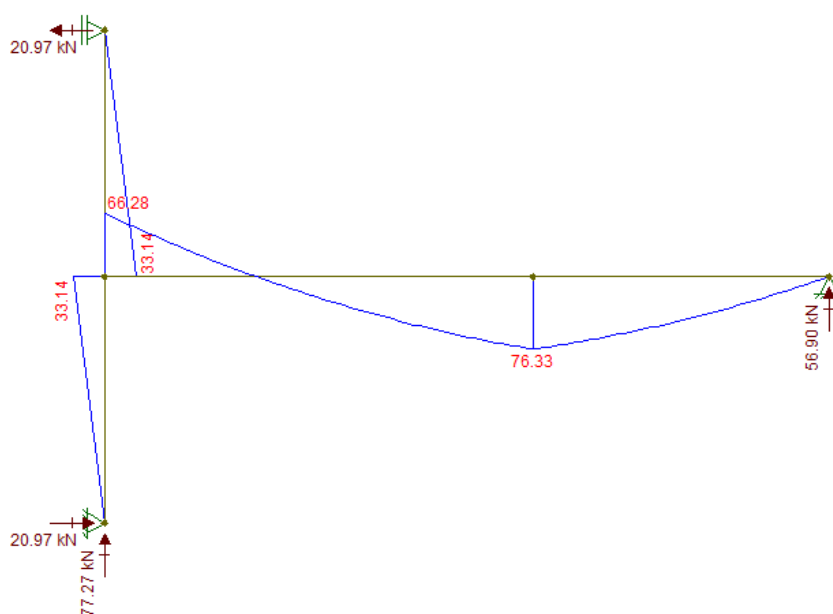
Fonte: Autor (2021)

Figura 69: Carregamentos e momentos da V206b



Fonte: Autor (2021)

Figura 70: Momentos gerados pela V206b



Fonte: Autor (2021)

Pela análise dos momentos gerados nos 4 lados do pilar, pode-se ver que os momentos iniciais quase se anulam. Além disso, a maior diferença de momentos é no eixo x, justamente onde o pilar possui a melhor inércia, ou seja, maior capacidade de receber esses momentos segundo essa direção. Portanto, o pilar será analisado como intermediário.

### 8.2.3.2 Total carregamento normal

$$N_{k,tereo} = PP + Vigas$$

$$N_{k,tereo} = 18,90 + 637,25$$

$$N_{k,tereo} = 692,15 \text{ kN}$$

## 8.2.4 Excentricidades

A situação do projeto é de compressão centrada. Deve-se realizar o dimensionamento para a direção de menor inércia do pilar e posteriormente verificar no outro sentido. As excentricidades a serem consideradas para o dimensionamento são as de primeira ordem, segunda ordem, e de fluência.

$$e = e_1 + e_2 + e_c$$

### 8.2.4.1 Dimensionamento segundo a direção y

d) Excentricidade acidental

$$e_{ay} = e_{ax} = \frac{l_e}{400} = \frac{315}{400} = 0,79 \text{ cm}$$

e) Excentricidade de 1ª ordem mínima

$$e_{1,min,y} = 1,5 + 0,03 \times h$$

$$e_{1,min,y} = 1,5 + 0,03 \times 20 = 2,1 \text{ cm}$$

$e_{1,y}$  é dado por:

$$e_{1,y} \geq \begin{cases} e_{iy} + e_{ay} \\ e_{1,min,y} \end{cases}$$

Como  $e_{ix} = 0$ .

$$e_{1,y} \geq \begin{cases} 0 + 0,79 \\ 2,1 \end{cases}$$

$$e_{1,y} = 2,1 \text{ cm}$$

f) Excentricidade de segunda ordem

$$e_{2,y} = \frac{l_e^2}{10} \times \frac{0,005}{(v + 0,5) \times h}$$

$$v = \frac{N_d}{A_c \times f_{cd}} \geq 0,5$$

$$v = \frac{692,15 \times 1,4}{20 \times 40 \times 1,79} = 0,68 \geq 0,5$$

$$e_{2,y} = \frac{315^2}{10} \times \frac{0,005}{(0,68 + 0,5) \times 20} = 2,13 \text{ cm}$$

g) Excentricidade devido à fluência

$$e_c = (e_{iy} + e_a) \times \left[ 2,718^{\left(\frac{\varphi_{\infty} \times Nk}{P_{ey} - Nk}\right)} - 1 \right]$$

Onde:

$\varphi_{\infty}$  = Coeficiente final de fluência do concreto = 2,5

$$P_{ey} = \frac{\pi^2 * E_{CS} * I_{c,y}}{l_{ey}^2}$$

$$P_{ey} = \frac{\pi^2 * 2.720,8 \frac{kN}{cm^2} * \frac{20 * 40^3}{12}}{315^2} = 28867 \text{ kN}$$

$$e_{c,y} = (0,79) \times \left[ 2,718^{\left(\frac{2,5 * 692,15}{28867 - 692,15}\right)} - 1 \right]$$

$$e_c = 0,05 \text{ cm}$$

Logo:

$$e_y = 2,1 + 2,13 + 0,05 = 4,28 \text{ cm}$$

8.2.4.2 Segunda situação: cálculo segundo a direção x:

É feito de maneira análoga ao eixo y:

$$e_{ax} = 0,79 \text{ cm}$$

$$e_{1,min,x} = 1,5 + 0,03 \times 40 = 2,70 \text{ cm}$$

$$e_{1,x} \geq \begin{cases} 0 + 0,79 \\ 2,70 \end{cases} = 2,70$$

$$e_{2,x} = \frac{315^2}{10} \times \frac{0,005}{(0,68 + 0,5) \times 40} = 1,07 \text{ cm}$$

Como  $\lambda_x = 27 < 50$ ,  $e_{c,x} = 0$ .

Logo:

$$e_x = 2,70 + 1,07 = 3,77 \text{ cm}$$

### 8.2.5 Esforços para dimensionamento:

A partir das excentricidades obtidas, pode-se obter os momentos para dimensionamento:

$$M_{k,x} = F_k * e_x$$

$$M_{k,x} = 692,15 \text{ kN} * 3,77 \text{ cm} = 26,07 \text{ kNm}$$

$$M_{k,y} = F_k * e_y$$

$$M_{k,y} = 692,15 * 4,28 \text{ cm} = 29,64 \text{ kNm}$$

### 8.2.6 Dimensionamento à flexo-compressão normal

Para o cálculo da quantidade de aço  $A_s$  dos pilares foi utilizado o *software* PACON, que tem uma interface simples, conforme figura abaixo:

Figura 71: Dados de entrada do programa

PACON

Este programa inicializa alguns valores para as propriedades dos materiais. Você pode escolher as propriedades agora ou pode aceitar os valores predefinidos. Em todo caso, você poderá fazer alterações durante a execução.

**Concreto**

fck (MPa)=


Módulo de deformação longitudinal:

**Aço**

Estribos e armaduras de lajes:

Demais armaduras:

Módulo de elasticidade:



Fonte: Autor (2021)

Conforme figura acima, os dados já conhecidos foram inseridos e clicando em “OK” prossegue para o dimensionamento. Nas figuras abaixo são inseridos os dados da geometria (base e altura), o parâmetro  $d'$  e o número de camadas, que inicialmente foi arbitrado 2 camadas com 3 barras cada camada. Em seguida, a força normal  $N_k = 692,15 \text{ kN}$  e o momento fletor  $M_{k,y} = 29,64 \text{ kNm}$ .

Figura 72: Dados para flexo-compressão normal P9

**PACON**

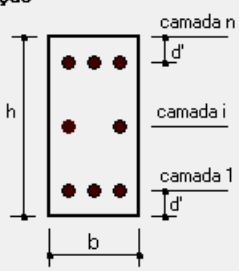
Novo Início Abrir Salvar Imprimir Ajuda Sair

**DIMENSIONAMENTO À FLEXO-COMPRESSÃO NORMAL DE SEÇÕES RETANGULARES MACIÇAS**

**Materiais**  
 $f_{ck}$  (MPa)= 20  $f_{yk}$  (MPa)= 500  $E_s$  (GPa)= 200

**Coefficientes parciais**  
 $\gamma_c$ = 1.4  $\gamma_s$ = 1.15  $\gamma_f$ = 1.4

**Seção**



**Dimensões**  
 $b$  (cm)= 40  $h$  (cm)= 20  
 $d'$  (cm)= 4.5 Número de camadas:  $n$ = 2

**Esforços solicitantes de serviço**  
 $N_k$  (kN)= 692.15  $M_k$  (kNm)= 29.64

**RESPOSTA**  
 Área de aço calculada =  cm<sup>2</sup> SOLUÇÃO:  barras de  mm  
 Armadura mínima=  cm<sup>2</sup> Armadura existente =  cm<sup>2</sup>

**PACON 2006**

Entrar com dados das camadas

Ver seção

CALCULAR

Fonte: Autor (2021)

Figura 73: Seção com 2 camadas e 3 barras por camada

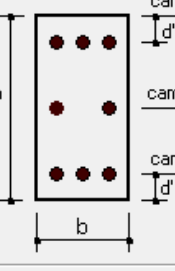
**PACON**

Novo Início Abrir Salvar Imprimir Ajuda Sair

**DIMENSIONAMENTO À FLEXO-COMPRESSÃO NORMAL DE SEÇÕES RETANGULARES MACIÇAS**

**Materiais**  
 $f_{ck}$  (MPa)= 25  $f_{yk}$  (M

**Seção**



**RESPOSTA**  
 Área de aço calculada =  cm<sup>2</sup> SOLUÇÃO:  barras de  mm  
 Armadura mínima=  cm<sup>2</sup> Armadura existente =  cm<sup>2</sup>

**PACON 2006**

Entrar com dados das camadas

Ver seção

CALCULAR

Fonte: Autor (2021)

Clicando em “CALCULAR” o programa fornece as informações no quadro de respostas conforme figura abaixo:

Figura 74: Resposta obtida para o dimensionamento do P9 em y

Fonte: Autor (2021)

O mesmo procedimento foi feito para o sentido x; a área de aço calculada foi  $A_{s,x} = 0 \text{ cm}^2$ . Portanto a armadura adotada para y já é suficiente.

Logo, a solução adotada é:

$$A_{s,e} = 12,06 \text{ cm}^2$$

$$6 \phi 16 \text{ mm}$$

### 8.2.7 Armadura transversal

Os estribos dos pilares contraventados têm função predominante de combate à flambagem. Assim, pode-se determinar os estribos pelas considerações apresentadas por Araújo (2014).

h) Diâmetro dos estribos

$$\phi_t \geq \begin{cases} 5 \text{ mm} \\ \frac{\phi_{long}}{4} = \frac{2}{4} = 0,5 \text{ cm} = 5 \text{ mm} \end{cases}$$



$$\phi_t = 5 \text{ mm}$$

i) Espaçamento máximo

$$s \leq \begin{cases} 20 \text{ cm} \\ b \\ 12\phi \end{cases}$$

$$s \leq \begin{cases} 20 \text{ cm} \\ 20 \\ 12 * 1,6 \end{cases} = 19 \text{ cm}$$

O tamanho dos estribos é dado conforme explicado em 8.2.2.

Portanto  $L=106 \text{ cm}$ , com ganchos de  $7 \text{ cm}$ .

O número de estribos é dado pelo vão livre dividido pelo espaçamento arredondando para cima:

$$n = \frac{315}{19} \rightarrow n = 17$$

Logo a solução adotada:

$$17 \phi 5 \text{ mm c. } 19 \text{ cm}$$

$$L = 106 \text{ cm}$$

### 8.2.8 Disposições construtivas

Conforme NBR 6118, a dimensão mínima dos pilares é de  $19 \text{ cm}$ , podendo reduzir para  $14$  em casos especiais. Como todos os pilares possuem a menor dimensão de  $20 \text{ cm}$ , o critério está atendido.

j) Taxa de armadura

Essa deve ser limitada a  $8\%$ , inclusive nas regiões de emenda, respeitando a armadura mínima. Desta forma, a armadura longitudinal dimensionada não deve ser maior do que  $4\%$ .

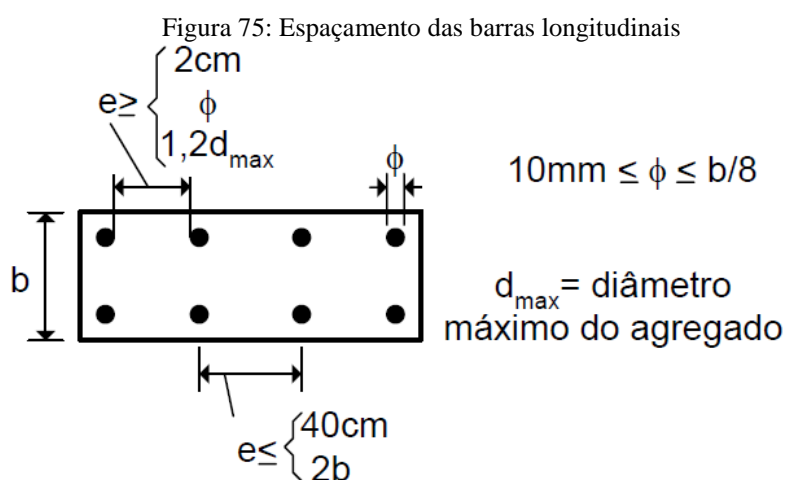
Logo,

$$\rho = \frac{A_s}{A_c}$$

$$\rho = \frac{12,06}{20 * 40} = 0,015 = 1,5\% < 4\% \rightarrow OK!$$

O diâmetro mínimo das barras longitudinais é de  $10 \text{ mm}$  e o máximo é  $1/8$  da menor dimensão da seção, que seria  $25 \text{ mm}$ . Critério também atendido.

O espaçamento das barras longitudinais mínimo e máximo é dado conforme figura abaixo.



Fonte: Araújo (2014, vol.3, p. 199)

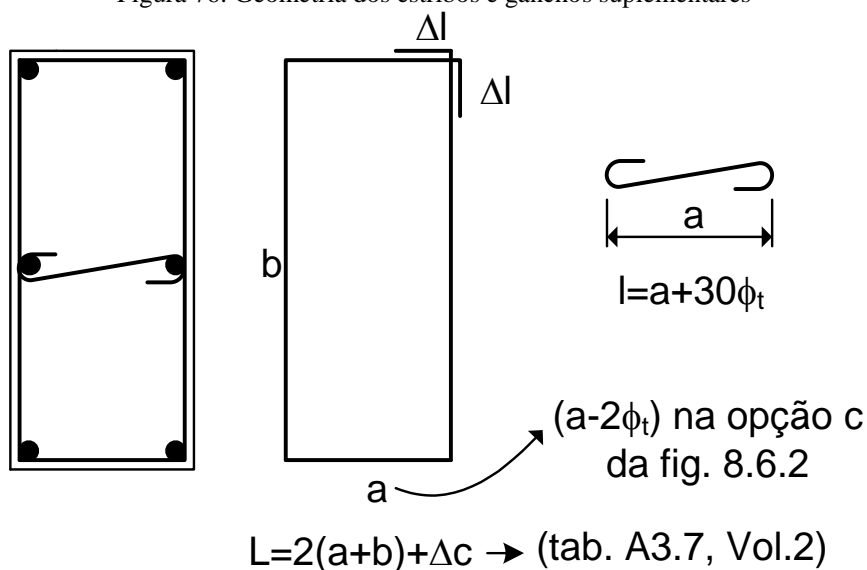
$$e_{\min} \geq \begin{cases} 2 \\ 1,6 \\ 1,2 * 1,9 = 2,28 \end{cases} ; e_{\max} \geq \begin{cases} 40 \\ 2 * 20 \end{cases} = 40$$

#### 8.2.8.1 Proteção contra flambagem das barras

Considera-se que os estribos protegem as barras longitudinais da flambagem em uma região situada a  $20 * \phi_t$  do centro das barras de vértice se nesse trecho não houver mais de duas barras, considerando a de vértice. Dessa maneira, para barras situadas a uma distância maior que 10 cm (estribos de 0,5 cm), será o caso de adicionar grampos entre as barras desprotegidas, para assim garantir a segurança contra flambagem.

Para o P9, percebe-se que as 2 barras situadas no centro estão vulneráveis à flambagem e necessitam de ganchos em “S”. Este são dados por:

Figura 76: Geometria dos estribos e ganchos suplementares



Fonte: Araújo (2014, vol.3, p. 207)

Portanto

$$L = 14 + 30 * 0,5; L = 29 \text{ cm} \quad 17 \text{ ganchos } L = 29 \text{ cm}$$

#### 8.2.8.2 Emendas das barras

Segundo Araújo (2014), como uma forma de simplificação a favor da segurança, nas regiões de emendas dos pilares, onde são deixadas as esperas, pode-se adotar  $l_{b,nec} = l_b$ . Portanto, conforme já visto na Figura 34 para barras de 16mm em zonas de boa aderência  $l_b = 61\text{cm}$ .

Comprimento total das barras longitudinais é:

$$l = 315 + 61 = 376 \text{ cm}$$

### 8.3 PILAR DE EXTREMIDADE P7

O pilar 7, como pode ser verificado na planta de formas e no Apêndice E, faz parte do pórtico de contraventamento 6, e, portanto, é um pilar de contraventamento, recebendo tanto carregamentos verticais, como o esforço do vento. Descarregam no P7 as vigas V203a/V203b na direção do eixo  $x$ , e V231h na direção do eixo  $y$ , além de seu peso próprio. Ele é considerado um pilar de extremidade pois é um apoio intermediário para a viga V203 na direção  $x$  e um apoio de extremidade para a viga V231 na direção  $y$ . Os momentos fletores segundo a direção  $x$  podem ser desprezados, como em breve será visto. Já na direção  $y$ , atuam as forças do vento,

que elevam os momentos fletores em valores muito maiores do que os na direção x. Desse modo, pode-se dimensionar o pilar em flexo-compressão normal apenas para os momentos iniciais segundo a direção y.

### 8.3.1 Vão teórico

O P7, assim como o P9, nasce no térreo e morre na cobertura, portanto todos os vãos são iguais.

$$l_e = 315 \text{ cm}$$

### 8.3.2 Seção transversal

$$h_x = 20 \text{ cm}; h_y = 40 \text{ cm}$$

Distância do centro das camadas até a borda da seção

$$d' = c + \phi_t + \frac{\phi_l}{2}$$

$$d' = 3 + 0,5 + \frac{20}{2} = 4,5 \text{ cm}$$

O índice de esbeltez

$$\lambda_{x,y} = \frac{3,46 \times l_e}{l_{x,y}}$$

Direção x

$$\lambda_x = \frac{3,46 \times 315}{20} = 55$$

Direção y

$$\lambda_y = \frac{3,46 \times 315}{40} = 27$$

Portanto, o efeito de 2° ordem será considerado pelo método da curvatura simplificada, e o efeito de fluência considerado apenas para  $h_x$ , visto que  $\lambda_x > 50$ .

### 8.3.3 Carregamentos

Peso próprio

No térreo são 3 pavimentos acima, portanto:

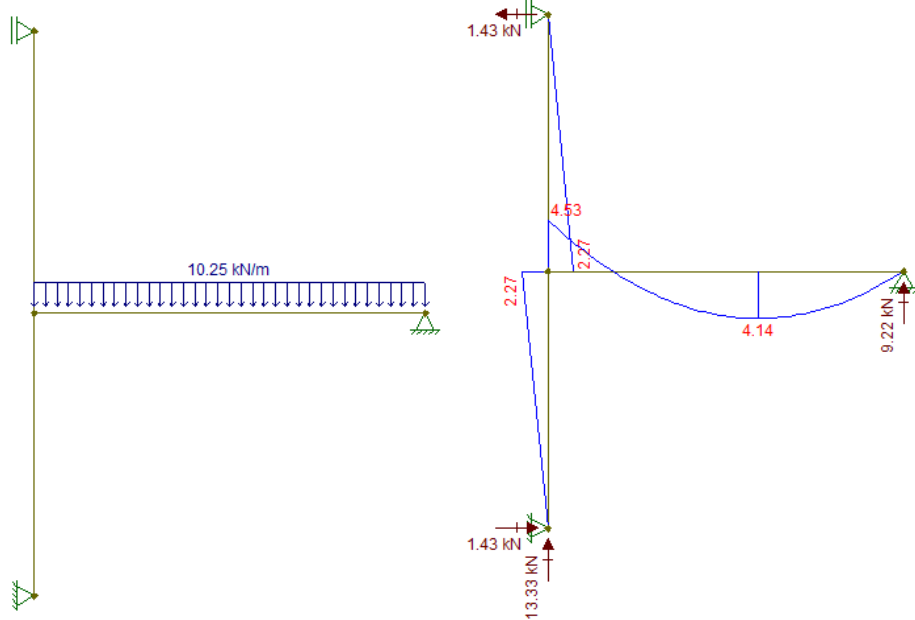
$$PP = A_{seção} \times l \times \gamma_c * 3 \text{ pav.}$$

$$PP = 0,20 \times 0,40 \times 3,15 \times \frac{25kN}{m^3} * 3 = 18,90kN$$

Vigas apoiadas em P7

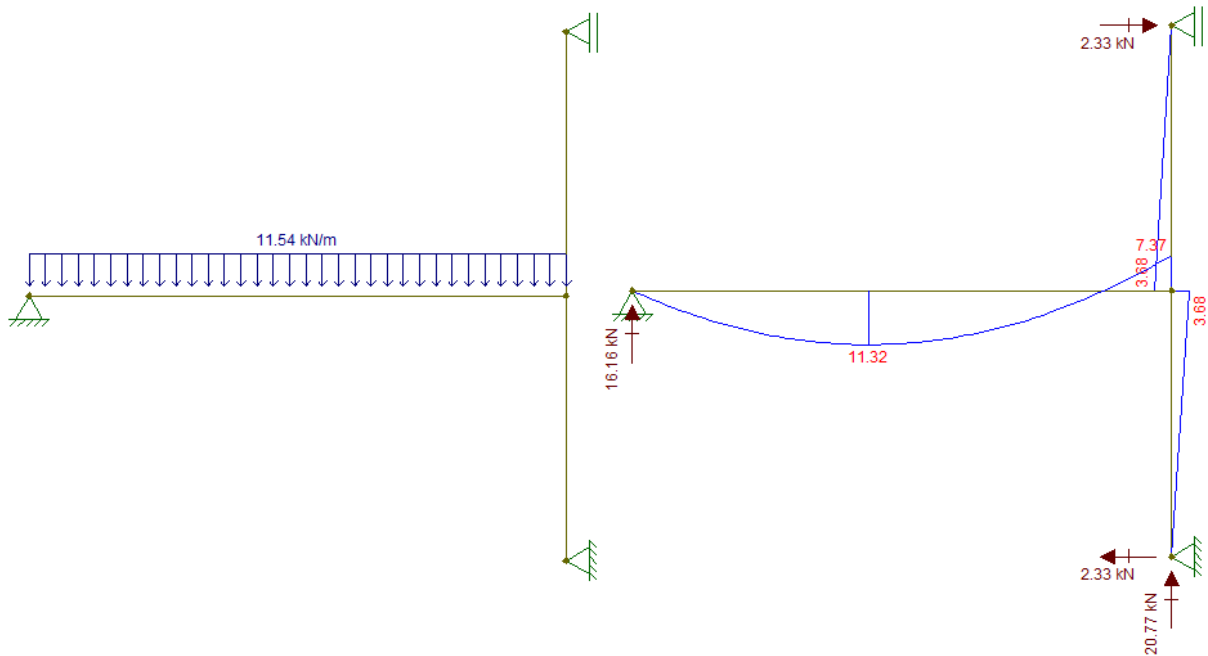
V203

Figura 77: V203a carregamento e momentos



Fonte: Autor (2021)

Figura 78: V203b carregamento e momentos



Fonte: Autor (2021)

Esses valores de momento fletor serão comparados com os momentos advindos do pórtico de contraventamento para comprovar a diferença dos momentos causados pela força do vento segundo a direção y.

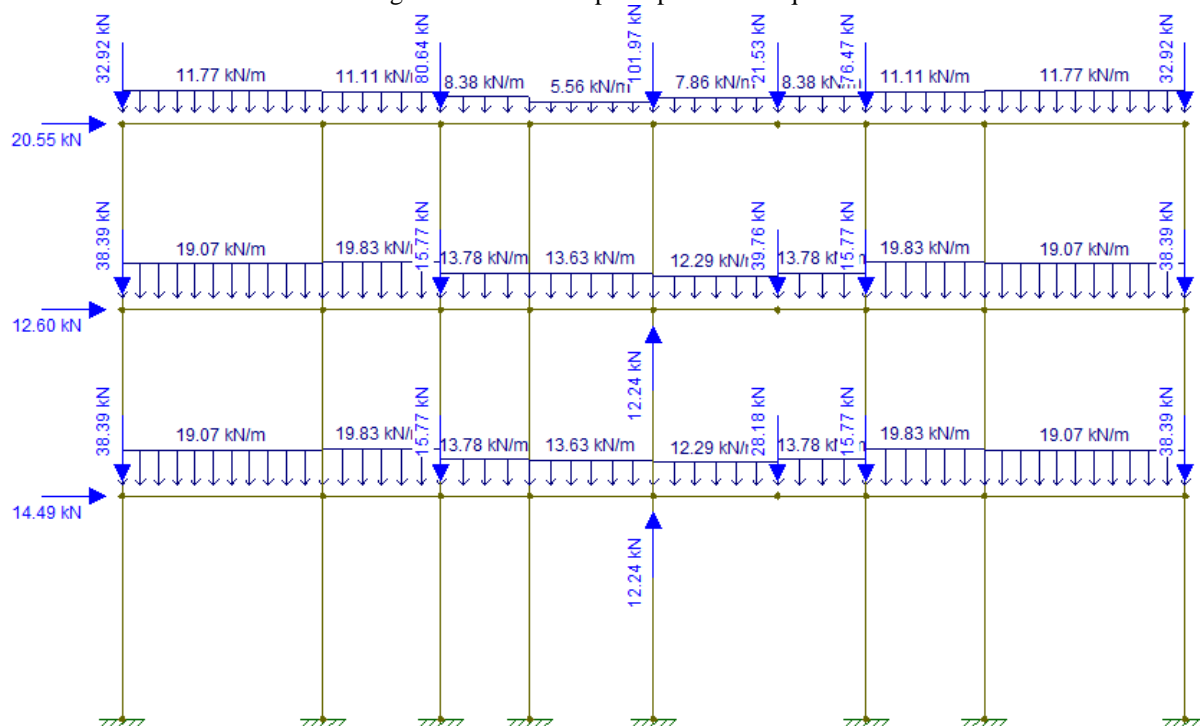
### 8.3.3.1 Pórtico PO6

Como P7 faz parte de um pórtico de contraventamento, deve-se analisar as possíveis combinações advindas do efeito do vento e do carregamento acidental provocado pelas lajes. Desta forma, são feitas 4 combinações de ações para o pórtico 6:

- Vento ação principal Direita-Esquerda
- Vento ação principal Esquerda-Direita
- Carregamento acidental lajes ação principal Direita-Esquerda
- Carregamento acidental lajes ação principal Esquerda-Direita

De posse dos resultados é feito dimensionamento seguindo duas situações: situação de maior momento gerado, e situação de maior normal gerada. Assim, será adotada a maior armadura resultante entre as situações. As figuras a seguir demonstram os carregamentos que compõem o pórtico 6, como determinado em etapas anteriores. Nota-se que a carga pontual nos pilares representa carregamentos de vigas contraventadas apoiadas nele.

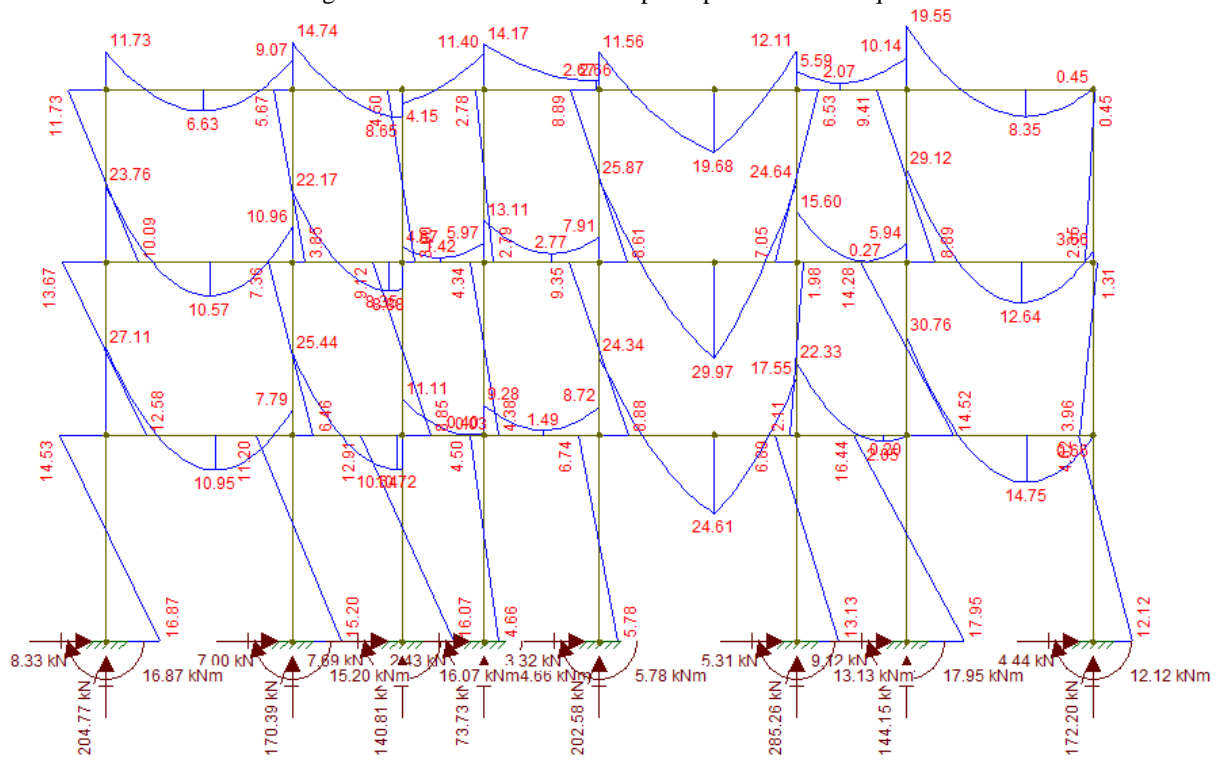
Figura 79: Acidental principal vento esq-dir



Fonte: Autor (2021)

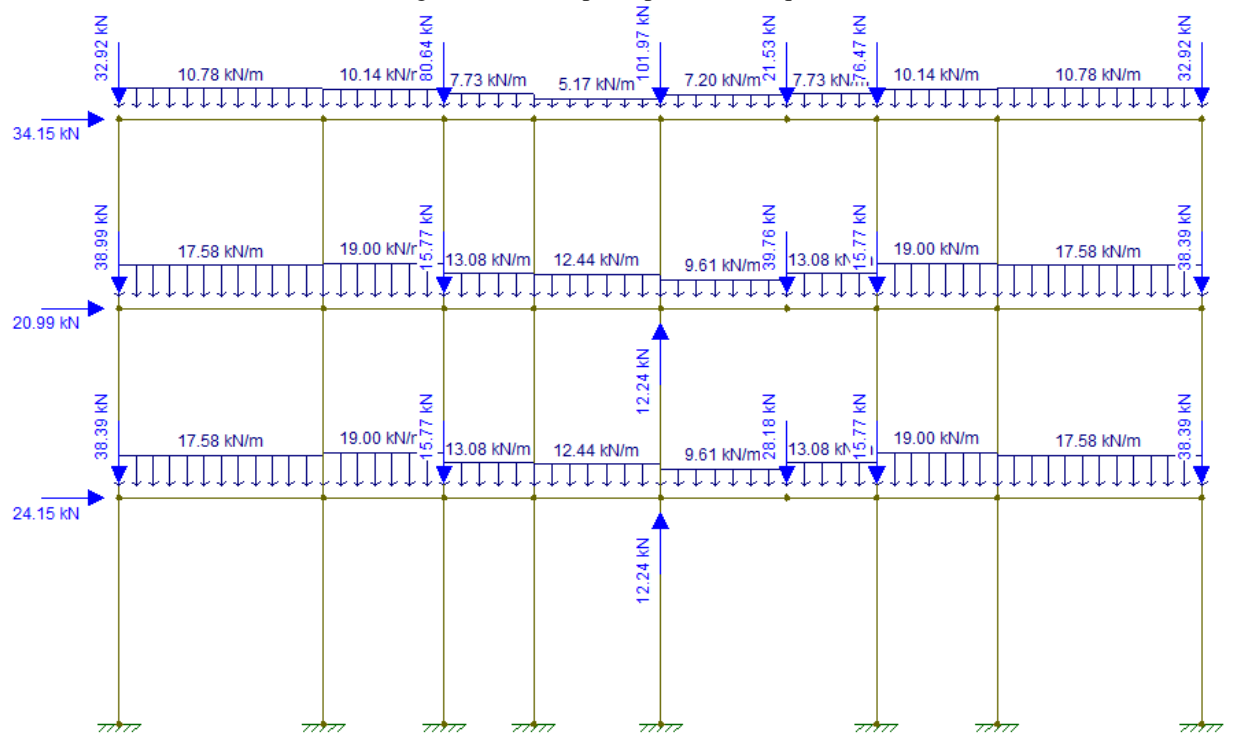


Figura 82: Momentos acidental principal vento dir-esq



Fonte: Autor (2021)

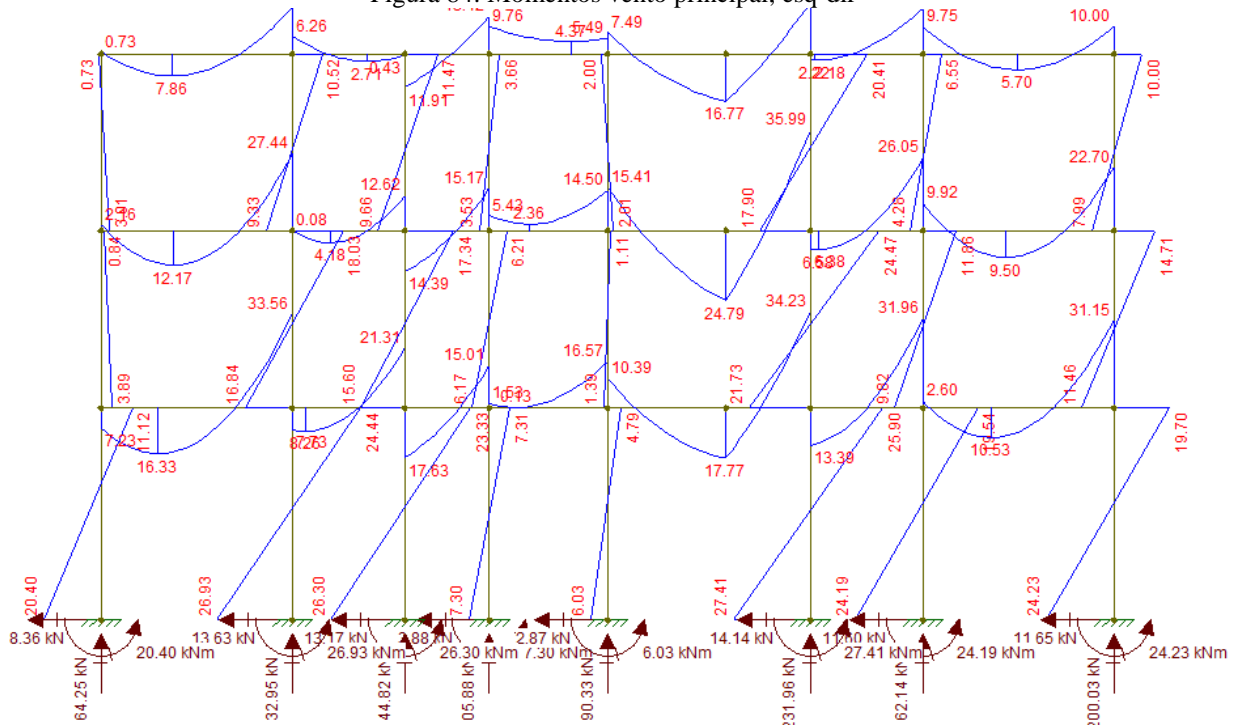
Figura 83: Vento principal, vento esq-dir



Fonte: Autor (2021)

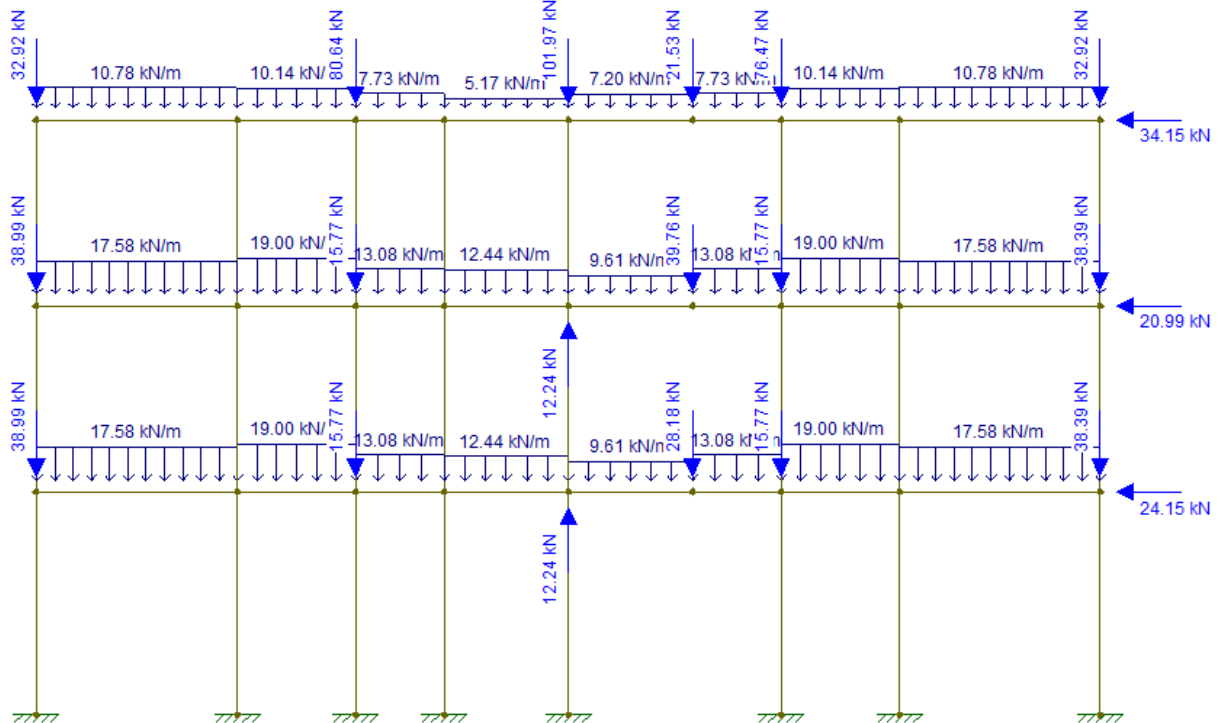


Figura 84: Momentos vento principal, esq-dir



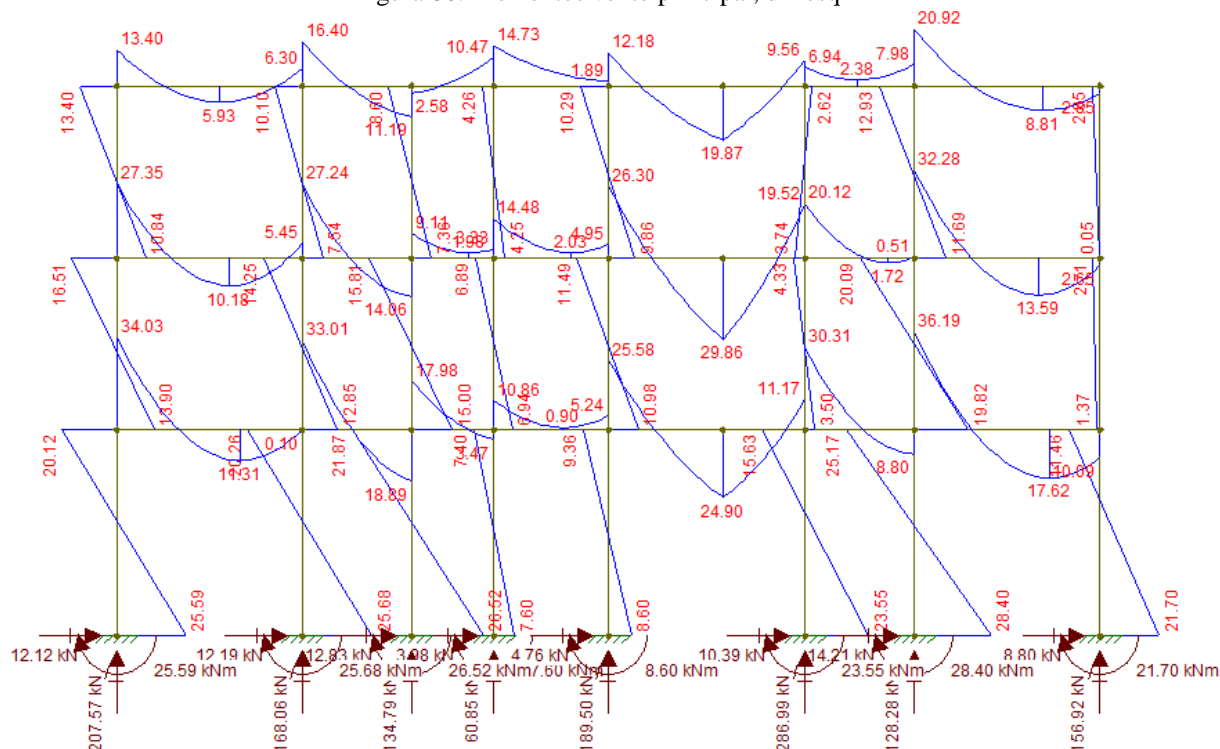
Fonte: Autor (2021)

Figura 85: Vento principal dir-esq



Fonte: Autor (2021)

Figura 86: Momentos vento principal, dir-esq



Fonte: Autor (2021)

Analisando os resultados apresentados para as quatro combinações, pode-se obter as situações de maior momento (absoluto) e maior normal, apresentadas na tabela a seguir.

Tabela 34: Maiores momentos e normais no P7

Pórtico 6 - Maior Momento				Pórtico 6 - Maior Normal			
Pilar	Fundação			Pilar	Fundação		
	$M_{k, \text{topo}}$ (kN*m)	$M_{k, \text{base}}$ (kN*m)	$N_k$ (kN)		$M_{k, \text{topo}}$ (kN*m)	$M_{k, \text{base}}$ (kN*m)	$N_k$ (kN)
P7	-19.70	24.23	-200.03	P7	-19.70	24.23	-200.03

Fonte: Autor (2021)

Esses momentos segundo a direção  $y$  são muito maiores do que a resultante de momentos segundo a direção  $x$ , conforme mostrado em acima. Portanto, a situação de dimensionamento é de flexo-compressão normal segundo a direção  $y$ .

Total carregamento

$$N_{k, \text{tereo}} = PP + Vigas$$

$$N_{k, \text{tereo}} = 18,90 + 200,03$$

$$N_{k, \text{tereo}} = 218,93 \text{ kN}$$

### 8.3.4 Excentricidades

Para pilares de extremidade, deve-se realizar o dimensionamento para a direção de excentricidade devido ao carregamento e posteriormente verificar no outro sentido, para assim se adotar a maior armadura resultante entre as duas soluções. Para pilares de extremidade devem ser analisadas duas situações segundo a direção da excentricidade: na seção de extremidade e na seção intermediária e, posteriormente, verificada para a direção oposta. Alguns valores de excentricidades se repetem e serão apresentados apenas os resultados.

Seção de extremidade

$$e \geq \begin{cases} e_{ia} + e_a \\ e_{1,min} \end{cases}$$

Seção intermediária

$$e = e_1 + e_2 + e_c$$

A partir da excentricidade obtida, pode-se obter o momento para dimensionamento:

$$M_{k,y} = F_k * e_y$$

$$M_{k,y} = 218,93 * 11,85 = 25,95 \text{ kNm}$$

### 8.3.5 Dimensionamento à flexo-compressão normal

Tais valores foram inseridos no *software* PACON, obtendo o resultado conforme figura abaixo:

Figura 87: Dimensionamento à flexo-compressão normal P7

Fonte: Autor (2021)

Como resultou em armadura mínima, a área de aço adotada é de 4 barras de 12,5 mm, totalizando uma área de 4,91 cm<sup>2</sup>. Após o dimensionamento segundo a direção  $y$  deve ser verificado segundo a direção  $x$  se a solução adotada é suficiente.

### 8.3.6 Verificação segundo a direção $x$ :

O processo é feito de maneira análoga ao eixo  $y$ . As excentricidades obtidas são:

$$e_{ax} = 0,79 \text{ cm}; e_{1,min,x} = 2,10 \text{ cm}; e_{1,x} = 2,10 \text{ cm}; e_{2,x} = 2,48 \text{ cm}; e_{cx} = 0,04$$

Excentricidade total

$$e_x = 4,62 \text{ cm}$$

Esforço para dimensionamento:

A partir da excentricidade obtida, pode-se obter o momento para dimensionamento:

$$M_{k,x} = F_k * e_x$$

$$M_{k,y} = 218,93 * 4,62 = 10,12 \text{ kNm}$$

Logo, para o dimensionamento à flexo-compressão normal segundo eixo x, foram inseridos os valores no PACON e obtidos os resultados conforme abaixo:

Figura 88: Dados de entrada no PACON e resultados obtidos

**PACON 2006**

**DIMENSIONAMENTO À FLEXO-COMPRESSÃO NORMAL DE SEÇÕES RETANGULARES MACIÇAS**

**Materiais**  
 f<sub>ck</sub> (MPa)= 25    f<sub>yk</sub> (MPa)= 500    E<sub>s</sub> (GPa)= 200

**Coefficientes parciais**  
 γ<sub>c</sub>= 1.4    γ<sub>s</sub>= 1.15    γ<sub>f</sub>= 1.4

**Seção**  
 Diagrama de uma seção retangular com altura h e largura b. São mostradas camadas de armadura: camada n (topo), camada i (intermediária) e camada 1 (base). A distância da armadura da fibra extrema comprimida é denotada por d'.

**Dimensões**  
 b (cm)= 40    h (cm)= 20  
 d' (cm)= 4.5    Número de camadas: n= 2

**Esforços solicitantes de serviço**  
 N<sub>k</sub> (kN)= 218.93    M<sub>k</sub> (kNm)= 10.12

**RESPOSTA**  
 Área de aço calculada = 0 cm<sup>2</sup>    SOLUÇÃO: 4    barras de 12.5 mm  
 Armadura mínima = 3.2 cm<sup>2</sup>    Armadura existente = 4.91 cm<sup>2</sup>

Botões: Entrar com dados das camadas, Ver seção, CALCULAR

Fonte: Autor (2021)

Logo a solução adotada é:

$$A_{s,e} = 4,91 \text{ cm}^2$$

$$4 \phi 12,5 \text{ mm}$$

### 8.3.7 Armadura transversal

Diâmetro dos estribos

$$\phi_t \geq \begin{cases} \phi_{long} = \frac{5 \text{ mm}}{4} = 1,25 \\ \frac{1,25}{4} = 3,1 \text{ mm} \end{cases}$$

$$\phi_t = 5 \text{ mm}$$

Espaçamento máximo

$$s \leq \begin{cases} 20 \text{ cm} \\ b \\ 12\phi \end{cases}$$



$$\frac{S}{2} = \frac{15}{2} = 7,5 \text{ cm}$$

Número de estribos

$$n = \frac{46}{7,5} = 6,13 \rightarrow \text{para a distância } a, \text{ no pé do pilar}$$

$$n = \frac{46 + 40 \text{ da viga}}{7,5} = 12 \text{ estribos na distancia } a, \text{ superior do pilar + viga}$$

Para o restante da altura H descontando os espaços onde tem a distância a, obtém-se

$$n = \frac{183}{15} \rightarrow n = 12,2 \text{ estribos}$$

Logo a solução adotada:

$$32 \phi 5 \text{ mm}$$

$$L = 106 \text{ cm}$$

### 8.3.8 Disposições construtivas

Taxa de armadura

$$\rho = \frac{A_s}{A_c}$$

$$\rho = \frac{4,91}{20 * 40} = 0,006 = 0,6\% < 4\% \rightarrow OK!$$

O diâmetro mínimo das barras longitudinais é de 10 mm e o máximo é 1/8 da menor dimensão da seção, que seria 25 mm. Critério também atendido.

O espaçamento das barras longitudinais

$$e_{min} \geq \begin{cases} 2 \\ 1,25 \\ 1,2 * 1,9 = 2,28 \end{cases} ; e_{max} \geq \begin{cases} 40 \\ 2 * 20 = 40 \end{cases}$$

Proteção adicional contra flambagem das barras com ganchos suplementares não é necessário, pois há somente 4 barras dispostas uma em cada vértice.

#### 8.3.9.1 Emendas das barras

Para barras de 12,5 mm em zonas de boa aderência  $l_b = 47 \text{ cm}$ .

Comprimento total das barras longitudinais é:

$$l = 315 + 47 = 362 \text{ cm}$$

## 8.4 PILAR DE CANTO P2

O pilar 2, como pode ser verificado na planta de formas, é um pilar do pórtico de contraventamento 5, recebendo carregamentos verticais e horizontais. Os carregamentos provenientes das vigas advêm das vigas V201 na direção do eixo  $x$ , e V230 na direção do eixo  $y$ , além de seu peso próprio.

O que classifica esse pilar como um pilar de canto não é apenas a posição do pilar na planta de formas, mas também, a intensidade dos momentos iniciais segundo os sentidos  $x$  e  $y$  no pilar, que geram esforços significativos a serem considerados em ambos sentidos para dimensionamento do pilar, como poderá ser visto a seguir.

### 8.4.1 Dados iniciais

$$l = 315 \text{ cm}$$

$$h_x = 20 \text{ cm}; h_y = 40 \text{ cm}$$

$$d' = 3 + 0,5 + \frac{20}{2} = 4,5 \text{ cm}$$

$$\lambda_x = \frac{3,46 \times 315}{20} = 55$$

$$\lambda_y = \frac{3,46 \times 315}{40} = 27$$

### 8.4.2 Carregamentos

Peso próprio

No térreo são 3 pavimentos acima, portanto:

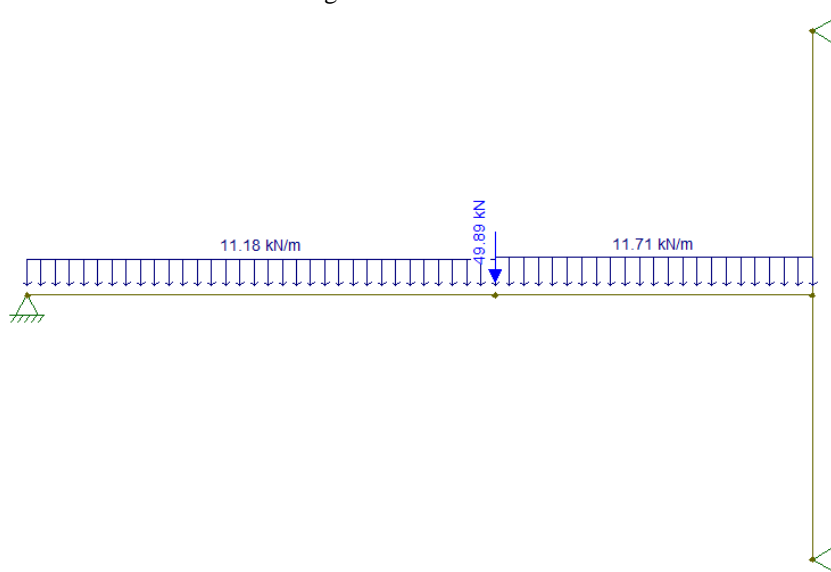
$$PP = 0,20 \times 0,40 \times 3,15 \times \frac{25kN}{m^3} * 3 = 18,90kN$$

Momentos iniciais

No sentido do eixo  $x$ : V201

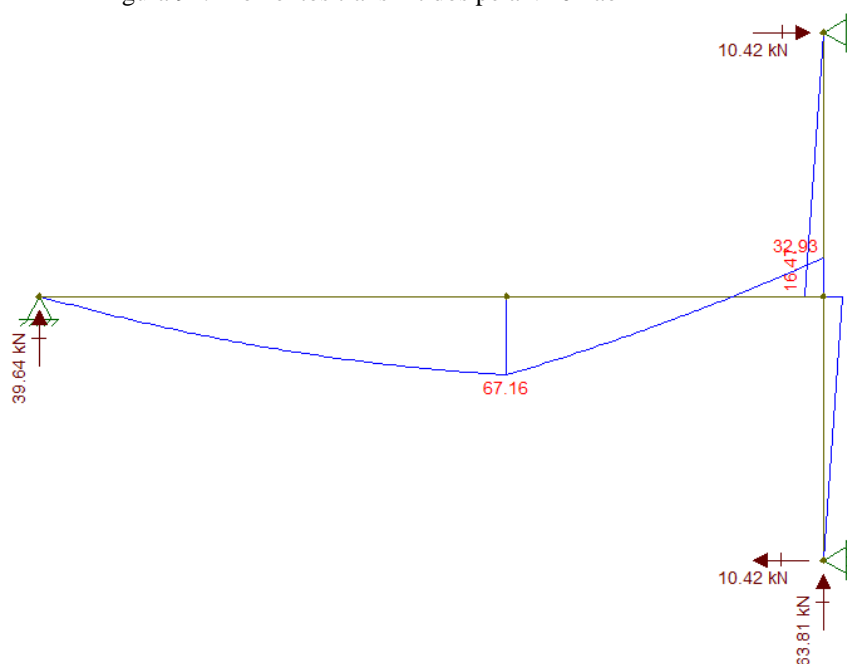


Figura 90: V201 no P2



Fonte: Autor (2021)

Figura 91: Momentos transmitidos pela V201 ao P2



Fonte: Autor (2021)

Como está se dimensionando para o térreo, considera-se o engaste na base, conforme recomendação de ARAÚJO (2014, vol. 3, p. 155), então, o momento de topo e base segundo o eixo  $x$  são:

$$M_{topo,x} = 16,47 \text{ kNm} \quad M_{base,x} = \frac{M_{topo,x}}{-2}$$

$$M_{base,x} = \frac{16,47}{-2} = -8,24 \text{ kNm}$$

Segundo o eixo  $y$  esses momentos advém do pórtico 5.

Tabela 35: Momentos gerados no P2 do pórtico de contraventamento 5

Pórtico 5 - Maior Momento				Pórtico 5 - Maior Normal			
Pilar	Fundação			Pilar	Fundação		
	Mk, topo (kN*m)	Mk, base (kN*m)	Nk (kN)		Mk, topo (kN*m)	Mk, base (kN*m)	Nk (kN)
P2	19.96	-27.39	-133.43	P2	-19.83	26.65	-225.25

Fonte: Autor (2021)

Total carregamento

Para situação maior momento

$$N_k = 18,90 + 133,43 = 152,33 \text{ kN}$$

Para situação maior normal

$$N_k = 18,90 + 225,25 = 244,15 \text{ kN}$$

Tabela 36: Resumo das propriedades e carregamentos P2

Pilar	Classificação	Pavimento	Tipo de análise	hx (cm)	hy (cm)	Le (cm)	$\lambda_x$	$\lambda_y$	Mit,x (kNm)	Mib,x (kNm)	Mit,y (kNm)	Mib,y (kNm)	Peso Próprio (kN)	Nk (kN)	Nd (kN)
P2	Contraventamento	1° Pav.	Momento	20	40	315	54	27	16.47	-8.24	19.96	-27.39	18.90	152.33	213.262
P2	Contraventamento	1° Pav.	Normal	20	40	315	54	27	16.47	-8.24	19.83	-26.65	18.90	244.15	341.81

Fonte: Autor (2021)

### 8.4.3 Excentricidades

Para pilares de canto, deve-se realizar o dimensionamento para seis situações diferentes de cálculo, para cada pavimento. A análise ocorre em três seções diferentes do pilar: topo, base e intermediária. Desta forma, ao fim do cálculo das excentricidades, haverá 6 valores para cada direção a ser dimensionada. Dentre estas, posteriormente será analisada as situações mais críticas para dimensionamento.

#### 8.4.3.1 Para análise de momento

Excentricidades iniciais

No topo

$$e_{ix,t} = \frac{1,4 * 100 * 16,47}{1,4 * 152,33} = 10,81 \text{ cm}; e_{iy,t} = \frac{1,4 * 100 * 19,96}{1,4 * 152,33} = 13,10 \text{ cm}$$

Na base

$$e_{ix,b} = \frac{1,4 * 100 * (-8,24)}{1,4 * 152,33} = -5,41 \text{ cm}; e_{iy,b} = \frac{1,4 * 100 * (-27,39)}{1,4 * 152,33} = -17,98 \text{ cm}$$

Na seção intermediária

$$e_{ix} \geq \begin{cases} 0,6 * 10,81 - 0,4 * 5,41 \\ 0,4 * 10,81 \end{cases} \rightarrow e_{ix} = 4,32 \text{ cm}$$

$$e_{iy} \geq \begin{cases} 0,6 * 13,10 - 0,4 * 17,98 \\ 0,4 * 13,10 \end{cases} \rightarrow e_{iy} = 5,24 \text{ cm}$$

Excentricidades mínimas

$$e_{1,min,x} = 2,10 \text{ cm}$$

$$e_{1,min,y} = 2,70 \text{ cm}$$

- Situação 1 – No topo

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

$$e_{1x} \geq \begin{cases} e_{ix,t} + e_{ax} = 10,81 + 0,79 = 11,60 \\ e_{1,min,x} = 2,10 \end{cases} \rightarrow e_{1x} = 11,60 \text{ cm}$$

$$e_y = e_{iy,t} = 13,10 \text{ cm}$$

- Situação 2 – No topo

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

$$e_{1y} \geq \begin{cases} e_{iy,t} + e_{ay} = 13,10 + 0,79 = 13,89 \\ e_{1,min,y} = 2,70 \end{cases} \rightarrow e_{1y} = 13,89 \text{ cm}$$

$$e_x = 10,81 \text{ cm}$$

- Situação 3 – Na base pilar

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

$$e_{1x} \geq \begin{cases} e_{ix,b} + e_{ax} = 5,41 + 0,79 = 6,19 \\ e_{1,min,x} = 2,10 \end{cases} \rightarrow e_{1x} = 6,19 \text{ cm}$$

$$e_y = 17,98 \text{ cm}$$

- Situação 4 – Na base pilar

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

$$e_{1y} \geq \begin{cases} e_{iy,b} + e_{ay} = 17,98 + 0,79 = 18,77 \\ e_{1,min,y} = 2,70 \end{cases} \rightarrow e_{1y} = 18,70 \text{ cm}$$

$$e_x = 5,41 \text{ cm}$$

- Situação 5 – Seção intermediária

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

$$e_{1x} \geq \begin{cases} e_{ix} + e_{ax} = 4,32 + 0,79 = 5,11 \\ e_{1,min,x} = 2,10 \end{cases} \rightarrow e_{1x} = 5,11 \text{ cm}$$

Excentricidade de segunda ordem

$$e_{2,x} = \frac{l_e^2}{10} \times \frac{0,005}{(v + 0,5) \times h}$$

$$v = \frac{N_d}{A_c \times f_{cd}} = \frac{213,26}{20 \times 40 \times 1,79} \leq 0,5 \text{ Portanto será usado } 0,5$$

$$e_{2,x} = \frac{315^2}{10} \times \frac{0,005}{(0,5 + 0,5) \times 20} = 2,48 \text{ cm}$$

$$e_{c,x} = 0,07 \text{ cm}^1$$

$$e_x = 5,11 + 2,48 + 0,07 = 7,66 \text{ cm}; e_y = 5,24 \text{ cm}$$

- Situação 6 – Seção intermediária

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

$$e_{1y} \geq \begin{cases} e_{iy} + e_{ay} = 5,24 + 0,79 = 6,03 \\ e_{1,min,y} = 2,70 \end{cases} \rightarrow e_{1y} = 6,03 \text{ cm}$$

$$e_{2,y} = 1,24 \text{ cm}$$

$$e_{cy} = 0$$

$$e_x = 4,32; e_y = 6,03 + 1,24 + 0 = 7,27 \text{ cm}$$

Os mesmos cálculos foram feitos para a análise da maior força normal, os resultados obtidos estão na figura abaixo:

Tabela 37: Excentricidades para cálculo pilar de canto P2

Pilar	Tipo de análise	hx (cm)	hy (cm)	Nk (kN)	Nd (kN)	Situação 1		Situação 2		Situação 3		Situação 4		Situação 5		Situação 6	
						ex (cm)	ey (cm)	ey (cm)	ex (cm)	ex (cm)	ey (cm)	ey (cm)	ex (cm)	ex (cm)	ey (cm)	ey (cm)	ex (cm)
P2	Momento	20	40	152.33	213.262	11.60	13.10	13.89	10.81	6.19	17.98	18.77	5.41	7.66	5.24	7.27	4.32
P2	Normal	20	40	244.15	341.81	7.53	8.12	8.91	6.75	4.16	10.92	11.70	3.37	6.04	3.25	5.28	2.70

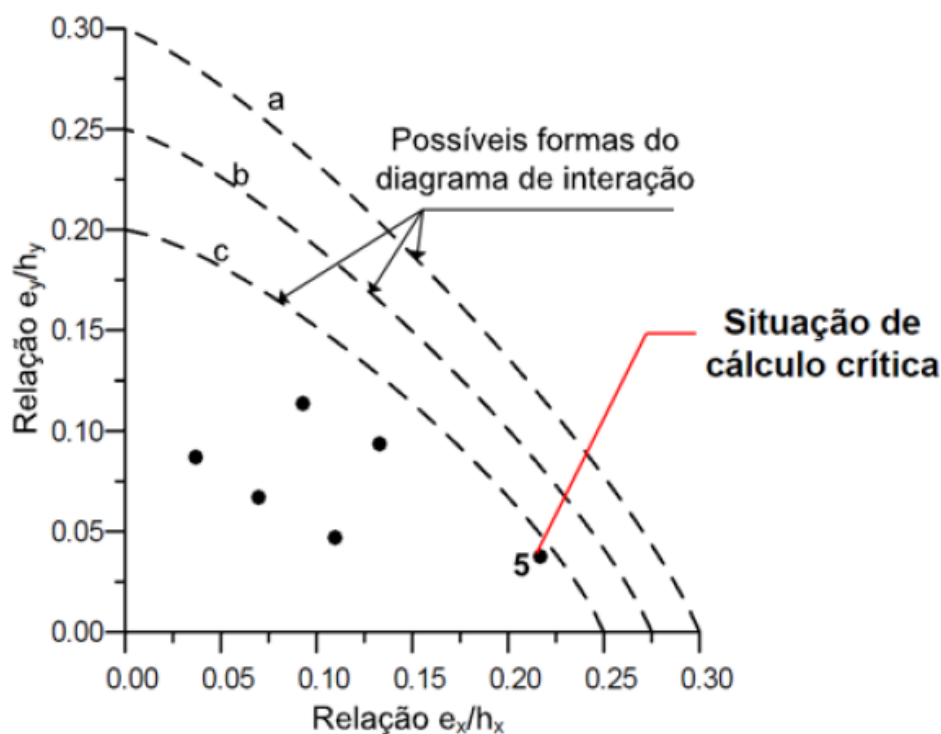
Fonte: Autor (2021)

#### 8.4.4 Diagrama de interação para obter os esforços de dimensionamento

Para minimizar o trabalho realizando 6 dimensionamentos à flexo-compressão oblíqua, Araújo (2014) propôs um modelo de cálculo em um diagrama de interação adimensional hipotético. Este modelo pode ser resumido na imagem a seguir.

<sup>1</sup> Ver método em 10.2.4

Figura 92: Situações de cálculo em um diagrama de interação adimensional



Fonte: Araújo (2014, vol. 3, p.185)

As curvas b e c são as que melhor representam a situação do presente projeto: seções retangulares com barras dispostas na maior face do pilar tendo  $h_y > h_x$ . Assim, deve-se lançar os pontos a partir da relação entre as excentricidades encontradas em cada direção, e a respectiva dimensão da peça na direção considerada ( $\frac{e_x}{h_x}$  e  $\frac{e_y}{h_y}$ ). O ponto mais perto das curvas é o ponto crítico a ser considerado no dimensionamento à flexo-compressão oblíqua.

Dessa maneira, obtendo a hipotenusa das coordenadas dos pontos, o ponto crítico para o P2 para o maior momento fletor é a situação 1, e para a maior normal é a situação 1 também. Portanto os esforços para dimensionamento são:

Para maior momento:

$$M_{k,x} = 152,33 * 11,60 = 17,67 \text{ kNm}$$

$$M_{k,y} = 152,33 * 13,10 = 19,96 \text{ kNm}$$

Para maior normal

$$M_{k,x} = 244,15 * 7,53 = 18,39 \text{ kNm}$$

$$M_{k,y} = 244,15 * 8,12 = 19,83 \text{ kNm}$$

### 8.4.5 Dimensionamento à flexo compressão-oblíqua

Tais valores foram inseridos no *software* PACON, obtendo o resultado conforme figura abaixo:

Figura 93: Dimensionamento P2 para maior momento

**PACON**

Novo Início Abrir Salvar Imprimir Ajuda Sair

**DIMENSIONAMENTO À FLEXO-COMPRESSÃO OBLÍQUA DE SEÇÕES POLIGONAIS COM DOIS EIXOS DE SIMETRIA**

**Materiais**  
 $f_{ck}$  (MPa)= 25  $f_{yk}$  (MPa)= 500  $E_s$  (GPa)= 200

**Coefficientes parciais**  
 $\gamma_c$ = 1.4  $\gamma_s$ = 1.15  $\gamma_f$ = 1.4

**Dados da seção**  
 Número de vértices da seção= 4 Número de barras de aço= 6

**Esforços solicitantes de serviço**  
 $N_k$  (kN)= 152.33  $M_{xk}$  (kNm)= 17.67  $M_{yk}$  (kNm)= 19.96

**RESPOSTA**  
 Área de aço calculada = 4.82 cm<sup>2</sup> SOLUÇÃO: 6 barras de 12.5 mm  
 Armadura mínima= 3.2 cm<sup>2</sup> Armadura existente = 7.36 cm<sup>2</sup>

Entrar com as coordenadas

Ver seção

CALCULAR

Fonte: Autor (2021)

Figura 94: Dimensionamento P2 para maior normal

**PACON 2006**

**DIMENSIONAMENTO À FLEXO-COMPRESSÃO OBLÍQUA DE SEÇÕES POLIGONAIS COM DOIS EIXOS DE SIMETRIA**

**Materiais**  
 fck (MPa)= 25    fyk (MPa)= 500    Es (GPa)= 200

**Coefficientes parciais**  
 $\gamma_c = 1.4$      $\gamma_s = 1.15$      $\gamma_f = 1.4$

**Dados da seção**  
 Número de vértices da seção= 4    Número de barras de aço= 6

**Esforços solicitantes de serviço**  
 Nk (kN)= 244.15    Mxk (kNm)= 18.39    Myk (kNm)= 19.83

**RESPOSTA**  
 Área de aço calculada = 3.21 cm<sup>2</sup>    SOLUÇÃO: 6 barras de 10 mm  
 Armadura mínima= 3.2 cm<sup>2</sup>    Armadura existente = 4.71 cm<sup>2</sup>

Buttons: Iniciar novo módulo, Salvar, Imprimir, Ajuda, Sair, Entrar com as coordenadas, Ver seção, CALCULAR

Fonte: Autor (2021)

A solução adotada é a maior dos dois resultados, portanto:

$$A_{s,e} = 7,36 \text{ cm}^2$$

$$\mathbf{6 \phi 12,5 \text{ mm}}$$

#### 8.4.6 Armadura transversal

Diâmetro dos estribos

$$\phi_t \geq \left\{ \begin{array}{l} 5 \text{ mm} \\ \frac{\phi_{long}}{4} = \frac{1,25}{4} = 3,1 \text{ mm} \end{array} \right.$$

$$\phi_t = 5 \text{ mm}$$

Espaçamento máximo

$$s \leq \left\{ \begin{array}{l} 20 \text{ cm} \\ b \\ 12\phi \end{array} \right.$$

$$s \leq \left\{ \begin{array}{l} 20 \text{ cm} \\ 20 \\ 12 * 1,25 = 15 \end{array} \right. \rightarrow s = 15 \text{ cm}$$

O tamanho dos estribos é dado conforme explicado em 8.2.2.

Portanto  $L=106$  cm, com ganchos de 7 cm.

Número de estribos: repete o mesmo critério de espaçamentos e quantidade de estribos para o pilar de extremidade em 10.3.8.1

Logo a solução adotada:

$$32 \phi 5 \text{ mm}$$

$$L = 106 \text{ cm}$$

#### 8.4.7 Disposições construtivas

Taxa de armadura

$$\rho = \frac{A_s}{A_c}$$

$$\rho = \frac{7,36}{20 * 40} = 0,0092 = 0,92\% < 4\% \rightarrow OK!$$

O diâmetro mínimo das barras longitudinais é de 10 mm e o máximo é 1/8 da menor dimensão da seção, que seria 25 mm. Critério também atendido.

O espaçamento das barras longitudinais

$$e_{min} \geq \begin{cases} 2 \\ 1,25 \\ 1,2 * 1,9 = 2,28 \end{cases} ; e_{max} \geq \begin{cases} 40 \\ 2 * 20 = 40 \end{cases}$$

Para o P2, percebe-se que as 2 barras situadas no centro estão desprotegidas contra a flambagem e necessitam de ganchos em “S”. Este são dados por:

$$L = 14 + 30 * 0,5; L = 29 \text{ cm.}$$

$$32 \text{ ganchos em S, } L = 29 \text{ cm}$$

##### 8.4.7.1 Emendas das barras

Para barras de 12,5 mm em zonas de boa aderência  $l_b = 47$  cm.

Comprimento total das barras longitudinais é:

$$l = 315 + 47 = 362 \text{ cm}$$



## 9 CONSIDERAÇÕES FINAIS

O presente trabalho se mostrou de grande importância no complemento da formação do aluno de Engenharia Civil, visto que o projeto de estruturas de concreto armado envolve diversas disciplinas que são o esqueleto do curso de graduação. Conceber um projeto estrutural, envolveu respeitar a integração entre o modelo estrutural com os projetos complementares, pois neste trabalho partiu-se de um arquitetônico já existente, onde havia detalhes importantes a serem respeitados.

Ao longo do desenvolvimento do trabalho, foram observados diversos detalhes pertinentes ao projeto estrutural. Seguir uma bibliografia que possuía um roteiro exemplar para dimensionar estruturas de concreto foi de grande ajuda, pois esse era o objetivo do trabalho: desenvolver uma metodologia de cálculo, ou seja, um roteiro, sem uso de softwares sofisticados, que fosse suficiente para projetar estruturas de concreto armado. O roteiro de cálculo apresentado neste trabalho se mostrou seguro e confiável para utilização nas edificações correntes de engenharia, pois todas as simplificações de cálculo apresentadas buscaram ir a favor da segurança. Verificou-se que fazer a repartição da estrutura em 2 subestruturas, a contraventada e a de contraventamento, é uma simplificação que vai ao encontro da segurança, pois assumiu-se que somente aquelas estruturas eram responsáveis por absorver as forças do vento.

Verificou-se que o uso de planilhas eletrônicas de *Excel* facilitou a repetição do dimensionamento de um mesmo elemento estrutural, pois após fazer as diversas condições de projeto de um elemento, foi mais fácil replicar para os demais. No entanto, o que facilitou mais ainda foi a simetria que havia no projeto arquitetônico, pois havia uma seção espelhada que possibilitou considerar os elementos espelhados como sendo iguais. É pertinente lembrar também que, embora a edificação fosse de apenas 3 andares de apartamentos, no projeto arquitetônico havia uma pequena diferença em cada pavimento, por exemplo, no nível 300 havia sacadas em balanço que não havia no nível 200. Dessa maneira, não houve um pavimento tipo, pois nenhum pavimento se repetia aos demais. Também se notou nesse trabalho a importância de um adequado lançamento preliminar da estrutura, pois quanto mais simples e replicáveis fossem os elementos, mais simples para dimensionamento seria o restante do projeto. Isto resulta em um grande aprendizado sobre a simplificação na hora de lançar a

estrutura, visando diminuir o trabalho de dimensionamento de diversos elementos sem simetria em edificações com grande área em planta.

Outro ponto importante percebido neste trabalho é sobre a classificação dos pilares. Embora observando um pilar pela planta de formas ele aparentasse ser um pilar intermediário, foi necessário fazer uma análise cautelosa dos momentos a que esse pilar está submetido, pois elevados valores de momento atuando segundo as piores direções de inércia de um pilar podem mudar a classificação desse elemento. Neste trabalho, quando havia dúvida sobre a classificação de um pilar, procurou-se fazer diversos dimensionamentos visando obter a solicitação mais crítica para o elemento, o que tornou a atividade mais trabalhosa.

Foi verificado que quando é feito o lançamento de vigas que descarregam em vigas e não em pilares, há necessidade de reforço desses elementos, seja aumentando as áreas de aço, seja aumentando a seção transversal e suas inércias, como foi o caso das vigas 201, 301 e 401, que tiveram suas seções alteradas do pré-dimensionamento de 20 x 40 cm para 20 x 50 cm. Notou-se, também, que a seção dimensionada para os pilares no pré-dimensionamento foi eficiente, pois quando do dimensionamento e detalhamento dos pilares de fato, a seção escolhida foi suficiente para todos os pilares, inclusive os mais solicitados do centro do edifício, mostrando que a metodologia adotada no pré-dimensionamento pode proporcionar uma boa previsão de qual será a real seção transversal dos pilares.

É importante ressaltar que realizar um dimensionamento de estruturas em concreto armado sem uso de softwares sofisticados está bastante suscetível a erros humanos, portanto constatou-se a importância do uso de tais ferramentas para dimensionamento e detalhamento estrutural. Ademais, a complexidade da confecção de um projeto de um edifício utilizando diversas ferramentas simples diferentes torna o trabalho muito mais prolongado. Mesmo que o uso de softwares no mercado de trabalho seja uma realidade, é de grande importância para o engenheiro calculista saber julgar todos os parâmetros de projeto e compatibilizar as soluções encontradas nos programas de dimensionamento estrutural.

Fica como sugestões para próximos trabalhos usar o mesmo partido arquitetônico para desenvolver um projeto estrutural fazendo as mesmas análises feitas pelo autor, porém com o uso de softwares comerciais consagrados para comparar os resultados obtidos nas análises de lançamento estrutural, carregamentos adotados, esforços obtidos, áreas de aço calculadas e detalhamentos das armaduras.

## REFERÊNCIAS

ALVA, G. M. S. **Concepção Estrutural de Edifícios em Concreto Armado**. Santa Maria, 2017.

ARAÚJO, José Milton de M. de. **Aulas**. Rio Grande/RS. Aulas da disciplina de estruturas de concreto armado – FURG. Disponível em <<http://www.editoradunas.com.br/revistatpec/aulas.htm>>.

ARAÚJO, José Milton de. **Curso de concreto armado**. 4. ed. Rio Grande: Editora DUNAS, v. 1, 2014.

ARAÚJO, José Milton de. **Curso de concreto armado**. 4. ed. Rio Grande: Editora DUNAS, v. 2, 2014.

ARAÚJO, José Milton de. **Curso de concreto armado**. 4. ed. Rio Grande: Editora DUNAS, v. 3, 2014.

ARAÚJO, José Milton de. **Curso de concreto armado**. 4. ed. Rio Grande: Editora DUNAS, v. 4, 2014.

ARAÚJO, José Milton de. **Projeto estrutural de edifícios de concreto armado**. 3. ed. Rio Grande: Editora DUNAS, 2014.

## ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS

\_\_\_\_\_. **NBR 6118**: projeto de estruturas de concreto – procedimento. Rio de Janeiro, 2014.

\_\_\_\_\_. **NBR 6120**: cargas para o cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro, 2019.

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

## APENDICE A - PLANILHAS ELETRONICAS DE EXCEL DO DIMENSIONAMENTO DO EDIFÍCIO

### A.1. ARMADURA NEGATIVA DE LIGAÇÃO DAS LAJES EM X

Armadura negativa de ligação em "x"													Gancho esq	Gancho dir	
Laje	As,x	As,x	As,calc (cm <sup>2</sup> ) [CA50]	φ	S (cm)	As,e (cm <sup>2</sup> ) [CA50]	MENOR 1	MENOR 2	Im	a2=0,25*I m	Δ=h-(2c+Φ) (cm)	Δ=h-(2c+Φ) (cm)	L,total (cm)		
201	202	1.51	1.51	1.81	8	25	2.01	290	190	290	73	4	4	170	
201	208	1.51	1.51	1.81	8	25	2.01	290	117.5	290	73	4	4	170	
202	205	1.51	1.51	1.81	8	25	2.01	190	220	220	55	4	4	134	
205	206	1.51	1.51	1.81	8	25	2.01	220	320	320	80	4	4	184	
205	210	1.51	1.96	2.35	8	21	2.39	220	390	390	98	4	4	220	
205	211	1.51	1.96	2.35	8	21	2.39	220	350	350	88	4	7	203	
203	206	1.51	1.51	1.81	8	25	2.01	190	320	320	80	4	4	184	
203	204	1.51	1.51	1.81	8	25	2.01	190	170	190	48	4	4	120	
203	207	1.51	1.51	1.81	8	25	2.01	190	330	330	83	4	4	190	
209	210	1.51	1.96	2.35	8	21	2.39	152.5	390	390	98	4	4	220	
210	213	1.96	1.51	2.35	8	21	2.39	390	140	390	98	4	4	220	
211	213	1.96	1.51	2.35	8	21	2.39	350	140	350	88	7	4	203	
214	215	1.51	1.51	1.81	8	25	2.01	220	190	220	55	4	4	134	
215	216	1.51	1.51	1.81	8	25	2.01	190	210	210	53	4	4	130	
216	212	1.51	1.51	1.81	8	25	2.01	210	150	210	53	4	4	130	

Fonte: Autor (2021)

### A.2. ARMADURA NEGATIVA DE LIGAÇÃO EM Y

Armadura negativa de ligação em "y"													Gancho esq	Gancho dir	
Laje	As,y	As,y	As,calc (cm <sup>2</sup> ) [CA50]	φ	S (cm)	As,e (cm <sup>2</sup> ) [CA50]	MENOR 1	MENOR 2	Im	a2=0,25*I m	Δ=h-(2c+Φ) (cm)	Δ=h-(2c+Φ) (cm)	L,total (cm)		
201	210	1.51	1.51	1.81	8	25	2.01	290	390	390	98	4	4	220	
202	210	1.51	1.51	1.81	8	25	2.01	190	390	390	98	4	4	220	
203	211	1.51	2.62	3.14	8	15	3.35	190	350	350	88	4	7	203	
204	207	1.51	1.51	1.81	8	25	2.01	170	330	330	83	4	4	190	
205	213	1.51	1.51	1.81	8	25	2.01	220	140	220	55	4	4	134	
206	211	1.51	2.62	3.14	9	15	3.35	320	350	350	88	4	7	203	
207	211	1.51	2.62	3.14	8	15	3.35	330	350	350	88	4	7	203	
208	209	1.51	1.51	1.81	8	25	2.01	117.5	152.5	152.5	39	4	4	102	
211	215	2.62	1.51	3.14	8	15	3.35	350	190	350	88	7	4	203	
211	216	2.62	1.51	3.14	8	15	3.35	350	210	350	88	7	4	203	
212	218	1.51	1.51	1.81	8	25	2.01	150	150	150	38	4	4	100	
213	214	1.51	1.51	1.81	8	25	2.01	140	220	220	55	4	4	134	
216	216	1.51	1.51	1.81	8	25	2.01	210	210	210	53	4	4	130	
218	207	1.51	1.51	1.81	8	25	2.01	150	330	330	83	4	4	190	

Fonte: Autor (2021)

### A.3. ARMADURA NEGATIVA DE BORDA EM X

ARMADURA NEGATIVA DE BORDA EM X												
Laje	As,x	0,25*As,y	As,min	0,67*As,min	Maior dos 2 (cm <sup>2</sup> )	As,calc [CA-50]	φ	S (cm)	As,e (cm <sup>2</sup> )	a1=0,15*I 1	Gancho (cm)	L,total (cm)
201	1.51	0.38	1.50	1.01	1.01	1.21	8	25	2.01	44	4	66
202	1.51	0.38	1.50	1.01	1.01	1.21	8	25	2.01	29	4	51
203	1.51	0.38	1.50	1.01	1.01	1.21	8	25	2.01	29	4	51
204	1.51	0.38	1.50	1.01	1.01	1.21	8	25	2.01	26	4	48
207	1.51	0.38	1.50	1.01	1.01	1.21	8	25	2.01	50	4	72
208	1.51	0.38	1.50	1.01	1.01	1.21	8	25	2.01	18	4	40
209	1.51	0.38	1.50	1.01	1.01	1.21	8	25	2.01	23	4	45
212	1.51	0.38	1.50	1.01	1.01	1.21	8	25	2.01	23	4	45
218	1.51	0.38	1.50	1.01	1.01	1.21	8	25	2.01	23	4	45

Fonte: Autor (2021)

## A.4. ARMADURA NEGATIVA DE BORDA EM Y

ARMADURA NEGATIVA DE BORDA EM y												
Laje	As,y	0,25*As,x	As,min	0,67*As,min	Maiordos 2	As,calc [CA-50]	φ	S (cm)	As,e (cm <sup>2</sup> ) [CA50]	a1=0,15*1	Gancho (cm)	L,total (cm)
201	1.51	0.38	1.50	1.01	1.01	1.21	8	25	2.01	44	4	66
202	1.51	0.38	1.50	1.01	1.01	1.21	8	25	2.01	29	4	51
203	1.51	0.38	1.50	1.01	1.01	1.21	8	25	2.01	29	4	51
204	1.51	0.38	1.50	1.01	1.01	1.21	8	25	2.01	26	4	48
205	1.51	0.38	1.50	1.01	1.01	1.21	8	25	2.01	33	4	55
206	1.51	0.38	1.50	1.01	1.01	1.21	8	25	2.01	48	4	70
208	1.51	0.38	1.50	1.01	1.01	1.21	8	25	2.01	18	4	40
209	1.51	0.38	1.50	1.01	1.01	1.21	8	25	2.01	23	4	45
210	1.51	0.38	1.50	1.01	1.01	1.21	8	25	2.01	59	4	81
215	1.51	0.38	1.50	1.01	1.01	1.21	8	25	2.01	29	4	51
211	2.62	0.66	1.95	1.31	1.31	1.57	8	25	2.01	53	7	81
216	1.51	0.3775	1.50	1.005	1.01	1.21	8	25	2.01	32	4	54

Fonte: Autor (2021)

## A.5. DIMENSIONAMENTO DA ESCADA

GEOMETRIA			AÇÕES				DIMENSIONAMENTO			COMBINAÇÕES				
ESPELHO	17.5	cm	TRECHO 1						Comb. Normal 2	Comb. Quase perm.	Comb. Frequente			
SOLEIRA	29	cm	pat sup	0.67	m	Carga pat. Sup	7.59	kN/m <sup>2</sup>	μ	0.2125	μ<μ <sub>lim</sub>	6.09	5.49	5.79
COSβ	0.8562		inclinado	1.45	m	Carga trecho inc	11.69	kN/m <sup>2</sup>	ξ	0.3021	ok	10.19	9.59	9.89
h (laje inc.)	12	cm	pat inf	1.48	m	Carga pat. Inf.	12.01	kN/m <sup>2</sup>	As	7.59	cm <sup>2</sup> /m	8.31	9.91	10.21
h (patamar)	12	cm	largura	1.42	m									
h1	14.016	cm												
hm	22.766	cm	FTOOL	Ra	21.16	kN/m	DESCARREGA NA VIGA INTERMEDIARIA			FTOOL	Ra	15.88	21.16	21.16
				Rb	18.65	kN/m	DESCARREGA NA VIGA DO PISO SUPERIOR				Rb	15.28	18.65	18.65
				M,máx	18.66	kN.m/m					M,máx	15.02	18.66	18.66
CARGAS			TRECHO 2											
PP	5.69	kN/m <sup>2</sup>	pat sup	0.71	m	Carga pat. Sup	3.80	kN/m <sup>2</sup>	μ	0.0496	μ<μ <sub>lim</sub>	3.05	2.75	2.90
REVEST	1.4	kN/m <sup>2</sup>	inclinado	1.16	m	Carga trecho inc	5.87	kN/m <sup>2</sup>	ξ	0.0637	ok	5.12	4.82	4.97
REBOCO	0.19	kN/m <sup>2</sup>	pat inf	0.71	m	Carga pat. Inf.	3.80	kN/m <sup>2</sup>	As	1.60	cm <sup>2</sup> /m	3.05	2.75	2.90
PARAPEITO	2	kN/m	largura	1.38	m									
dividir pela largura do trecho														
ACIDENTAL	3	kN/m <sup>2</sup>	FTOOL	Ra	6.10	kN/m	DESCARREGA NO TRECHO 3			FTOOL	Ra	5.14	6.10	6.10
				Rb	6.10	kN/m	DESCARREGA NO TRECHO 1				Rb	5.14	6.10	6.10
				M,máx	4.36	kN.m/m					M,máx	3.74	4.36	4.36
			TRECHO 3											
			pat sup	1.48	m	Carga pat. Sup	12.01	kN/m <sup>2</sup>	μ	0.2160	μ<μ <sub>lim</sub>	9.81	9.91	10.21
			inclinado	1.74	m	Carga trecho inc	11.69	kN/m <sup>2</sup>	ξ	0.3079	ok	10.19	9.59	9.89
			pat inf	0.38	m	Carga pat. Inf.	7.59	kN/m <sup>2</sup>	As	7.74	cm <sup>2</sup> /m	6.09	5.49	5.79
			largura	1.42	m									
			FTOOL	Ra	19.66	kN/m	DESCARREGA NA VIGA DO PISO INFERIOR			FTOOL	Ra	16.75	19.66	19.66
				Rb	21.34	kN/m	DESCARREGA NA VIGA INTERMEDIARIA				Rb	17.81	21.34	21.34
				M,máx	18.97	kN.m/m					M,máx	16.15	18.97	18.97

Fonte: Autor (2021)

## A.6. ARMADURA DE FLEXÃO ESCADA

PROPRIEDADES													DIMENSIONAMENTO										ARMADURA						
Lance	p (cm)	e (cm)	Blondel	t	Vão	h <sub>1</sub> (cm)	h <sub>2</sub> (cm)	h <sub>3</sub> (cm)	h <sub>4</sub> (cm)	d'	d	v	E (kN/m <sup>2</sup> )	E <sub>s</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	D (kNm)	f (m)	M <sub>0</sub> (kNm/m)	R <sub>ax</sub> (kN/m)	R <sub>bx</sub> (kN/m)	d <sub>e</sub> (kN/cm <sup>2</sup> )	μ <sub>e</sub>	ξ <sub>e</sub>	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> /m)	A <sub>s</sub> ,x,min (cm <sup>2</sup> /m)	A <sub>s</sub> ,x,e (cm <sup>2</sup> /m)	φ <sub>s</sub> (mm)	A <sub>s</sub> (k) (cm <sup>2</sup> /m)	sx (cm)	n
1	29	17.5	64	31.11	1.42	12.00	12.00	14.02	22.77	3.50	8.50	0.2	3200918.4	27207921	4081.188	3.690	18.66	21.16	18.65	0.152	0.0038	0.0001	8.80	1.80	8.80	10	9.24	8.5	16
2	29	17.5	64	31.11	1.38	12.00	12.00	14.02	22.77	3.50	8.50	0.2	3200918.4	27207921	4081.188	3.640	4.36	6.10	6.10	0.152	0.0056	0.0070	0.48	1.80	1.80	8	2.65	9.9	11
3	29	17.5	64	31.11	1.42	12.00	12.00	14.02	22.77	3.50	8.50	0.2	3200918.4	27207921	4081.188	3.740	18.97	19.66	21.34	0.152	0.0042	0.0006	9.09	1.80	9.09	10	9.24	8.5	16

Fonte: Autor (2021)

## A.7. ARMADURA DE DISTRIBUIÇÃO

ARMADURA DE DISTRIBUIÇÃO							
As/5	0,9 cm <sup>2</sup> /m	0,5p <sub>min</sub> *100 h	As,dist	φ <sub>x</sub> (mm)	As <sub>e</sub> ,dest	sx (cm)	n
1.85	0.9	1.71	1.85	6.3	1.95	16	23
0.53	0.9	1.71	1.71	6.3	1.73	18	21
1.85	0.9	1.71	1.85	6.3	1.95	16	23

Fonte: Autor (2021)

### A.8. ANCORAGEM ARMADURA ESCADA

ANCORAGEM				lb,min			FINAL	
fbd (MPa)	lb (cm)	As,cal(x)	lb,nec (x)	0,3lb	10φ	10 cm	lb,nec	lb, disp
2.87	38	1.02	4.4	12	10	10	12	17.0
2.87	30	0.29	5.0	10	8	10	10	17.0
2.87	38	1.03	4.3	12	10	10	12	17.0

Fonte: Autor (2021)

### A.9. CARREGAMENTO VIGAS CONTRAVENTADAS EM X

VIGA-A	VIGA	Ltot(m)	Vão	l (m)	b (cm)	h (cm)	d	Apoio 1 (cm)	Apoio 2 (cm)	Peso próprio	LAJES ADJACENTES				REAÇÃO LAJES- g3 (kN/m)				ALVENARIA				Comb. Normal 1	Comb. Normal 2	Comb. Quase perm.	Comb. Frequente	TOTAL (kN/m)	Rk (kN)	Mk (kNm)	
											ACIMA	ABAIXO	g3	ABAXIO	Tipo tijolo	h (m)	b (m)	peso (kN/m)	Abertura	Desconto (kN/m)	TOTAL (kN/m)	g,totol (kN/m)								TOTAL (kN/m)
V222/V301/V325	201	4.70	V202a	2.80	20	50	45.5	40	20	2.50	201	0.00	3.88	furadas	0.20	2.70	7.02	JANELA 200X120	0.23	11.39	10.01	11.39	46.54	16.65	10.59	10.36	10.48	14.67	12.77	
			V202b	1.90	20	50	45.5	40	20	2.50	202	0.00	3.01	furadas	0.20	2.70	7.02	JANELA 100X60	0.82	11.71	11.00	11.71	56.80	11.21	11.36	11.21	11.28	10.72	5.05	
			V202c	1.90	20	40	35.5	20	40	2.00	203	0.00	3.04	furadas	0.20	2.70	7.02	JANELA 100X60	0.82	11.24	10.52	11.24	8.01	10.68	10.88	10.74	10.61	10.27	4.88	
V221/V302/V327	202	5.70	V202d	3.80	20	40	35.5	40	40	2.00	204	0.00	4.25	furadas	0.20	2.70	7.02	NÃO POSSUI	0.00	15.27	12.00	15.27	20.57	25.21	12.63	12.38	12.51	23.76	22.57	
			V202e	2.20	20	40	35.5	20	20	2.00	205	0.00	2.89	furadas	0.20	2.70	7.02	JANELA 100X100	1.65	10.25	9.43	10.25	6.35	11.28	9.84	9.68	9.78	10.74	5.90	
V220/V304/V326	203	5.40	V202f	3.20	20	40	35.5	20	20	2.00	206	0.00	4.08	furadas	0.20	2.70	7.02	JANELA 160X120	1.56	11.54	10.32	11.54	14.94	18.47	10.03	10.69	10.81	17.29	11.83	
			V202g	3.90	20	40	35.5	20	20	2.00	207	4.25	4.28	furadas	0.20	2.70	7.02	PORTA 90X210	1.26	16.29	13.73	16.29	31.76	36.29	15.01	14.50	14.75	28.77	28.05	
V219/V305/V324	204	3.90	V202h	2.20	20	40	35.5	20	20	2.00	208	0.00	5.24	furadas	0.15	2.70	5.27	NÃO POSSUI	0.00	12.00	11.23	12.00	6.15	11.42	11.46	11.54	8.90	8.95		
			V202i	1.68	20	50	45.5	15	40	2.50	209	5.24	2.29	furadas	0.15	2.70	5.27	NÃO POSSUI	0.00	15.29	13.57	15.29	45.49	12.81	14.43	14.08	14.26	11.94	5.00	
V217	206	6.33	V202j	2.75	20	50	45.5	40	20	2.50	201	210	3.88	5.08	furadas	0.20	2.70	7.02	NÃO POSSUI	0.00	18.48	15.79	18.48	26.41	17.14	16.00	16.87	23.20	15.95	
			V202k	1.80	20	50	45.5	40	20	2.50	202	210	3.01	5.08	furadas	0.20	2.70	7.02	NÃO POSSUI	0.00	17.61	15.38	17.61	50.08	16.73	16.49	16.05	16.27	15.46	7.34
V311/V319	208	1.50	V202l	1.50	15	40	35.5	20	20	1.50	212	0.00	3.25	furadas	0.15	2.70	5.27	NÃO POSSUI	0.00	10.01	9.88	10.01	7.51	9.50	9.36	9.45	7.09	2.66		
V215/V312/V318	209	2.20	V202m	2.20	20	40	35.5	20	20	2.00	205	213	2.89	2.42	furadas	0.20	2.70	7.02	NÃO POSSUI	0.00	14.33	12.39	14.33	15.77	13.36	12.97	13.17	14.48	7.97	
V213	210	1.63	V210	1.63	15	40	35.50	15	40	1.50	209.00		2.29	0.00	furadas	0.15	1.80	2.34	NÃO POSSUI	0.00	6.13	5.17	6.13	11.55	4.98	5.05	5.46	5.56	4.51	1.83
			V212a	1.80	20	40	35.50	40	20	2.00	215.00		3.16	0.00	MALC/COS	0.20	2.70	9.72	NÃO POSSUI	0.00	14.88	13.42	14.88	12.34	13.39	14.15	14.00	15.60	5.67	
V315	212	9.00	V212b	5.60	20	40	35.50	20	20	2.00	216.00	217.00	6.05	6.05	furadas	0.20	2.70	7.02	NÃO POSSUI	0.00	21.13	16.93	21.13	21.48	19.16	19.03	18.19	18.61	52.30	72.94
			V212c	1.60	20	40	35.5	20	40	2.00	212	218	3.25	3.50	furadas	0.20	2.70	7.02	NÃO POSSUI	0.00	15.77	13.90	15.77	17.03	12.42	14.83	14.46	14.65	11.72	4.69
V210/V321/V328	303	1.63	V303	1.63	15	40	35.5	15	40	1.50	311	0.00	2.29	furadas	0.15	1.80	2.34	NÃO POSSUI	0.00	6.13	5.17	6.13	4.99	5.65	5.46	5.56	4.53	1.85		
V324	306	1.53	V306	1.53	15	40	35.5	15	20	1.50		0.00	0.00	furadas	0.15	2.70	5.27	NÃO POSSUI	0.00	6.77	6.77	6.77	5.16	6.77	6.77	6.77	5.16	1.97		
V323	307	1.53	V307	1.53	15	40	35.5	15	20	1.50	308		3.57	0.00	furadas	0.15	2.70	5.27	NÃO POSSUI	0.00	10.33	9.78	10.33	7.88	10.05	9.94	10.00	7.62	2.91	
			V308a	1.63	20	50	45.5	15	40	2.50	308	309	3.57	2.29	furadas	0.15	2.70	5.27	NÃO POSSUI	0.00	13.62	12.11	13.62	11.10	12.86	12.56	12.71	10.36	4.22	
V322	308	6.33	V308b	2.80	20	50	45.5	40	20	2.50	301	310	3.88	5.08	furadas	0.20	2.70	7.02	NÃO POSSUI	0.00	18.48	15.79	18.48	25.88	17.14	16.00	16.87	23.62	16.53	
			V308c	1.90	20	50	45.5	40	20	2.50	302	310	3.01	5.08	furadas	0.20	2.70	7.02	NÃO POSSUI	0.00	17.61	15.38	17.61	16.73	16.49	16.05	16.27	15.46	7.34	
V316	313	1.63	V316	1.63	15	40	35.5	15	40	1.50	309		2.29	0.00	furadas	0.15	1.80	2.34	NÃO POSSUI	0.00	6.13	5.17	6.13	4.99	5.65	5.46	5.56	4.53	1.85	
			V315a	1.80	20	40	35.5	40	20	2.00	315		3.16	0.00	MALC/COS	0.20	2.70	9.72	NÃO POSSUI	0.00	14.88	13.42	14.88	13.39	14.15	13.86	14.00	15.60	5.67	
			V315b	5.20	20	40	35.5	20	20	2.00	316	317	6.05	6.05	furadas	0.20	2.70	7.02	NÃO POSSUI	0.00	21.13	16.93	21.13	19.16	19.03	18.19	18.61	52.30	72.94	
			V315c	1.60	20	40	35.5	20	40	2.00	312	318	3.25	3.25	furadas	0.20	2.70	7.02	NÃO POSSUI	0.00	15.52	13.65	15.52	12.42	14.59	14.21	14.40	11.52	4.61	
V429	401	4.70	V401a	2.80	20	50	45.5	40	40	2.50	401	0.00	3.88	furadas	0.20	1.50	3.90	NÃO POSSUI	0.00	10.28	9.51	10.28	26.02	14.40	9.80	9.74	9.82	12.74	6.42	
			V401b	1.50	20	50	45.5	20	20	2.50	402	0.00	2.29	furadas	0.20	1.50	3.90	NÃO POSSUI	0.00	8.78	8.02	8.78	40.22	8.34	8.54	8.41	8.59	6.07	3.83	
V427	402	5.70	V402a	3.80	20	40	35.5	20	40	2.00	403	0.00	2.38	furadas	0.20	1.50	3.90	NÃO POSSUI	0.00	8.28	7.80	8.28	8.15	7.86	8.04	7.94	7.99	5.97	3.61	
			V402b	3.80	20	40	35.5	40	40	2.00	404	0.00	4.25	furadas	0.20	1.50	3.90	NÃO POSSUI	0.00	10.15	9.30	10.15	30.17	20.29	9.73	9.56	9.64	18.32	12.40	
V410/V421/V426	403	1.63	V403	1.63	15	40	35.5	15	15	1.50	413	0.00	1.91	furadas	0.15	1.50	2.93	NÃO POSSUI	0.00	6.33	5.95	6.33	20.59	5.16	6.14	6.06	6.30	4.97	2.03	
			V404a	2.20	20	40	35.5	20	20	2.00	405	0.00	2.75	furadas	0.20	1.50	3.90	NÃO POSSUI	0.00	8.65	8.10	8.65	5.10	5.30	5.38	5.27	8.32	5.15	5.03	
			V404b	3.20	20	40	35.5	20	20	2.00	406	0.00	4.08	furadas	0.20	1.50	3.90	NÃO POSSUI	0.00	9.98	9.17	9.98	12.94	15.97	9.57	9.41	9.48	15.29	12.15	
V425	405	1.50	V405	1.50	20	40	35.5	20	20	2.00	404		4.25	0.00	furadas	0.20	0.00	0.00	NÃO POSSUI	0.00	10.53	8.82	10.53	20.53	9.67	9.33	9.50	18.53	18.07	
V424	406	3.50	V406	1.53	15	40	35.5	15	20	1.50	407	0.00	0.00	furadas	0.15	1.50	2.93	NÃO POSSUI	0.00	4.43	4.43	4.43	3.37	4.43	4.43	4.43	3.37	1.29		
V423	407	1.53	V407	1.53	15	40	35.5	15	20	1.50	408	0.00	1.11	furadas	0.15	0.00	0.00	NÃO POSSUI	0.00	2.61	2.38	2.61	1.99	2.50	2.45	2.47	1.89	0.72		
			V408a	1.63	20	50	45.5	15	40	2.50	408	0.00	1.11	1.51	furadas	0.20	0.00	0.00	NÃO POSSUI	0.00	5.51	4.81	5.51	29.15	4.49	5.21	5.09	5.25	4.20	1.71
			V408b	2.8																										

## A.10. CARREGAMENTO VIGAS CONTRAVENTADAS EM Y

VIGA=	VIGA	Ltot (m)	Vão	L1(m)	b (cm)	h (cm)	d	Apoio 1 (cm)	Apoio 2 (cm)	Peso próprio	ACIMA	ABAIXO	ACIMA	ABAIXO	Tipo tijolo	b (m)	h (m)	peso (kN/m)	Abertura	Desconto (kN/m)	TOTAL (kN/m)	G,tot (kN/m)	TOTAL (kN/m)	Vk (kN)	Rk (kN)	TOTAL (kN/m)	TOTAL (kN/m)	TOTAL (kN/m)	
V224	223	5.10	V223a	1.18	15	40	35.5	15	20	1.50		224	0.00	5.95	furadas	0.15	2.70	5.27	NÃO POSSUI	0.00	12.72	11.94	12.72	9.15	7.47	12.28	12.11	12.19	
			V223b	3.93	15	40	35.5	20	15	1.50		219	0.00	4.58	furadas	0.15	1.20	2.34	NÃO POSSUI	0.00	8.42	6.51	8.42	11.55	16.51	7.46	7.08	7.27	
V226	225	9.10	V225a	4.03	20	40	35.5	20	2.00	2.00		225	0.00	5.09	furadas	0.20	2.70	7.02	NÃO POSSUI	0.00	14.11	12.58	14.11	30.57	28.40	13.35	13.04	13.19	
			V225b	1.18	20	40	35.5	20	2.00	2.00	224	225	5.95	5.09	furadas	0.20	2.70	7.02	NÃO POSSUI	0.00	20.06	17.66	20.06	11.79	18.86	18.38	18.62	18.62	
			V225c	3.90	20	40	35.5	20	2.00	2.00	219	220	4.58	5.63	furadas	0.20	2.70	7.02	PORTA-JANELA 220x2	2.38	16.84	13.25	16.84	20.74	32.84	15.04	14.32	14.68	
V229/V335/V336	228	5.20	V228	2.20	20	40	35.5	20	2.00	2.00	225	226	5.09	6.03	furadas	0.20	2.70	7.02	PORTA 90x210	0.95	19.19	16.24	19.19	48.89	17.71	17.12	17.42		
			V232a	2.00	20	40	35.5	20	2.00	2.00	217	0.00	3.03	MACIÇOS	0.20	2.70	7.02	NÃO POSSUI	0.00	14.75	13.70	14.75	10.56	14.75	14.22	14.01	14.12		
V339	232	4.20	V232b	2.20	20	40	35.5	40	2.00	2.00	215	216	3.32	3.03	furadas	0.20	2.70	7.02	NÃO POSSUI	0.00	15.37	12.79	15.37	13.10	16.91	14.08	13.56	13.82	
			V233a	1.50	20	40	35.5	40	2.00	2.00	228	0.00	6.08	furadas	0.20	2.70	7.02	NÃO POSSUI	0.00	15.10	13.67	15.10	15.12	14.38	14.10	14.24	14.24		
V234/V340/341	233	4.90	V233b	3.40	20	40	35.5	40	2.00	2.00	227	228	4.27	6.08	furadas	0.20	2.70	7.02	PORTA 90x210	1.45	17.92	15.22	17.92	24.80	30.47	16.57	16.03	16.20	
			V235a	1.70	20	50	45.5	20	2.50	2.50	228	230	6.08	2.13	furadas	0.20	2.70	7.02	NÃO POSSUI	0.00	17.72	15.66	17.72	66.34	15.66	16.69	16.28	16.48	
V236/V342/343	235	5.00	V235b	3.30	20	50	45.5	20	2.50	2.50	228	229	6.08	4.65	furadas	0.20	2.70	7.02	PORTA 90x210	1.49	18.76	15.94	18.76	57.35	30.75	16.57	16.78	17.06	
			V238a	1.70	20	40	35.5	20	2.00	2.00	230	231	3.00	0.00	furadas	0.20	2.70	7.02	JANELA 100x60	0.92	10.23	9.99	10.23	38.83	8.69	9.91	9.78	9.84	
			V238b	3.30	20	40	35.5	20	2.00	2.00	229	230	4.65	0.00	furadas	0.20	2.70	7.02	JANELA 200x120	1.89	11.78	10.38	11.78	19.43	11.08	10.80	10.94	10.94	
			V238c	5.60	20	40	35.5	20	2.00	2.00	218	219	7.00	0.00	furadas	0.20	1.20	3.12	NÃO POSSUI	0.00	12.12	10.24	12.12	33.93	11.18	10.81	10.99	10.99	
			V238d	5.60	20	40	35.5	20	2.00	2.00	212	213	6.50	0.00	furadas	0.20	1.20	3.12	NÃO POSSUI	0.00	11.62	9.75	11.62	32.55	10.69	10.31	10.50	10.50	
			V238e	3.30	20	40	35.5	20	2.00	2.00	207	208	4.65	0.00	furadas	0.20	2.70	7.02	JANELA 200x120	1.89	11.78	10.38	11.78	19.43	11.08	10.80	10.94	10.94	
			V238f	1.70	20	40	35.5	20	2.00	2.00	204	205	2.13	0.00	furadas	0.20	2.70	7.02	JANELA 100x60	0.92	10.23	9.99	10.23	38.73	8.69	9.91	9.78	9.84	
V331	330	5.10	V330a	1.18	15	40	35.5	15	20	1.50		324	0.00	4.72	furadas	0.15	2.70	5.27	NÃO POSSUI	0.00	11.49	10.76	11.49	6.75	11.12	10.98	11.05	11.05	
			V330b	3.90	15	40	35.5	20	1.50	1.50	319	0.00	4.58	furadas	0.15	1.20	2.34	NÃO POSSUI	0.00	8.42	6.51	8.42	16.51	7.46	7.08	7.27	7.27		
			V332a	4.03	20	40	35.5	20	2.00	2.00	325	0.00	5.09	furadas	0.20	2.70	7.02	NÃO POSSUI	0.00	14.11	12.58	14.11	28.40	13.35	13.04	13.19	13.19		
			V332b	1.18	20	40	35.5	20	2.00	2.00	324	325	4.72	5.09	furadas	0.20	2.70	7.02	NÃO POSSUI	0.00	18.83	16.57	18.83	11.40	17.70	17.25	17.48	17.48	
V347	345	5.00	V332c	3.90	20	40	35.5	20	2.00	2.00	319	320	4.58	5.63	furadas	0.20	2.70	7.02	PORTA-JANELA 220x2	2.38	16.84	13.25	16.84	32.84	15.04	14.32	14.68	14.68	
			V345a	1.70	20	50	45.5	20	2.50	2.50	330	332	2.13	4.58	furadas	0.20	2.70	7.02	JANELA 100x60	0.92	10.23	9.99	10.23	38.83	8.69	9.91	9.78	9.84	
			V345b	3.30	20	50	45.5	20	2.50	2.50	329	332	4.65	4.58	furadas	0.20	2.70	7.02	PORTA-JANELA 200x2	3.31	15.44	12.13	15.44	25.47	13.78	13.12	13.45	13.45	
V349	346	11.20	V346a	5.60	15	40	35.5	20	1.50	1.50	318	319	6.50	0.00	furadas	0.15	1.20	2.34	NÃO POSSUI	0.00	10.34	8.47	10.34	28.97	9.41	9.03	9.22	9.22	
			V346b	5.60	15	40	35.5	20	1.50	1.50	312	313	6.50	0.00	furadas	0.15	1.20	2.34	NÃO POSSUI	0.00	10.34	8.47	10.34	28.97	9.41	9.03	9.22	9.22	
V349	348	5.00	V348	5.00	15	40	35.5	15	1.50	1.50	332	333	4.58	0.00	furadas	0.15	1.20	2.34	NÃO POSSUI	0.00	8.42	6.51	8.42	21.04	7.46	7.08	7.27	7.27	
V431	430	5.10	V430a	1.18	15	40	35.5	15	1.50	1.50	426	427	3.81	0.00	furadas	0.15	1.50	3.93	NÃO POSSUI	0.00	8.24	6.51	8.24	3.37	3.45	3.74	3.69	3.71	
			V430b	3.93	15	40	35.5	20	1.50	1.50	430	431	4.58	0.00	furadas	0.15	1.50	3.93	NÃO POSSUI	0.00	8.24	6.51	8.24	11.10	16.17	7.86	7.70	7.78	
			V432a	4.03	20	40	35.5	20	2.00	2.00	427	0.00	5.09	furadas	0.20	1.50	3.90	NÃO POSSUI	0.00	10.99	9.97	10.99	23.31	22.12	10.48	10.28	10.38		
V433	432	9.10	V432b	1.18	20	40	35.5	20	2.00	2.00	426	427	1.47	5.09	furadas	0.20	0.00	0.00	NÃO POSSUI	0.00	8.56	7.24	8.56	5.03	7.90	7.64	7.77	7.77	
			V432c	3.90	20	40	35.5	20	2.00	2.00	430	431	3.81	5.68	furadas	0.20	0.00	0.00	NÃO POSSUI	0.00	11.44	9.55	11.44	13.97	22.30	10.49	10.12	10.31	
			V435	5.20	20	40	35.5	20	2.00	2.00	427	428	5.09	4.75	furadas	0.20	0.00	0.00	NÃO POSSUI	0.00	11.84	9.97	11.84	30.78	10.86	10.46	10.66	10.66	
V436	435	5.20	V435a	2.10	20	40	35.5	20	2.00	2.00	423	424	3.61	6.12	furadas	0.20	0.00	0.00	NÃO POSSUI	0.00	11.73	9.89	11.73	16.98	12.31	10.81	10.44	10.62	10.62
			V439a	1.40	20	40	35.5	20	2.00	2.00	423	424	3.61	6.12	furadas	0.15	0.63	1.23	NÃO POSSUI	0.00	12.96	11.12	12.96	9.07	12.04	11.67	11.85	11.85	
			V439b	2.00	20	40	35.5	20	2.00	2.00	418	0.00	2.63	MACIÇOS	0.20	0.63	1.27	NÃO POSSUI	0.00	6.89	6.37	6.89	6.89	6.63	6.53	6.58	6.58		
			V439c	2.20	20	40	35.5	40	2.00	2.00	416	417	2.30	2.63	furadas	0.20	0.63	1.64	NÃO POSSUI	0.00	8.56	7.53	8.56	9.42	8.95	7.84	7.94	7.94	
			V439d	1.40	20	40	35.5	20	2.00	2.00	411	412	3.61	6.12	furadas	0.15	0.63	1.23	NÃO POSSUI	0.00	12.96	11.12	12.96	16.87	9.07	12.04	11.67	11.85	
			V439e	2.10	20	40	35.5	20	2.00	2.00	411	412	3.61	6.12	furadas	0.20	0.00	0.00	NÃO POSSUI	0.00	11.73	9.89	11.73	12.31	10.81	10.44	10.62	10.62	
V441	440	4.90	V440a	1.50	20	40	35.5	40	2.00	2.00	430	0.00	4.75	furadas	0.20	0.00	0.00	NÃO POSSUI	0.00	6.75	5.80	6.75	2.69	5.06	6.28	6.09	6.18		
			V440b	3.40	20	40	35.5	40	2.00	2.00	429	430	4.27	4.75	furadas	0.20	0.00	0.00	NÃO POSSUI	0.00	11.02	9.22	11.02	15.31	18.74	10.12	9.76	9.94	
V443	442	5.00	V442a	1.70	20	50	45.5	20	2.50	2.50	430	432	4.75	2.13	f														

## A.11. DIMENSIONAMENTO ARMADURA DE FLEXÃO POSITIVA

VIGA		l (m)	Mk (kNm)	Md (kN.cm)	$\mu$	$\mu_{lim}$	$\mu \leq \mu_{lim}$	$\xi$	$\rho_{min}$	As,mín (cm <sup>2</sup> )	As,calc (cm <sup>2</sup> )	As,adota do (cm <sup>2</sup> )	Ase (cm <sup>2</sup> )	Solução	$\phi$ (cm)	bsi,di sp (cm)	bsi,nec (cm)	Nº de Camadas	As+As' (cm <sup>2</sup> )	4.Ac/100 (cm <sup>2</sup> )	As+As' < 4.Ac/100	
201	4.70	V201a	2.80	86.78	12149.20	0.193	0.2952	Arm. Simples	0.2710	0.0015	1.50	6.89	6.89	9.42	3 $\phi$ 20mm	2.00	13.00	10.60	1	11.87	40.00	Ok
		V201b	1.90	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
202	5.70	V202a	1.90	2.85	399.00	0.010	0.2952	Arm. Simples	0.0131	0.0015	1.20	0.26	1.20	1.57	2 $\phi$ 10mm	1.00	13.00	4.30	1	3.58	32.00	Ok
		V202b	3.80	15.94	2231.60	0.058	0.2952	Arm. Simples	0.0752	0.0015	1.20	1.49	1.49	2.36	3 $\phi$ 10mm	1.00	13.00	7.60	1	4.37	32.00	Ok
203	5.40	V203a	2.20	3.49	488.60	0.013	0.2952	Arm. Simples	0.0161	0.0015	1.20	0.32	1.20	1.57	2 $\phi$ 10mm	1.00	13.00	4.30	1	3.08	32.00	Ok
		V203b	3.20	9.67	1353.80	0.035	0.2952	Arm. Simples	0.0450	0.0015	1.20	0.89	1.20	1.57	2 $\phi$ 10mm	1.00	13.00	4.30	1	3.08	32.00	Ok
204	3.90	V204	3.90	85.45	11963.00	0.313	0.2952	Arm. Dupla	0.4849	0.0015	1.20	9.62	9.62	3.68	3 $\phi$ 12,5mm	1.25	13.00	8.30	1	6.13	32.00	Ok
205	1.53	V205	1.53	3.49	488.47	0.017	0.2952	Arm. Simples	0.0215	0.0015	0.90	0.32	0.90	1.01	2 $\phi$ 8mm	0.80	8.00	3.90	1	2.02	24.00	Ok
206	6.33	V206a	1.68	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		V206b	2.75	63.37	8871.80	0.141	0.2952	Arm. Simples	0.1911	0.0015	1.50	4.86	4.86	4.91	4 $\phi$ 12,5mm	1.25	13.00	11.80	1	14.33	40.00	Ok
		V206c	1.90	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
208	1.53	V208	1.53	2.82	394.44	0.014	0.2952	Arm. Simples	0.0173	0.0015	0.90	0.26	0.90	1.01	2 $\phi$ 8mm	0.80	8.00	3.90	1	2.02	24.00	Ok
209	2.20	V209	2.20	8.67	1213.95	0.032	0.2952	Arm. Simples	0.0403	0.0015	1.20	0.80	1.20	1.51	3 $\phi$ 8mm	0.80	13.00	7.00	1	2.52	32.00	Ok
210	1.63	V210	1.63	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
212	9.00	V212a	1.80	3.39	474.60	0.012	0.2952	Arm. Simples	0.0156	0.0015	1.20	0.31	1.20	1.51	3 $\phi$ 8mm	0.80	13.00	7.00	1	6.42	32.00	Ok
		V212b	5.60	35.96	5034.40	0.132	0.2952	Arm. Simples	0.1770	0.0015	1.20	3.51	3.51	4.02	2 $\phi$ 16mm	1.25	13.00	5.50	1	8.93	32.00	Ok
		V212c	1.60	2.84	397.60	0.010	0.2952	Arm. Simples	0.0131	0.0015	1.20	0.26	1.20	1.51	3 $\phi$ 8mm	0.80	13.00	7.00	1	6.42	32.00	Ok
223	5.10	V223a	1.18	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		V223b	3.93	7.92	1108.80	0.039	0.2952	Arm. Simples	0.0493	0.0015	0.90	0.73	0.90	1.01	2 $\phi$ 8mm	0.80	8.00	3.90	1	3.37	24.00	Ok
225	9.10	V225a	4.03	33.11	4635.40	0.121	0.2952	Arm. Simples	0.1619	0.0015	1.20	3.21	3.21	4.91	4 $\phi$ 12,5mm	1.25	13.00	11.80	1	10.94	32.00	Ok
		V225b	1.18	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		V225c	3.90	18.01	2521.40	0.066	0.2952	Arm. Simples	0.0853	0.0015	1.20	1.69	1.69	2.45	2 $\phi$ 12,5mm	1.25	13.00	4.80	1	8.48	32.00	Ok
228	5.20	V228	5.20	64.86	9080.47	0.237	0.2952	Arm. Simples	0.3440	0.0015	1.20	6.82	6.82	8.04	4 $\phi$ 16mm	1.60	13.00	13.20	2	10.49	32.00	Ok
232	4.20	V232a	2.00	4.15	581.00	0.015	0.2952	Arm. Simples	0.0191	0.0015	1.20	0.38	1.20	1.51	3 $\phi$ 8mm	0.80	13.00	7.00	1	3.02	32.00	Ok
		V232a	2.20	5.58	781.20	0.020	0.2952	Arm. Simples	0.0258	0.0015	1.20	0.51	1.20	1.51	3 $\phi$ 8mm	0.80	13.00	7.00	1	3.02	32.00	Ok
233	4.90	V233a	1.50	2.39	334.60	0.009	0.2952	Arm. Simples	0.0110	0.0015	1.20	0.22	1.20	1.51	3 $\phi$ 8mm	0.80	13.00	7.00	1	3.02	32.00	Ok
		V233b	3.40	17.16	2402.40	0.063	0.2952	Arm. Simples	0.0811	0.0015	1.20	1.61	1.61	2.36	3 $\phi$ 10mm	1.00	13.00	7.60	1	3.87	32.00	Ok
		V235a	1.70	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
235	5.00	V235b	3.30	87.81	12293.40	0.196	0.2952	Arm. Simples	0.2747	0.0015	1.50	6.98	6.98	8.04	4 $\phi$ 16mm	1.60	13.00	13.20	2	10.49	40.00	Ok
		V238a	1.70	51.23	7172.20	0.187	0.2952	Arm. Simples	0.2617	0.0015	1.20	5.19	5.19	6.03	3 $\phi$ 16mm	1.60	13.00	9.40	1	12.06	32.00	Ok
		V238a	3.30	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
238	5.00	V238b	5.60	15.84	2217.60	0.058	0.2952	Arm. Simples	0.0747	0.0015	1.20	1.48	1.48	1.57	2 $\phi$ 10mm	1.00	13.00	4.30	1	5.59	32.00	Ok
		V238c	5.60	15.28	2139.20	0.056	0.2952	Arm. Simples	0.0720	0.0015	1.20	1.43	1.43	1.57	2 $\phi$ 10mm	1.00	13.00	4.30	1	5.59	32.00	Ok
		V238d	3.30	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		V238d	1.70	51.11	7155.40	0.187	0.2952	Arm. Simples	0.2610	0.0015	1.20	5.18	5.18	6.03	3 $\phi$ 16mm	1.60	13.00	9.40	1	12.06	32.00	Ok

Fonte: Autor (2021)

## A12. DIMENSIONAMENTO ARMADURA DE FLEXÃO NEGATIVA

VIGA		Mk (kNm)	Md (kN.cm)	$\mu$	$\mu_{lim}$	$\mu \leq \mu_{lim}$	$\xi$	$\rho_{min}$	As,mín (cm <sup>2</sup> )	As,calc (cm <sup>2</sup> )	As,adota do (cm <sup>2</sup> )	Ase (cm <sup>2</sup> )	Solução	$\phi$ (cm)	bsi,dis p (cm)	bsi,nec (cm)	Nº de Camadas		
201	4.70	V201a	2.80	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-		
		V201b	1.90	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-		
202	5.70	V202a	1.90	17.66	2472.40	0.0646	0.2952	Arm. Simples	0.0836	0.0015	1.20	1.66	1.66	2.01	4 $\phi$ 8mm	0.80	13.00	10.00	1
		V202b	3.80	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-		
203	5.40	V203a	2.20	11.28	1579.20	0.0413	0.2952	Arm. Simples	0.0527	0.0015	1.20	1.05	1.20	1.51	3 $\phi$ 8mm	0.80	13.00	7.00	1
		V203b	3.20	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-		
204	3.90	V204	3.90	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-		
205	1.53	V205	1.53	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-		
206	6.33	V206a	1.68	98.00	13720.00	0.2183	0.2952	Arm. Simples	0.3118	0.0015	1.50	7.92	7.92	9.42	3 $\phi$ 20mm	2.00	13.00	10.60	1
		V206b	2.75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-		
		V206c	1.90	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-		
208	1.53	V208	1.53	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-		
209	2.20	V209	2.20	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-		
210	1.63	V210	1.63	26.75	3745.00	0.13	0.30	Arm. Simples	0.18	0.00	0.90	2.61	2.61	4.02	2 $\phi$ 16mm	1.60	8.00	5.50	1
212	9.00	V212a	1.80	46.14	6459.60	0.17	0.30	Arm. Simples	0.23	0.00	1.20	4.61	4.61	4.91	4 $\phi$ 12,5mm	1.25	13.00	11.80	1
		V212b	5.60	47.60	6664.00	0.1742	0.2952	Arm. Simples	0.2410	0.0015	1.20	4.78	4.78	4.91	4 $\phi$ 12,5mm	1.25	13.00	11.80	1
		V212c	1.60	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-		
223	5.10	V223a	1.18	19.41	2717.40	0.0947	0.2952	Arm. Simples	0.1246	0.0015	0.90	1.85	1.85	2.36	3 $\phi$ 10mm	1	8.00	7.60	1
		V223b	3.93	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-		
225	9.10	V225a	4.03	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-		
		V225b	1.18	47.18	6605.20	0.1727	0.2952	Arm. Simples	0.2386	0.0015	1.20	4.73	4.73	6.03	3 $\phi$ 16mm	1.6	13.00	9.40	1
		V225c	3.90	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-		
228	5.20	V228	5.20	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-		
232	4.20	V232a	2.00	8.38	1173.20	0.0307	0.2952	Arm. Simples	0.0389	0.0015	1.20	0.77	1.20	1.51	3 $\phi$ 8mm	0.8	13.00	7.00	1
		V232b	2.20	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-		
233	4.90	V233a	1.50	19.27	2697.80	0.0705	0.2952	Arm. Simples	0.0915	0.0015	1.20	1.81	1.81	2.45	2 $\phi$ 12,5mm	0.8	13.00	4.80	1
		V233b	3.40	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-		
235	5.00	V235a	1.70	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-		
		V235b	3.30	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-		
238	5.00	V238a	1.70	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-		
		V238b	5.60	46.97	6575.80	0.1719	0.2952	Arm. Simples	0.2374	0.0015	1.20	4.71	4.71	4.91	4 $\phi$ 12,5mm	1.25	13.00	11.80	1
		V238b	5.60	23.68	3315.20	0.0867	0.2952	Arm. Simples	0.1135	0.0015	1.20	2.25	2.25	3.68	3 $\phi$ 12,5mm	1.25	13.00	8.30	1
		V238c	5.60	47.31	6623.40	0.1731	0.2952	Arm. Simples	0.2393	0.0015	1.20	4.75	4.75	4.91	4 $\phi$ 12,5mm	1.25	13.00	11.80	1
		V238d	3.30	-	-														



## A.13. DIMENSIONAMENTO ARMADURA NEGATIVA DE EXTREMIDADE

DIMENSIONAMENTO À FLEXÃO - ARMADURA NEGATIVA NOS APOIOS DE EXTREMIDADE (VIGAS BI APOIADAS)												
Viga				0,25*As,c al (cm <sup>2</sup> )	0,67*As, mín (cm <sup>2</sup> )	As'adot ado	se' (cm <sup>2</sup> )	Solução	0,15*I+h (cm)	lb - má aderênc	lb+h (cm)	a (cm)
201	4.70	V201a	2.80	1.72	1.01	1.72	2.45	2φ12,5mm	120.5	68	118	120.5
		V201b	1.90									
204	3.90	V204	3.90	2.40	0.80	2.40	2.45	2φ12,5mm	98.5	68	108	108.0
205	1.53	V205	1.53	0.08	0.60	0.60	1.01	2φ8mm	62.9	43	83	83.0
208	1.50	V208	1.50	0.06	0.60	0.60	1.01	2φ8mm	62.5	43	83	83.0
209	2.20	V209	2.20	0.20	0.80	0.80	1.01	2φ8mm	73.0	43	83	83.0
228	5.20	V228	5.20	1.71	0.80	1.71	2.45	2φ12,5mm	118.0	68	108	118.0

Fonte: Autor (2021)

## A.14. DIMENSIONAMENTO ESFORÇO CORTANTE

DIMENSIONAMENTO AO ESFORÇO CORTANTE																							
VIGA	L <sub>tot</sub>	V	I (m)	Vk (kN)	Vd (kN)	twd (MPa)	twu (MPa)	tc (MPa)	td (MPa)	twd<0,67 twu	S <sub>max</sub> (cm)	Asw (cm <sup>2</sup> )	pw,min	Asw,min (cm <sup>2</sup> )	S <sub>max</sub> (cm)	Asw,adot ado (cm <sup>2</sup> )	Aswe (cm <sup>2</sup> )	n <sup>o</sup>	Solução	ΔC (cm)	ΔI (cm)	As <sub>susp</sub> (cm <sup>2</sup> )	
201	4.70	V201a	2.80	56.80	79.52	0.87	4.34	0.77	0.12	sim	0,6*d<30cm	0.53	0.0010	2.00	27.30	2.00	2.07	14.00	φ5 c. 19	10.00	7.00		
		V201b	1.90	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
202	5.70	V202a	1.90	19.97	27.96	0.39	4.34	0.77	0.00	sim	0,6*d<30cm	0.00	0.0010	2.00	21.30	2.00	2.07	9.00	φ5 c. 19	10	7		
		V202b	3.80	29.86	41.80	0.59	4.34	0.77	0.00	sim	0,6*d<30cm	0.00	0.0010	2.00	21.30	2.00	2.07	18.00	φ5 c. 19	10	7		
203	5.40	V203a	2.20	16.40	22.96	0.32	4.34	0.77	0.00	sim	0,6*d<30cm	0.00	0.0010	2.00	21.30	2.00	2.07	11.00	φ5 c. 19	10	7		
		V203b	3.20	21.99	30.79	0.43	4.34	0.77	0.00	sim	0,6*d<30cm	0.00	0.0010	2.00	21.30	2.00	2.07	16.00	φ5 c. 19	10	7		
204	3.90	V204	3.90	55.62	77.87	1.10	4.34	0.77	0.36	sim	0,6*d<30cm	1.67	0.0010	2.00	21.30	2.00	2.07	20.00	φ5 c. 19	10	7	1.79	
205	1.53	V205	1.53	9.15	12.81	0.24	4.34	0.77	0.00	sim	0,6*d<30cm	0.00	0.0010	1.50	21.30	1.50	2.07	8.00	φ5 c. 19	10	7	0.29	
		V206a	1.68	71.18	99.65	1.10	4.34	0.77	0.36	sim	0,6*d<30cm	1.66	0.0010	2.00	27.30	2.00	2.07	8.00	φ5 c. 19	10	7		
206	6.33	V206b	2.75	84.09	117.73	0.92	4.34	0.77	0.17	sim	0,6*d<30cm	0.79	0.0010	2.00	27.30	2.00	2.07	13.00	φ5 c. 19	10.00	7.00		
		V206c	1.90	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
208	1.53	V208	1.53	7.51	10.52	0.20	4.34	0.77	0.00	sim	0,6*d<30cm	0.00	0.0010	1.50	21.30	1.50	2.07	7.00	φ5 c. 19	10	7		
209	2.20	V209	2.20	15.77	22.07	0.31	4.34	0.77	0.00	sim	0,6*d<30cm	0.00	0.0010	2.00	21.30	2.00	2.07	11.00	φ5 c. 19	10	7		
210	1.63	V210	1.63	21.48	30.07	0.56	4.34	0.77	0.00	sim	0,6*d<30cm	0.00	0.0010	1.50	21.30	1.50	2.07	8.00	φ5 c. 19	10	7		
212	9.00	V212a	1.80	39.02	54.63	0.77	4.34	0.77	0.00	sim	0,6*d<30cm	0.00	0.0010	2.00	21.30	2.00	2.07	8.00	φ5 c. 19	10	7		
		V212b	5.60	59.43	83.20	1.17	4.34	0.77	0.45	sim	0,6*d<30cm	2.05	0.0010	2.00	21.30	2.05	2.07	29.00	φ5 c. 19	10	7		
		V212c	1.60	42.49	59.49	0.84	4.34	0.77	0.08	sim	0,6*d<30cm	0.35	0.0010	2.00	21.30	2.00	2.07	7.00	φ5 c. 19	10	7		
223	5.10	V223a	1.18	24.03	33.64	0.63	4.34	0.77	0.00	sim	0,6*d<30cm	0.00	0.0010	1.50	21.30	1.50	2.07	6.00	φ5 c. 19	10	7	0.77	
		V223b	3.93	21.46	30.04	0.56	4.34	0.77	0.00	sim	0,6*d<30cm	0.00	0.0010	1.50	21.30	1.50	2.07	20.00	φ5 c. 19	10	7		
		V225a	4.03	59.11	82.75	1.17	4.34	0.77	0.44	sim	0,6*d<30cm	2.02	0.0010	2.00	21.30	2.02	2.07	21.00	φ5 c. 19	10	7		
225	9.10	V225b	1.18	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		V225c	3.90	44.94	62.92	0.89	4.34	0.77	0.13	sim	0,6*d<30cm	0.60	0.0010	2.00	21.30	2.00	2.07	20.00	φ5 c. 19	10	7	0.29	
228	5.20	V228	5.20	49.89	69.85	0.98	4.34	0.77	0.24	sim	0,6*d<30cm	1.09	0.0010	2.00	21.30	2.00	2.07	27.00	φ5 c. 19	10	7	1.61	
232	4.20	V232a	2.00	18.94	26.52	0.37	4.34	0.77	0.00	sim	0,6*d<30cm	0.00	0.0010	2.00	21.30	2.00	2.07	9.00	φ5 c. 19	10	7		
		V232b	2.20	20.72	29.01	0.41	4.34	0.77	0.00	sim	0,6*d<30cm	0.00	0.0010	2.00	21.30	2.00	2.07	10.00	φ5 c. 19	10	7		
233	4.90	V233a	1.50	24.17	33.84	0.48	4.34	0.77	0.00	sim	0,6*d<30cm	0.00	0.0010	2.00	21.30	2.00	2.07	6.00	φ5 c. 19	10	7		
		V233b	3.40	36.13	50.58	0.71	4.34	0.77	0.00	sim	0,6*d<30cm	0.00	0.0010	2.00	21.30	2.00	2.07	17.00	φ5 c. 19	10	7		
235	5.00	V235a	1.70	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.02
		V235b	3.30	66.39	92.95	1.02	4.34	0.77	0.28	sim	0,6*d<30cm	1.29	0.0010	2.00	27.30	2.00	2.07	17.00	φ5 c. 19	10	7		
238	5.00	V238a	1.70	49.20	68.88	0.97	4.34	0.77	0.22	sim	0,6*d<30cm	1.02	0.0010	2.00	21.30	2.00	2.07	8.00	φ5 c. 19	10	7		
		V238b	3.30	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	17.00	-	-	-	-
238	5.60	V238b	5.60	38.10	53.34	0.75	4.34	0.77	0.00	sim	0,6*d<30cm	0.00	0.0010	2.00	21.30	2.00	2.07	29.00	φ5 c. 19	10	7		
		V239c	5.60	43.94	61.52	0.87	4.34	0.77	0.11	sim	0,6*d<30cm	0.49	0.0010	2.00	21.30	2.00	2.07	29.00	φ5 c. 19	10	7		
238	5.00	V238d	3.30	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		V238e	1.70	49.26	68.96	0.97	4.34	0.77	0.22	sim	0,6*d<30cm	1.03	0.0010	2.00	21.30	2.00	2.07	8.00	φ5 c. 19	10	7		

Fonte: Autor (2021)

## A.15. ANCORAGEM ARMADURA POSITIVA

ANCORAGEM ARMADURA POSITIVA NOS APOIOS																		
VIGA	l (m)	φ (cm)	lb (cm)	As,cal (cm²)	lb,nec reta (cm)	lb,nec gancho (cm)	lb,min reta (cm)	lb,min gancho (cm)	lb,disp 1 (cm)	lb,disp 2 (cm)	Tipo de Ancoragem 1	lb,adot (cm)	Tipo de Ancoragem 2	lb,adot (cm)	Δl (cm)	ΔC (cm)		
																	201	4.70
		V201b	1.90	2.00	76.00	1.83	14.76	10.33	23.00	19.00	-	17.00	-	grampo	19.00	30.00	24.00	
202	5.70	V202a	1.90	1.00	38.00	0.26	6.24	4.37	12.00	10.00	17.00	37.00	Reta	17.00	Reta	12.00	15.00	13.00
		V202b	3.80	1.00	38.00	0.66	10.67	7.47	12.00	10.00	37.00	37.00	Reta	37.00	Reta	12.00	15.00	13.00
		V203a	2.20	1.00	38.00	0.20	4.79	3.36	12.00	10.00	17.00	17.00	Reta	17.00	Reta	12.00	15.00	13.00
		V203b	3.20	1.00	38.00	0.48	11.64	8.15	12.00	10.00	17.00	17.00	Reta	17.00	Reta	12.00	15.00	13.00
204	3.90	V204	3.90	1.25	47.00	1.02	13.06	9.14	15.00	12.00	17.00	17.00	Reta	17.00	Reta	15.00	15.00	12.00
205	1.53	V205	1.53	0.80	30.00	0.29	8.75	6.13	10.00	8.00	12.00	17.00	Reta	12.00	Reta	10.00	10.00	8.00
206	6.33	V206a	1.68	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
		V206b	2.75	1.25	47.00	1.61	15.44	10.81	15.00	12.00	37.00	17.00	Reta	37.00	Reta	16.00	15.00	12.00
		V206c	1.90	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
208	1.50	V208	1.50	0.80	30.00	0.24	7.19	5.03	10.00	8.00	17.00	17.00	Reta	17.00	Reta	10.00	10.00	8.00
209	2.20	V209	2.20	0.80	30.00	0.51	10.09	7.06	10.00	8.00	17.00	17.00	Reta	17.00	Reta	11.00	10.00	8.00
210	1.63	V210	1.63	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
212	9.00	V212a	1.80	0.80	30.00	0.39	7.83	5.48	10.00	8.00	37.00	17.00	Reta	37.00	Reta	10.00	10.00	8.00
		V212b	5.60	1.25	47.00	0.69	8.09	5.66	15.00	12.00	17.00	17.00	Reta	17.00	Reta	15.00	15.00	12.00
		V212c	1.60	0.80	30.00	0.55	10.89	7.63	10.00	8.00	17.00	37.00	Reta	17.00	Reta	11.00	10.00	8.00
223	5.10	V223a	1.18	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
		V223b	3.93	0.80	30.00	0.37	11.05	7.73	10.00	8.00	17.00	12.00	Reta	17.00	Reta	12.00	10.00	8.00
		V225a	4.03	1.25	47.00	0.98	9.42	6.60	15.00	12.00	17.00	17.00	Reta	17.00	Reta	15.00	15.00	12.00
225	9.10	V225b	1.18	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
		V225c	3.90	1.25	47.00	0.67	12.81	8.97	15.00	12.00	17.00	17.00	Reta	17.00	Reta	15.00	15.00	12.00
228	5.20	V228	5.20	1.60	61.00	1.61	12.19	8.53	19.00	16.00	17.00	17.00	Gancho	17.00	Gancho	16.00	20.00	16.00
232	4.20	V232a	2.00	0.80	30.00	0.34	6.76	4.73	10.00	8.00	17.00	37.00	Reta	17.00	Reta	10.00	10.00	8.00
		V232b	2.20	0.80	30.00	0.42	8.38	5.87	10.00	8.00	37.00	17.00	Reta	37.00	Reta	10.00	10.00	8.00
		V233a	1.50	0.80	30.00	0.05	0.97	0.68	10.00	8.00	37.00	37.00	Reta	37.00	Reta	10.00	10.00	8.00
233	4.90	V233b	3.40	1.00	38.00	0.80	12.86	9.00	12.00	10.00	37.00	17.00	Reta	37.00	Reta	13.00	15.00	13.00
235	5.00	V235a	1.70	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
		V235b	3.30	1.60	61.00	1.85	14.01	9.81	19.00	16.00	17.00	17.00	Gancho	17.00	Gancho	16.00	20.00	16.00
		V238a	1.70	1.60	61.00	1.25	12.65	8.85	19.00	16.00	17.00	17.00	Gancho	17.00	Gancho	16.00	20.00	16.00
		V238b	3.30	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
		V238c	5.60	1.00	38.00	1.09	26.44	18.51	12.00	10.00	17.00	17.00	-	19.00	-	19.00	15.00	13.00
		V238d	3.30	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
		V238e	5.60	1.00	38.00	1.05	25.37	17.76	12.00	10.00	17.00	17.00	-	18.00	-	18.00	15.00	13.00
		V238f	3.30	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
		V238g	1.70	1.60	61.00	1.25	12.62	8.83	19.00	16.00	17.00	17.00	Gancho	17.00	Gancho	16.00	20.00	16.00

Fonte: Autor (2021)

## A.16. ANCORAGEM ARMADURA NEGATIVA

ANCORAGEM ARMADURA NEGATIVA NOS APOIOS (MÁ ADERENCIA)																		
VIGA	l (m)	φ (cm)	lb (cm)	As,cal (cm²)	lb,nec reta (cm)	lb,nec gancho (cm)	lb,min reta (cm)	lb,min gancho (cm)	lb,disp 1 (cm)	lb,disp 2 (cm)	Tipo de Ancoragem 1	lb,adot (cm)	Tipo de Ancoragem 2	lb,adot (cm)	Δl (cm)	ΔC (cm)		
																	201	4.70
		V201b	1.90	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-		
202	5.70	V202a	1.90	0.80	43.00	0.26	5.52	3.86	13.00	8.00	17.00	37.00	Reta	17.00	Reta	13.00	10.00	8.00
		V202b	3.80	0.80	43.00	0.66	14.17	9.92	13.00	8.00	37.00	37.00	Reta	37.00	Reta	15.00	10.00	8.00
		V203a	2.20	0.80	43.00	0.20	5.64	3.95	13.00	8.00	17.00	17.00	Reta	17.00	Reta	13.00	10.00	8.00
		V203b	3.20	0.80	43.00	0.48	13.70	9.59	13.00	8.00	17.00	17.00	Reta	17.00	Reta	14.00	10.00	8.00
204	3.90	V204	3.90	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-		
205	1.53	V205	1.53	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-		
206	6.33	V206a	1.68	2.00	108.00	1.46	16.79	11.76	33.00	19.00	12.00	37.00	grampo	19.00	Reta	33.00	30.00	24.00
		V206b	2.75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-		
		V206c	1.90	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-		
208	1.50	V208	1.50	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-		
209	2.20	V209	2.20	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-		
210	1.63	V210	1.63	1.60	87.00	0.37	8.05	5.63	27.00	16.00	12.00	37.00	grampo	16.00	Reta	27.00	20.00	16.00
212	9.00	V212a	1.80	1.25	68.00	0.39	5.46	3.82	21.00	12.00	37.00	17.00	Reta	37.00	Gancho	12.00	15.00	12.00
		V212b	5.60	1.25	68.00	0.69	9.58	6.71	21.00	12.00	17.00	17.00	Gancho	17.00	Gancho	12.00	15.00	12.00
		V212c	1.60	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-		
223	5.10	V223a	1.18	1.00	54.00	0.29	6.74	4.72	17.00	10.00	12.00	17.00	Gancho	12.00	Gancho	10.00	15.00	13.00
		V223b	3.93	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-		
		V225a	4.03	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-		
225	9.10	V225b	1.18	1.60	87.00	0.38	5.48	3.83	27.00	16.00	17.00	17.00	Gancho	17.00	Gancho	16.00	20.00	16.00
		V225c	3.90	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-		
228	5.20	V228	5.20	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-		
232	4.20	V232a	2.00	0.80	43.00	0.34	9.68	6.78	13.00	8.00	17.00	37.00	Reta	17.00	Reta	13.00	10.00	8.00
		V232b	2.20	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-		
		V233a	1.50	0.80	43.00	0.05	0.86	0.60	13.00	8.00	37.00	37.00	Reta	37.00	Reta	13.00	10.00	8.00
		V233b	3.40	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-		
235	5.00	V235a	1.70	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-		
		V235b	3.30	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-		
		V238a	1.70	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-		
		V238b	3.30	1.25	68.00	1.25	17.32	12.12	21.00	12.00	17.00	17.00	Gancho	17.00	Gancho	13.00	15.00	12.00
		V238c	5.60	1.25	68.00	1.09	20.19	14.13	21.00	12.00	17.00	17.00	Gancho	17.00	Gancho	15.00	15.00	12.00
		V238d	3.30	1.25	68.00	1.05	14.52	10.16	21.00	12.00	17.00	17.00	Gancho	17.00	Gancho	12.00	15.00	12.00
		V238e	5.60	1.00	38.00	1.05	25.37	17.76	12.00	10.00	17.00	17.00	-	18.00	-	18.00	15.00	13.0

A.17. VERIFICAÇÃO FLECHA

VIGA	L <sub>tot</sub> (m)	VIGA	l <sub>1</sub> (m)	As (cm <sup>2</sup> )	As' (cm <sup>2</sup> )	I (cm <sup>4</sup> )	Wc (cm)	ρ	Kt	ρ'	W <sub>∞</sub> (cm)	Wadm (cm)	Verificação
201	4.70	V201a	2.80	9.42	2.45	208333.33	0.2810	0.0104	2.4712	0.0027	0.8719	1.88	OK
		V201b	1.90	-	-	208333.33	-	-	-	-	-	-	-
202	5.70	V202a	1.90	1.57	1.01	106666.67	0.0000	0.0022	7.4150	0.0014	0.0000	0.76	OK
		V202b	3.80	2.36	1.01	106666.67	0.0653	0.0033	5.5476	0.00142	0.5035	1.52	OK
203	5.40	V203a	2.20	1.57	0.62	106666.67	0.0000	0.0022	7.4150	0.0009	0.0000	0.88	OK
		V203b	3.20	1.57	0.62	106666.67	0.0275	0.0022	7.4150	0.0009	0.2866	1.28	OK
204	3.90	V204	3.90	3.68	0.62	106666.67	0.0099	0.0052	4.0435	0.0009	0.0562	1.56	OK
205	1.53	V205	1.53	1.01	0.62	80000.00	0.0016	0.0019	8.2708	0.0012	0.0184	0.61	OK
206	6.33	V206a	1.68	4.91	9.42	208333.33	0.1862	0.0054	3.9295	0.0104	0.7699	1.34	OK
		V206b	2.75	4.91	0.62	208333.33	0.1289	0.0054	3.9295	0.0007	0.6630	1.86	OK
		V206c	1.90	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
208	1.50	V208	1.50	1.01	0.62	80000.00	0.0013	0.0019	8.2708	0.0012	0.0146	0.60	OK
209	2.20	V209	2.20	1.51	0.62	106666.67	0.0028	0.0021	7.6235	0.0009	0.0302	0.88	OK
210	1.63	V210	1.63	0.62	4.02	80000.00	0.0812	0.0012	11.7061	0.0075	1.1545	1.30	OK
212	9.00	V212a	1.80	1.51	0.62	106666.67	0.0000	0.0021	7.6235	0.0009	0.0000	0.72	OK
		V212b	5.60	3.68	0.62	106666.67	0.2992	0.0052	4.0435	0.0009	1.7005	2.24	OK
		V212c	1.60	1.51	0.62	106666.67	0.0000	0.0021	7.6235	0.0009	0.0000	0.64	OK

223	5.10	V223a	1.18	1.01	2.36	80000.00	0.0069	0.0019	8.2708	0.0044	0.0744	0.94	OK
		V223b	3.93	1.01	0.62	80000.00	0.0225	0.0019	8.2708	0.0012	0.2600	1.57	OK
225	9.10	V225a	4.03	3.68	0.62	106666.67	0.2613	0.0052	4.0435	0.0009	1.4851	2.08	OK
		V225b	1.18	-	-	106666.67	-	-	-	-	-	-	-
		V225c	3.90	2.45	0.62	106666.67	0.0191	0.0035	5.4017	0.0009	0.1450	1.56	OK
228	5.20	V228	5.20	8.04	0.62	106666.67	0.0208	0.0113	2.3182	0.0009	0.0677	2.08	OK
232	4.20	V232a	2.00	1.51	1.51	106666.67	0.0037	0.0021	7.6235	0.0021	0.0386	0.8	OK
		V232b	2.20	1.51	1.51	106666.67	0.0065	0.0021	7.6235	0.0021	0.0679	0.88	OK
233	4.90	V233a	1.50	1.51	2.45	106666.67	0.0000	0.0021	7.6235	0.0035	0.0000	0.6	OK
		V233b	3.40	2.36	2.45	106666.67	0.0606	0.0033	5.5476	0.0035	0.4476	1.36	OK
235	5.00	V235a	1.70	-	-	208333.33	-	-	-	-	-	-	-
		V235b	3.30	8.04	0.62	208333.33	0.3514	0.0088	2.7661	0.0007	1.2723	2	OK
238	5.00	V238a	1.70	6.03	4.91	106666.67	0.3115	0.0085	2.8450	0.0069	1.0924	2	OK
			3.30	-	-	106666.67	-	-	-	-	-	-	-
	5.60	V238b	5.60	1.57	0.62	106666.67	0.0611	0.0022	7.4150	0.0009	0.6368	2.24	OK
	5.60	V239c	5.60	-	-	106666.67	-	-	-	-	-	-	-
	5.00	V238d	3.30	-	-	106666.67	-	-	-	-	-	-	-
			1.70	6.03	0.62	106666.67	0.3107	0.0085	2.8450	0.0009	1.2424	2	OK

Fonte: Autor (2021)Fonte: Autor (2021)

A.18. VERIFICAÇÃO FISSURA MEIO VÃO

VIGA	L <sub>tot</sub>	V	V (m)	Mk (kNm)	Mr (kNm)	Verificação fissura	Ase (cm <sup>2</sup> )	φ (cm)	Ase' (cm <sup>2</sup> )	ρ	ρ'	λ	δ	ξ	FISSURA MEIO VÃO																
															os,p (kN/cm <sup>2</sup> )	os,ε (kN/cm <sup>2</sup> )	os (kN/cm <sup>2</sup> )	v (cm)	h <sub>0</sub> (cm)	Ace (cm <sup>2</sup> )	pse	os,r (kN/cm <sup>2</sup> )	Tipo de Fissura	β	tbm	Estm-Ecm	Estm-Ecm	Wk (mm)	Verificação		
201	4.70	V201a	2.80	80.00	22.44	Ok	9.42	2.00	0.62	0.010352	0.000681	0.0658	0.0989	0.3169	0.0459	21.15	5	26.15	14.42	11.25	225.00	0.00419	8.01	Estabilizada	0.38	0.4617	0.00116	0.186	Ok		
		V201b	1.90	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
202	5.70	V202a	1.90	0.00	14.36	Ok	1.57	1.00	0.62	0.002211	0.000873	0.3949	0.1268	0.1626	0.0127	0.00	5	5.00	5.77	11.25	225.00	0.0070	38.64	Formação	0.6	0.3463	-0.0009	0	-0.045	Ok	
		V202b	3.80	15.01	14.36	fissurou	2.36	1.00	1.01	0.003324	0.001423	0.4280	0.1933	0.0181	19.52	5	24.52	6.86	11.05	220.92	0.0107	25.90	Formação	0.6	0.3463	0.00045	0.230	Ok			
203	5.40	V203a	2.20	1.79	14.36	Ok	1.57	1.00	0.62	0.002211	0.000873	0.3949	0.1268	0.1626	0.0127	3.44	5	8.44	5.77	11.25	225.00	0.0070	38.64	Formação	0.6	0.3463	-0.0007	0	-0.056	Ok	
		V203b	3.20	9.04	14.36	Ok	1.57	1.00	0.62	0.002211	0.000873	0.3949	0.1268	0.1626	0.0127	17.38	5	22.38	5.77	11.25	225.00	0.0070	38.64	Formação	0.6	0.3463	-4E-05	0	0.064	Ok	
204	3.90	V204	3.90	28.05	14.36	fissurou	3.68	1.25	0.62	0.005183	0.000873	0.1685	0.1268	0.2364	0.0264	23.69	5	28.69	8.39	10.54	210.71	0.0175	16.57	Estabilizada	0.38	0.4617	0.00112	0.00112	0.272	Ok	
205	1.53	V205	1.53	3.35	10.77	Ok	1.01	0.80	0.62	0.001897	0.001164	0.6139	0.1268	0.1514	0.0111	10.01	5	15.01	5.37	11.25	168.75	0.0060	44.74	Formação	0.6	0.3463	-0.0006	0	-0.057	Ok	
206	6.33	V206a	1.68	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
		V206b	2.75	57.22	22.44	fissurou	4.91	1.25	0.62	0.005396	0.000681	0.1263	0.0989	0.2407	0.0273	28.26	5	33.26	10.95	11.25	225.00	0.0218	13.64	Estabilizada	0.38	0.4617	0.0014	0.0014	0.263	Ok	
208	1.50	V208	1.50	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
209	2.20	V209	2.20	2.66	10.77	Ok	1.01	0.80	0.62	0.001897	0.001164	0.6139	0.1268	0.1514	0.0111	7.93	5	12.93	5.37	11.25	168.75	0.0060	44.74	Formação	0.6	0.3463	-0.0007	0	-0.064	Ok	
210	1.63	V210	1.63	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
212	9.00	V212a	1.80	5.67	14.36	Ok	1.51	0.80	0.62	0.002127	0.000873	0.4106	0.1268	0.1598	0.0123	11.32	5	16.32	5.67	11.25	225.00	0.0067	40.11	Formação	0.6	0.3463	-0.0004	0	-0.025	Ok	
		V212b	5.60	31.62	14.36	fissurou	4.02	1.25	0.62	0.005662	0.000873	0.1542	0.1268	0.2456	0.0284	24.54	5	29.54	8.72	10.43	208.54	0.0193	15.19	Estabilizada	0.38	0.4617	0.00119	0.00119	0.259	Ok	
		V212c	1.60	4.69	14.36	Ok	1.51	0.80	0.62	0.002127	0.000873	0.4106	0.1268	0.1598	0.0123	9.36	5	14.36	5.67	11.25	225.00	0.0067	40.11	Formação	0.6	0.3463	-0.0005	0	-0.037	Ok	
223	5.10	V223a	1.18	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
		V223b	3.93	6.20	10.77	Ok	1.01	0.80	0.62	0.0019	0.001	0.6139	0.1268	0.1514	0.0111	18.50	5	23.50	5.37	11.25	168.75	0.0060	44.74	Formação	0.6	0.3463	-0.0002	0	0.021	Ok	
225	9.10	V225a	4.03	31.36	14.36	fissurou	4.91	1.25	0.62	0.0069	0.001	0.1263	0.1268	0.2674	0.0334	20.09	5	25.09	9.49	10.17	203.38	0.0241	12.51	Estabilizada	0.38	0.4617	0.00102	0.00102	0.182	Ok	
		V225b	1.18	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		V225c	3.90	10.45	14.36	Ok	2.45	1.25	0.62	0.0035	0.001	0.2531	0.1268	0.1980	0.0187	13.06	5	18.06	7.09	10.99	219.80	0.0111	24.90	Formação	0.6	0.3463	0.00016	0.00016	0.122	Ok	
228	5.20	V228	5.20	58.87	14.36	fissurou	8.04	1.60	0.62	0.0113	0.001	0.0771	0.1268	0.3284	0.0491	23.46	5	28.46	11.66	9.45	188.95	0.0426	7.91	Estabilizada	0.38	0.4617	0.00127	0.00127	0.159	Ok	
232	4.20	V232a	2.00	3.72	14.36	Ok	1.																								



## A.21. CARREGAMENTO VIGAS DE CONTRAVENTAMENTO EM Y

VIGA	Ltot (m)	g1 (kN/m)				LAIES ADJACENTES		REAÇÃO-g2 (kN/m)		ALVENARIA										Comb. 1		Comb. 2		Comb. Quase perm.		Comb. Freqüente	
		1,1 (m)	b (cm)	h (cm)	d	Apóio 1 (cm)	Apóio 2 (cm)	Peso próprio	ACIMA	ABAIXO	ACIMA	ABAIXO	TIPO TUOLO	b (m)	h (m)	peso-g3 (kN/m)	ABERTURA	Desconto Abertura (kN/m)	TOTAL (kN/m)	TOTAL (kN/m)	Vk (kN)	Rk (kN)	Gtotal (kN/m)	TOTAL (kN/m)	TOTAL (kN/m)	TOTAL (kN/m)	TOTAL (kN/m)
230	22.20	V230a	2.10	20	40	35.5	40	40	2.00	226	226	6.03	0.00	Furadas	0.20	2.70	7.02	NÃO POSSUI	0.00	15.05	15.05	39.47	15.80	13.62	14.33	14.05	14.19
		V230b	3.00	20	40	35.5	40	40	2.00	226	223	6.03	5.78	Furadas	0.20	2.70	7.02	NÃO POSSUI	0.00	20.82	20.82	31.24	17.75	18.87	18.42	18.65	
		V230c	2.50	20	40	35.5	40	20	2.00	220	223	5.63	5.78	Furadas	0.20	2.70	7.02	PORTA 90X210	1.97	18.46	18.46	23.07	15.12	16.38	15.87	16.13	
		V230d	1.40	20	40	35.5	20	20	2.00	220	221	5.63	3.00	Furadas	0.20	2.70	7.02	PORTA 90X210	3.51	14.14	14.14	9.90	11.06	12.47	11.91	12.19	
		V230e	4.20	20	40	35.5	20	20	2.00	ESC	214	0.00	5.15	Furadas	0.20	0.00	0	NÃO POSSUI	0.00	7.15	7.15	15.01	4.77	5.66	5.30	5.48	
		V230f	1.40	20	40	35.5	20	20	2.00	210	213	5.63	3.00	Furadas	0.20	2.70	7.02	PORTA 90X210	3.51	14.14	14.14	9.90	11.06	12.47	11.91	12.19	
		V230g	2.50	20	40	35.5	20	40	2.00	210	205	5.63	5.78	Furadas	0.20	2.70	7.02	PORTA 90X210	1.97	18.46	18.46	23.07	15.12	16.38	15.87	16.13	
		V230h	3.00	20	40	35.5	40	40	2.00	202	205	6.03	5.78	Furadas	0.20	2.70	7.02	NÃO POSSUI	0.00	20.82	20.82	31.24	17.75	18.87	18.42	18.65	
		V230i	2.10	20	40	35.5	40	40	2.00	202	202	6.03	0.00	Furadas	0.20	2.70	7.02	NÃO POSSUI	0.00	15.05	15.05	39.45	15.80	13.62	14.33	14.05	14.19
		V230j	3.40	20	40	35.5	40	40	2.00	223	227	5.78	4.27	Furadas	0.20	2.70	7.02	NÃO POSSUI	0.00	19.07	19.07	40.91	32.42	16.14	17.58	17.00	17.29
231	17.60	V231a	2.00	20	40	35.5	40	40	2.00	223	222	5.78	5.03	Furadas	0.20	2.70	7.02	NÃO POSSUI	0.00	19.83	19.83	19.83	16.87	19.00	18.15	18.58	
		V231b	1.50	20	40	35.5	20	20	2.00	221	222	3.00	5.03	Furadas	0.20	2.70	7.02	PORTA 90X210	3.28	13.78	13.78	10.33	11.08	13.08	12.28	12.68	
		V231c	2.10	20	40	35.5	20	20	2.00	214	214	5.15	0.00	MACIÇOS	0.20	2.70	9.72	PORTA 90X210	3.24	13.63	13.63	14.31	11.25	12.44	11.96	12.20	
		V231d	2.10	20	40	35.5	20	20	2.00	214	214	5.15	5.15	Furadas	0.20	0.00	0	NÃO POSSUI	0.00	12.29	12.29	12.91	7.54	9.61	8.79	9.20	
		V231f	1.50	20	40	35.5	20	40	2.00	213	211	3.00	5.03	Furadas	0.20	2.70	7.02	PORTA 90X210	3.28	13.78	13.78	10.33	11.08	13.08	12.28	12.68	
		V231g	2.00	20	40	35.5	40	40	2.00	205	211	5.78	5.03	Furadas	0.20	2.70	7.02	NÃO POSSUI	0.00	19.83	19.83	19.83	16.87	19.00	18.15	18.58	
		V231h	3.00	20	40	35.5	40	40	2.00	205	206	5.78	4.27	Furadas	0.20	2.70	7.02	NÃO POSSUI	0.00	19.07	19.07	39.66	28.61	16.14	17.58	17.00	17.29
237	11.00	V237a	3.40	20	40	35.5	40	20	2.00	222	218	5.03	7.00	Furadas	0.20	2.70	7.02	PORTA-JANELA 195X210	3.13	17.92	17.92	36.36	30.46	14.73	15.85	15.40	15.63
		V237c	2.10	20	40	35.5	40	20	2.00	217	218	3.03	7.00	Furadas	0.20	2.70	7.02	PORTA-JANELA 170X210	4.42	14.62	14.62	15.36	11.70	12.69	12.30	12.49	
		V237d	2.10	20	40	35.5	40	20	2.00	216	212	3.03	6.50	Furadas	0.20	2.70	7.02	PORTA-JANELA 170X210	4.42	14.13	14.13	14.84	11.21	12.20	11.80	12.00	
		V237f	3.40	20	40	35.5	20	40	2.00	211	212	5.03	6.50	Furadas	0.20	2.70	7.02	PORTA-JANELA 195X210	3.13	17.42	17.42	35.56	29.62	14.24	15.36	14.91	15.14
337	22.20	V337a	2.10	20	40	35.5	40	40	2.00	326	326	6.03	0.00	Furadas	0.20	2.70	7.02	NÃO POSSUI	0.00	15.05	15.05	15.80	13.62	14.33	14.05	14.19	
		V337b	3.00	20	40	35.5	40	40	2.00	326	323	6.03	5.78	Furadas	0.20	2.70	7.02	NÃO POSSUI	0.00	20.82	20.82	31.24	17.75	18.87	18.42	18.65	
		V337c	2.50	20	40	35.5	40	20	2.00	320	323	5.63	5.78	Furadas	0.20	2.70	7.02	PORTA 90X210	1.97	18.46	18.46	23.07	15.12	16.38	15.87	16.13	
		V337d	1.40	20	40	35.5	20	20	2.00	320	321	5.63	3.00	Furadas	0.20	2.70	7.02	PORTA 90X210	3.51	14.14	14.14	9.90	11.06	12.47	11.91	12.19	
		V337e	4.20	20	40	35.5	20	20	2.00	ESC	314	0.00	5.15	Furadas	0.20	0.00	0	NÃO POSSUI	0.00	7.15	7.15	15.01	4.77	5.66	5.30	5.48	
		V337f	1.40	20	40	35.5	20	20	2.00	310	313	5.63	3.00	Furadas	0.20	2.70	7.02	PORTA 90X210	3.51	14.14	14.14	9.90	11.06	12.47	11.91	12.19	
		V337g	2.50	20	40	35.5	20	40	2.00	310	305	5.63	5.78	Furadas	0.20	2.70	7.02	PORTA 90X210	1.97	18.46	18.46	23.07	15.12	16.38	15.87	16.13	
		V337h	3.00	20	40	35.5	40	40	2.00	302	305	6.03	5.78	Furadas	0.20	2.70	7.02	NÃO POSSUI	0.00	20.82	20.82	31.24	17.75	18.87	18.42	18.65	
		V337i	2.10	20	40	35.5	40	40	2.00	302	302	6.03	0.00	Furadas	0.20	2.70	7.02	NÃO POSSUI	0.00	15.05	15.05	15.80	13.62	14.33	14.05	14.19	
		V338a	3.40	20	40	35.5	40	40	2.00	323	327	5.78	4.27	Furadas	0.20	2.70	7.02	NÃO POSSUI	0.00	19.07	19.07	32.42	16.14	17.58	17.00	17.29	
338	18.00	V338b	2.00	20	40	35.5	40	40	2.00	323	322	5.78	5.03	Furadas	0.20	2.70	7.02	NÃO POSSUI	0.00	19.83	19.83	19.83	16.87	19.00	18.15	18.58	
		V338c	1.50	20	40	35.5	40	20	2.00	321	322	3.00	5.03	Furadas	0.20	2.70	7.02	PORTA 90X210	3.28	13.78	13.78	10.33	11.08	13.08	12.28	12.68	
		V338d	2.10	20	40	35.5	20	20	2.00	314	315	5.15	0.00	MACIÇOS	0.20	2.70	9.72	PORTA 90X210	3.24	13.63	13.63	14.31	11.25	12.44	11.96	12.20	
		V338e	2.10	20	40	35.5	20	20	2.00	314	315	5.15	3.32	Furadas	0.20	0.00	0	NÃO POSSUI	0.00	10.47	10.47	10.99	6.56	8.48	7.71	8.09	
		V338f	1.50	20	40	35.5	20	40	2.00	313	311	3.00	5.03	Furadas	0.20	2.70	7.02	PORTA 90X210	3.28	13.78	13.78	10.33	11.08	13.08	12.28	12.68	
		V338g	2.00	20	40	35.5	40	40	2.00	305	311	5.78	5.03	Furadas	0.20	2.70	7.02	NÃO POSSUI	0.00	19.83	19.83	19.83	16.87	19.00	18.15	18.58	
		V338h	3.40	20	40	35.5	40	40	2.00	305	306	5.78	4.27	Furadas	0.20	2.70	7.02	NÃO POSSUI	0.00	19.07	19.07	32.42	16.14	17.58	17.00	17.29	
		V344a	3.40	20	40	35.5	40	20	2.00	322	318	5.03	6.50	Furadas	0.20	2.70	7.02	PORTA-JANELA 195X210	3.13	17.42	17.42	29.62	14.24	15.36	14.91	15.14	
		V344b	2.10	20	40	35.5	20	40	2.00	317	318	3.03	6.50	Furadas	0.20	2.70	7.02	PORTA-JANELA 170X210	4.42	14.13	14.13	14.84	11.21	12.20	11.80	12.00	
		V344c	2.10	20	40	35.5	40	20	2.00	316	312	3.03	6.50	Furadas	0.20	2.70	7.02	PORTA-JANELA 170X210	4.42	14.13	14.13	14.84	11.21	12.20	11.80	12.00	
437	22.20	V437a	3.40	20	40	35.5	20	40	2.00	311	312	5.03	6.50	Furadas	0.20	2.70	7.02	PORTA-JANELA 195X210	3.13	17.42	17.42	29.62	14.24	15.36	14.91	15.14	
		V437b	2.10	20	40	35.5	40	40	2.00	408	425	4.75	0.00	Furadas	0.20	1.50	3.9	NÃO POSSUI	0.00	10.65	10.65	11.38	9.70	10.18	9.99	10.08	
		V437c	3.00	20	40	35.5	40	40	2.00	428	425	4.75	5.50	Furadas	0.20	0.00	0	NÃO POSSUI	0.00	12.25	12.25	18.38	10.20	10.95	10.65	10.80	
		V437d	2.50	20	40	35.5	40	20	2.00	421	425	5.63	5.50	Furadas	0.20	0.00	0	NÃO POSSUI	0.00	13.13	13.13	16.41	10.90	11.74	11.40	11.57	
		V437e	1.40	20	40	35.5	20	20	2.00	421	422	5.63	2.77	Furadas	0.20	0.00	0	NÃO POSSUI	0.00	10.40							

## A.21. DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA POSITIVA

DIMENSIONAMENTO À FLEXÃO - ARMADURA POSITIVA																			
VIGA	l,tot (m)	l,1 (m)	Mk (kNm)	Md (kN.cm)	$\mu$	$\mu_{lim}$	$\mu \leq \mu_{lim}$	$\xi$	$\rho_{min}$	As,min (cm <sup>2</sup> )	As,calc (cm <sup>2</sup> )	As,adotado (cm <sup>2</sup> )	Ase (cm <sup>2</sup> )	Solução	$\phi$ (cm)	bsi,disp (cm)	bsi,nec (cm)	Nº de Camad	
207	8.90	V207a	3.10	17.94	2511.60	0.040	0.2952	Arm. Simples	0.0510	0.0015	1.50	1.30	1.50	2.45	2 $\phi$ 12,5mm	1.25	13.00	4.80	1
		V207b	2.00	61.17	8563.80	0.136	0.2952	Arm. Simples	0.1839	0.0015	1.50	4.67	4.67	4.91	4 $\phi$ 12,5mm	1.25	13.00	11.80	1
		V207c	2.40	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		V207d	1.40	39.32	5504.80	0.088	0.2952	Arm. Simples	0.1148	0.0015	1.50	2.92	2.92	3.68	3 $\phi$ 12,5mm	1.25	13.00	8.30	1
211	9.00	V211a	1.10	23.63	3308.20	0.086	0.2952	Arm. Simples	0.1132	0.0015	1.20	2.25	2.25	3.68	3 $\phi$ 12,5mm	1.25	13.00	8.30	1
		V211b	3.50	16.87	2361.80	0.062	0.2952	Arm. Simples	0.0797	0.0015	1.20	1.58	1.58	2.45	2 $\phi$ 12,5mm	1.25	13.00	4.80	1
		V211c	2.30	16.05	2247.00	0.059	0.2952	Arm. Simples	0.0757	0.0015	1.20	1.50	1.50	2.45	2 $\phi$ 12,5mm	1.25	13.00	4.80	1
		V211d	1.80	14.84	2077.60	0.054	0.2952	Arm. Simples	0.0698	0.0015	1.20	1.38	1.38	2.45	2 $\phi$ 12,5mm	1.25	13.00	4.80	1
		V211e	1.40	35.17	4923.80	0.129	0.2952	Arm. Simples	0.1728	0.0015	1.20	3.43	3.43	3.68	3 $\phi$ 12,5mm	1.25	13.00	8.30	1
214	9.00	V214a	1.10	11.86	1660.40	0.043	0.2952	Arm. Simples	0.0555	0.0015	1.20	1.10	1.20	2.45	2 $\phi$ 12,5mm	1.25	13.00	4.80	1
		V214b	3.50	11.94	1671.60	0.044	0.2952	Arm. Simples	0.0559	0.0015	1.20	1.11	1.20	2.45	2 $\phi$ 12,5mm	1.25	13.00	4.80	1
		V214c	2.40	17.45	2443.00	0.064	0.2952	Arm. Simples	0.0825	0.0015	1.20	1.64	1.64	2.45	2 $\phi$ 12,5mm	1.25	13.00	4.80	1
		V214d	1.70	13.00	1820.00	0.048	0.2952	Arm. Simples	0.0610	0.0015	1.20	1.21	1.21	2.45	2 $\phi$ 12,5mm	1.25	13.00	4.80	1
		V214e	1.40	35.53	4974.20	0.130	0.2952	Arm. Simples	0.1747	0.0015	1.20	3.46	3.46	3.68	3 $\phi$ 12,5mm	1.25	13.00	8.30	1
216	8.90	V207a	3.10	17.94	2511.60	0.040	0.2952	Arm. Simples	0.0510	0.0015	1.50	1.30	1.50	2.45	2 $\phi$ 12,5mm	1.25	13.00	4.80	1
		V207b	2.00	61.17	8563.80	0.136	0.2952	Arm. Simples	0.1839	0.0015	1.50	4.67	4.67	4.91	4 $\phi$ 12,5mm	1.25	13.00	11.80	1
		V207c	2.40	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
		V207d	1.40	39.32	5504.80	0.088	0.2952	Arm. Simples	0.1148	0.0015	1.50	2.92	2.92	3.68	3 $\phi$ 12,5mm	1.25	13.00	8.30	1
230	22.20	V230a	2.10	24.33	3406.20	0.089	0.2952	Arm. Simples	0.1167	0.0015	1.20	2.31	2.31	2.45	2 $\phi$ 12,5mm	1.25	13.00	4.80	1
		V230b	3.00	11.65	1631.00	0.043	0.2952	Arm. Simples	0.0545	0.0015	1.20	1.08	1.20	2.45	2 $\phi$ 12,5mm	1.25	13.00	4.80	1
		V230c	2.50	17.52	2452.80	0.064	0.2952	Arm. Simples	0.0829	0.0015	1.20	1.64	1.64	3.68	3 $\phi$ 12,5mm	1.25	13.00	8.30	1
		V230d	1.40	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
		V230e	4.20	10.10	1414.00	0.037	0.2952	Arm. Simples	0.0471	0.0015	1.20	0.93	1.20	2.45	2 $\phi$ 12,5mm	1.25	13.00	4.80	1
		V230f	1.40	17.46	2444.40	0.064	0.2952	Arm. Simples	0.0826	0.0015	1.20	1.64	1.64	3.68	3 $\phi$ 12,5mm	1.25	13.00	8.30	1
		V230g	2.50	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
		V230h	3.00	11.45	1603.00	0.042	0.2952	Arm. Simples	0.0535	0.0015	1.20	1.06	1.20	2.45	2 $\phi$ 12,5mm	1.25	13.00	4.80	1
		V230i	2.10	24.36	3410.40	0.089	0.2952	Arm. Simples	0.1169	0.0015	1.20	2.32	2.32	2.45	2 $\phi$ 12,5mm	1.25	13.00	4.80	1
		V230j	1.40	17.46	2444.40	0.064	0.2952	Arm. Simples	0.0826	0.0015	1.20	1.64	1.64	3.68	3 $\phi$ 12,5mm	1.25	13.00	8.30	1
231	17.60	V231a	3.40	15.98	2237.20	0.058	0.2952	Arm. Simples	0.0754	0.0015	1.20	1.49	1.49	2.45	2 $\phi$ 12,5mm	1.25	13.00	4.80	1
		V231b	2.00	15.18	2125.20	0.056	0.2952	Arm. Simples	0.0715	0.0015	1.20	1.42	1.42	2.45	2 $\phi$ 12,5mm	1.25	13.00	4.80	1
		V231c	1.50	14.30	2002.00	0.052	0.2952	Arm. Simples	0.0672	0.0015	1.20	1.33	1.33	2.45	2 $\phi$ 12,5mm	1.25	13.00	4.80	1
		V231d	2.10	1.71	239.40	0.006	0.2952	Arm. Simples	0.0078	0.0015	1.20	0.16	1.20	2.45	2 $\phi$ 12,5mm	1.25	13.00	4.80	1
		V231e	2.10	24.02	3362.80	0.088	0.2952	Arm. Simples	0.1152	0.0015	1.20	2.28	2.28	3.68	3 $\phi$ 12,5mm	1.25	13.00	8.30	1
		V231f	1.50	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
		V231g	2.00	12.33	1726.20	0.045	0.2952	Arm. Simples	0.0577	0.0015	1.20	1.14	1.20	2.45	2 $\phi$ 12,5mm	1.25	13.00	4.80	1
		V231h	3.00	16.92	2368.80	0.062	0.2952	Arm. Simples	0.0800	0.0015	1.20	1.59	1.59	2.45	2 $\phi$ 12,5mm	1.25	13.00	4.80	1
237	11.00	V237a	3.40	18.61	2605.40	0.068	0.2952	Arm. Simples	0.0882	0.0015	1.20	1.75	1.75	2.45	2 $\phi$ 12,5mm	1.25	13.00	4.80	1
		V237b	2.10	16.43	2300.20	0.060	0.2952	Arm. Simples	0.0776	0.0015	1.20	1.54	1.54	2.45	2 $\phi$ 12,5mm	1.25	13.00	4.80	1
		V237c	2.10	16.54	2315.60	0.061	0.2952	Arm. Simples	0.0781	0.0015	1.20	1.55	1.55	2.45	2 $\phi$ 12,5mm	1.25	13.00	4.80	1
		V237d	3.40	18.34	2567.60	0.067	0.2952	Arm. Simples	0.0869	0.0015	1.20	1.72	1.72	2.45	2 $\phi$ 12,5mm	1.25	13.00	4.80	1

Fonte: Autor (2021)

## A.22. DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA NEGATIVA

DIMENSIONAMENTO À FLEXÃO - ARMADURA NEGATIVA NOS APOIOS INTERMEDIÁRIOS																	ARMADURA MÁXIMA NO VÃO						
VIGA	L <sub>tot</sub> (m)	l <sub>1</sub> (m)	Mk (kNm)	Md (kN.cm)	μ	μ <sub>lim</sub>	μ ≤ μ <sub>lim</sub>	ξ	ρ <sub>mín</sub>	As,mín (cm²)	As,calc (cm²)	As,adotado (cm²)	Ase (cm²)	Solução	φ (cm)	bsi,disp (cm)	bsi,nec (cm)	Nº de Camadas	As+As' (cm²)	4.Ac/100 (cm²)	As+As' < 4.Ac/100 (cm²)		
207	8.90	V207a	3.10	66.69	9336.60	0.1486	0.2952	Arm. Simples	0.2020	0.0015	1.50	5.13	5.13	6.28	2φ20mm	2.00	13.00	6.30	1	8.73	40.00	Ok	
		V207b	2.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		V207c	2.40	80.83	11316.20	0.1801	0.2952	Arm. Simples	0.2501	0.0015	1.50	6.36	6.36	9.42	3φ20mm	2.00	13.00	10.60	1	14.33	40.00	Ok	
		V207d	1.40	61.86	8660.82	0.1378	0.2952	Arm. Simples	0.1861	0.0015	1.50	4.73	4.73	6.28	2φ20mm	2.00	13.00	6.30	1	9.96	40.00	Ok	
211	9.00	V211a	1.10	53.68	7515.20	0.1964	0.2952	Arm. Simples	0.2760	0.0015	1.20	5.47	5.47	6.03	3φ16mm	1.60	13.00	9.40	1	9.71	32.00	Ok	
		V211b	3.50	28.29	3960.60	0.1035	0.2952	Arm. Simples	0.1369	0.0015	1.20	2.71	2.71	4.02	2φ16mm	1.60	13.00	5.50	1	6.47	32.00	Ok	
		V211c	2.30	36.65	5131.00	0.1341	0.2952	Arm. Simples	0.1807	0.0015	1.20	3.58	3.58	4.02	2φ16mm	1.60	13.00	5.50	1	6.47	32.00	Ok	
		V211d	1.80	36.65	5131.00	0.1341	0.2952	Arm. Simples	0.1807	0.0015	1.20	3.58	3.58	4.02	2φ16mm	1.60	13.00	5.50	1	6.47	32.00	Ok	
214	9.00	V211e	1.40	69.94	9791.60	0.2559	0.2952	Arm. Simples	0.3767	0.0015	1.20	7.47	7.47	9.42	3φ20mm	2.00	13.00	10.60	1	13.10	32.00	Ok	
		V214a	1.10	40.68	5695.20	0.1489	0.2952	Arm. Simples	0.2025	0.0015	1.20	4.02	4.02	6.28	2φ20mm	2.00	13.00	6.30	1	8.73	32.00	Ok	
		V214b	3.50	22.17	3103.80	0.0811	0.2952	Arm. Simples	0.1059	0.0015	1.20	2.10	2.10	4.02	2φ16mm	1.60	13.00	5.50	1	6.47	32.00	Ok	
		V214c	2.40	29.37	4111.80	0.1075	0.2952	Arm. Simples	0.1425	0.0015	1.20	2.82	2.82	4.02	2φ16mm	1.60	13.00	5.50	1	6.47	32.00	Ok	
216	8.90	V214d	1.70	38.19	5346.60	0.1398	0.2952	Arm. Simples	0.1890	0.0015	1.20	3.75	3.75	4.02	2φ16mm	1.60	13.00	5.50	1	6.47	32.00	Ok	
		V214e	1.40	67.53	9454.20	0.2471	0.2952	Arm. Simples	0.3610	0.0015	1.20	7.16	7.16	9.42	3φ20mm	2.00	13.00	10.60	1	13.10	32.00	Ok	
		V207a	3.10	66.69	9336.60	0.1486	0.2952	Arm. Simples	0.2020	0.0015	1.50	5.13	5.13	6.28	2φ20mm	2.00	13.00	6.30	1	8.73	40.00	Ok	
		V207b	2.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
230	22.20	V207c	2.40	80.83	11316.20	0.1801	0.2952	Arm. Simples	0.2501	0.0015	1.50	6.36	6.36	9.42	3φ20mm	2.00	13.00	10.60	1	14.33	40.00	Ok	
		V207d	1.40	61.86	8660.82	0.1378	0.2952	Arm. Simples	0.1861	0.0015	1.50	4.73	4.73	6.28	2φ20mm	2.00	13.00	6.30	1	9.96	40.00	Ok	
		V230a	2.10	33.52	4692.80	0.1227	0.2952	Arm. Simples	0.1641	0.0015	1.20	3.25	3.25	4.02	2φ16mm	1.60	13.00	5.50	1	6.47	32.00	Ok	
		V230b	3.00	37.7	5278.00	0.1380	0.2952	Arm. Simples	0.1863	0.0015	1.20	3.69	3.69	4.02	2φ16mm	1.60	13.00	5.50	1	6.47	32.00	Ok	
231	17.60	V230c	2.50	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		V230d	1.40	37.63	5268.20	0.1377	0.2952	Arm. Simples	0.1860	0.0015	1.20	3.69	3.69	4.02	2φ16mm	1.60	13.00	5.50	1	6.47	32.00	Ok	
		V230e	4.20	30.91	4327.40	0.1131	0.2952	Arm. Simples	0.1504	0.0015	1.20	2.98	2.98	4.02	2φ16mm	1.60	13.00	5.50	1	6.47	32.00	Ok	
		V230f	1.40	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
237	11.00	V230g	2.50	37.62	5266.80	0.1377	0.2952	Arm. Simples	0.1859	0.0015	1.20	3.69	3.69	4.02	2φ16mm	1.60	13.00	5.50	1	6.47	32.00	Ok	
		V230h	3.00	37.72	5280.80	0.1380	0.2952	Arm. Simples	0.1864	0.0015	1.20	3.70	3.70	4.02	2φ16mm	1.60	13.00	5.50	1	6.47	32.00	Ok	
		V230i	2.10	33.49	4688.60	0.1226	0.2952	Arm. Simples	0.1639	0.0015	1.20	3.25	3.25	4.02	2φ16mm	1.60	13.00	5.50	1	6.47	32.00	Ok	
		V231a	3.40	35.44	4961.60	0.1297	0.2952	Arm. Simples	0.1743	0.0015	1.20	3.46	3.46	4.02	2φ16mm	1.60	13.00	5.50	1	6.47	32.00	Ok	
237	11.00	V231b	2.00	29.64	4149.60	0.1085	0.2952	Arm. Simples	0.1439	0.0015	1.20	2.85	2.85	4.02	2φ16mm	1.60	13.00	5.50	1	6.47	32.00	Ok	
		V231c	1.50	21.36	2990.40	0.0782	0.2952	Arm. Simples	0.1019	0.0015	1.20	2.02	2.02	2.45	2φ12,5mm	1.25	13.00	4.80	1	4.90	32.00	Ok	
		V231d	2.10	17.32	2424.80	0.0634	0.2952	Arm. Simples	0.0819	0.0015	1.20	1.62	1.62	2.45	2φ12,5mm	1.25	13.00	4.80	1	4.90	32.00	Ok	
		V231e	2.10	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
237	11.00	V231f	1.50	34.59	4842.60	0.1266	0.2952	Arm. Simples	0.1697	0.0015	1.20	3.37	3.37	4.02	2φ16mm	1.60	13.00	5.50	1	7.70	32.00	Ok	
		V231g	2.00	33.33	4666.20	0.1220	0.2952	Arm. Simples	0.1631	0.0015	1.20	3.23	3.23	4.02	2φ16mm	1.60	13.00	5.50	1	6.47	32.00	Ok	
		V231h	3.00	33.64	4709.60	0.1231	0.2952	Arm. Simples	0.1647	0.0015	1.20	3.27	3.27	4.02	2φ16mm	1.60	13.00	5.50	1	6.47	32.00	Ok	
		V237a	3.40	34.44	4821.60	0.1260	0.2952	Arm. Simples	0.1690	0.0015	1.20	3.35	3.35	4.02	2φ16mm	1.60	13.00	5.50	1	6.47	32.00	Ok	
237	11.00	V237b	2.10	24.33	3406.20	0.0890	0.2952	Arm. Simples	0.1167	0.0015	1.20	2.31	2.31	2.45	2φ12,5mm	1.60	13.00	4.80	1	4.90	32.00	Ok	
		V237c	2.10	24.23	3392.20	0.0887	0.2952	Arm. Simples	0.1162	0.0015	1.20	2.30	2.30	2.45	2φ12,5mm	1.60	13.00	4.80	1	4.90	32.00	Ok	
		V237d	3.40	34.13	4778.20	0.1249	0.2952	Arm. Simples	0.1673	0.0015	1.20	3.32	3.32	4.02	2φ16mm	1.60	13.00	5.50	1	6.47	32.00	Ok	

Fonte: Autor (2021)

## A.23. ANCORAGEM DAS ARMADURAS POSITIVAS

VIGA		ANCORAGEM ARMADURA POSITIVA NOS APOIOS														GRAMPOS						
		l (m)	φ (cm)	lb (cm)	lb,nec reta (cm)	lb,nec gancho (cm)	lb,min reta (cm)	lb,min gancho (cm)	lb,disp 1 (cm)	lb,disp 2 (cm)	Tipo de Ancoragem 1	lb,adot (cm)	Tipo de Ancoragem 2	lb,adot (cm)	Δl (cm)	ΔC (cm)	Fsd	Fsd	As	As		
207	8.90	V207a	3.10	1.25	47.00	47.00	32.90	15.00	10.00	17.00	37.00	grampos	33.00	-	33.00	15.00	12.00	28.37	-	0.65	-	
		V207b	2.00	1.25	47.00	47.00	32.90	15.00	10.00	37.00	17.00	-	33.00	-	33.00	15.00	12.00	-	-	-	-	
		V207c	2.40	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		V207d	1.40	1.25	47.00	47.00	32.90	15.00	10.00	17.00	37.00	-	33.00	Gancho	33.00	15.00	12.00	-	-	-	-	
211	9.00	V211a	1.10	1.25	47.00	47.00	32.90	15.00	10.00	37.00	17.00	Gancho	33.00	-	33.00	15.00	12.00	-	-	-	-	
		V211b	3.50	1.25	47.00	47.00	32.90	15.00	10.00	17.00	37.00	-	33.00	-	33.00	15.00	12.00	-	-	-	-	
		V211c	2.30	1.25	47.00	47.00	32.90	15.00	10.00	37.00	17.00	-	33.00	-	33.00	15.00	12.00	-	-	-	-	
		V211d	1.80	1.25	47.00	47.00	32.90	15.00	10.00	17.00	37.00	-	33.00	-	33.00	15.00	12.00	-	-	-	-	
		V211e	1.40	1.25	47.00	47.00	32.90	15.00	10.00	37.00	37.00	-	33.00	Gancho	33.00	15.00	12.00	-	-	-	-	
214	9.00	V214a	1.10	1.25	47.00	47.00	32.90	15.00	10.00	37.00	17.00	Gancho	33.00	-	33.00	15.00	12.00	-	-	-	-	
		V214b	3.50	1.25	47.00	47.00	32.90	15.00	10.00	17.00	37.00	-	33.00	-	33.00	15.00	12.00	-	-	-	-	
		V214c	2.40	1.25	47.00	47.00	32.90	15.00	10.00	37.00	37.00	-	33.00	-	33.00	15.00	12.00	-	-	-	-	
		V214d	1.70	1.25	47.00	47.00	32.90	15.00	10.00	37.00	37.00	-	33.00	-	33.00	15.00	12.00	-	-	-	-	
		V214e	1.40	1.25	47.00	47.00	32.90	15.00	10.00	37.00	37.00	-	33.00	Gancho	33.00	15.00	12.00	-	-	-	-	
216	8.90	V207a	3.10	1.25	47.00	47.00	32.90	15.00	10.00	17.00	37.00	grampos	33.00	-	33.00	15.00	12.00	28.37	-	0.65	-	
		V207b	2.00	1.25	47.00	47.00	32.90	15.00	10.00	37.00	17.00	-	33.00	-	33.00	15.00	12.00	-	-	-	-	
		V207c	2.40	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
		V207d	1.40	1.25	47.00	47.00	32.90	15.00	10.00	17.00	37.00	-	33.00	Gancho	33.00	15.00	12.00	-	-	-	-	
230	22.20	V230a	2.10	1.25	47.00	47.00	32.90	15.00	10.00	37.00	37.00	Gancho	33.00	-	33.00	15.00	12.00	-	-	-	-	
		V230b	3.00	1.25	47.00	47.00	32.90	15.00	10.00	37.00	37.00	-	33.00	-	33.00	15.00	12.00	-	-	-	-	
		V230c	2.50	1.25	47.00	47.00	32.90	15.00	10.00	37.00	17.00	-	33.00	-	33.00	15.00	12.00	-	-	-	-	
		V230d	1.40	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
		V230e	4.20	1.25	47.00	47.00	32.90	15.00	10.00	17.00	17.00	-	33.00	-	33.00	15.00	12.00	-	-	-	-	
		V230f	1.40	1.25	47.00	47.00	32.90	15.00	10.00	17.00	17.00	-	33.00	-	33.00	15.00	12.00	-	-	-	-	
		V230g	2.50	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
		V230h	3.00	1.25	47.00	47.00	32.90	15.00	10.00	37.00	37.00	-	33.00	Reta	47.00	15.00	12.00	-	-	-	-	
		V230i	2.10	1.25	47.00	47.00	32.90	15.00	10.00	37.00	37.00	-	33.00	Gancho	33.00	15.00	12.00	-	-	-	-	
		V230j	3.40	1.25	47.00	47.00	32.90	15.00	10.00	37.00	37.00	Gancho	33.00	-	33.00	15.00	12.00	-	-	-	-	
231	17.60	V231a	3.40	1.25	47.00	47.00	32.90	15.00	10.00	37.00	37.00	-	33.00	-	33.00	15.00	12.00	-	-	-	-	
		V231b	2.00	1.25	47.00	47.00	32.90	15.00	10.00	37.00	37.00	-	33.00	-	33.00	15.00	12.00	-	-	-	-	
		V231c	1.50	1.25	47.00	47.00	32.90	15.00	10.00	37.00	17.00	-	33.00	-	33.00	15.00	12.00	-	-	-	-	
		V231d	2.10	1.25	47.00	47.00	32.90	15.00	10.00	17.00	17.00	-	33.00	-	33.00	15.00	12.00	-	-	-	-	
		V231e	2.10	1.25	47.00	47.00	32.90	15.00	10.00	17.00	17.00	-	33.00	-	33.00	15.00	12.00	-	-	-	-	
		V231f	1.50	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
237	11.00	V231g	2.00	1.25	47.00	47.00	32.90	15.00	10.00	37.00	37.00	-	33.00	Reta	47.00	15.00	12.00	-	-	-	-	
		V231h	3.00	1.25	47.00	47.00	32.90	15.00	10.00	37.00	37.00	Gancho	33.00	-	33.00	15.00	12.00	-	-	-	-	
		V237a	3.40	1.25	47.00	47.00	32.90	15.00	10.00	37.00	17.00	-	33.00	-	33.00	15.00	12.00	-	-	-	-	
		V237b	2.10	1.25	47.00	47.00	32.90	15.00	10.00	17.00	37.00	-	33.00	-	33.00	15.00	12.00	-	-	-	-	
		V237c	2.10	1.25	47.00	47.00	32.90	15.00	10.00	37.00	17.00	-	33.00	-	33.00	15.00	12.00	-	-	-	-	
		V237d	3.40	1.25	47.00	47.00	32.90	15.00	10.00	17.00	37.00	-	33.00	Gancho	33.00	15.00	12.00	-	-	-	-	

Fonte: Autor (2021)



## A.24. ANCORAGEM ARMADURAS NEGATIVAS

VIGA		ANCORAGEM ARMADURA POSITIVA NOS APOIOS														GRAMPOS					
		l (m)	φ (cm)	lb (cm)	lb,nec reta (cm)	lb,nec gancho (cm)	lb,min reta (cm)	lb,min gancho	lb,disp 1 (cm)	lb,disp 2 (cm)	Tipo de Ancoragem	lb,adot (cm)	Tipo de Ancoragem 2	lb,adot (cm)	Δl (cm)	ΔC (cm)	Fsd	Fsd	As	As	
207	8.90	V207a	3.10	2.00	108.00	108.00	75.60	33.00	19.00	17.00	37.00	grampos	76.00	-	76.00	30.00	24.00	45.50	-	1	-
		V207b	2.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		V207c	2.40	2.00	108.00	108.00	75.60	33.00	19.00	17.00	17.00	-	76.00	-	76.00	-	-	-	-	-	-
		V207d	1.40	2.00	108.00	108.00	75.60	33.00	19.00	17.00	37.00	-	76.00	grampos	76.00	30.00	24.00	-	33.65	-	0.77
211	9.00	V211a	1.10	1.60	87.00	87.00	60.90	27.00	13.00	37.00	17.00	grampos	61.00	-	61.00	20.00	16.00	32.31	-	0.74	-
		V211b	3.50	1.60	87.00	87.00	60.90	27.00	13.00	17.00	37.00	-	61.00	-	61.00	20.00	16.00	-	-	-	-
		V211c	2.30	1.60	87.00	87.00	60.90	27.00	13.00	37.00	17.00	-	61.00	-	61.00	20.00	16.00	-	-	-	-
		V211d	1.80	1.60	87.00	87.00	60.90	27.00	13.00	17.00	37.00	-	61.00	-	61.00	20.00	16.00	-	-	-	-
		V211e	1.40	2.00	108.00	108.00	75.60	33.00	19.00	37.00	37.00	-	76.00	grampos	76.00	30.00	24.00	-	45.12	-	1.04
		V211f	1.10	2.00	108.00	108.00	75.60	33.00	19.00	37.00	17.00	grampos	76.00	-	76.00	30.00	24.00	32.23	-	0.74	-
214	9.00	V214a	3.50	1.60	87.00	87.00	60.90	27.00	13.00	17.00	37.00	-	61.00	-	61.00	20.00	16.00	-	-	-	-
		V214b	3.50	1.60	87.00	87.00	60.90	27.00	13.00	17.00	37.00	-	61.00	-	61.00	20.00	16.00	-	-	-	-
		V214c	2.40	1.60	87.00	87.00	60.90	27.00	13.00	37.00	37.00	-	61.00	-	61.00	20.00	16.00	-	-	-	-
		V214d	1.70	1.60	87.00	87.00	60.90	27.00	13.00	37.00	37.00	-	61.00	-	61.00	20.00	16.00	-	-	-	-
216	8.90	V216a	1.40	2.00	108.00	108.00	75.60	33.00	19.00	37.00	37.00	-	76.00	grampos	76.00	30.00	24.00	-	45.52	-	1.05
		V216b	3.10	2.00	108.00	108.00	75.60	33.00	19.00	17.00	37.00	grampos	76.00	-	76.00	30.00	24.00	45.50	-	1.05	-
		V216c	2.40	2.00	108.00	108.00	75.60	33.00	19.00	17.00	17.00	-	76.00	-	76.00	-	-	-	-	-	-
		V216d	1.40	2.00	108.00	108.00	75.60	33.00	19.00	17.00	37.00	-	76.00	grampos	76.00	30.00	24.00	-	33.65	-	0.77
230	22.20	V230a	2.10	1.60	87.00	87.00	60.90	27.00	13.00	37.00	37.00	grampos	61.00	-	61.00	20.00	16.00	21.69	-	0.50	-
		V230b	3.00	1.60	87.00	87.00	60.90	27.00	13.00	37.00	37.00	-	61.00	-	61.00	20.00	16.00	-	-	-	-
		V230c	2.50	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		V230d	1.40	1.60	87.00	87.00	60.90	27.00	13.00	17.00	17.00	-	61.00	-	61.00	20.00	16.00	-	-	-	-
		V230e	4.20	1.60	87.00	87.00	60.90	27.00	13.00	17.00	17.00	-	61.00	-	61.00	20.00	16.00	-	-	-	-
		V230f	1.40	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		V230g	2.50	1.60	87.00	87.00	60.90	27.00	13.00	17.00	37.00	-	61.00	-	61.00	20.00	16.00	-	-	-	-
		V230h	3.00	1.60	87.00	87.00	60.90	27.00	13.00	37.00	37.00	-	61.00	-	61.00	20.00	16.00	-	-	-	-
		V230i	2.10	1.60	87.00	87.00	60.90	27.00	13.00	37.00	37.00	-	61.00	grampos	61.00	20.00	16.00	-	8.10	-	0.19
		V230j	3.40	1.60	87.00	87.00	60.90	27.00	13.00	37.00	37.00	grampos	61.00	-	61.00	20.00	16.00	15.88	-	0.37	-
		V230k	2.00	1.60	87.00	87.00	60.90	27.00	13.00	37.00	37.00	-	61.00	-	61.00	20.00	16.00	-	-	-	-
231	17.60	V231a	1.50	1.25	68.00	68.00	47.60	21.00	10.00	37.00	17.00	-	48.00	-	48.00	15.00	12.00	-	-	-	-
		V231b	2.10	1.25	68.00	68.00	47.60	21.00	10.00	17.00	17.00	-	48.00	-	48.00	15.00	12.00	-	-	-	-
		V231c	2.10	1.25	68.00	68.00	47.60	21.00	10.00	17.00	17.00	-	48.00	-	48.00	15.00	12.00	-	-	-	-
		V231d	2.10	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		V231e	2.10	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		V231f	1.50	1.60	87.00	87.00	60.90	27.00	13.00	17.00	37.00	-	61.00	-	61.00	20.00	16.00	-	-	-	-
237	11.00	V237a	2.00	1.60	87.00	87.00	60.90	27.00	13.00	37.00	37.00	-	61.00	-	61.00	20.00	16.00	-	-	-	-
		V237b	3.00	1.60	87.00	87.00	60.90	27.00	13.00	37.00	37.00	-	61.00	grampos	61.00	20.00	16.00	-	14.01	-	0.32
		V237c	3.40	1.60	87.00	87.00	60.90	27.00	13.00	37.00	17.00	grampos	61.00	-	61.00	20.00	16.00	14.39	-	0.33	-
		V237d	2.10	1.60	87.00	87.00	60.90	27.00	13.00	17.00	37.00	-	61.00	-	61.00	20.00	16.00	-	-	-	-
		V237e	2.10	1.60	87.00	87.00	60.90	27.00	13.00	37.00	17.00	-	61.00	-	61.00	20.00	16.00	-	-	-	-

Fonte: Autor (2021)

### A.25. DIMENSIONAMENTO ESFORÇO CORTANTE

DIMENSIONAMENTO AO ESFORÇO CORTANTE																					
VIGA	L <sub>tot</sub>	V	l (m)	Vk (kN)	Vd (kN)	twd (MPa)	twu (MPa)	τc (MPa)	τd (MPa)	twd<0,67twu	S <sub>max</sub> (cm)	Asw (cm <sup>2</sup> )	pw,min	Asw,min (cm <sup>2</sup> )	S <sub>max</sub> (cm)	Asw,ado	Aswe (cm <sup>2</sup> )	Solução	ΔC (cm)	Δl (cm)	
207	8.90	V207a	3.10	60.66	84.92	0.93	4.34	0.77	0.18	sim	0,6*d<30cm	0.84	0.001	2.00	27.30	2.00	2.07	φ5 c. 19	10.00	7.00	
		V207b	2.00	79.99	111.99	1.23	4.34	0.77	0.51	sim	0,6*d<30cm	2.35	0.001	2.00	27.30	2.35	2.45	φ5 c. 16	10.00	7.00	
		V207c	2.40	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
211	9.00	V207d	1.40	65.49	91.69	1.01	4.34	0.77	0.26	sim	0,6*d<30cm	1.22	0.001	2.00	27.30	2.00	2.07	φ5 c. 19	10.00	7.00	
		V211a	1.10	59.81	83.73	1.18	4.34	0.77	0.45	sim	0,6*d<30cm	2.09	0.001	2.00	21.30	2.09	2.18	φ5 c. 18	10.00	7.00	
		V211b	3.50	30.30	42.42	0.60	4.34	0.77	0.00	sim	0,6*d<30cm	0.00	0.001	2.00	21.30	2.00	2.07	φ5 c. 19	10.00	7.00	
214	9.00	V211c	2.30	34.68	48.55	0.68	4.34	0.77	0.00	sim	0,6*d<30cm	0.00	0.001	2.00	21.30	2.00	2.07	φ5 c. 19	10.00	7.00	
		V211d	1.80	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		V211e	1.40	66.82	93.55	1.32	4.34	0.77	0.61	sim	0,6*d<30cm	2.80	0.001	2.00	21.30	2.80	3.02	φ5 c. 13	10.00	7.00	
216	8.90	V214a	1.10	45.09	63.13	0.89	4.34	0.77	0.13	sim	0,6*d<30cm	0.61	0.001	2.00	21.30	2.00	2.07	φ5 c. 19	10.00	7.00	
		V214b	3.50	27.25	38.15	0.54	4.34	0.77	0.00	sim	0,6*d<30cm	0.00	0.001	2.00	21.30	2.00	2.07	φ5 c. 19	10.00	7.00	
		V214c	2.40	29.42	41.19	0.58	4.34	0.77	0.00	sim	0,6*d<30cm	0.00	0.001	2.00	21.30	2.00	2.07	φ5 c. 19	10.00	7.00	
230	22.20	V214d	1.70	48.63	68.08	0.96	4.34	0.77	0.21	sim	0,6*d<30cm	0.97	0.001	2.00	21.30	2.00	2.07	φ5 c. 19	10.00	7.00	
		V214e	1.40	66.77	93.48	1.32	4.34	0.77	0.61	sim	0,6*d<30cm	2.79	0.001	2.00	21.30	2.79	3.02	φ5 c. 13	10.00	7.00	
		V207a	3.10	60.66	84.92	0.93	4.34	0.77	0.18	sim	0,6*d<30cm	0.84	0.001	2.00	27.30	2.00	2.07	φ5 c. 19	10.00	7.00	
231	17.60	V207b	2.00	79.99	111.99	1.23	4.34	0.77	0.51	sim	0,6*d<30cm	2.35	0.001	2.00	27.30	2.35	2.45	φ5 c. 16	10.00	7.00	
		V207c	2.40	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		V207d	1.40	65.49	91.69	1.01	4.34	0.77	0.26	sim	0,6*d<30cm	1.22	0.001	2.00	27.30	2.00	2.07	φ5 c. 19	10.00	7.00	
237	11.00	V230a	2.10	40.97	57.36	0.81	4.34	0.77	0.04	sim	0,6*d<30cm	0.20	0.001	2.00	21.30	2.00	2.07	φ5 c. 19	10.00	7.00	
		V230b	3.00	43.16	60.42	0.85	4.34	0.77	0.09	sim	0,6*d<30cm	0.42	0.001	2.00	21.30	2.00	2.07	φ5 c. 19	10.00	7.00	
		V230c	2.50	45.26	63.36	0.89	4.34	0.77	0.14	sim	0,6*d<30cm	0.63	0.001	2.00	21.30	2.00	2.07	φ5 c. 19	10.00	7.00	
231	17.60	V230d	1.40	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		V230e	4.20	46.01	64.41	0.91	4.34	0.77	0.15	sim	0,6*d<30cm	0.70	0.001	2.00	21.30	2.00	2.07	φ5 c. 19	10.00	7.00	
		V230f	1.40	45.20	63.28	0.89	4.34	0.77	0.14	sim	0,6*d<30cm	0.62	0.001	2.00	21.30	2.00	2.07	φ5 c. 19	10.00	7.00	
231	17.60	V230g	2.50	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		V230h	3.00	43.17	60.44	0.85	4.34	0.77	0.09	sim	0,6*d<30cm	0.42	0.001	2.00	21.30	2.00	2.07	φ5 c. 19	10.00	7.00	
		V230i	2.10	40.99	57.39	0.81	4.34	0.77	0.04	sim	0,6*d<30cm	0.20	0.001	2.00	21.30	2.00	2.07	φ5 c. 19	10.00	7.00	
231	17.60	V231a	3.40	40.93	57.30	0.81	4.34	0.77	0.04	sim	0,6*d<30cm	0.19	0.001	2.00	21.30	2.00	2.07	φ5 c. 19	10.00	7.00	
		V231b	2.00	41.41	57.97	0.82	4.34	0.77	0.05	sim	0,6*d<30cm	0.24	0.001	2.00	21.30	2.00	2.07	φ5 c. 19	10.00	7.00	
		V231c	1.50	28.20	39.48	0.56	4.34	0.77	0.00	sim	0,6*d<30cm	0.00	0.001	2.00	21.30	2.00	2.07	φ5 c. 19	10.00	7.00	
237	11.00	V231d	2.10	21.76	30.46	0.43	4.34	0.77	0.00	sim	0,6*d<30cm	0.00	0.001	2.00	21.30	2.00	2.07	φ5 c. 19	10.00	7.00	
		V231e	2.10	45.13	63.18	0.89	4.34	0.77	0.13	sim	0,6*d<30cm	0.61	0.001	2.00	21.30	2.00	2.07	φ5 c. 19	10.00	7.00	
		V231f	1.50	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
237	11.00	V231g	2.00	41.83	58.56	0.82	4.34	0.77	0.06	sim	0,6*d<30cm	0.28	0.001	2.00	21.30	2.00	2.07	φ5 c. 19	10.00	7.00	
		V231h	3.00	42.16	59.02	0.83	4.34	0.77	0.07	sim	0,6*d<30cm	0.32	0.001	2.00	21.30	2.00	2.07	φ5 c. 19	10.00	7.00	
		V237a	3.40	36.36	50.90	0.72	4.34	0.77	0.00	sim	0,6*d<30cm	0.00	0.001	2.00	21.30	2.00	2.07	φ5 c. 19	10.00	7.00	
237	11.00	V237b	2.10	29.69	41.57	0.59	4.34	0.77	0.00	sim	0,6*d<30cm	0.00	0.001	2.00	21.30	2.00	2.07	φ5 c. 19	10.00	7.00	
		V237c	2.10	29.07	40.70	0.57	4.34	0.77	0.00	sim	0,6*d<30cm	0.00	0.001	2.00	21.30	2.00	2.07	φ5 c. 19	10.00	7.00	
		V237d	3.40	35.56	49.78	0.70	4.34	0.77	0.00	sim	0,6*d<30cm	0.00	0.001	2.00	21.30	2.00	2.07	φ5 c. 19	10.00	7.00	

Fonte: Autor (2021)

### A.25. VERIFICAÇÃO FISSURAÇÃO

FISSURA NO VÃO																														
VIGA	L <sub>tot</sub>	V	l (m)	Mk (kNm)	Mr (kNm)	Verificação	Ace (cm <sup>2</sup> )	φ (cm)	Ace' (cm <sup>2</sup> )	ρ	ρ'	λ	δ	ξ	k <sub>2</sub>	os,ρ (kN/cm <sup>2</sup> )	os,ε (kN/cm <sup>2</sup> )	os (kN/cm <sup>2</sup> )	x (cm)	h <sub>0</sub> (cm)	Ace (cm <sup>2</sup> )	pse	os,γ (kN/cm <sup>2</sup> )	Tipo de Fissura	β	t <sub>bm</sub>	Esm-Ecm	Wk (mm)	Verificação	
207	8.90	V207a	3.10	8.88	22.44	Ok	2.45	1.25	0.00	0.0077	0.0000	0.0000	0.9899	0.1796	0.0152	8.53	5	13.53	8.17	11.25	225.00	0.0109	25.44	Formação	0.6	0.3463	0	0.037	Ok	
		V207b	2.00	52.19	22.44	fissurou	4.91	1.25	9.42	0.0054	0.010	1.9185	0.9899	0.2049	0.0268	27.48	5	32.48	9.32	11.25	225.00	0.0218	13.64	Estabilizada	0.38	0.4617	0.001365	0.257	Ok	
		V207c	2.40	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
211	13.20	V207d	1.40	0.00	22.44	Ok	3.68	1.25	9.42	0.0040	0.010	2.5598	0.9899	0.1783	0.0204	0.00	5	5.00	8.11	11.25	225.00	0.0164	17.57	Formação	0.6	0.3463	0	-0.002	Ok	
		V211a	1.10	6.58	14.36	Ok	3.68	1.25	0.00	0.0052	0.0000	0.0000	0.1268	0.2394	0.0264	23.92	5	28.92	8.50	10.50	210.01	0.0175	16.52	Formação	0.6	0.3463	3.11E-05	0.047	Ok	
		V211b	3.50	6.32	14.36	Ok	2.45	1.25	0.00	0.0035	0.0000	0.0000	0.1268	0.2005	0.0188	7.86	5	12.86	7.12	10.96	219.21	0.0112	24.84	Formação	0.6	0.3463	0	0.032	Ok	
214	13.20	V211c	2.30	7.41	14.36	Ok	2.45	1.25	0.00	0.0035	0.0000	0.0000	0.1268	0.2005	0.0188	9.21	5	14.21	7.12	10.96	219.21	0.0112	24.84	Formação	0.6	0.3463	0	0.051	Ok	
		V211d	1.80	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		V211e	1.40	28.43	14.36	-	3.68	1.25	0.00	0.0052	0.0000	0.0000	0.1268	0.2394	0.0264	23.92	5	28.92	8.50	10.50	210.01	0.0175	16.52	Estabilizada	0.38	0.4617	0.001132	0.274	Ok	
214	13.20	V214a	1.10	0.00	14.36	Ok	2.45	1.25	0.00	0.0035	0.0000	0.0000	0.1268	0.2005	0.0188	0.00	5	5.00	7.12	10.96	219.21	0.0112	24.84	Formação	0.6	0.3463	0	-0.020	Ok	
		V214b	3.50	7.64	14.36	Ok	2.45	1.25	0.00	0.0035	0.0000	0.0000	0.1268	0.2005	0.0188	9.50	5	14.50	7.12	10.96	219.21	0.0112	24.84	Formação	0.6	0.3463	0	0.056	Ok	
		V214c	2.40	1.27	14.36	Ok	2.45	1.25	0.00	0.0035	0.0000	0.0000	0.1268	0.2005	0.0188	1.58	5	6.58	7.12	10.96	219.21	0.0112	24.84	Formação	0.6	0.3463	0	-0.018	Ok	
216	8																													

## A.26. VERIFICAÇÃO DA FLECHA

VIGA			l (m)	As (cm <sup>2</sup> )	As' (cm <sup>2</sup> )	Wc (cm)	$\rho$	Kt	$\rho'$	W <sub>oo</sub> (cm)	Wadm (cm)	Verificação	
207	8.90	V207a	3.10	2.45	6.28	0.0101	0.0027	6.4455	0.0069	0.0745	1.24	OK	
		V207b	2.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		V207c	2.40	4.91	9.42	0.1668	0.0054	3.9295	0.0104	0.6897	0.96	OK	
		V207d	1.40	3.68	6.28	0.0395	0.0040	4.8249	0.0069	0.2180	0.56	OK	
211	13.20	V211a	1.10	3.68	6.03	0.0081	0.0052	4.0435	0.0085	0.0389	0.44	OK	
		V211b	3.50	2.45	4.02	0.0419	0.0035	5.4017	0.0057	0.2871	1.4	OK	
		V211c	2.30	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		V211d	1.80	2.45	4.02	0.0280	0.0035	5.4017	0.0057	0.1919	1.64	OK	
		V211e	5.60	3.68	9.42	0.3116	0.0052	4.0435	0.0133	1.3241	2.24	OK	
214	13.20	V214a	1.10	2.45	6.28	0.0084	0.0035	5.4017	0.0088	0.0534	0.44	OK	
		V214b	3.50	2.45	4.02	0.0410	0.0035	5.4017	0.0057	0.2809	1.4	OK	
		V214c	2.40	2.45	4.02	0.0090	0.0035	5.4017	0.0057	0.0617	0.96	OK	
		V214d	1.70	2.45	4.02	0.0304	0.0035	5.4017	0.0057	0.2083	0.68	OK	
		V214e	5.60	3.68	9.42	0.3100	0.0052	4.0435	0.0133	1.3173	2.24	OK	
216	8.90	V207a	3.10	2.45	6.28	0.0101	0.0027	6.4455	0.0069	0.0745	1.24	OK	
		V207b	2.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		V207c	2.40	4.91	9.42	0.1668	0.0054	3.9295	0.0104	0.6897	0.96	OK	
		V207d	1.40	3.68	6.28	0.0395	0.0040	4.8249	0.0069	0.2180	0.56	OK	
230	22.20	V230a	2.10	2.45	4.02	0.0213	0.0035	5.4017	0.0057	0.1456	0.84	OK	
		V230b	3.00	2.45	4.02	0.0418	0.0035	5.4017	0.0057	0.2866	1.2	OK	
		V230c	2.50	3.68	4.02	0.0952	0.0052	4.0435	0.0057	0.4882	1.56	OK	
		V230d	1.40	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		V230e	4.20	2.45	4.02	0.0924	0.0035	5.4017	0.0057	0.6334	1.68	OK	
		V230f	1.40	3.68	3.69	0.0946	0.0052	4.0435	0.0052	0.4906	1.56	OK	
		V230g	2.50	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		V230h	3.00	2.45	4.02	0.0413	0.0035	5.4017	0.0057	0.2828	1.2	OK	
		V230i	2.10	2.45	4.02	0.0210	0.0035	5.4017	0.0057	0.1441	0.84	OK	
231	17.60	V231a	3.40	2.45	4.02	0.0541	0.0035	5.4017	0.0057	0.3706	1.36	OK	
		V231b	2.00	2.45	4.02	0.0240	0.0035	5.4017	0.0057	0.1646	0.8	OK	
		V231c	1.50	2.45	2.45	0.0130	0.0035	5.4017	0.0035	0.0935	0.6	OK	
		V231d	2.10	2.45	2.45	0.0089	0.0035	5.4017	0.0035	0.0641	0.84	OK	
		V231e	2.10	3.68	4.02	0.0891	0.0052	4.0435	0.0057	0.4571	1.44	OK	
		V231f	1.50	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		V231g	2.00	2.45	4.02	0.0315	0.0035	5.4017	0.0057	0.2157	0.8	OK	
		V231h	3.00	2.45	4.02	0.0537	0.0035	5.4017	0.0057	0.3682	1.2	OK	
237	11.00	V237a	3.40	2.45	4.02	0.0462	0.0035	5.4017	0.0057	0.3166	1.36	OK	
		V237b	2.10	2.45	2.45	0.018	0.0035	5.4017	0.0035	0.1295	0.84	OK	
		V237c	2.10	2.45	2.45	0.0101	0.0035	5.4017	0.0035	0.0727	0.84	OK	
		V237d	3.40	2.45	4.02	0.045	0.0035	5.4017	0.0057	0.3084	1.36	OK	

Fonte: Autor (2021)

## A.27. CLASSIFICAÇÃO DOS PILARES CONTRAVENTADOS

Pilar	Andar	Tipo	le (cm)	hx (cm)	hy (cm)	$\lambda_x$	$\lambda_y$	Classificação em x	Classificação em y
P1	Fundação	Contraventado	315	40	20	27	55	Moderadamente Esbelto	Moderadamente Esbelto
	3º Pav.	Contraventado	315	40	20	27	55	Curto	Moderadamente Esbelto
P3	Fundação	Contraventado	315	20	40	55	27	Moderadamente Esbelto	Curto
	3º Pav.	Contraventado	315	20	40	55	27	Moderadamente Esbelto	Curto
P4	Fundação	Contraventado	315	40	20	27	55	Curto	Moderadamente Esbelto
	3º Pav.	Contraventado	315	40	20	27	55	Curto	Moderadamente Esbelto
P5	Fundação	Contraventado	315	40	20	27	55	Curto	Moderadamente Esbelto
	3º Pav.	Contraventado	315	40	20	27	55	Curto	Moderadamente Esbelto
P8	Fundação	Contraventado	315	20	40	55	27	Moderadamente Esbelto	Curto
	3º Pav.	Contraventado	315	20	40	55	27	Moderadamente Esbelto	Curto
P9	Fundação	Contraventado	315	40	20	27	55	Curto	Moderadamente Esbelto
	3º Pav.	Contraventado	315	40	20	27	55	Curto	Moderadamente Esbelto
P22	Fundação	Contraventado	315	20	40	55	27	Moderadamente Esbelto	Curto
	3º Pav.	Contraventado	315	20	40	55	27	Moderadamente Esbelto	Curto
P24	Fundação	Contraventado	315	40	20	27	55	Curto	Moderadamente Esbelto
	3º Pav.	Contraventado	315	40	20	27	55	Curto	Moderadamente Esbelto

Fonte: Autor (2021)

## A.28. MOMENTOS INICIAIS GERADOS PELAS VIGAS CONTRAVENTADAS NOS PILARES

Pilares	Momentos vigas				Momentos Pilar			
	X		Y		X		Y	
	Esquerda	Direita	Acima	Abaixo	Topo	Base	Topo	Base
P1		53.22		18.92	26.61	26.61	9.46	9.46
P2	32.93				16.47	16.47		
P3		0.96		1.35	0.48	0.48	0.67	0.67
P4	3.43	19.73		53.36	8.15	8.15	26.68	26.68
P5	12.34			25.23	6.17	6.17	12.61	12.61
P5	12.34	42.44		25.23	15.27	15.27	12.61	12.61
P6		2.75			1.38	1.38		
P7	2.75	7.37			2.31	-3.69		
P8	7.37		2.54	20.85	3.68	3.68	9.15	9.15
P9	98.00	66.28	36.35	17.60	15.86	15.86	9.38	9.38
P10	23.44				11.72	11.72		
P11								
P12			7.58				3.79	3.79
P13								
P14			36.47	18.68			8.89	8.89
P15								
P16			10.16				5.07	5.07
P17								
P18								
P19								
P20								
P21		0.54			1.08	1.08		
P22	1.08	31.39		10.20	15.15	15.15	5.10	5.10
P23	31.39				15.69	15.69		
P24	0.79				0.39	0.39		

Fonte: Autor (2021)

### A.29. ESFORÇOS CRÍTICOS NOS PORTICOS DE CONTRAVENTAMENTO

Pórtico 1 (ESQ-DIR) ACID100% W60%				Pórtico 1 (DIR-ESQ) ACID100% W60%				Pórtico 1 (DIR-ESQ) ACID50% W100%				Pórtico 1 (ESQ-DIR) ACID50% W100%				Pórtico 1 - Maior Momento				Pórtico 1 - Maior Normal			
Fundação		Fundação		Fundação		Fundação		Fundação		Fundação		Fundação		Fundação		Fundação		Fundação		Fundação		Fundação	
Pilar	M <sub>topo</sub> (kN*m)	M <sub>base</sub> (kN*m)	Nk (kN)	Pilar	M <sub>topo</sub> (kN*m)	M <sub>base</sub> (kN*m)	Nk (kN)	Pilar	M <sub>topo</sub> (kN*m)	M <sub>base</sub> (kN*m)	Nk (kN)	Pilar	M <sub>topo</sub> (kN*m)	M <sub>base</sub> (kN*m)	Nk (kN)	Pilar	M <sub>topo</sub> (kN*m)	M <sub>base</sub> (kN*m)	Nk (kN)	Pilar	M <sub>topo</sub> (kN*m)	M <sub>base</sub> (kN*m)	Nk (kN)
P11	-9.08	7.15	-52.19	P11	8.18	-7.31	-93.26	P11	12.62	-12.03	-100.89	P11	-10.50	12.08	-32.45	P11	12.62	-12.03	-100.89	P11	12.62	-12.03	-100.89
P12	-12.54	23.38	-377.68	P12	28.22	-26.99	-361.48	P12	41.49	-43.61	-341.94	P12	-26.42	40.03	-368.94	P12	41.49	-43.61	-341.94	P12	-12.54	23.38	-377.68
P13	-12.37	10.46	-287.63	P13	2.59	-4.52	-348.58	P13	7.81	-9.64	-357.92	P13	-17.11	15.32	-285.35	P13	-17.11	15.32	-285.35	P13	7.81	-9.64	-357.92
P14	-19.59	26.89	-273.74	P14	24.39	-22.01	-187.93	P14	31.07	-38.49	-158.41	P14	-31.89	43.00	-301.42	P14	-31.89	43.00	-301.42	P14	-31.89	43.00	-301.42

Fonte: Autor (2021)

### A.30. PILARES INTERMEDIARIOS – CÁLCULO DAS EXCÊNTRICIDADES

Pilar	Classificação	Pavimento	hx(cm)	hy(cm)	Le(cm)	Lx	Ly	Peso Próprio (kN)	Nk (kN)	Nd (kN)	ea,x (cm)	ea,y (cm)	e1min,x (cm)	e1min,y (cm)	e1,x (cm)	e1,y (cm)	v	e2,x (cm)	e2,y (cm)	ec,x (cm)	ec,y (cm)	e,x (cm)	e,y (cm)
P22	Contraventado	1º Pav.	20	40	315	55	27	25.90	428.88	600.4	0.79	0.79	2.10	2.10	2.70	2.10	0.50	2.48	1.24	0.03	0.00	4.61	3.94
P9	Contraventado	1º Pav.	40	20	317	27	55	18.90	692.15	969.0	0.79	0.79	2.70	2.10	2.70	2.10	0.68	1.07	2.13	0.00	0.05	3.77	4.28
P24	Contraventado	1º Pav.	40	20	318	27	55	18.90	133.52	186.9	0.80	0.80	2.70	2.10	2.70	2.10	0.50	1.26	2.53	0.00	0.01	3.96	4.64

Fonte: Autor (2021)

### A.31. PILARES INTERMEDIARIOS – ESFORÇOS PARA DIMENSIONAMENTO

Esforços para o dimensionamento à flexo-compressão Normal					
Pilar	Nk (kN)	ex (cm)	ey (cm)	Mk,x (kN*m)	Mk,y (kN*m)
P22	428.88	4.61	3.94	19.78	16.90
P9	692.15	3.77	4.28	26.07	29.64
P24	133.52	3.96	4.64	5.29	6.19

Fonte: Autor (2021)

### A.32. PILARES DE EXTREMIDADE – PROPRIEDADES GEOMETRICAS

Propriedades geométricas																
Pilar	Classificação	Sentido da excentricidade	Tipo de análise	Pavimento	hx(cm)	hy(cm)	Le(cm)	lx	ly	Mia,k (kN*m)	Mia,d (kN*m)	Mib,k (kN*m)	Mib,d (kN*m)	Peso Próprio (kN)	Nk (kN)	Nd (kN)
P4	Contraventado	y	-	1º Pav.	40	20	315	27	55	26.68	37.35	-13.34	-18.68	18.90	322.46	451.4
P8	Contraventado	x	-	1º Pav.	20	40	315	55	27	3.68	5.15	-1.84	-2.58	18.90	217.29	304.2
P9	Contraventado	y	-	1º Pav.	40	20	315	27	55	9.38	13.13	-4.69	-6.57	18.90	692.15	969.0
P9	Contraventado	x	-	1º Pav.	40	20	315	27	55	15.86	22.20	-7.93	-11.10	18.90	692.15	969.0
P22	Contraventado	x	-	1º Pav.	20	40	315	27	55	15.15	21.21	-7.58	-10.61	25.90	454.78	636.7
P24	Contraventado	x	-	1º Pav.	40	20	315	27	55	0.39	0.55	-0.20	-0.27	18.90	133.52	186.9
P6	Contraventamento	Y	Normal	1º Pav.	20	40	315	55	27	30.00	42.00	-26.48	-37.07	18.90	149.72	209.6
P6	Contraventamento	Y	Momento	1º Pav.	20	40	315	55	27	17.11	23.95	-19.83	-27.76	18.90	189.62	265.5
P7	Contraventamento	Y	Normal	1º Pav.	20	40	315	55	27	24.23	33.92	-19.70	-27.58	18.90	218.93	306.5
P10	Contraventamento	X	Normal	1º Pav.	20	40	315	55	27	11.72	16.41	-5.86	-8.20	18.90	332.23	465.1
P12	Contraventamento	X	Momento	1º Pav.	40	20	315	27	55	43.61	61.05	-41.49	-58.09	18.90	360.84	505.2
P12	Contraventamento	X	Normal	1º Pav.	40	20	315	27	55	23.38	32.73	-12.54	-17.56	18.90	396.58	555.2
P13	Contraventamento	X	Normal	1º Pav.	20	40	315	55	27	9.64	13.50	-7.81	-10.93	18.90	376.82	527.5
P13	Contraventamento	X	Momento	1º Pav.	20	40	315	55	27	17.11	23.95	-15.32	-21.45	18.90	304.25	426.0
P14	Contraventamento	X	Momento	1º Pav.	40	20	315	27	55	43.00	60.20	-31.89	-44.65	18.90	320.32	448.4
P15	Contraventamento	Y	Normal	1º Pav.	20	40	315	55	27	23.55	32.97	-15.53	-21.74	25.90	312.89	438.0
P15	Contraventamento	Y	Momento	1º Pav.	20	40	315	55	27	27.41	38.37	-25.90	-36.26	25.90	257.86	361.0
P16	Contraventamento	X	Normal	1º Pav.	40	20	315	27	55	33.24	46.54	-18.66	-26.12	18.90	282.27	395.2
P16	Contraventamento	X	Momento	1º Pav.	40	20	315	27	55	33.53	46.94	-26.31	-36.83	18.90	134.30	188.0
P17	Contraventamento	X	Momento	1º Pav.	20	40	315	55	27	13.19	18.47	-12.58	-17.61	25.90	226.70	317.4
P17	Contraventamento	X	Normal	1º Pav.	20	40	315	55	27	9.14	12.80	-8.13	-11.38	25.90	325.99	456.4
P19	Contraventamento	X	Momento	1º Pav.	40	20	315	27	55	44.78	62.69	-41.10	-57.54	25.90	330.80	463.1
P19	Contraventamento	X	Normal	1º Pav.	40	20	315	27	55	9.16	12.82	-3.73	-5.22	25.90	370.52	518.7
P21	Contraventamento	Y	Momento	1º Pav.	40	20	315	27	55	9.36	13.10	-8.60	-12.04	20.96	210.46	294.6
P21	Contraventamento	Y	Normal	1º Pav.	40	20	315	27	55	3.00	4.20	-1.76	-2.46	20.96	224.04	313.7

Fonte: Autor (2021)

### A.33. PILARES DE EXTREMIDADE – CÁLCULO DAS EXCENTRICIDADES

Pilar	EXCENTRICIDADE PRINCIPAL EM X																EXCENTRICIDADE PRINCIPAL EM Y																							
	Excentricidade na direção x								Excentricidade na direção y								Excentricidade na direção x								Excentricidade na direção y															
	Seção de extremidade	Seção Intermediária							Verificação								Seção de extremidade	Seção Intermediária							Verificação															
P4	ela (cm)	ex,x (cm)	ex,y (cm)	ex (cm)	ex,x (cm)	ex,y (cm)	ex (cm)	ex,x (cm)	ex,y (cm)	ex (cm)	ex,x (cm)	ex,y (cm)	ex (cm)	ex,x (cm)	ex,y (cm)	ex (cm)	ex,x (cm)	ex,y (cm)	ex (cm)	ex,x (cm)	ex,y (cm)	ex (cm)	ex,x (cm)	ex,y (cm)	ex (cm)	ex,x (cm)	ex,y (cm)	ex (cm)												
P4	1.69	0.79	2.10	2.68	-0.85	0.66	2.10	0.50	2.48	0.00	4.61	4.61	0.79	2.70	2.70	1.24	0.00	3.94	8.27	0.79	2.10	9.06	-4.14	3.31	4.10	0.50	2.48	0.12	6.70	9.06	0.79	2.70	2.70	1.24	0.00	3.94				
P8																																								
P9	2.29	0.79	2.70	3.08	-1.15	0.92	2.70	0.68	1.05	0.00	3.75	3.75	0.79	2.10	2.10	2.11	0.13	4.34																						
P22	3.33	0.79	2.10	4.12	-1.67	1.31	2.10	0.50	2.48	0.00	4.60	4.60	0.79	2.70	2.70	1.24	0.49	4.43																						
P24	0.29	0.79	2.70	2.70	-0.15	0.12	2.70	0.50	1.24	0.00	3.94	3.94	0.79	2.10	2.10	2.48	0.02	4.61																						
P6																																								
P6																																								
P7																																								
P10	3.53	0.79	2.10	4.32	-1.76	1.41	2.10	0.50	2.48	0.06	4.74	4.74	0.79	2.70	2.70	1.24	0.00	3.94																						
P12	12.09	0.79	2.70	12.87	-11.50	4.83	5.62	0.50	1.24	0.00	6.86	12.87	0.79	2.10	2.10	2.48	0.07	4.60																						
P12	5.90	0.79	2.70	6.68	-3.16	2.36	3.15	0.50	1.24	0.00	4.39	6.68	0.79	2.10	2.10	2.48	0.07	4.66																						
P13	2.56	0.79	2.10	3.35	-2.07	1.02	2.10	0.50	2.48	0.06	4.64	4.64	0.79	2.70	2.70	1.24	0.00	3.94																						
P13	5.62	0.79	2.10	6.41	-5.04	2.25	3.04	0.50	2.48	0.08	5.60	6.41	0.79	2.70	2.70	1.24	0.00	3.94																						
P14	13.42	0.79	2.70	14.21	-9.96	5.37	6.16	0.50	1.24	0.00	7.40	14.21	0.79	2.10	2.10	2.48	0.06	4.64																						
P15																																								
P15																																								
P16	11.78	0.79	2.70	12.56	-6.61	4.71	5.50	0.50	1.24	0.00	6.74	12.56	0.79	2.10	2.10	2.48	0.05	4.63																						
P16	24.97	0.79	2.70	25.75	-18.59	9.99	10.77	0.50	1.24	0.00	12.01	25.75	0.79	2.10	2.10	2.48	0.02	4.61																						
P17	5.82	0.79	2.10	6.61	-5.35	2.33	3.11	0.50	2.48	0.06	5.66	6.61	0.79	2.70	2.70	1.24	0.00	3.94																						
P17	2.80	0.79	2.10	3.59	-2.49	1.12	2.10	0.50	2.48	0.06	4.64	4.64	0.79	2.70	2.70	1.24	0.00	3.94																						
P19	13.94	0.79	2.70	14.72	-12.42	5.41	6.20	0.50	1.24	0.00	7.44	14.72	0.79	2.10	2.10	2.48	0.06	4.66																						
P19	2.47	0.79	2.70	3.26	-1.01	1.08	2.70	0.50	1.24	0.00	3.94	3.94	0.79	2.10	2.10	2.48	0.07	4.60																						
P21																																								
P21																																								

Fonte: Autor (2021)

## A.34. PILARES DE EXTREMIDADE – ESFORÇOS PARA DIMENSIONAMENTO

Pilar	Esforços para o dimensionamento à flexo-compressão Normal				
	Nk (kN)	ex (cm)	ey (cm)	Mkx (kNm)	Mky (kNm)
P4	322.46	3.94	9.06	12.71	29.22
P8	217.29	4.61	3.94	10.01	8.56
P9	692.15	3.75	4.29	25.97	29.69
P9	692.15	3.75	4.34	25.97	30.03
P22	454.78	4.60	4.43	20.92	20.17
P24					
P6	149.72	4.61	20.82	6.90	31.18
P6	189.62	4.62	9.81	8.75	18.60
P7	218.93	4.62	11.85	10.12	25.95
P10	332.23	4.74	3.94	15.76	13.09
P12	360.84	12.87	4.65	46.45	16.77
P12	396.58	6.68	4.66	26.50	18.46
P13	376.82	4.64	3.94	17.49	14.85
P13	304.25	6.41	3.94	19.51	11.99
P14	320.32	14.21	4.64	45.52	14.86
P15	312.89	4.64	8.31	14.51	26.01
P15	257.86	4.63	11.42	11.94	29.44
P16	282.27	12.56	4.63	35.46	13.08
P16	134.30	25.75	4.61	34.59	6.18
P17	226.70	6.61	3.94	14.98	8.93
P17	325.99	4.64	3.94	15.11	12.85
P19	330.80	14.32	4.64	47.39	15.36
P19	370.52	3.94	4.65	14.60	17.23
P21	210.46	3.94	5.23	8.29	11.02
P21	224.04	3.94	4.61	8.83	10.32

Fonte: Autor (2021)

### A.35. PILARES DE CANTO – PROPRIEDADES E EXCENTRICIDADES INICIAIS

Pilar	Propriedades geométricas						Esforços						Excentricidades										
	Tipo de análise	hx (cm)	hy (cm)	Le (cm)	Ax	Ay	Mit,x (kNm)	Mib,x (kNm)	Mit,y (kNm)	Mib,y (kNm)	Peso Próprio (kN)	Nk (kN)	Nd (kN)	eit,x (cm)	eit,y (cm)	eib,x (cm)	eib,y (cm)	ei,x (cm)	ei,y (cm)	e1min,x (cm)	e1min,y (cm)	ea,x (cm)	ea,y (cm)
P1	-	40	20	315	27	55	26.61	-13.305	9.46	-4.73		232.79	325.906	11.43	4.06	-5.72	-2.03	4.57	1.63	2.70	2.10	0.79	0.79
P3	-	20	40	315	55	27	16.47	-8.24	19.83	-26.65	18.90	244.15	341.81	6.75	8.12	-3.37	-10.92	2.70	3.25	2.10	2.70	0.79	0.79
P5	-	40	20	315	27	55	6.17	-3.085	12.61	-6.305		246.37	344.918	2.50	5.12	-1.25	-2.56	1.00	2.05	2.70	2.10	0.79	0.79
P5	-	40	20	315	27	55	15.27	-15.27	12.61	-12.61		180.74	253.036	8.45	6.98	-8.45	-6.98	3.38	2.79	2.70	2.10	0.79	0.79
P2	Momento	20	40	315	54	27	16.47	-8.24	19.96	-27.39	18.90	152.33	213.262	10.81	13.10	-5.41	-17.98	4.32	5.24	2.10	2.70	0.79	0.79
P2	Normal	20	40	315	54	27	16.47	-8.24	19.83	-26.65	18.90	244.15	341.81	6.75	8.12	-3.37	-10.92	2.70	3.25	2.10	2.70	0.79	0.79
P10		20	40	315	54	27	11.72	-5.86	24.49	-29.07	18.90	289.54	405.356	4.05	8.46	-2.02	-10.04	1.62	3.38	2.10	2.70	0.79	0.79
P11		20	40	315	54	27	12.62	-12.03	25.17	-28.40	18.90	248.54	347.298	5.09	10.15	-4.85	-11.45	2.03	4.06	2.10	2.70	0.79	0.79
P13	Momento	20	40	315	54	27	17.11	-15.32	20.75	-28.46	18.90	390.05	546.07	4.39	5.32	-3.93	-7.30	1.75	2.13	2.10	2.70	0.79	0.79
P13	Normal	20	40	315	54	27	7.81	-9.64	14.95	-18.36	18.90	464.52	650.328	1.68	3.22	-2.08	-3.95	0.67	1.29	2.10	2.70	0.79	0.79
P18	Momento	40	20	315	27	54	20.00	-34.02	8.09	-8.30	25.90	466.47	653.058	4.29	1.73	-7.29	-1.78	1.72	0.69	2.70	2.10	0.79	0.79
P20	Momento	40	20	315	27	54	32.58	-36.12	9.12	-9.09	18.90	320.59	448.826	10.16	2.84	-11.27	-2.84	4.07	1.14	2.70	2.10	0.79	0.79
P20	Normal	40	20	315	27	54	29.21	-25.70	5.28	-5.37	18.90	340.34	476.476	8.58	1.55	-7.55	-1.58	3.43	0.62	2.70	2.10	0.79	0.79
P28	Momento	40	20	315	27	54	37.62	-45.03	7.40	-7.60	25.90	261.79	366.506	14.37	2.83	-17.20	-2.90	5.75	1.13	2.70	2.10	0.79	0.79
P28	Normal	40	20	315	27	54	37.62	-45.03	-7.31	7.30	25.90	306.82	429.548	12.26	-2.38	-14.68	2.38	4.90	-0.48	2.70	2.10	0.79	0.79
P23	Momento	20	40	315	54	27	15.69	-7.85	24.12	-30.20	18.90	285.70	399.98	5.49	8.44	-2.75	-10.57	2.20	3.38	2.10	2.70	0.79	0.79
P23	Normal	20	40	315	54	27	15.69	-7.85	14.39	-18.05	18.90	294.56	412.384	5.33	4.89	-2.66	-6.13	2.13	1.95	2.10	2.70	0.79	0.79

Fonte: Autor (2021)

### A.36. PILARES DE CANTO – SITUAÇÕES DE CÁLCULO

Pilar	topo do pilar												base do pilar												seção intermediária do pilar											
	Situação 1				Situação 2				Situação 3				Situação 4				Situação 5				Situação 6															
	e1,x (cm)	ex (cm)	ey (cm)	ex/hx	ey/hy	e1,y (cm)	ex (cm)	ey (cm)	ex/hx	ey/hy	e1,x (cm)	ex (cm)	ey (cm)	ex/hx	ey/hy	e1,x (cm)	ex (cm)	ey (cm)	ex/hx	ey/hy	e1,y (cm)	ex (cm)	ey (cm)	ex/hx	ey/hy											
P1	12.22	12.22	4.06	0.31	0.20	4.85	4.85	11.43	0.29	0.24	6.50	6.50	2.03	0.16	0.10	2.82	2.82	5.72	0.14	0.14	5.36	0.50	1.24	0.00	6.60	1.63	0.17	0.08	2.41	0.50	2.48	0.05	4.94	4.57	0.11	0.25
P3	3.69	3.69	4.06	0.18	0.10	4.85	4.85	2.91	0.15	0.12	2.24	2.24	2.03	0.11	0.05	2.82	2.82	1.45	0.07	0.07	2.10	0.50	2.48	0.00	4.58	1.62	0.23	0.04	2.70	0.50	1.24	0.00	3.94	1.16	0.06	0.10
P5	3.29	3.29	5.12	0.08	0.26	5.91	5.91	2.50	0.06	0.30	2.70	2.70	2.70	0.13	3.35	3.35	1.25	0.03	0.17	2.70	0.50	1.24	0.00	3.94	2.05	0.10	0.10	2.83	0.50	2.48	0.06	5.38	1.00	0.03	0.27	
P5	9.24	9.24	6.98	0.23	0.35	7.76	7.76	8.45	0.21	0.39	9.24	9.24	6.98	0.23	0.35	7.76	7.76	8.45	0.21	0.39	4.17	0.50	1.24	0.00	5.41	2.79	0.14	0.14	3.58	0.50	2.48	0.06	6.12	3.38	0.08	0.31
P2	11.60	11.60	13.10	0.58	0.33	13.89	13.89	10.81	0.54	0.35	6.19	6.19	17.98	0.31	0.45	18.77	18.77	5.41	0.27	0.47	5.11	0.50	2.48	0.07	7.66	5.24	0.38	0.13	6.03	0.50	1.24	0.00	7.27	4.32	0.22	0.18
P2	7.53	7.53	8.12	0.38	0.20	8.91	8.91	6.75	0.34	0.22	4.16	4.16	10.92	0.21	0.27	11.70	11.70	3.37	0.17	0.29	3.49	0.50	2.48	0.08	6.04	3.25	0.30	0.08	4.04	0.50	1.24	0.00	5.28	2.70	0.13	0.13
P10	4.84	4.84	8.46	0.24	0.21	9.25	9.25	4.05	0.20	0.23	2.81	2.81	10.04	0.14	0.25	10.83	10.83	2.02	0.10	0.27	2.41	0.50	2.48	0.06	4.95	3.38	0.25	0.08	4.17	0.50	1.24	0.00	5.41	1.62	0.08	0.14
P11	5.87	5.87	10.15	0.29	0.25	10.93	10.93	5.09	0.25	0.27	5.64	5.64	11.45	0.28	0.29	12.24	12.24	4.85	0.24	0.31	2.82	0.50	2.48	0.06	5.36	4.06	0.27	0.10	4.85	0.50	1.24	0.00	6.09	2.03	0.10	0.15
P13	5.17	5.17	5.32	0.26	0.13	6.11	6.11	4.39	0.22	0.15	4.72	4.72	7.30	0.24	0.18	8.08	8.08	3.93	0.20	0.20	2.54	0.50	2.48	0.09	5.11	2.13	0.26	0.05	2.92	0.50	1.24	0.00	4.16	1.75	0.09	0.10
P13	2.47	2.47	3.22	0.12	0.08	4.01	4.01	1.88	0.08	0.10	2.86	2.86	3.95	0.34	0.10	4.74	4.74	2.08	0.10	0.13	2.10	0.50	2.48	0.06	4.64	1.29	0.23	0.03	2.70	0.50	1.24	0.00	3.94	0.67	0.03	0.10
P18	5.08	5.08	1.73	0.13	0.09	2.52	2.52	4.29	0.11	0.13	8.08	8.08	1.78	0.20	0.09	2.57	2.57	7.29	0.18	0.13	2.70	0.50	1.24	0.00	3.94	0.69	0.10	0.03	2.10	0.50	2.48	0.06	4.64	1.72	0.04	0.23
P20	10.95	10.95	2.84	0.27	0.14	3.63	3.63	10.16	0.25	0.18	12.05	12.05	2.84	0.30	0.14	3.62	3.62	11.27	0.28	0.18	4.85	0.50	1.24	0.00	6.09	1.14	0.15	0.06	2.10	0.50	2.48	0.05	4.64	4.07	0.10	0.23
P20	9.37	9.37	1.55	0.23	0.08	2.34	2.34	8.58	0.21	0.12	8.34	8.34	1.58	0.21	0.08	2.37	2.37	7.55	0.19	0.12	4.22	0.50	1.24	0.00	5.46	0.62	0.14	0.03	2.10	0.50	2.48	0.04	4.62	3.43	0.09	0.23
P28	15.16	15.16	2.83	0.38	0.14	3.61	3.61	14.37	0.36	0.18	17.99	17.99	2.90	0.45	0.15	3.69	3.69	17.20	0.43	0.18	6.54	0.50	1.24	0.00	7.78	1.13	0.19	0.06	2.10	0.50	2.48	0.04	4.63	5.75	0.14	0.23
P28	13.05	13.05	2.38	0.33	0.12	3.17	3.17	12.26	0.31	0.16	15.46	15.46	2.38	0.39	0.12	3.17	3.17	14.68	0.37	0.16	5.69	0.50	1.24	0.00	6.93	-0.48	0.17	-0.02	2.10	0.50	2.48	0.01	4.59	4.90	0.12	0.23
P23	6.28	6.28	8.44	0.31	0.21	9.23	9.23	5.49	0.27	0.23	3.53	3.53	10.57	0.18	0.26	11.36	11.36	2.75	0.14	0.28	2.98	0.50	2.48	0.08	5.54	3.38	0.28	0.08	4.16	0.50	1.24	0.00	5.40	2.20	0.11	0.14
P23	6.11	6.11	4.89	0.31	0.12	5.67	5.67	5.33	0.27	0.14	3.45	3.45	6.13	0.17	0.15	6.92	6.92	2.66	0.13	0.17	2.92	0.50	2.48	0.08	5.47	1.95	0.27	0.05	2.74	0.50	1.24	0.00	3.98	2.13	0.11	0.10

Fonte: Autor (2021)

### A.37. PILARES DE CANTO – ESFORÇOS PARA DIMENSIONAMENTO

Pilar	Situação 1	Situação 2	Situação 3	Situação 4	Situação 5	Situação 6	Pior caso	2º Pior caso	Esforços para o dimensionamento à flexo-compressão Obliqua				
									Nk (kN)	ex (cm)	ey (cm)	Mkx (kNm)	Mky (kNm)
P1	0.37	0.37	0.19	0.20	0.18	0.27	2	1	232.79	11.43	4.85	26.61	11.29
P3	0.21	0.19	0.12	0.10	0.23	0.11	5	1	16.51	4.58	1.62	0.76	0.27
P5	0.27	0.30	0.14	0.17	0.14	0.27	2	6	246.37	2.50	5.91	6.17	14.55
P5	0.42	0.44	0.42	0.44	0.19	0.32	2	2	180.74	8.45	7.76		



## A.38. DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA LONGITUDINAL PILARES

Dimensionamento Armadura Longitudinal									PACON						
Pilar	Classif.		hx (m)	hy (m)	d'	ocd (kN/cm <sup>2</sup> )	Nk (kN)	Mk,x (kNm)	Mk,y (kNm)	Nº de barras	φ (mm)	As,min (cm <sup>2</sup> )	As,cal (cm <sup>2</sup> )	Ase (cm <sup>2</sup> )	Solução
P1	Canto	Contraventado	40	20	3.5	1.43	232.79	26.61	11.29	6.00	10.00	3.20	0.85	4.71	6Φ10
P3	Canto	Contraventado	20	40	3.5	1.43	16.51	0.76	0.27	6.00	10.00	3.20	0.00	4.71	6Φ10
P4	Extremidade	Contraventado	40	20	3.5	1.52	322.46	12.71	29.22	6.00	12.50	3.20	5.53	7.36	6Φ12.5
P5	Canto	Contraventado	40	20	3.5	1.43	246.37	6.17	14.55	6.00	10.00	3.20	0.00	4.71	6Φ10
P5	Canto	Contraventado	40	20	3.5	1.43	180.74	15.27	14.03	6.00	10.00	3.20	1.19	4.71	6Φ10
P8	Extremidade	Contraventado	20	40	3.5	1.52	217.29	10.01	8.56	4.00	12.50	3.20	0.00	4.91	4Φ12.5
P9	Extremidade	Contraventado	40	20	3.5	1.52	692.15	25.97	29.69	6.00	16.00	3.34	10.74	12.06	6Φ16
P9	Extremidade	Contraventado	40	20	3.5	1.52	692.15	25.97	30.03	6.00	16.00	3.34	10.74	12.06	6Φ16
P22	Extremidade	Contraventado	20	40	3.5	1.52	454.78	20.92	20.17	4.00	12.50	3.20	0.00	4.91	4Φ12.5
P24	Intermediário	Contraventado	40	20	3.5	1.52	133.52	5.29	6.19	4.00	12.50	3.20	0.00	4.91	4Φ12.5
P2	Canto	Contraventamento	20	40	3.5	1.43	244.15	18.39	19.83	6.00	10.00	3.20	3.21	4.71	6Φ10
P2	Canto	Contraventamento	20	40	3.5	1.43	152.33	17.67	19.96	6.00	12.50	3.20	4.82	7.36	6Φ12.5
P6	Extremidade	Contraventamento	20	40	3.5	1.52	149.72	6.90	31.18	4.00	12.50	3.20	1.36	4.91	4Φ12.5
P6	Extremidade	Contraventamento	20	40	3.5	1.52	189.62	8.75	18.60	4.00	12.50	3.20	0.00	4.91	4Φ12.5
P7	Extremidade	Contraventamento	20	40	3.5	1.52	218.93	10.12	25.95	4.00	12.50	3.20	0.00	4.91	4Φ12.5
P10	Extremidade	Contraventamento	20	40	3.5	1.52	332.23	15.76	13.09	4.00	12.50	3.20	0.00	4.91	4Φ12.5
P10	Canto	Contraventamento	20	40	3.5	1.43	289.54	14.00	24.49	6.00	10.00	3.20	0.69	4.71	6Φ10
P11	Canto	Contraventamento	20	40	3.5	1.43	248.07	13.98	28.40	6.00	10.00	3.20	2.53	4.71	6Φ10
P12	Extremidade	Contraventamento	40	20	3.5	1.52	360.84	46.45	16.77	4.00	12.50	3.20	0.89	4.91	4Φ12.5
P12	Extremidade	Contraventamento	40	20	3.5	1.52	396.58	26.50	18.46	4.00	12.50	3.20	0.00	4.91	4Φ12.5
P13	Extremidade	Contraventamento	20	40	3.5	1.52	376.82	17.49	14.85	4.00	12.50	3.20	0.00	4.91	4Φ12.5
P13	Extremidade	Contraventamento	20	40	3.5	1.52	304.25	19.51	11.99	4.00	12.50	3.20	0.00	4.91	4Φ12.5
P14	Extremidade	Contraventamento	40	20	3.5	1.52	320.32	45.52	14.86	4.00	12.50	3.20	1.06	4.91	4Φ12.5
P15	Extremidade	Contraventamento	20	40	3.5	1.52	312.89	14.51	26.01	4.00	12.50	3.20	0.00	4.91	4Φ12.5
P15	Extremidade	Contraventamento	20	40	3.5	1.52	257.86	11.94	29.44	4.00	12.50	3.20	0.00	4.91	4Φ12.5
P16	Extremidade	Contraventamento	40	20	3.5	1.52	282.27	35.46	13.08	4.00	12.50	3.20	0.00	4.91	4Φ12.5
P16	Extremidade	Contraventamento	40	20	3.5	1.52	134.30	34.59	6.18	4.00	12.50	3.20	2.52	4.91	4Φ12.5
P17	Extremidade	Contraventamento	20	40	3.5	1.52	226.70	14.98	8.93	4.00	12.50	3.20	1.34	4.91	4Φ12.5
P17	Extremidade	Contraventamento	20	40	3.5	1.52	325.99	15.11	12.85	4.00	12.50	3.20	0.00	4.91	4Φ12.5
P18	Canto	Contraventamento	40	20	3.5	1.43	466.47	8.00	21.66	6.00	10.00	3.20	0.00	4.71	6Φ10
P19	Extremidade	Contraventamento	40	20	3.5	1.52	330.80	47.39	15.36	4.00	12.50	3.20	1.34	4.91	4Φ12.5
P19	Extremidade	Contraventamento	40	20	3.5	1.52	370.52	14.60	17.23	4.00	12.50	3.20	0.00	4.91	4Φ12.5
P20	Canto	Contraventamento	40	20	3.5	1.43	320.59	36.12	11.61	6.00	10.00	3.20	2.50	4.71	6Φ10
P21	Extremidade	Contraventamento	40	20	3.5	1.52	210.46	8.29	11.02	4.00	12.50	3.20	0.00	4.91	4Φ12.5
P21	Extremidade	Contraventamento	40	20	3.5	1.52	224.04	8.83	10.32	4.00	12.50	3.20	0.00	4.91	4Φ12.5
P23	Canto	Contraventamento	20	40	3.5	1.43	285.70	17.94	24.12	6.00	10.00	3.20	3.23	4.71	6Φ10
P23	Canto	Contraventamento	20	40	3.5	1.43	294.56	18.01	14.39	6.00	10.00	3.20	0.83	4.71	6Φ10

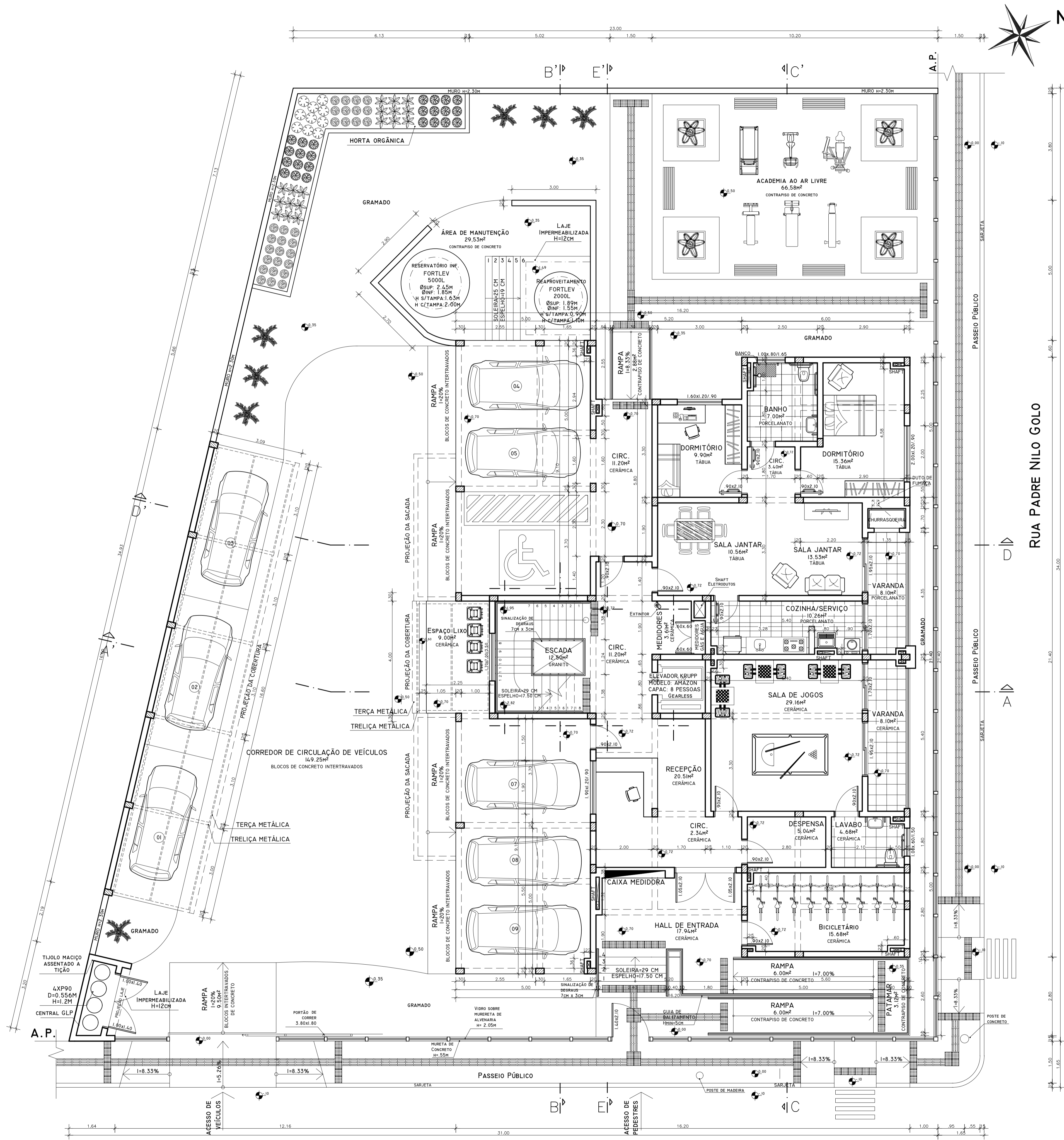
Fonte: Autor (2021)

## A.39. ESTRIBOS E DISPOSIÇÕES CONSTRUTIVAS PILARES

Pilar	Verificação disposições construtivas										Ganchos		Comprimento das barras long.		
	Φ t,min (mm)	Smáx, estribos (cm)	Estribos				Nº estribos a (sup)	Nº estr. e ganchos (contrav.)	Quantidade de Ganchos	L gancho (cm)	lb (cm)	Ltotal c/ transpasse (cm)	Ltotal s/ transpasse (cm)		
			Nº estribos pavimento	Nº estribos no transpasse	S,est. Contrav. (cm)	a,inf contrav. (cm)								Nº estribos a (inf)	a,sup +viga contrav. (cm)
P1	5	12	26	4						1 gancho(s)	29	38	353	315	
P3	5	12	26	4						1 gancho(s)	29	38	353	315	
P4	5	15	21	4						1 gancho(s)	29	47	362	315	
P5	5	12	26	4						1 gancho(s)	29	38	353	315	
P5	5	12	26	4						1 gancho(s)	29	38	353	315	
P8	5	15	21	4						- ok	-	47	362	315	
P9	5	19	17	4						1 gancho(s)	29	61	376	315	
P9	5	19	17	4						1 gancho(s)	29	61	376	315	
P22	5	15	21	4						- ok	-	47	362	315	
P24	5	15	21	4						- ok	-	47	362	315	
P2	5	12	26	4	6	46	8	86	15	38	1 gancho(s)	29	38	353	315
P2	5	15	21	4	7	46	7	86	13	32	1 gancho(s)	29	47	362	315
P6	5	15	21	4	7	46	7	86	13	32	- ok	-	47	362	315
P6	5	15	21	4	7	46	7	86	13	32	- ok	-	47	362	315
P7	5	15	21	4	7	46	7	86	13	32	- ok	-	47	362	315
P10	5	15	21	4	7	46	7	86	13	32	- ok	-	47	362	315
P10	5	12	26	4	6	46	8	86	15	38	1 gancho(s)	29	38	353	315
P11	5	12	26	4	6	46	8	86	15	38	1 gancho(s)	29	38	353	315
P12	5	15	21	4	7	46	7	86	13	32	- ok	-	47	362	315
P12	5	15	21	4	7	46	7	86	13	32	- ok	-	47	362	315
P13	5	15	21	4	7	46	7	86	13	32	- ok	-	47	362	315
P13	5	15	21	4	7	46	7	86	13	32	- ok	-	47	362	315
P14	5	15	21	4	7	46	7	86	13	32	- ok	-	47	362	315
P15	5	15	21	4	7	46	7	86	13	32	- ok	-	47	362	315
P15	5	15	21	4	7	46	7	86	13	32	- ok	-	47	362	315
P16	5	15	21	4	7	46	7	86	13	32	- ok	-	47	362	315
P16	5	15	21	4	7	46	7	86	13	32	- ok	-	47	362	315
P17	5	15	21	4	7	46	7	86	13	32	- ok	-	47	362	315
P17	5	15	21	4	7	46	7	86	13	32	- ok	-	47	362	315
P18	5	12	26	4	6	46	8	86	15	38	1 gancho(s)	29	38	353	315
P19	5	15	21	4	7	46	7	86	13	32	- ok	-	47	362	315
P19	5	15	21	4	7	46	7	86	13	32	- ok	-	47	362	315
P20	5	12	26	4	6	46	8	86	15	38	1 gancho(s)	29	38	353	315
P21	5	15	21	4	7	46	7	86	13	32	- ok	-	47	362	315
P21	5	15	21	4	7	46	7	86	13	32	- ok	-	47	362	315
P23	5	12	26	4	6	46	8	86	15	38	1 gancho(s)	29	38	353	315
P23	5	12	26	4	6	46	8	86	15	38	1 gancho(s)	29	38	353	315

Fonte: Autor (2021)

## **APÊNDICE B - PROJETO ARQUITETÔNICO**



**LEGENDA:**

- ELEMENTOS ACIMA DO PLANO DE CORTE
- - - ELEMENTOS ABAIXO DO PLANO DE CORTE
- ▨ PISO TÁTIL DE ALERTA
- ▨ PISO TÁTIL DIRECIONAL
- COTAS EM METROS

RUA PADRE NILO GOLO

**QUADRO DE ÁREAS**

ÁREA DO LOTE	918.00 m²
ÁREA PROJEÇÃO HORIZONTAL DA EDIFICAÇÃO	433.46 m²
ÁREA CONSTRUÍDA DO PAV. TERREO CONTABILIZADA (IA)	83.66 m²
ÁREA CONSTRUÍDA 2º PAVIMENTO CONTABILIZADA (IA)	285.33 m²
ÁREA CONSTRUÍDA 3º PAVIMENTO CONTABILIZADA (IA)	285.33 m²
ÁREA CONSTRUÍDA CASA DE MÁQUINAS E RES. SUP. ISENTO	9.45 m
ALTURA DA EDIFICAÇÃO	9.45 m
TAXA DE OCUPAÇÃO (TO)	47.22 %
ÍNDICE DE APROVEITAMENTO (IA)	0.71
PERMEABILIDADE	17.3%
DENSIDADE	403

\* A EDIFICAÇÃO PROJETADA NÃO RESPEITA OS LIMITES DE DENSIDADE DELIMITADOS PELO PLANO DIRETOR

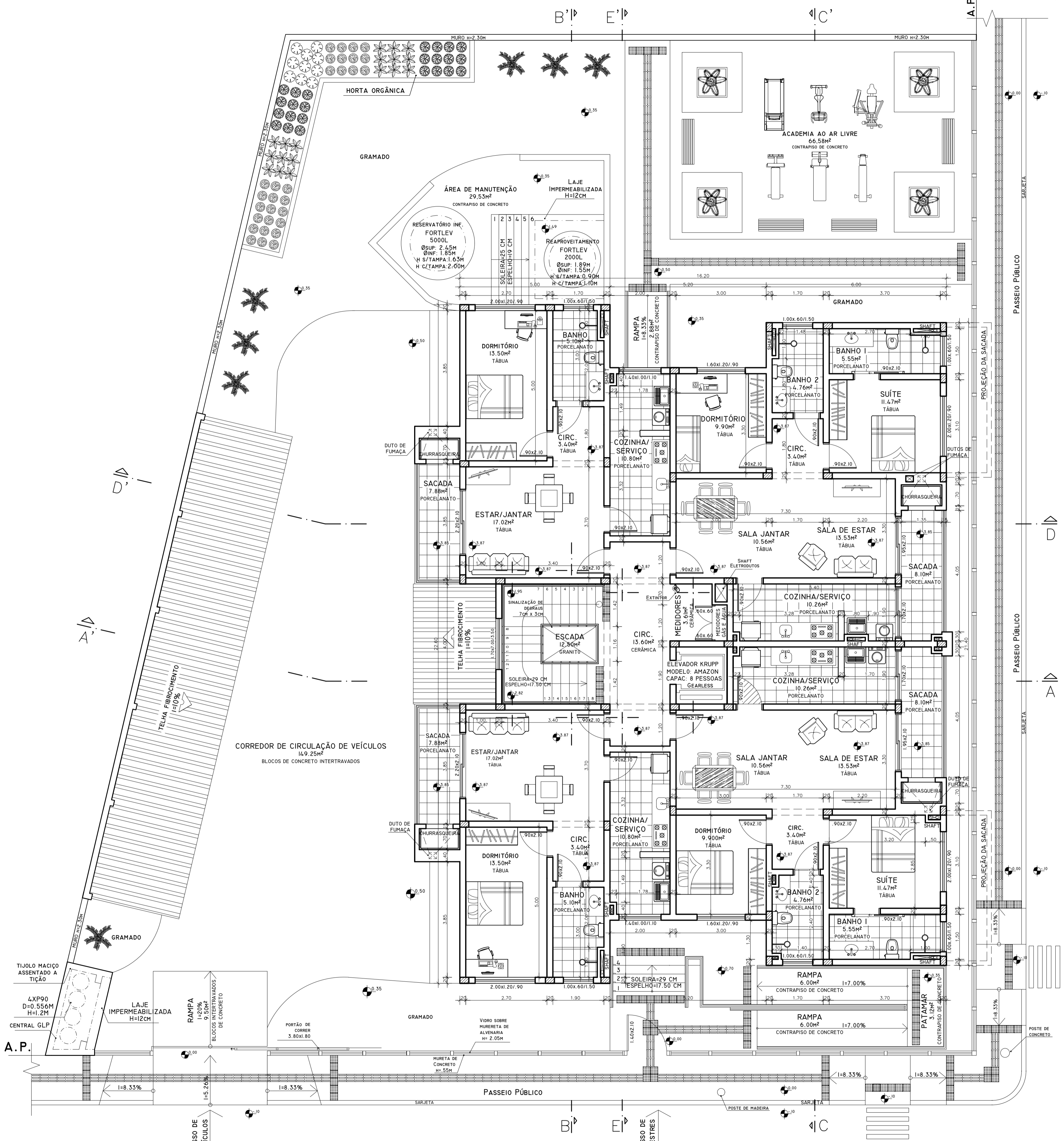
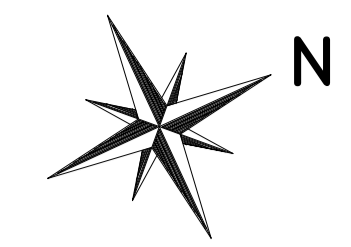
**PLANO DIRETOR**

UNIDADE DE PLANEJAMENTO	UM 13
ÍNDICE DE APROVEITAMENTO PERMITIDO	1.5
TAXA DE OCUPAÇÃO MÁXIMA	66.00%
DENSIDADE	250
ALTURA DA EDIFICAÇÃO	ATÉ 13.70 m
RECUO DE AJARDINAMENTO PERMITIDO	ISENTO
RECUO LATERAL PERMITIDO	4.00 m
RECUO DOS FUNDOS PERMITIDO	4.00 m
RECUO DE AJARDINAMENTO PROPOSTO (MENOR)	1.00 m
RECUO LATERAL PROPOSTO (MENOR)	4.00 m
RECUO DOS FUNDOS PROPOSTO (MENOR)	4.27 m

**01 PLANTA BAIXA PAV. TERREO**  
 ESCALA: 1/75  
 ÁREA CONSTRUÍDA: 409,58m²

RUA 13

	RESPONSÁVEL TÉCNICO PROFESSOR ALESSANDRO MORELLO	Diogo Jaques 88529 Edinan Savaris Utzig 86966 Eduardo Coppetti 88523 Mathias Moretto 86943 Mariana Costa 86970 RESPONSÁVEIS	ANO 2018 DATA 10/12 ESCALA 1/75 FRANCHA 01/10
		CREA/RS0000	ASSINATURA PROJETO FINAL DE ARQUITETURA E URBANISMO UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE PLANTA BAIXA PAVIMENTO TERREO



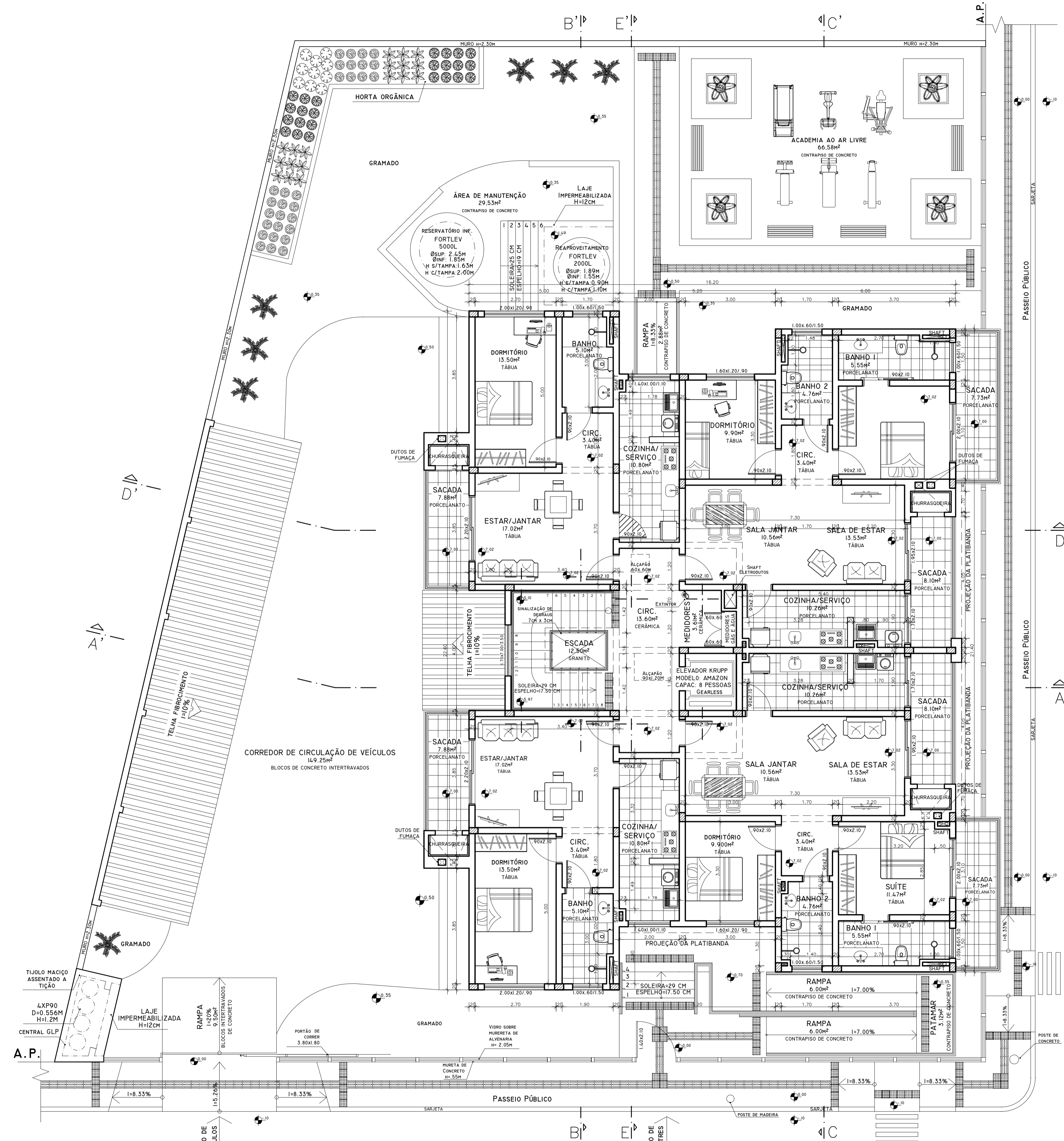
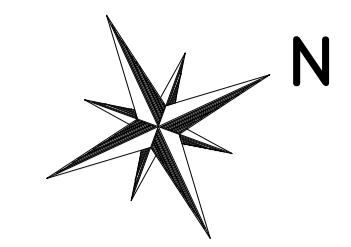
02 PLANTA BAIXA 2º PAVIMENTO  
 ESCALA: 1/75  
 ÁREA CONSTRUÍDA: 348,20M<sup>2</sup>

RUA 13

RUA PADRE NILO GOLO

	RESPONSÁVEL TÉCNICO PROFESSOR ALESSANDRO MORELLO	PROPRIETÁRIO ASSINATURA	ANO	2018
			DATA	10/12
CREA/RS0000	DIOGO JAQUES 88529 EDINAR SAVARIS UTZIG 86966 EDUARDO COPPETI 88523 MATHIAS MORETTO 86943 MARIANA COSTA 86970 RESPONSÁVEIS	ESCALA	1/75	
OBRA/SERVIÇO	PROJETO FINAL DE ARQUITETURA E URBANISMO	FRANCHA	02/10	
ENDEREÇO	UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE	PROJETO	PLANTA BAIXA SEGUNDO PAVIMENTO	UNID. METROS



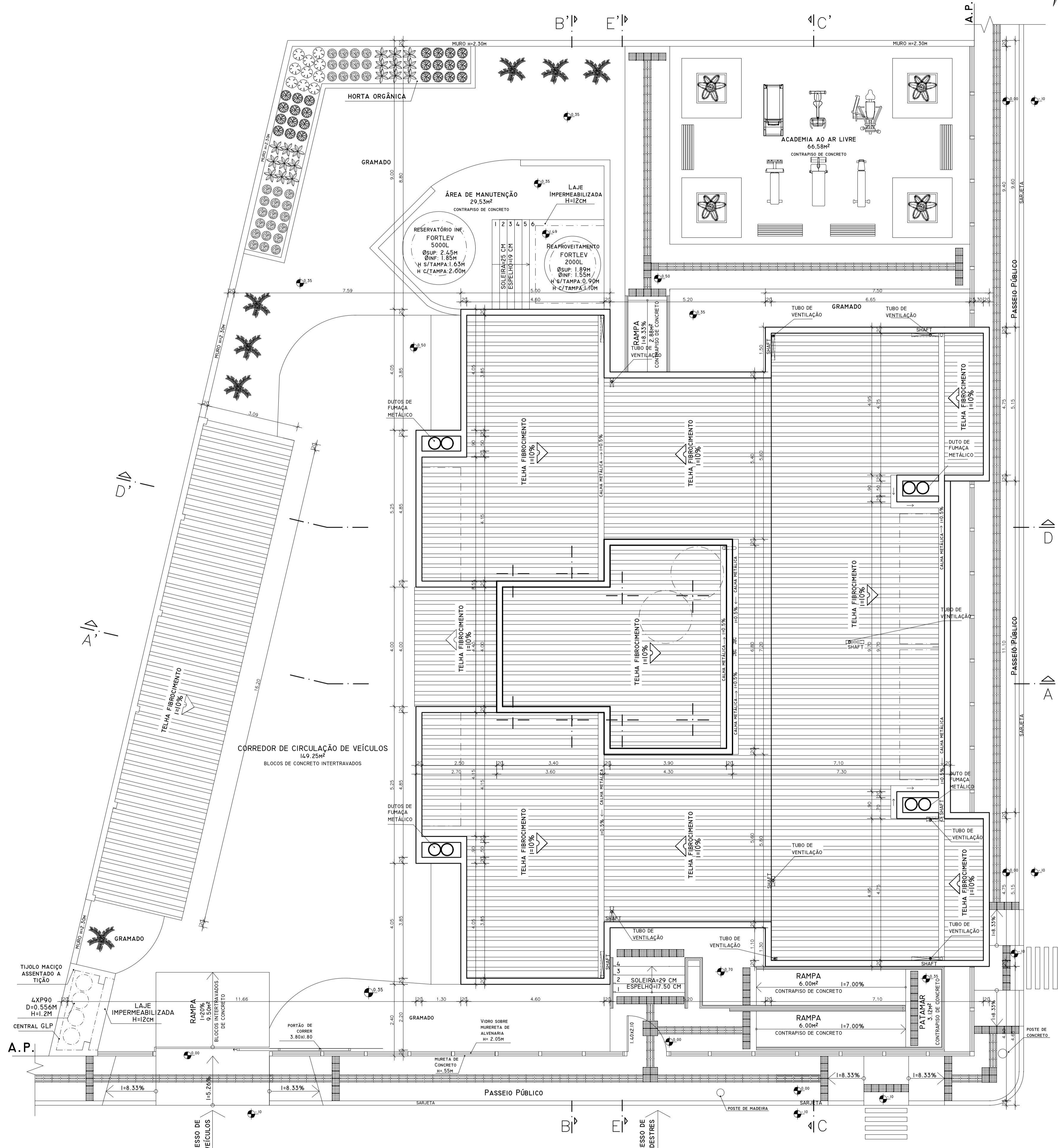


**03** PLANTA BAIXA 3º PAVIMENTO  
 ESCALA: 1/75  
 ÁREA CONSTRUÍDA: 363.62M<sup>2</sup>

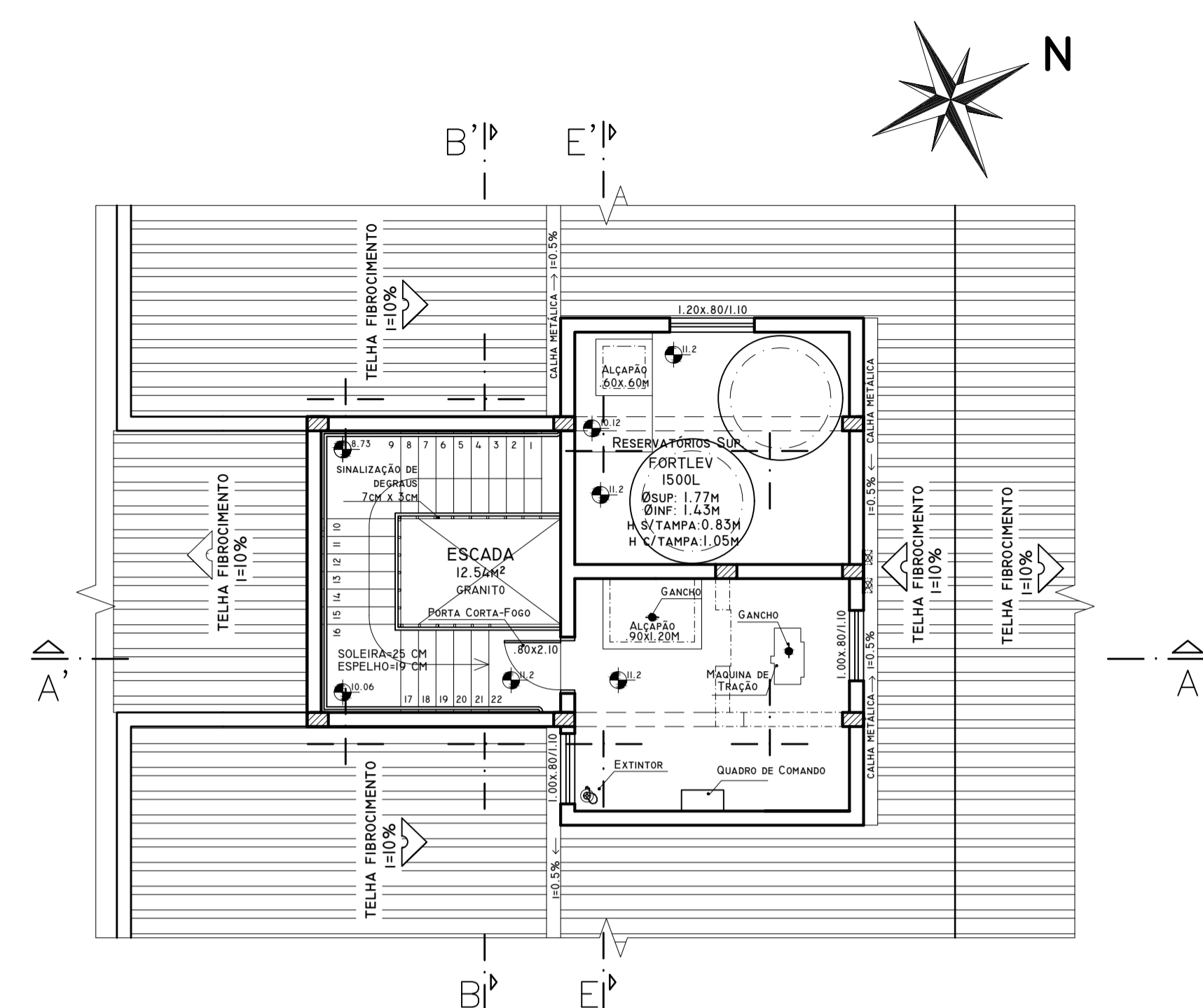
RUA 13

RUA PADRE NILO GOLO

	RESPONSÁVEL TÉCNICO PROFESSOR ALESSANDRO MORELLO	ANO 2018	
		DATA 10/12	
CREA/RS0000	PROPRIETÁRIO PROJETO FINAL DE ARQUITETURA E URBANISMO	ESCALA 1/75	
OBRA/SERVIÇO		FRANCHA 03/10	
ENDEREÇO PROJETO		PLANTA BAIXA TERCEIRO PAVIMENTO	
RESPONSÁVEL TÉCNICO DIOGO JAQUES 88529 EDINAN SAVARIS UZIG 86966 EDUARDO COPPETI 88523 MATHIAS MORETTO 86943 MARIANA COSTA 86970 RESPONSÁVEIS		ASSINATURA	UNID. METROS



04 PLANTA DE COBERTURA  
ESCALA: 1/75



05 PLANTA DE CASA DE MÁQUINAS E RESERVATÓRIO SUPERIOR  
ESCALA: 1/75  
ÁREA CONSTRUÍDA: 46.80m<sup>2</sup>

RUA PADRE NILO GOLO

RUA 13

	RESPONSÁVEL TÉCNICO	Diogo Jaques 88529 Edinan Savaris Utzig 86966 Eduardo Copetti 88523 Mathias Moretto 86943 Mariana Costa 86970 RESPONSÁVEIS	ANO	2018
	CREA/RS0000	PROFESSOR ALESSANDRO MORELLO	DATA	10/12
PROPRIETÁRIO	ASSINATURA		ESCALA	1/75
OBRA/SERVIÇO	PROJETO FINAL DE ARQUITETURA E URBANISMO		FRANCHA	04/10
ENDEREÇO	UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE			
PROJETO	PLANTA DE COBERTURA, CASA DE MÁQUINAS E RESERVATÓRIO		UNIT.	METROS

**APÊNDICE C – FOTOS DO MODELO ARQUITETÔNICO 3D**

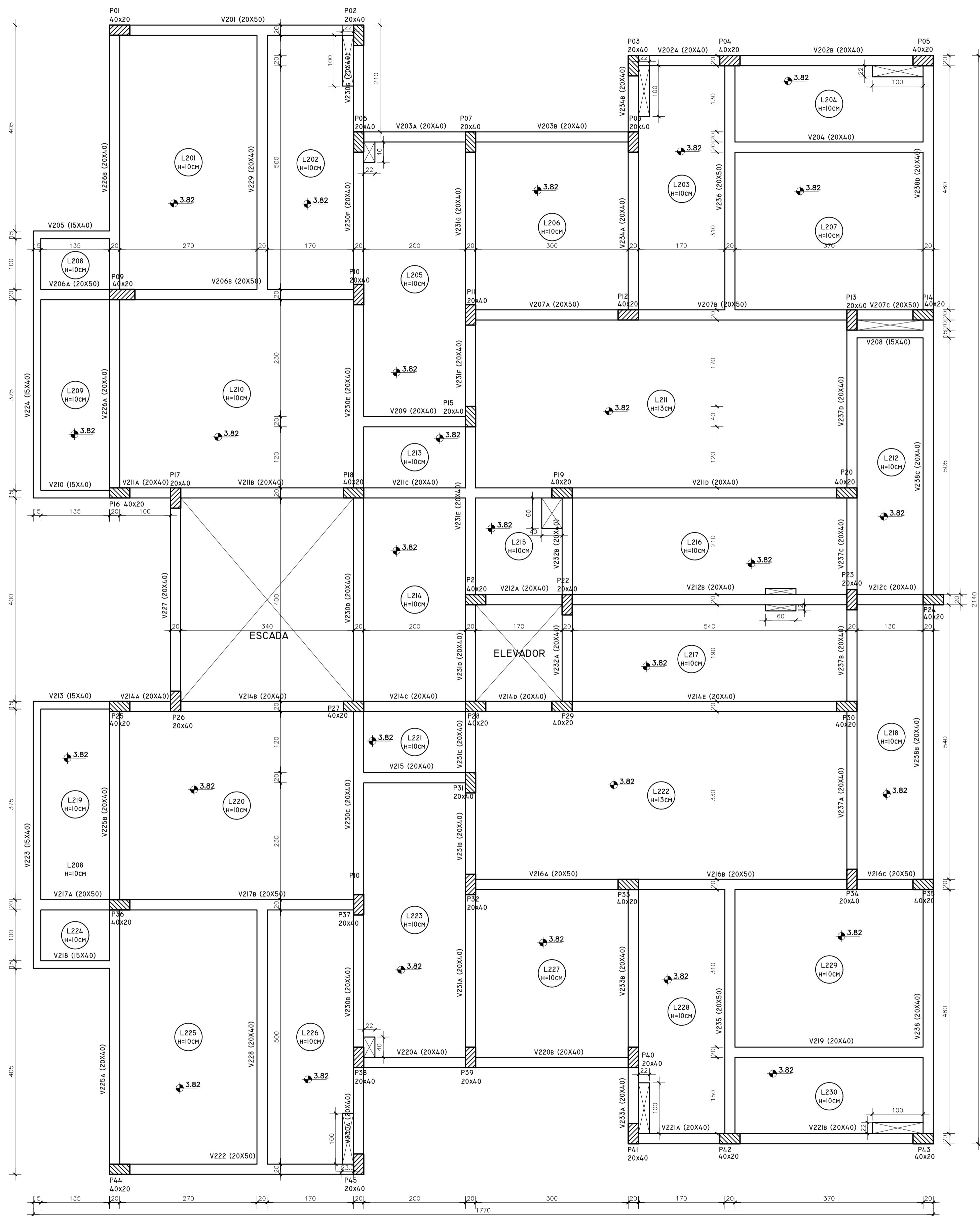
Fonte: Autor (2018)



Fonte: Autor (2018)



**APÊNDICE D – PRANCHAS DO PROJETO ESTRUTURAL**



01 FORMAS NIVEL 200  
ESC.: 1/50

NOTAS IMPORTANTES

CONVENÇÕES PARA OS PILARES

- PILAR PASSA
- PILAR MORRE

DURABILIDADE

CLASSE DE AGRESSIVIDADE AMBIENTAL: II  
 AGRESSIVIDADE: Moderada  
 TIPO DE AMBIENTE: Urbano  
 RISCO DE DETERIORAÇÃO DA ESTRUTURA: Pequeno

COBRIMENTOS

LAJES = 2,5 cm  
 VIGAS = 3,0 cm  
 PILARES = 3,0 cm  
 EM CONTATO COM O SOLO: 3,0 cm

MATERIAIS

CONCRETO:  
 RESISTÊNCIA CARACTERÍSTICA DO CONCRETO (fck) = 25 MPa  
 AGRREGADO GRAUDO – TAMANHO MÁXIMO 19 mm  
 RELAÇÃO A/C max=0,60

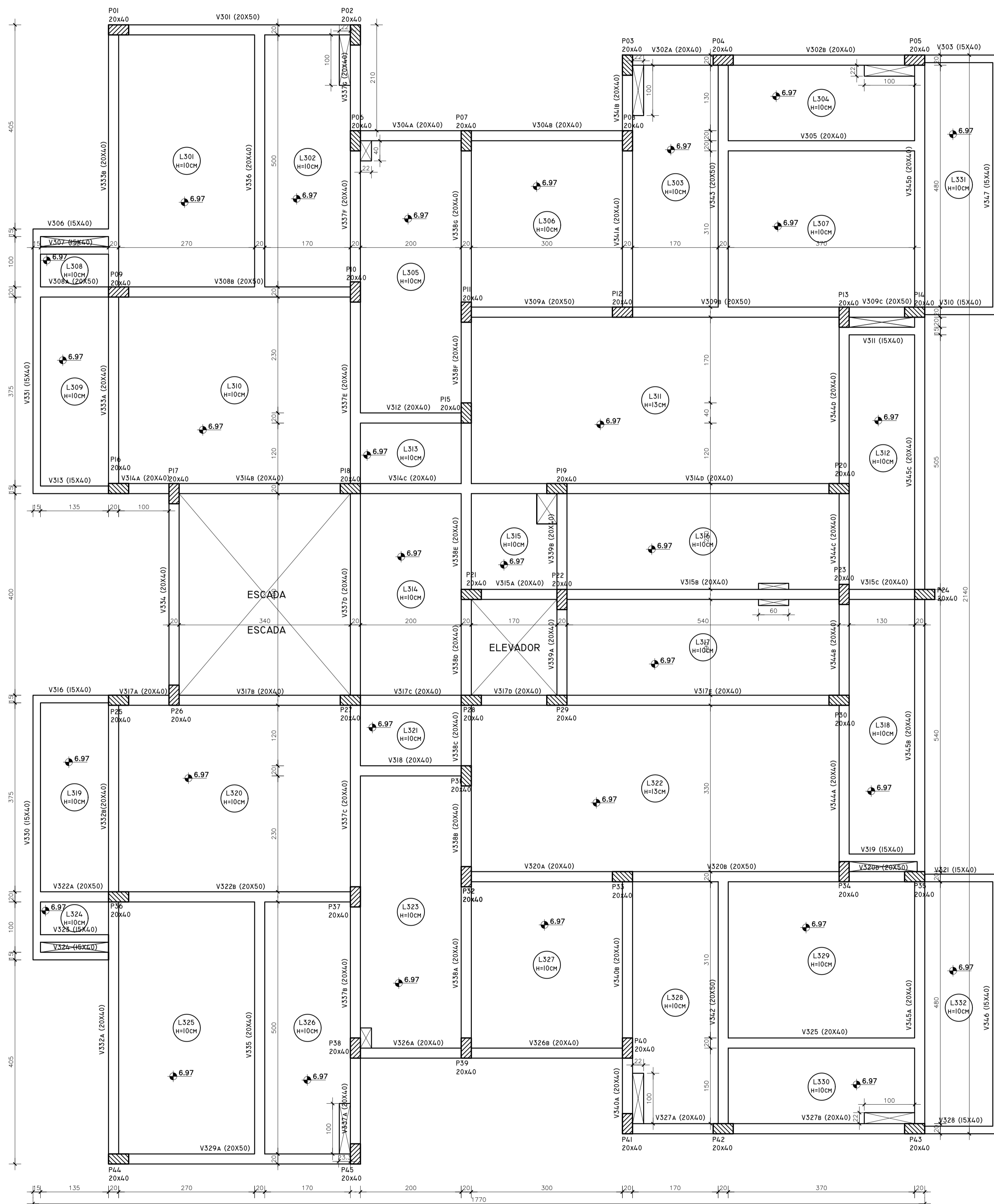
AÇO:  
 CA 50/60

- DIMENSÕES EM CENTÍMETROS
- NÍVEIS EM METROS



PROJETO DE EDIFÍCIO DE CONCRETO ARMADO

PROPRIETÁRIO: UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL	AUTOR:
ENDEREÇO:	EDUARDO SCHULTZ COPPETI – 319656
CONTEÚDO: FORMAS NIVEL 200	ESCALA: INDICADA
	DATA: 10/05/2021
	PRANCHA 0001



01 FORMAS NIVEL 300  
 ESC.: 1/50

NOTAS IMPORTANTES

CONVENÇÕES PARA OS PILARES

▨ PILAR PASSA      ■ PILAR MORRE

DURABILIDADE

CLASSE DE AGRESSIVIDADE AMBIENTAL: II

AGRESSIVIDADE: Moderada  
 TIPO DE AMBIENTE: Urbano  
 RISCO DE DETERIORAÇÃO DA ESTRUTURA: Pequeno

COBRIMENTOS

LAJES = 2,5 cm  
 VIGAS = 3,0 cm  
 PILARES = 3,0 cm  
 EM CONTATO COM O SOLO: 3,0 cm

MATERIAIS

CONCRETO:  
 RESISTÊNCIA CARACTERÍSTICA DO CONCRETO ( $f_{ck}$ ) = 25 MPa  
 AGRREGADO GRAUDO – TAMANHO MÁXIMO 19 mm  
 RELAÇÃO A/C  $max=0,60$

AÇO:  
 CA 50/60

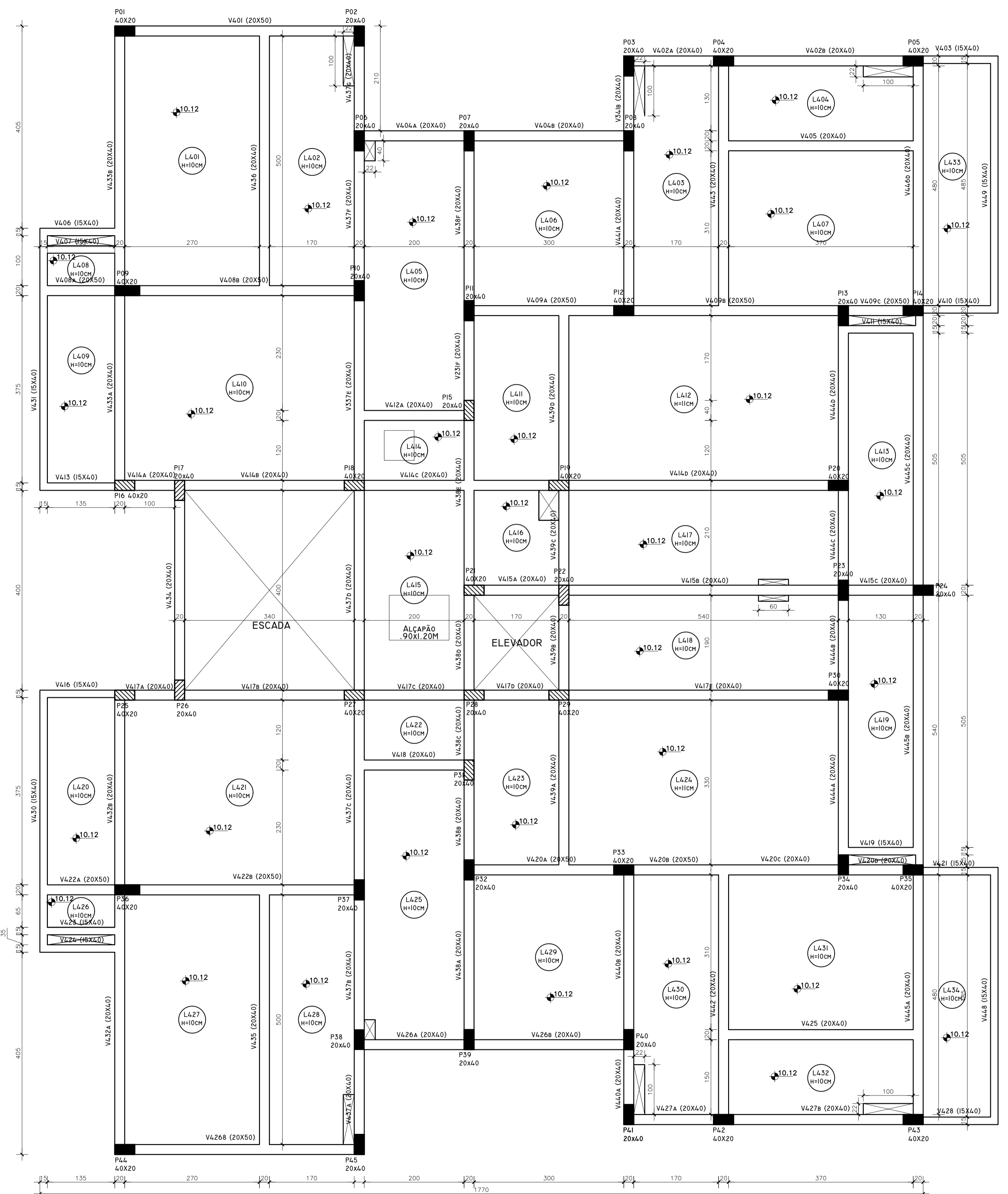
– DIMENSÕES EM CENTÍMETROS  
 – NÍVEIS EM METROS



PROJETO DE EDIFÍCIO DE CONCRETO ARMADO

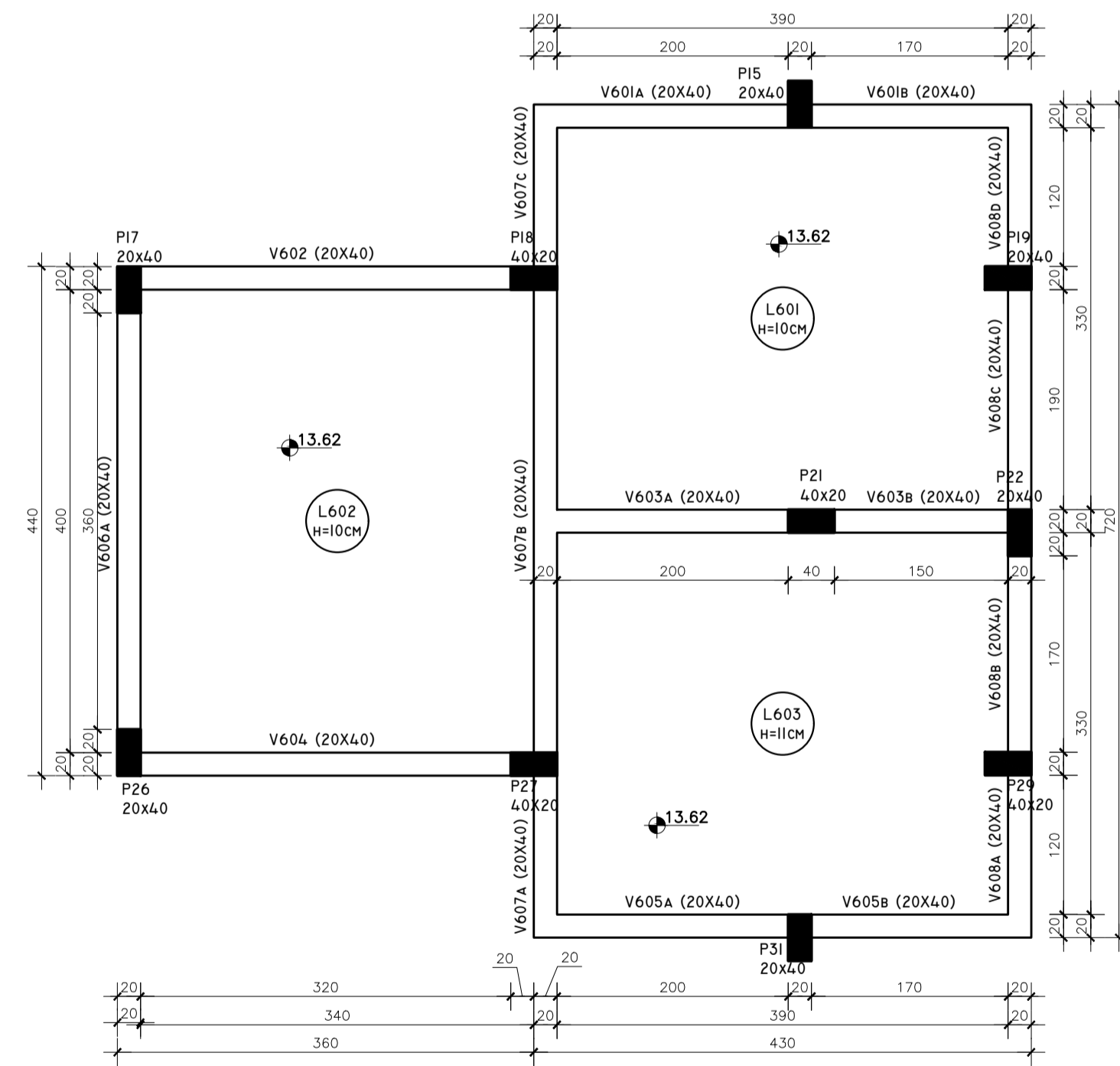
PROPRIETÁRIO: UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL	AUTOR:
ENDEREÇO:	EDUARDO SCHULTZ COPPETI – 319656
CONTEÚDO: FORMAS NIVEL 300	ESCALA: INDICADA
	DATA: 10/05/2021
	PRANCHA 0002





01 FORMAS NIVEL 400  
ESC.: 1/50

02 FORMAS NIVEL 500  
ESC.: 1/50



03 FORMAS NIVEL 600  
ESC.: 1/50

NOTAS IMPORTANTES

CONVENÇÕES PARA OS PILARES

- PILAR PASSA
- PILAR MORRE

DURABILIDADE

CLASSE DE AGRESSIVIDADE AMBIENTAL: II  
 AGRESSIVIDADE: Moderada  
 TIPO DE AMBIENTE: Urbano  
 RISCO DE DETERIORAÇÃO DA ESTRUTURA: Pequeno

COBRIMENTOS

LAJES = 2,5 cm  
 VIGAS = 3,0 cm  
 PILARES = 3,0 cm  
 EM CONTATO COM O SOLO: 3,0 cm

MATERIAIS

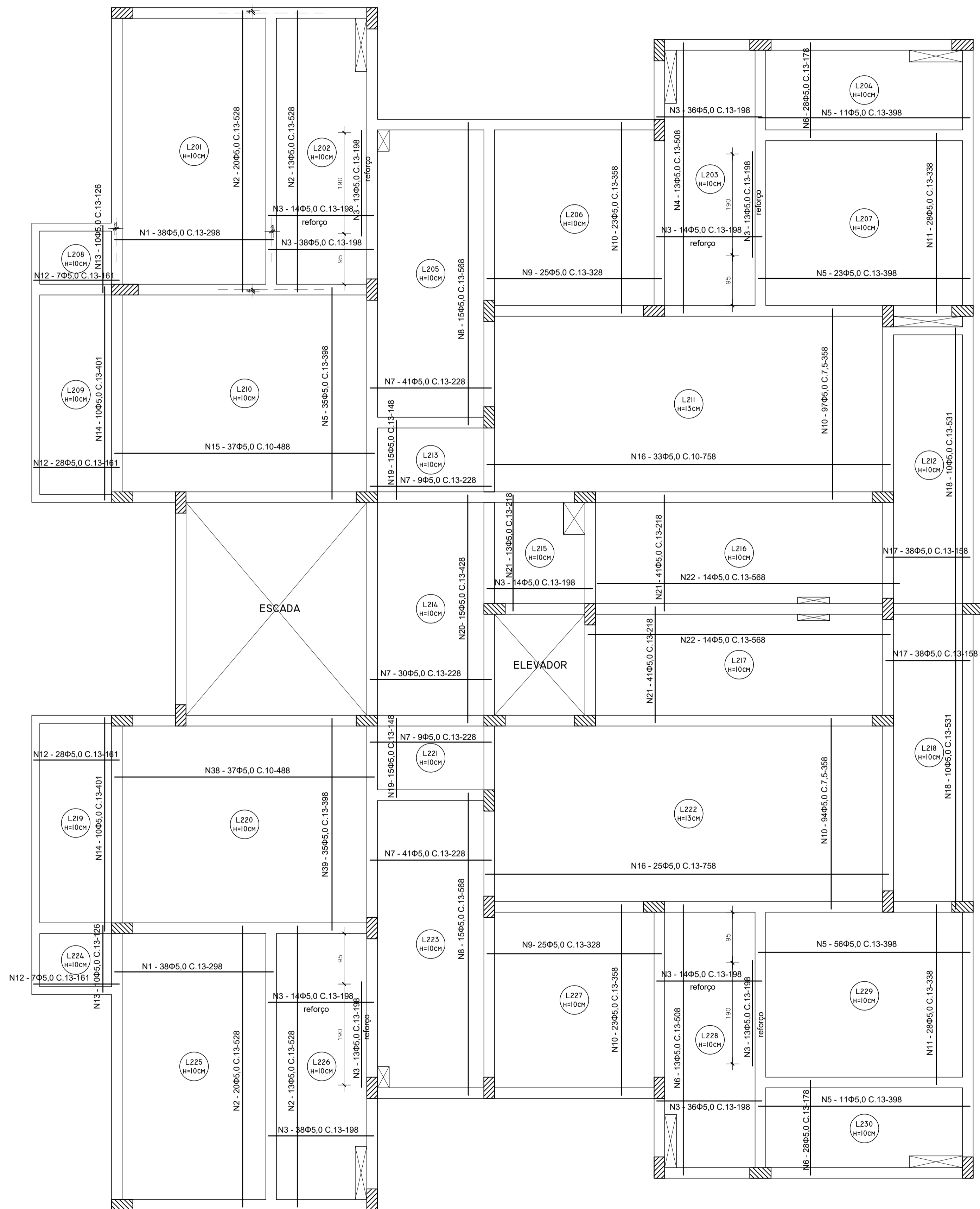
CONCRETO:  
 RESISTÊNCIA CARACTERÍSTICA DO CONCRETO ( $f_{ck}$ ) = 25 MPa  
 AGRREGADO GRAUDO – TAMANHO MÁXIMO 19 mm  
 RELAÇÃO A/C max=0,60

AÇO:  
 CA 50/60

- DIMENSÕES EM CENTÍMETROS
- NÍVEIS EM METROS

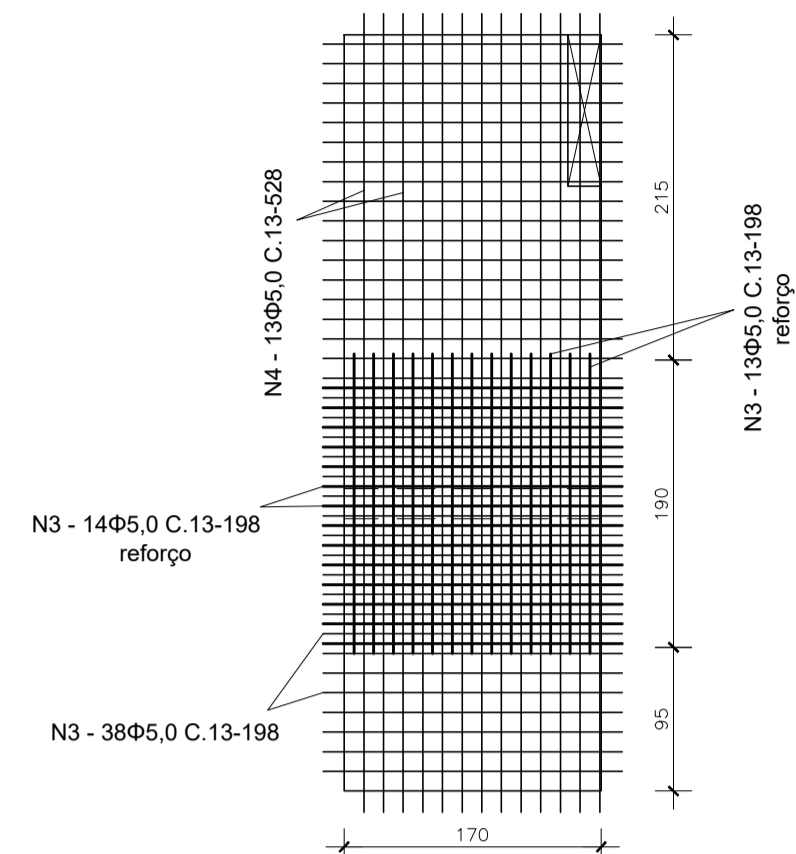
PROJETO DE EDIFÍCIO DE CONCRETO ARMADO

PROPRIETÁRIO: UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL	AUTOR:
ENDEREÇO:	EDUARDO SCHULTZ COPPETI – 319656
PLANTA DE FORMAS	
CONTEÚDO: FORMAS NIVEL 400 FORMAS NIVEL 500 FORMAS NIVEL 600	ESCALA: INDICADA
	DATA: 10/05/2021
	PRANCHA 0003



02 DETALHE ARMADURA POSITIVA L202

EXEMPLO DETALHE FAIXA DE REFORÇO LAJES  
202, 203, 226 E 228 - ESCALA 1/50



01 ARMADURA POSITIVA – NÍVEL 200  
ESC.: 1/50

NOTAS IMPORTANTES

CONVENÇÕES PARA OS PILARES

▨ PILAR PASSA

■ PILAR MORRE

DURABILIDADE

CLASSE DE AGRESSIVIDADE AMBIENTAL: II

AGRESSIVIDADE: Moderada

TIPO DE AMBIENTE: Urbano

RISCO DE DETERIORAÇÃO DA ESTRUTURA: Pequeno

COBRIMENTOS

LAJES = 2,5 cm

VIGAS = 3,0 cm

PILARES = 3,0 cm

EM CONTATO COM O SOLO: 3,0 cm

MATERIAIS

CONCRETO:

RESISTÊNCIA CARACTERÍSTICA DO CONCRETO ( $f_{ck}$ ) = 25 MPa

AGRREGADO GRAUDO – TAMANHO MÁXIMO 19 mm

RELAÇÃO A/C max=0,60

AÇO:

CA 50/60

- ANCORAGEM DAS ARMADURAS: LEVAR ATÉ O EIXO DAS VIGAS + 4cm, CONFORME EXEMPLO NA LAJE L201
- DIMENSÕES EM CENTÍMETROS
- NÍVEIS EM METROS
- LIMITAM-SE AS BARRAS ATÉ O COBRIMENTO DAS ESTRUTURAS



PROJETO DE EDIFÍCIO DE CONCRETO ARMADO

PROPRIETÁRIO: UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL

ENDEREÇO:

DETALHAMENTO DE LAJES 200

CONTEÚDO:

ARMADURA POSITIVA LAJES NÍVEL 200  
DETALHE ARMADURA REFORÇO LAJE 202

AUTOR:

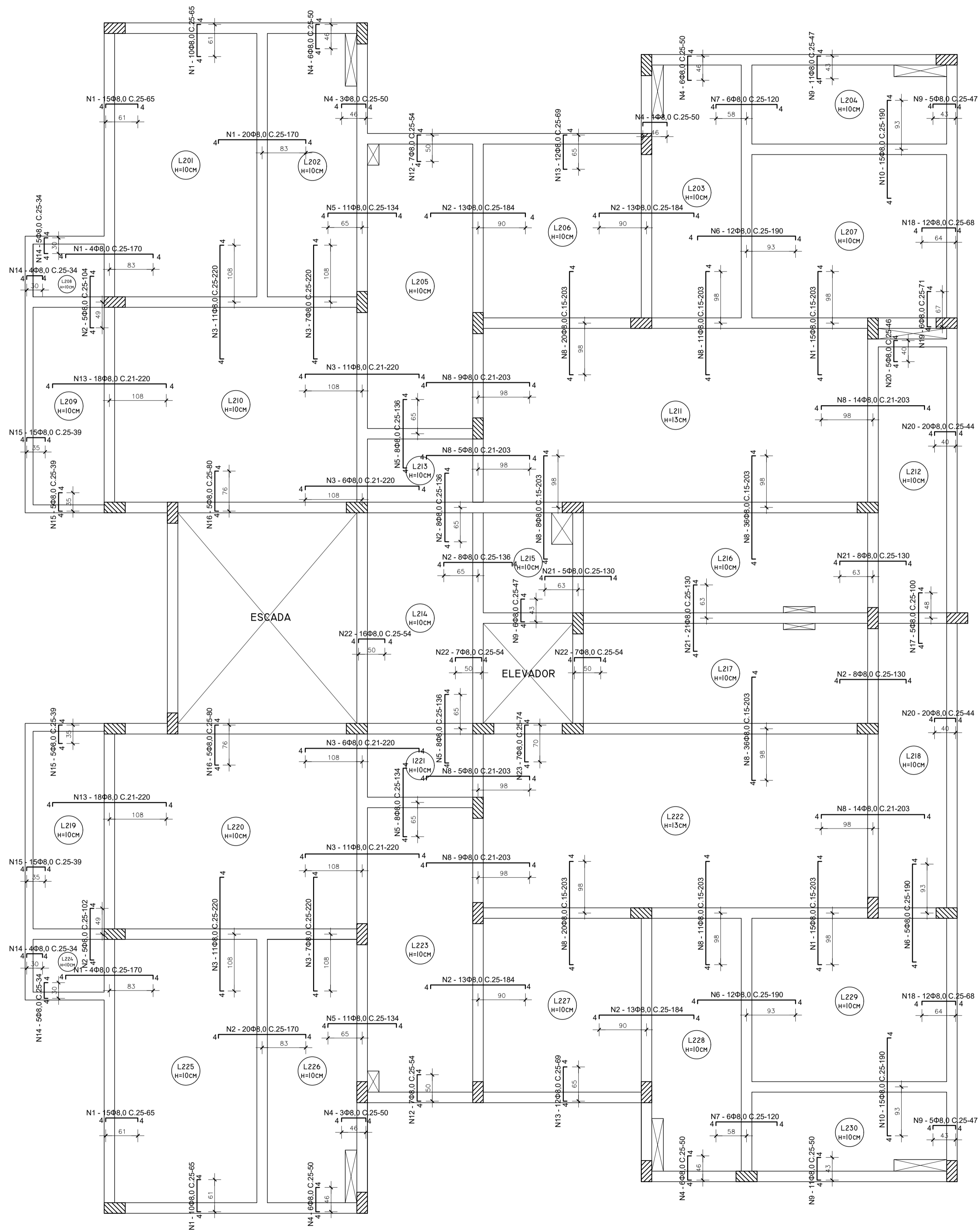
EDUARDO SCHULTZ COPPETI – 319656

ESCALA: INDICADA

DATA: 10/05/2021

PRANCHA 0004





01 ARMADURA NEGATIVA – NÍVEL 200  
 ESC.: 1/50

NOTAS IMPORTANTES

CONVENÇÕES PARA OS PILARES

▨ PILAR PASSA      ■ PILAR MORRE

DURABILIDADE

CLASSE DE AGRESSIVIDADE AMBIENTAL: II

AGRESSIVIDADE: Moderada  
 TIPO DE AMBIENTE: Urbano  
 RISCO DE DETERIORAÇÃO DA ESTRUTURA: Pequeno

COBRIMENTOS


LAJES = 2,5 cm  
 VIGAS = 3,0 cm  
 PILARES = 3,0 cm  
 EM CONTATO COM O SOLO: 3,0 cm

MATERIAIS

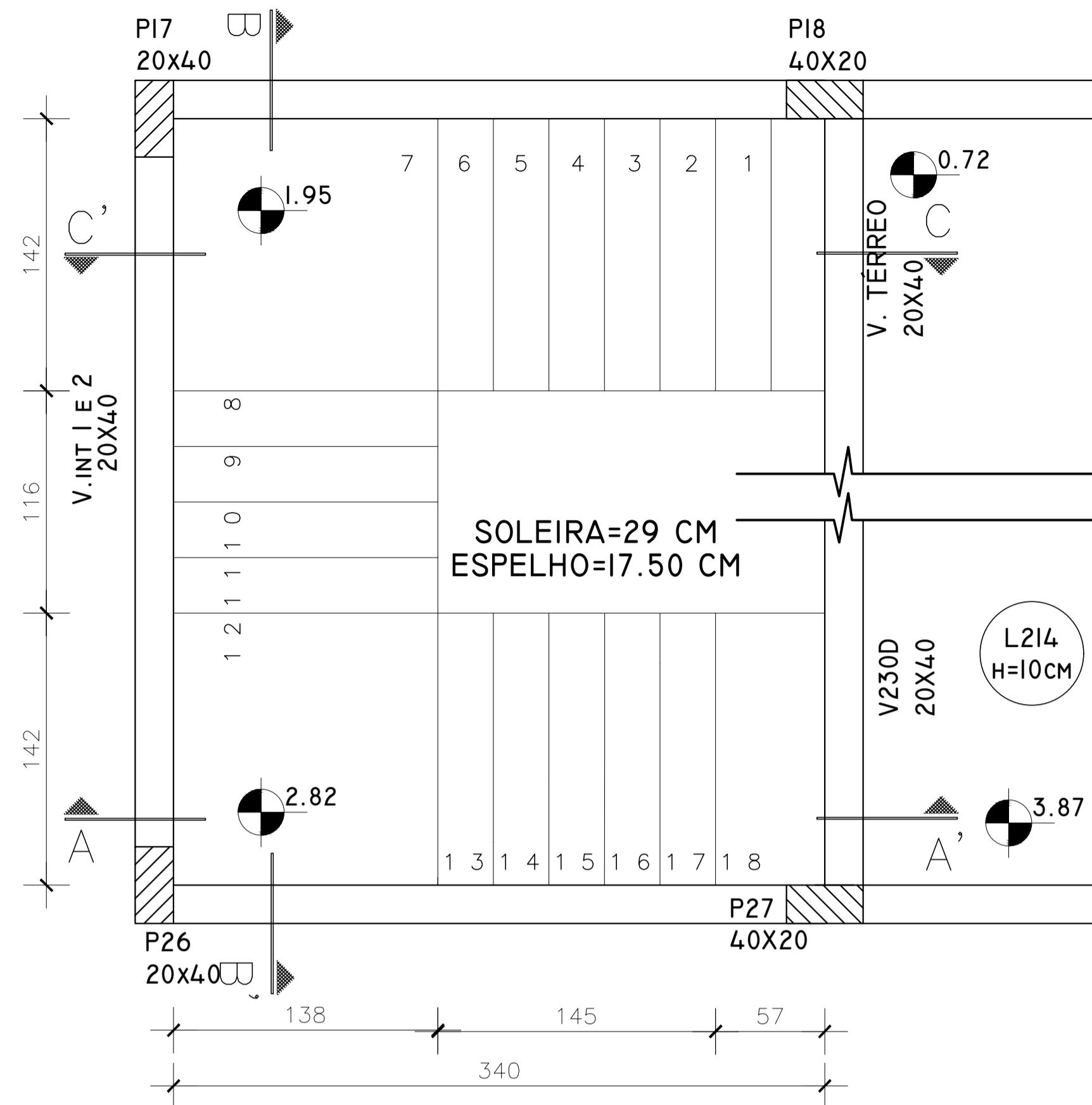
CONCRETO:  
 RESISTÊNCIA CARACTERÍSTICA DO CONCRETO (fck) = 25 MPa  
 AGRREGADO GRAUDO – TAMANHO MÁXIMO 19 mm  
 RELAÇÃO A/C max=0,60

AÇO:  
 CA 50/60

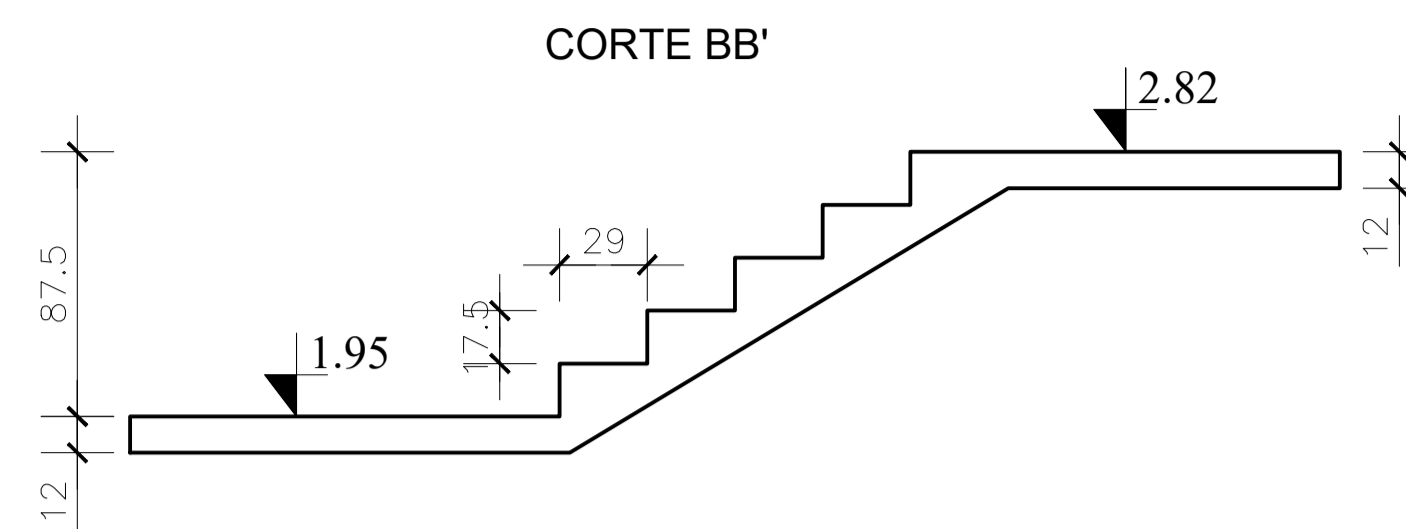
- DIMENSÕES EM CENTÍMETROS
- NÍVEIS EM METROS
- LIMITAM-SE AS BARRAS ATÉ O COBRIMENTO DAS ESTRUTURAS

 PROJETO DE EDIFÍCIO DE CONCRETO ARMADO

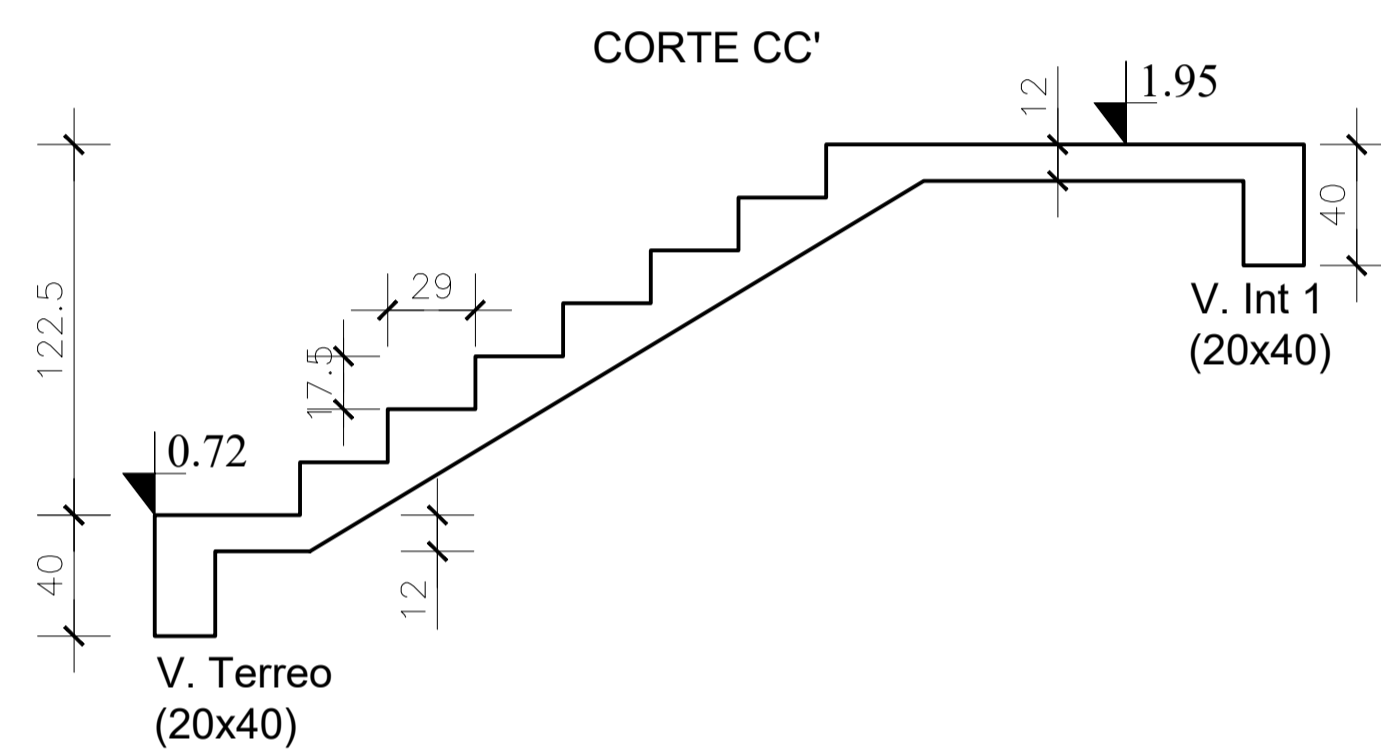
PROPRIETÁRIO: UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL	AUTOR:
ENDEREÇO:	EDUARDO SCHULTZ COPPETI – 319656
CONTEÚDO: ARMADURA NEGATIVA LAJES NÍVEL 200	
ARMADURA NEGATIVA LAJES NÍVEL 200	
	ESCALA: INDICADA
	DATA: 10/05/2021
	PRANCHA 0005



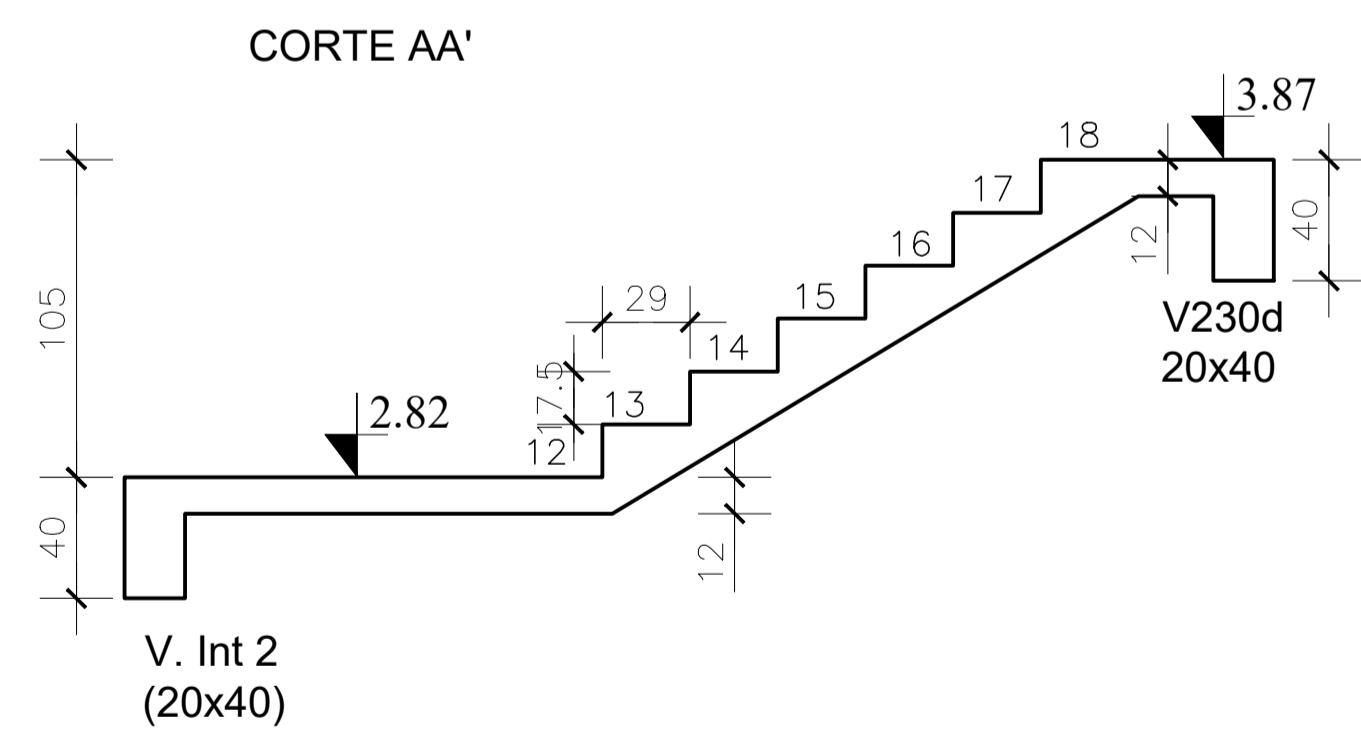
01 FORMAS ESCADA  
ESC.: 1/25



03 FORMAS ESCADA - CORTE BB'  
ESC.: 1/25



04 FORMAS ESCADA - CORTE CC'  
ESC.: 1/25



02 FORMAS ESCADA - CORTE AA'  
ESC.: 1/25

NOTAS IMPORTANTES  
CONVENÇÕES PARA OS PILARES

▨ PILAR PASSA      ■ PILAR MORRE

DURABILIDADE

CLASSE DE AGRESSIVIDADE AMBIENTAL: II  
AGRESSIVIDADE: Moderada  
TIPO DE AMBIENTE: Urbano  
RISCO DE DETERIORAÇÃO DA ESTRUTURA: Pequeno

COBRIMENTOS

LAJES = 2,5 cm  
VIGAS = 3,0 cm  
PILARES = 3,0 cm  
EM CONTATO COM O SOLO: 3,0 cm

MATERIAIS

CONCRETO:  
RESISTÊNCIA CARACTERÍSTICA DO CONCRETO ( $f_{ck}$ ) = 25 MPa  
AGRREGADO GRAUDO - TAMANHO MÁXIMO 19 mm  
RELAÇÃO A/C  $max=0,60$

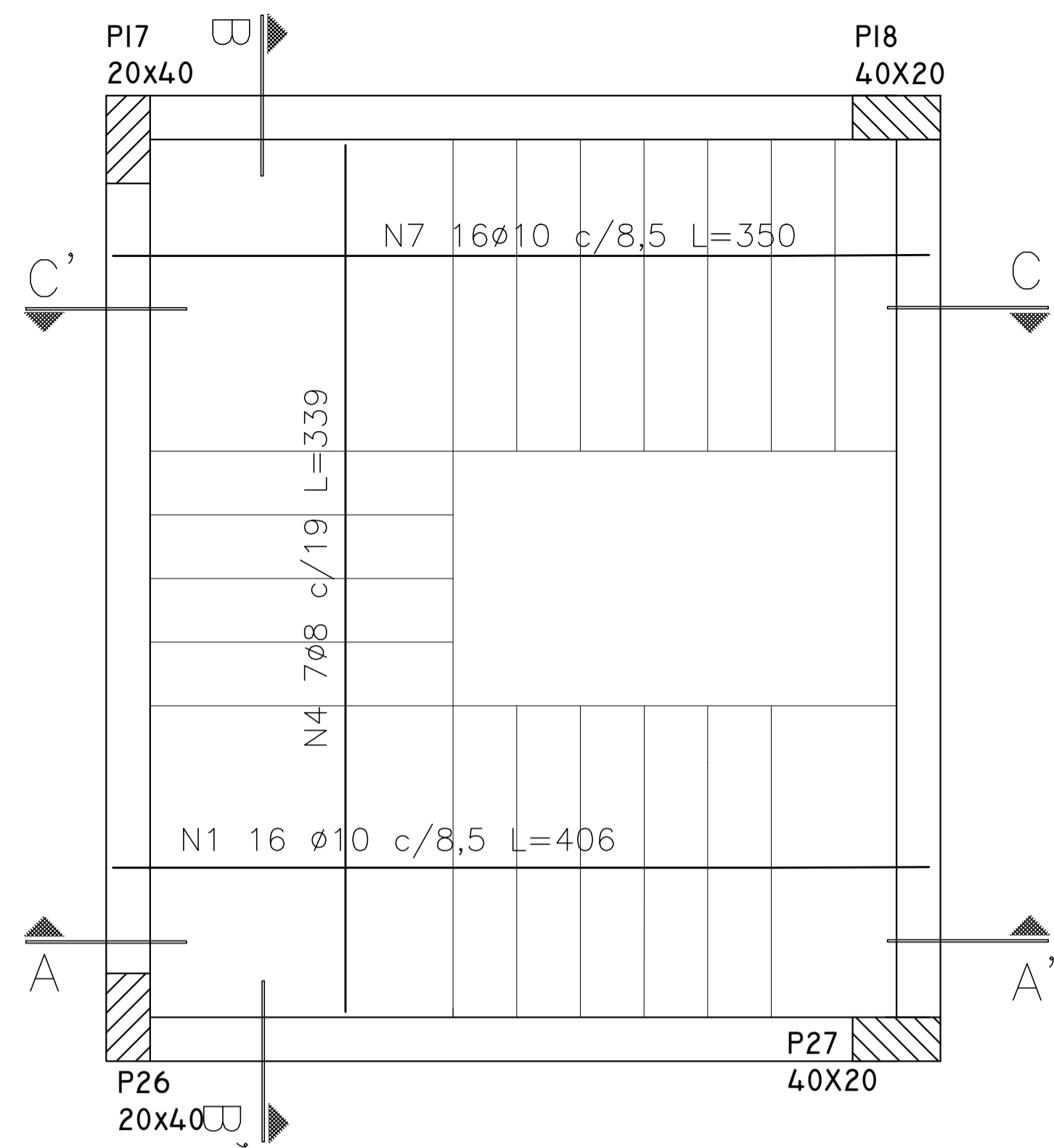
AÇO:  
CA 50/60

- DIMENSÕES EM CENTÍMETROS
- NIVEIS EM METROS
- LIMITAM-SE AS BARRAS ATÉ O COBRIMENTO DAS ESTRUTURAS

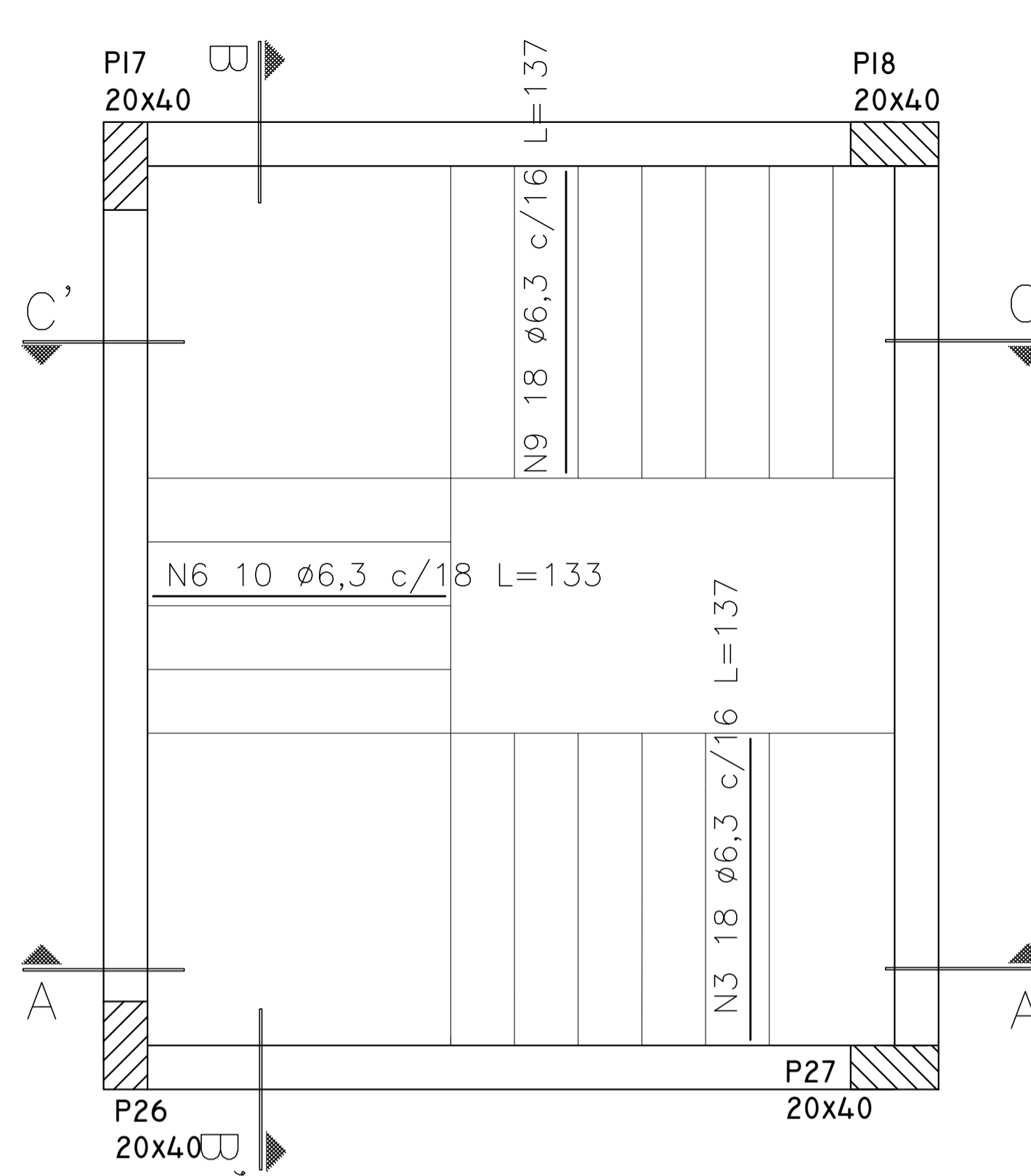


PROJETO DE EDIFÍCIO DE CONCRETO ARMADO

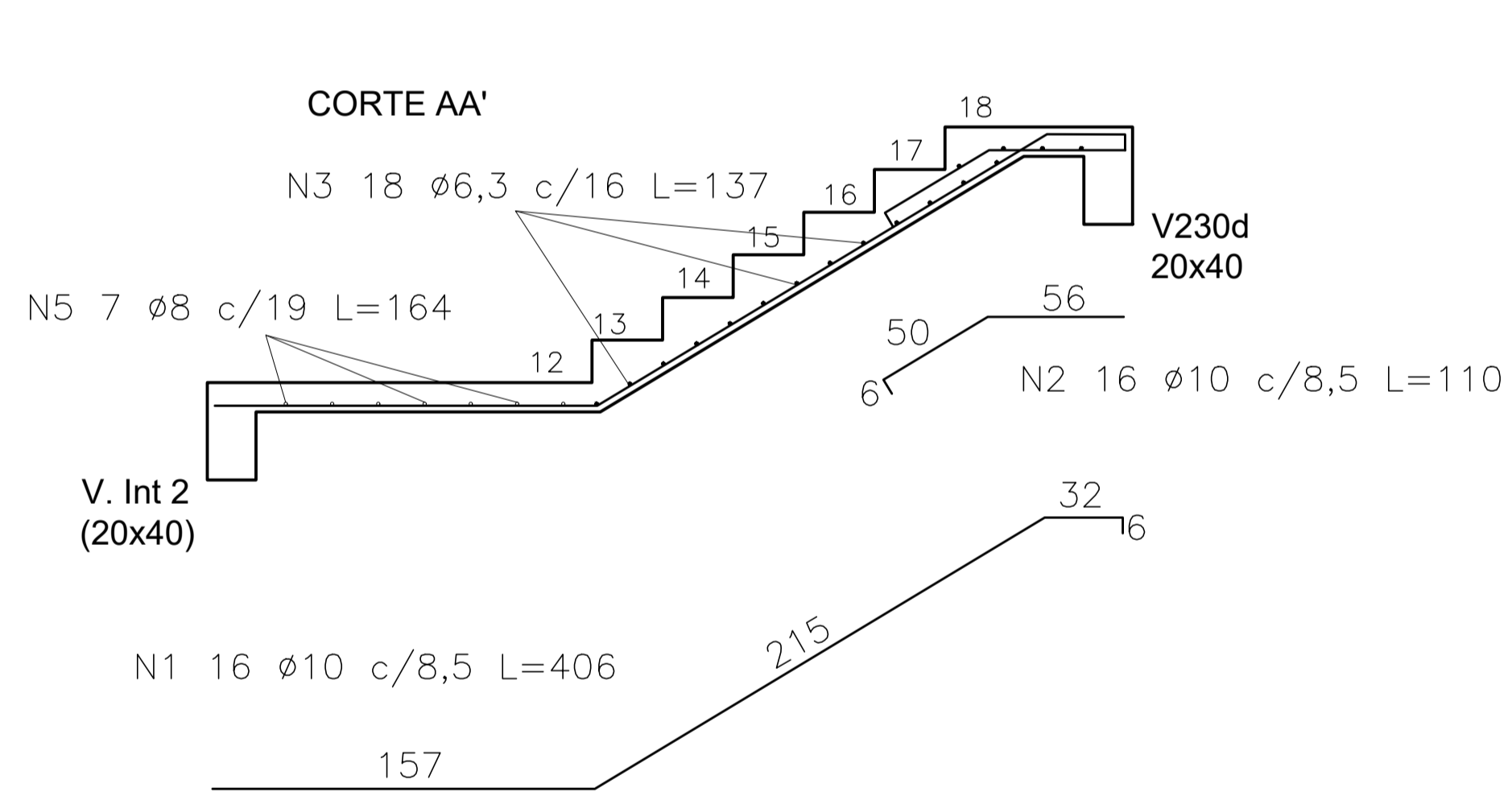
PROPRIETÁRIO: UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL	AUTOR:
ENDEREÇO:	EDUARDO SCHULTZ COPPETI - 319656
CONTEÚDO: PLANTA DE FORMAS ESCADA FORMAS ESCADA CORTE AA' CORTE BB' CORTE CC'	ESCALA: INDICADA DATA: 10/05/2021 PRANCHA 0006



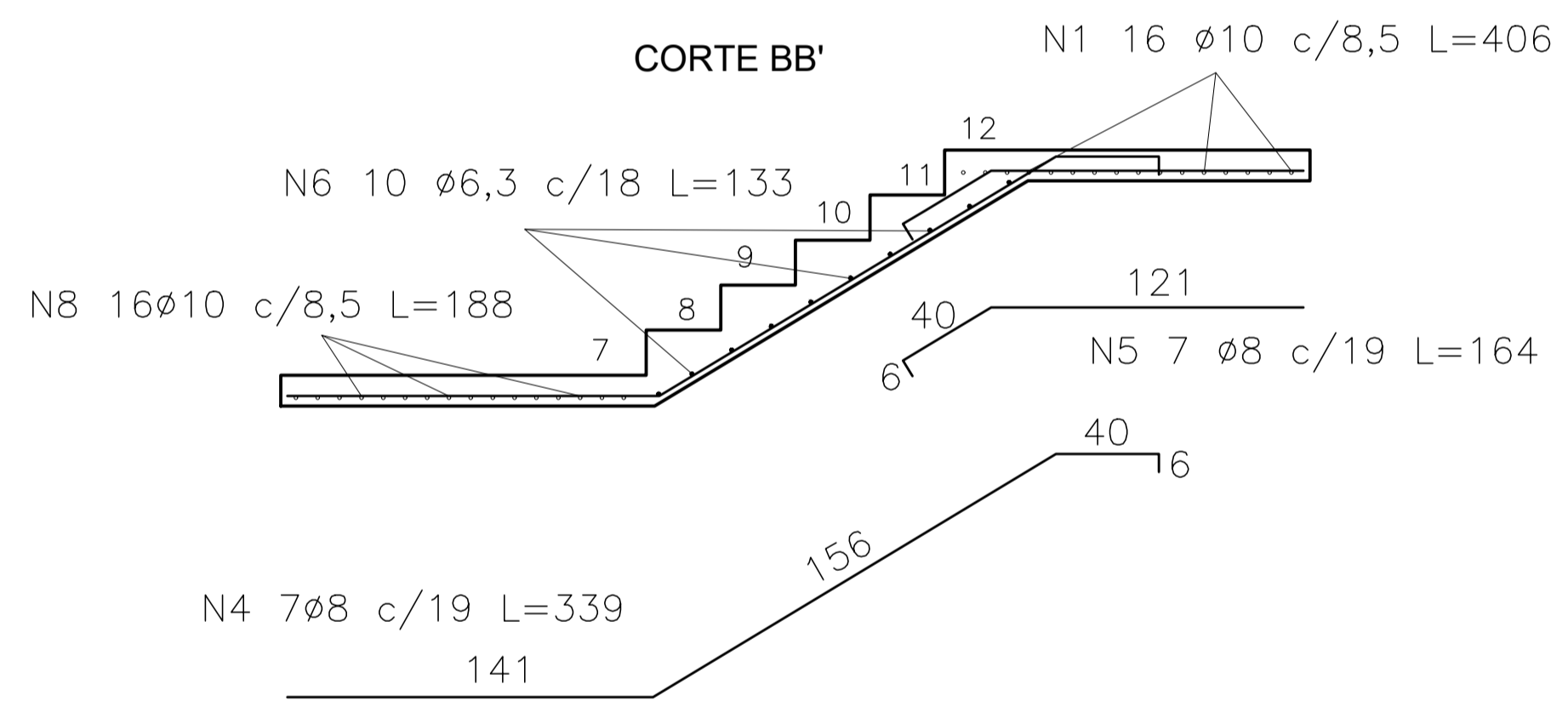
01 ARMADURA LONGITUDINAL  
ESC.: 1/25



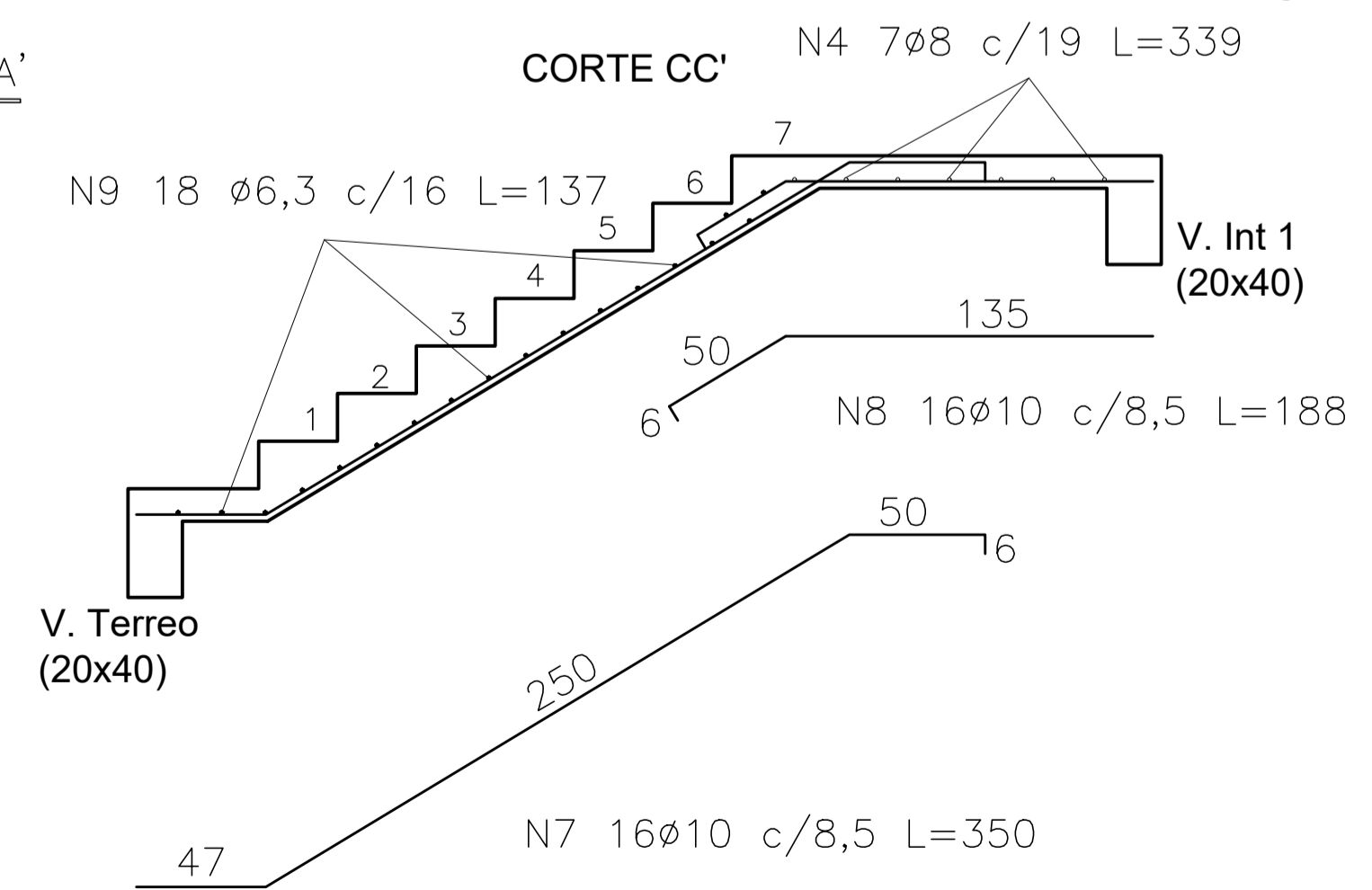
02 ARMADURA TRANSVERSAL  
ESC.: 1/25



03 DETALHAMENTO ARMADURA 3º LANCE-CORTE AA'  
ESC.: 1/25



04 DETALHAMENTO ARMADURA 2º LANCE-CORTE BB'  
ESC.: 1/25



05 DETALHAMENTO ARMADURA 1º LANCE-CORTE CC'  
ESC.: 1/25

NOTAS IMPORTANTES  
CONVENÇÕES PARA OS PILARES

▨ PILAR PASSA      ■ PILAR MORRE

DURABILIDADE

CLASSE DE AGRESSIVIDADE AMBIENTAL: II  
AGRESSIVIDADE: Moderada  
TIPO DE AMBIENTE: Urbano  
RISCO DE DETERIORAÇÃO DA ESTRUTURA: Pequeno

COBRIMENTOS

LAJES = 2,5 cm  
VIGAS = 3,0 cm  
PILARES = 3,0 cm  
EM CONTATO COM O SOLO: 3,0 cm

MATERIAIS

CONCRETO:  
RESISTÊNCIA CARACTERÍSTICA DO CONCRETO (fck) = 25 MPa  
AGRREGADO GRAUDO – TAMANHO MÁXIMO 19 mm  
RELAÇÃO A/C max=0,60

AÇO:  
CA 50/60

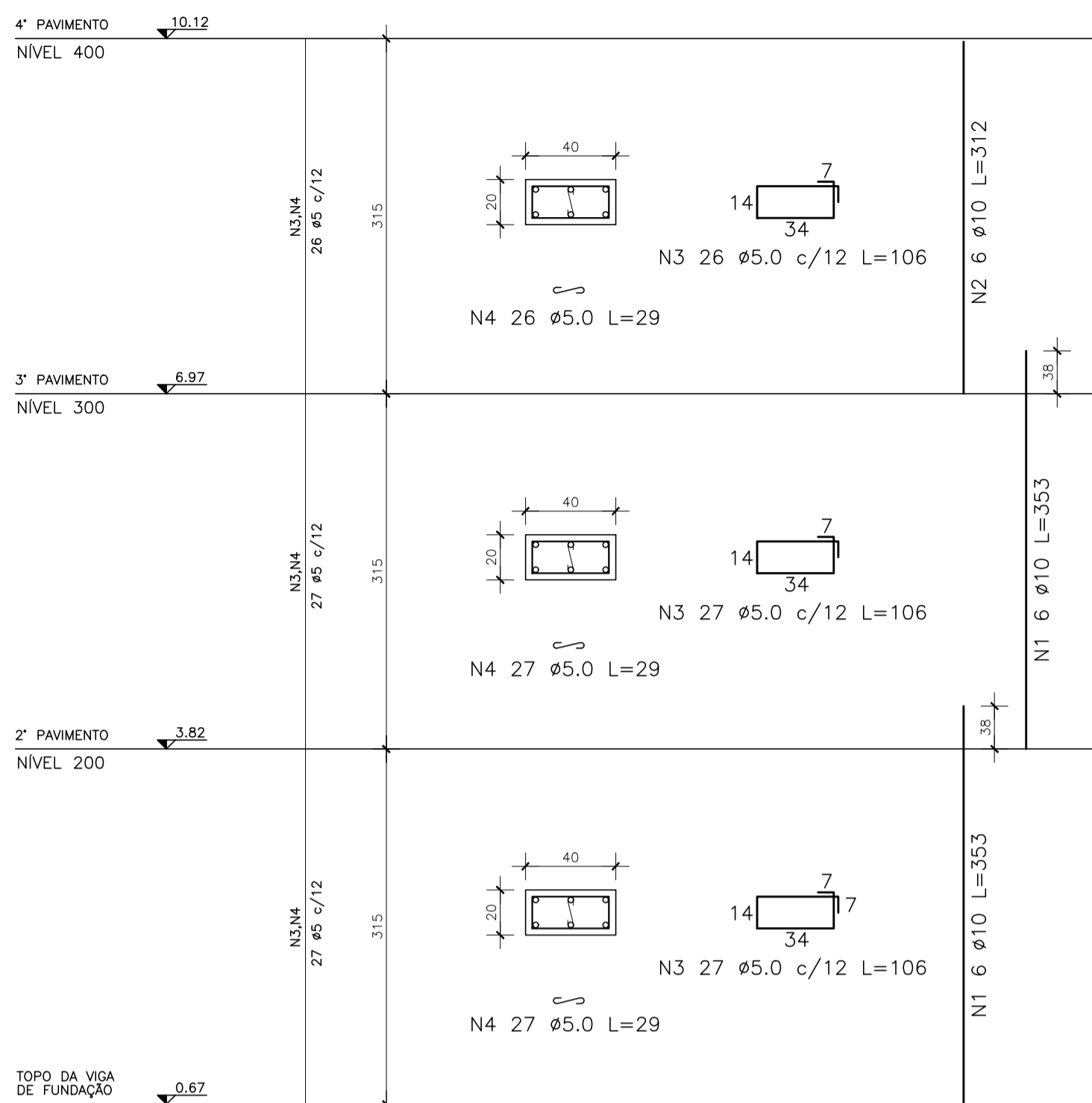
- DIMENSÕES EM CENTÍMETROS
- NÍVEIS EM METROS
- LIMITAM-SE AS BARRAS ATÉ O COBRIMENTO DAS ESTRUTURAS

PROJETO DE EDIFÍCIO DE CONCRETO ARMADO

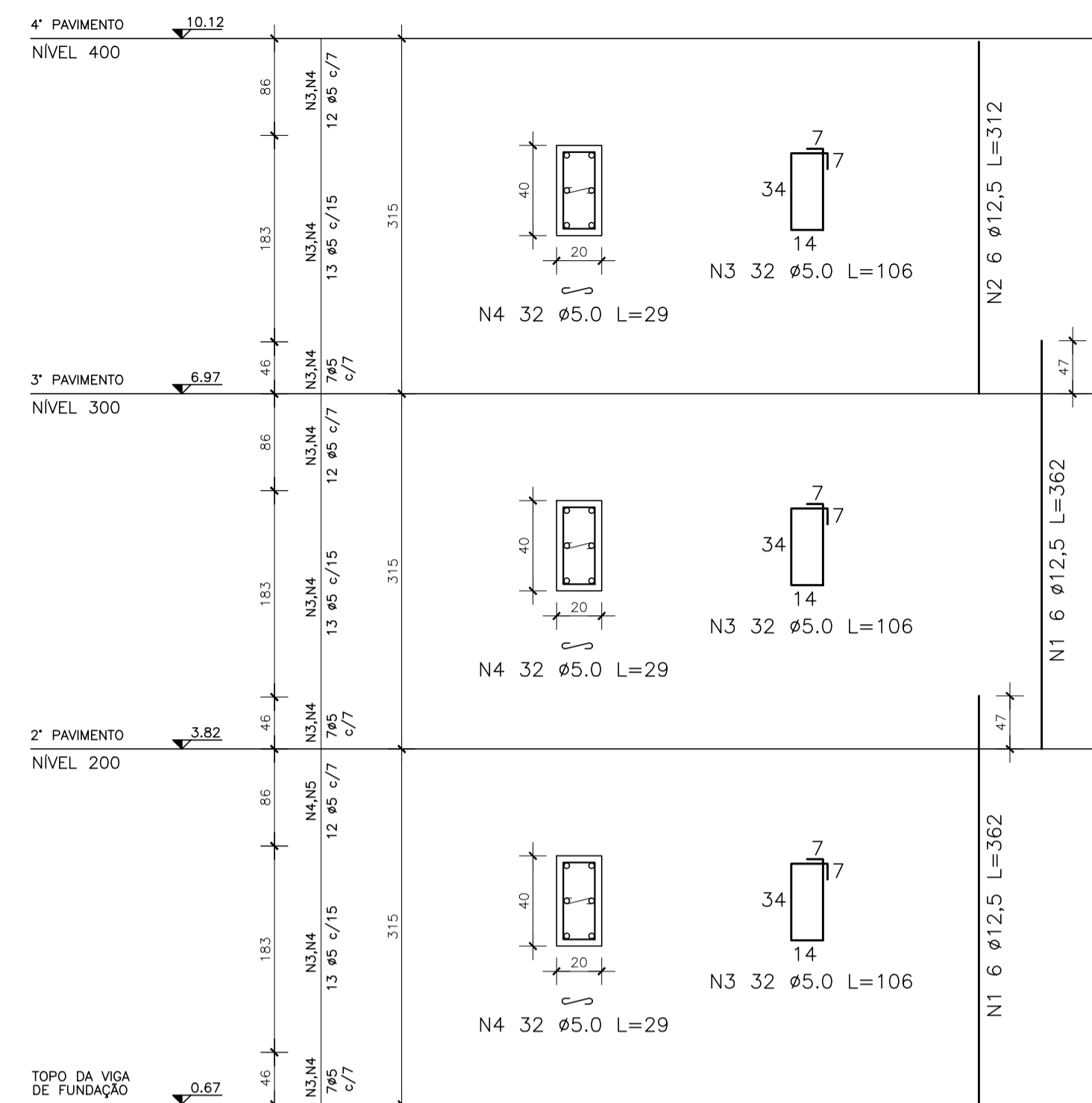
PROPRIETÁRIO: UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL	AUTOR:
ENDEREÇO:	EDUARDO SCHULTZ COPPETI - 319656
CONTEÚDO:	ESCALA: INDICADA
ARMADURA LONGITUDINAL ARMADURA TRANSVERSAL DETALHE 3º LANCE - CORTE AA' DETALHE 2º LANCE - CORTE BB' DETALHE 1º LANCE - CORTE CC'	DATA: 10/05/2021
	PRANCHA 0007



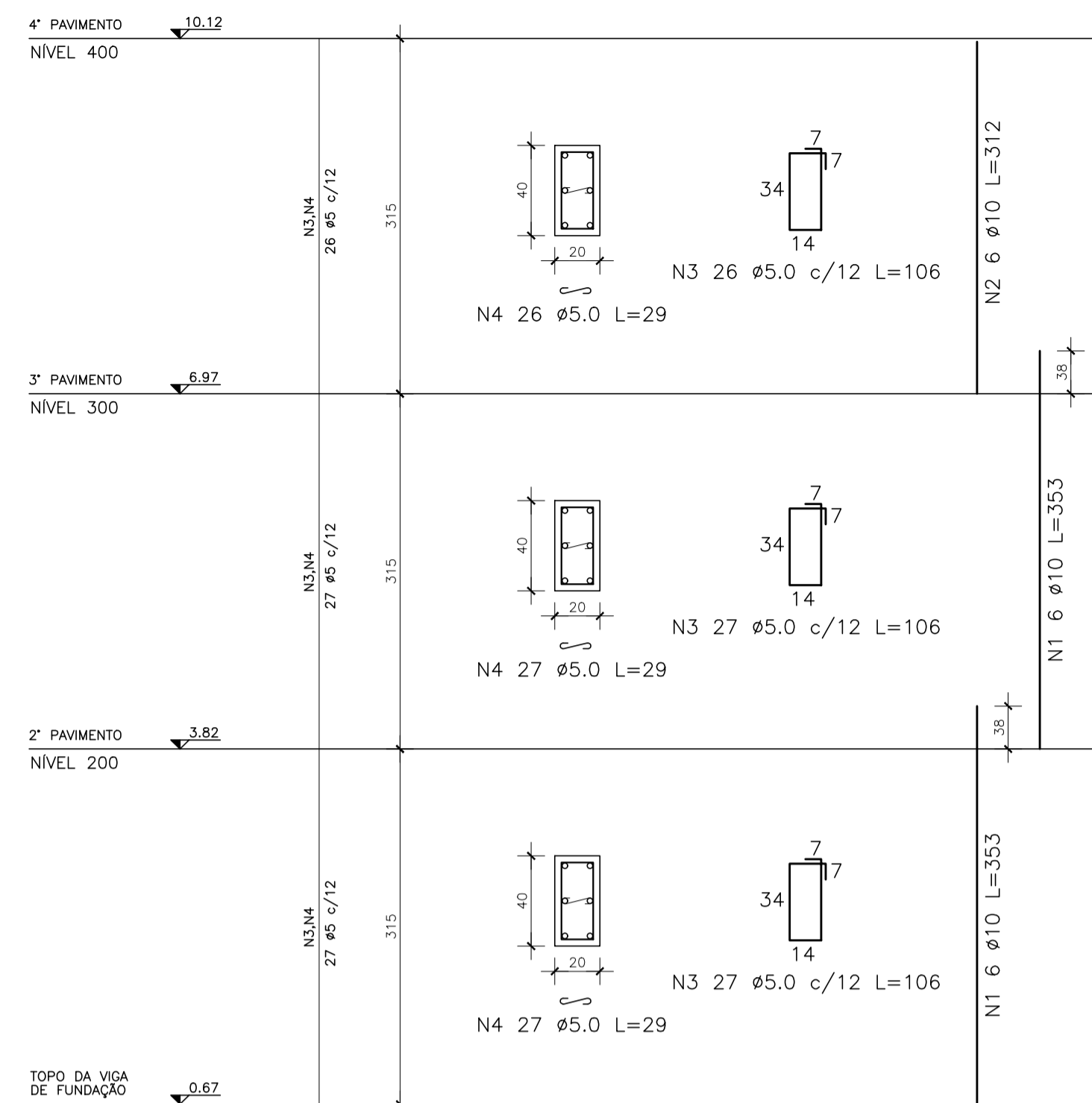
PILAR P1 (40X20)



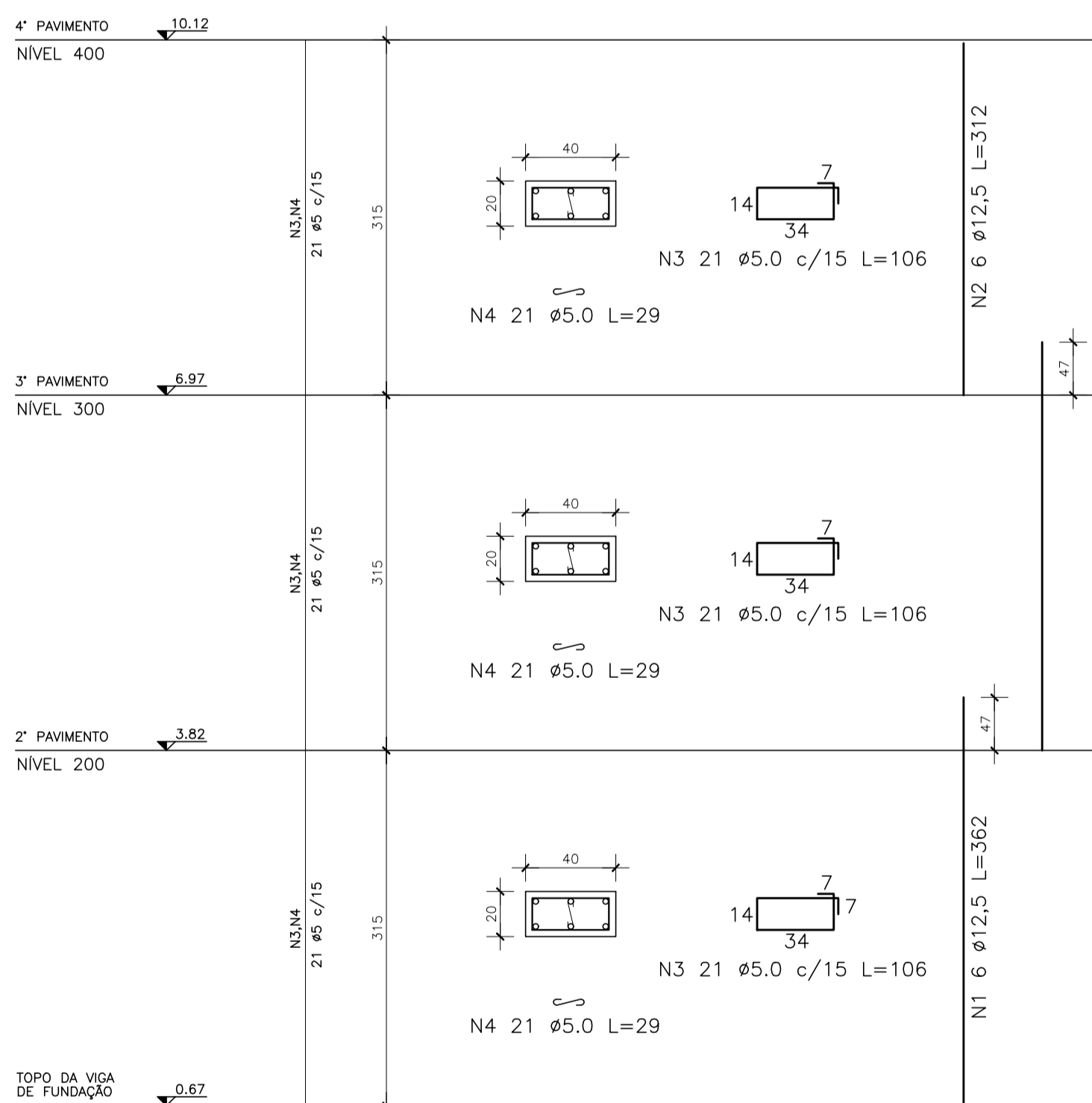
PILAR P2 (20X40)



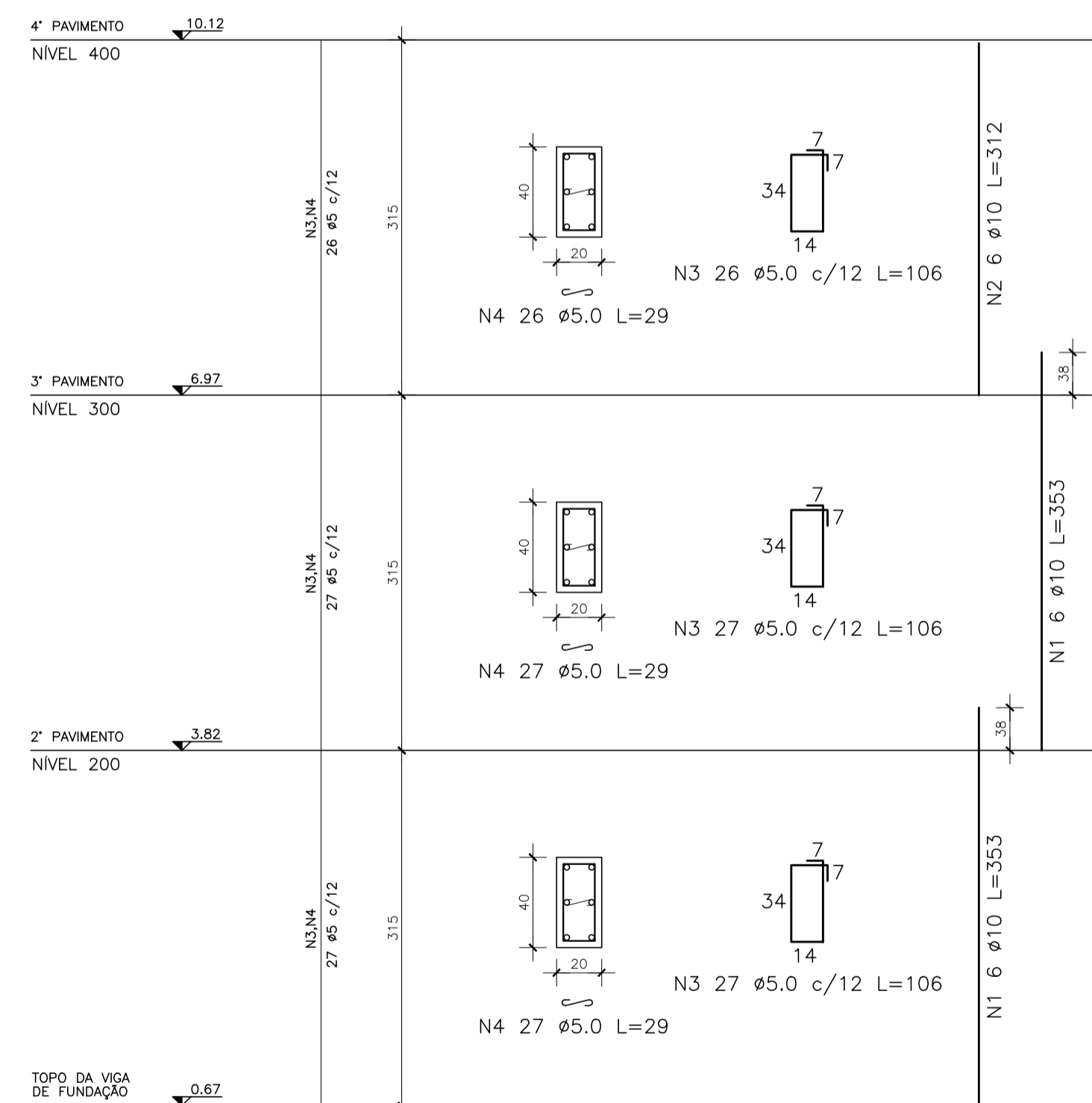
PILAR P3 (20X40)



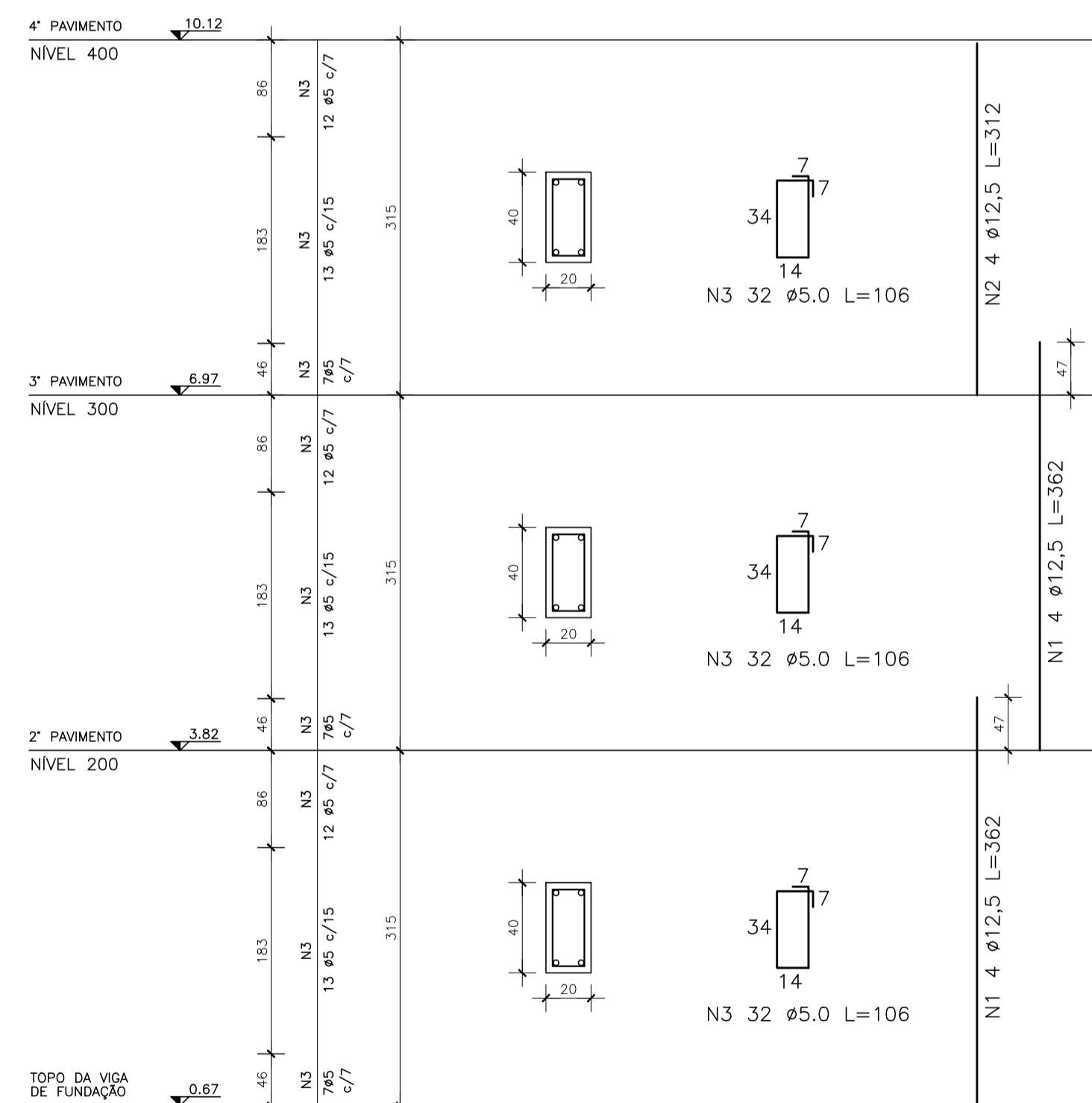
PILAR P4 (20X40)



PILAR P5 (20X40)



PILAR P6 (20X40)



NOTAS IMPORTANTES  
CONVENÇÕES PARA OS PILARES

▨ PILAR PASSA      ■ PILAR MORRE

DURABILIDADE

CLASSE DE AGRESSIVIDADE AMBIENTAL: II

AGRESSIVIDADE: Moderada  
TIPO DE AMBIENTE: Urbano  
RISCO DE DETERIORAÇÃO DA ESTRUTURA: Pequeno

COBRIMENTOS

LAJES = 2,5 cm  
VIGAS = 3,0 cm  
PILARES = 3,0 cm  
EM CONTATO COM O SOLO: 3,0 cm


MATERIAIS

CONCRETO:  
RESISTÊNCIA CARACTERÍSTICA DO CONCRETO ( $f_{ck}$ ) = 25 MPa  
AGRREGADO GRAUDO – TAMANHO MÁXIMO 19 mm  
RELAÇÃO A/C max=0,60

AÇO:  
CA 50/60

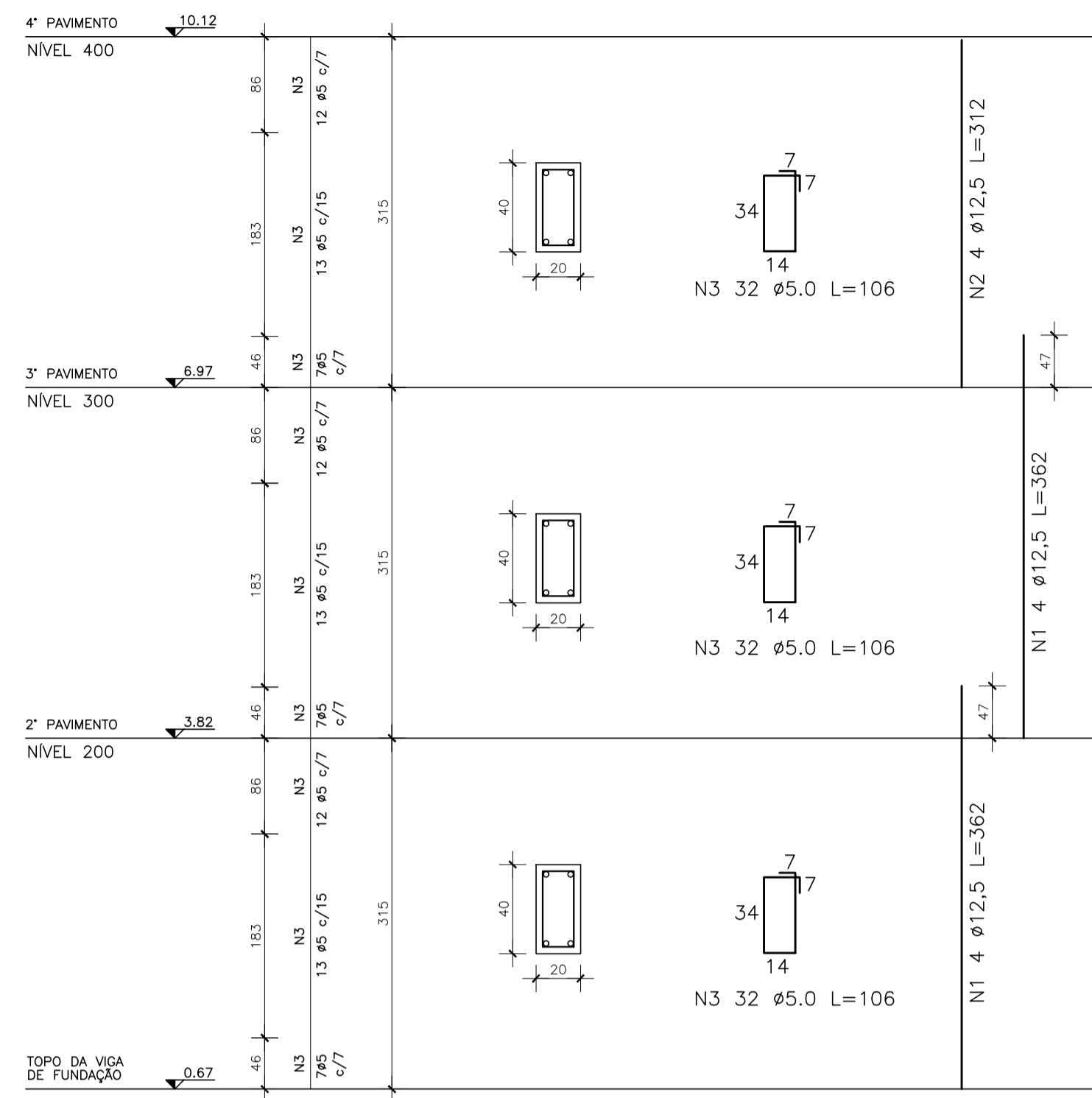
DIMENSÕES EM CENTÍMETROS

NÍVEIS EM METROS  
AS BARRAS LIMITAM-SE AOS COBRIMENTOS DOS ELEMENTOS

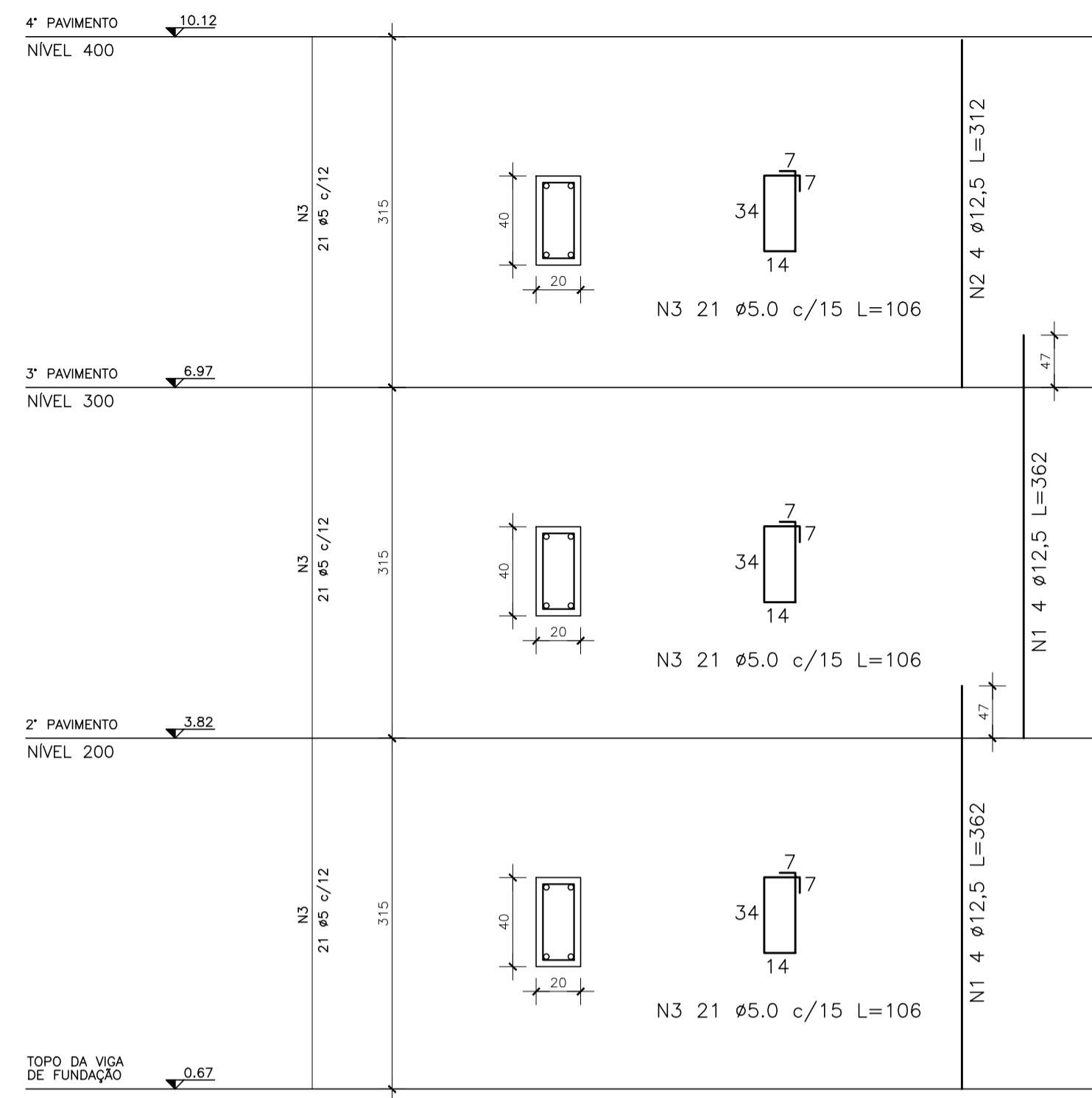
 PROJETO DE EDIFÍCIO DE CONCRETO ARMADO

PROPRIETÁRIO: UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL	AUTOR:
ENDEREÇO:	EDUARDO SCHULTZ COPPETI – 319656
CONTEÚDO:	ESCALA: 1/50
PILARES P1 A P6	DATA: 10/05/2021
	PRANCHA 0008

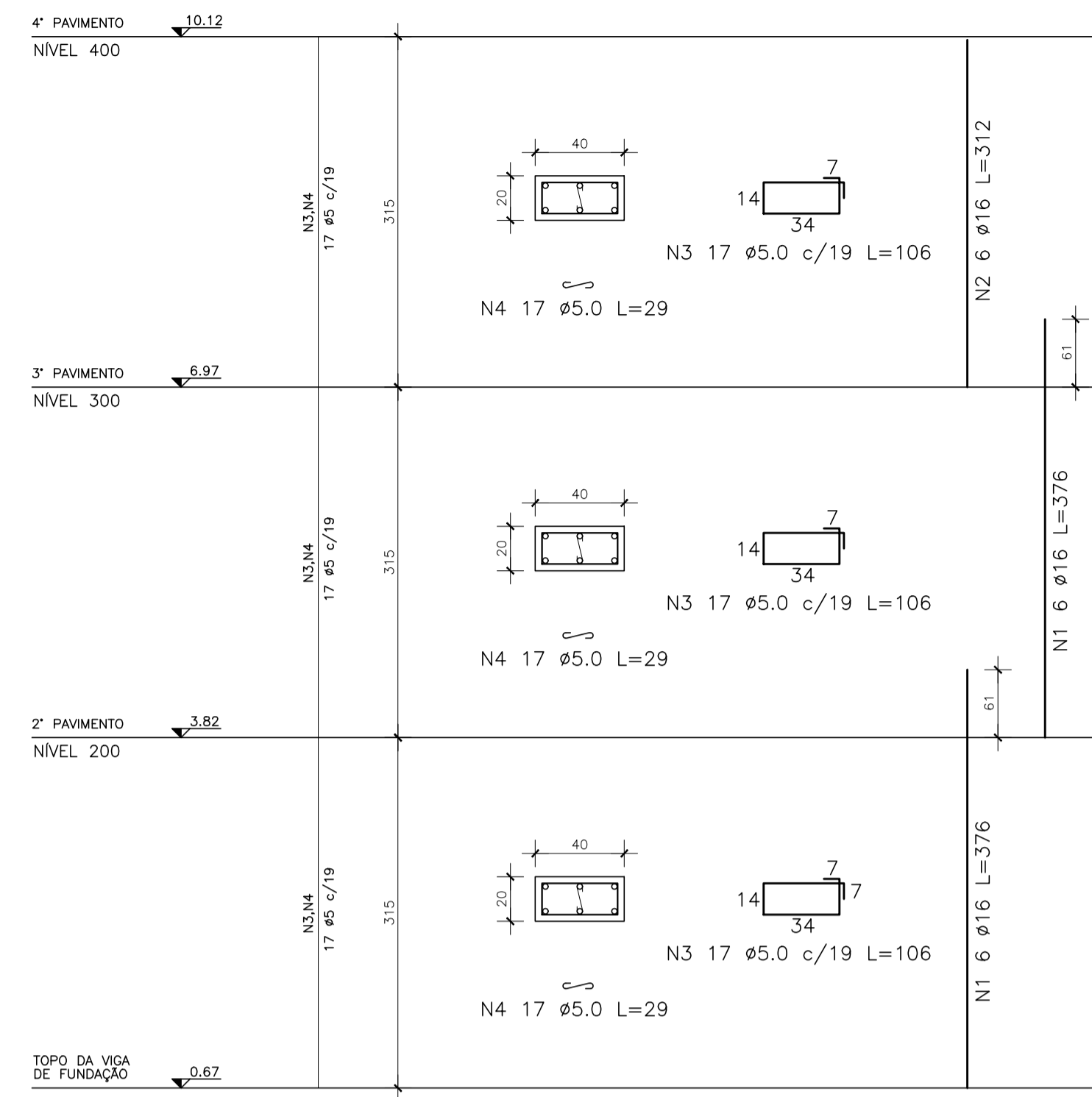
PILAR P7 (20X40)



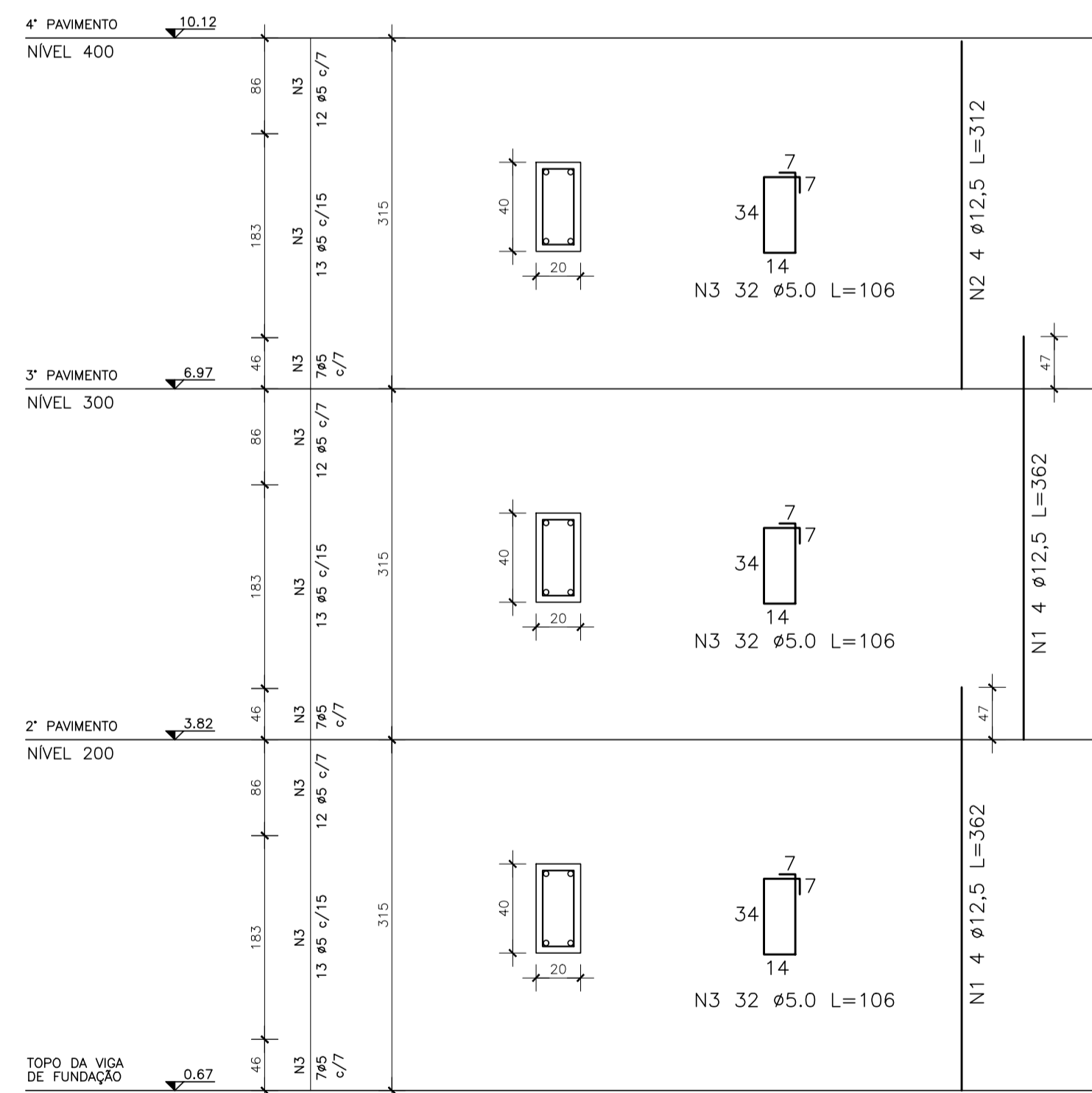
PILAR P8 (20X40)



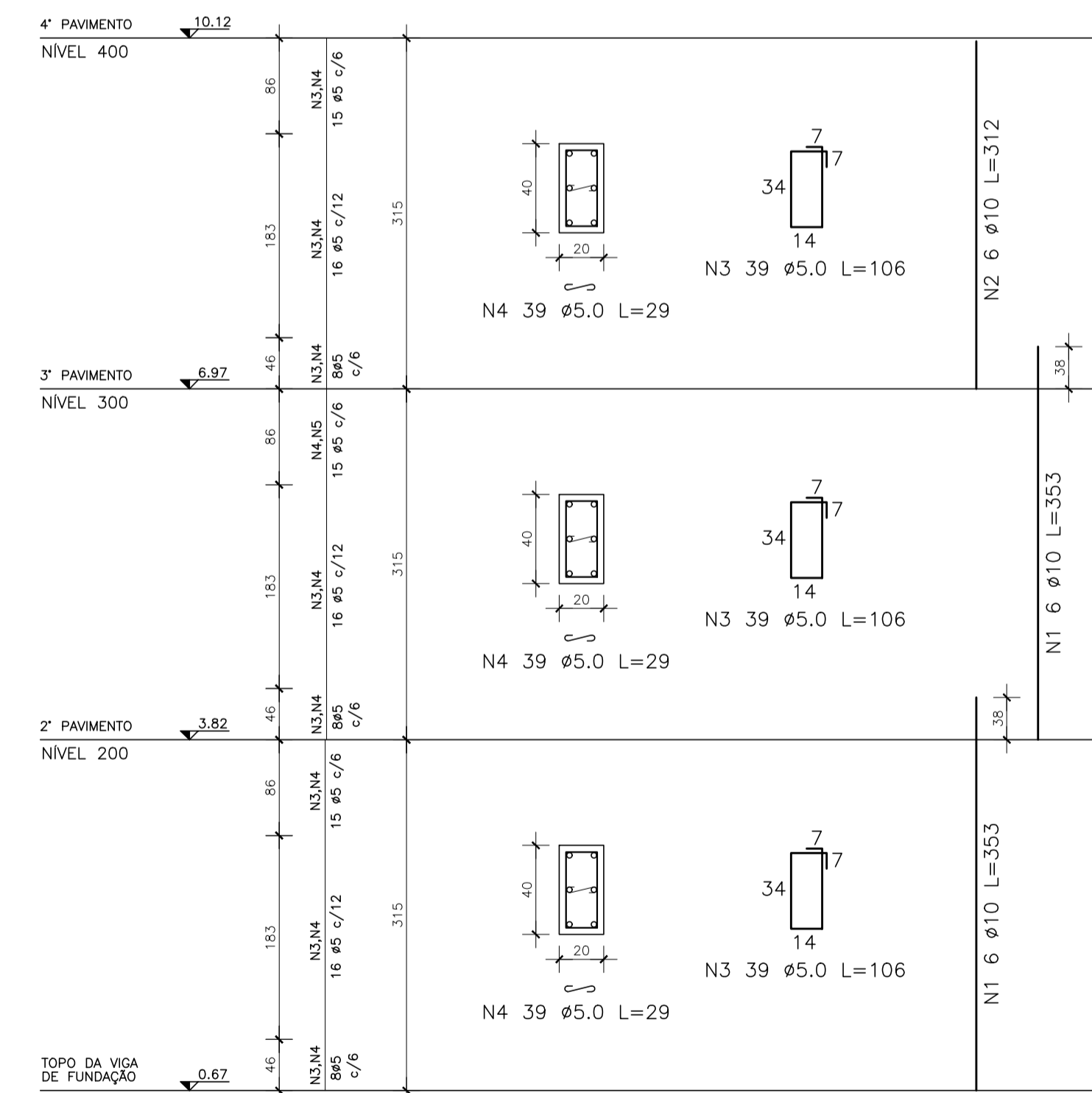
PILAR P9 (40X20)



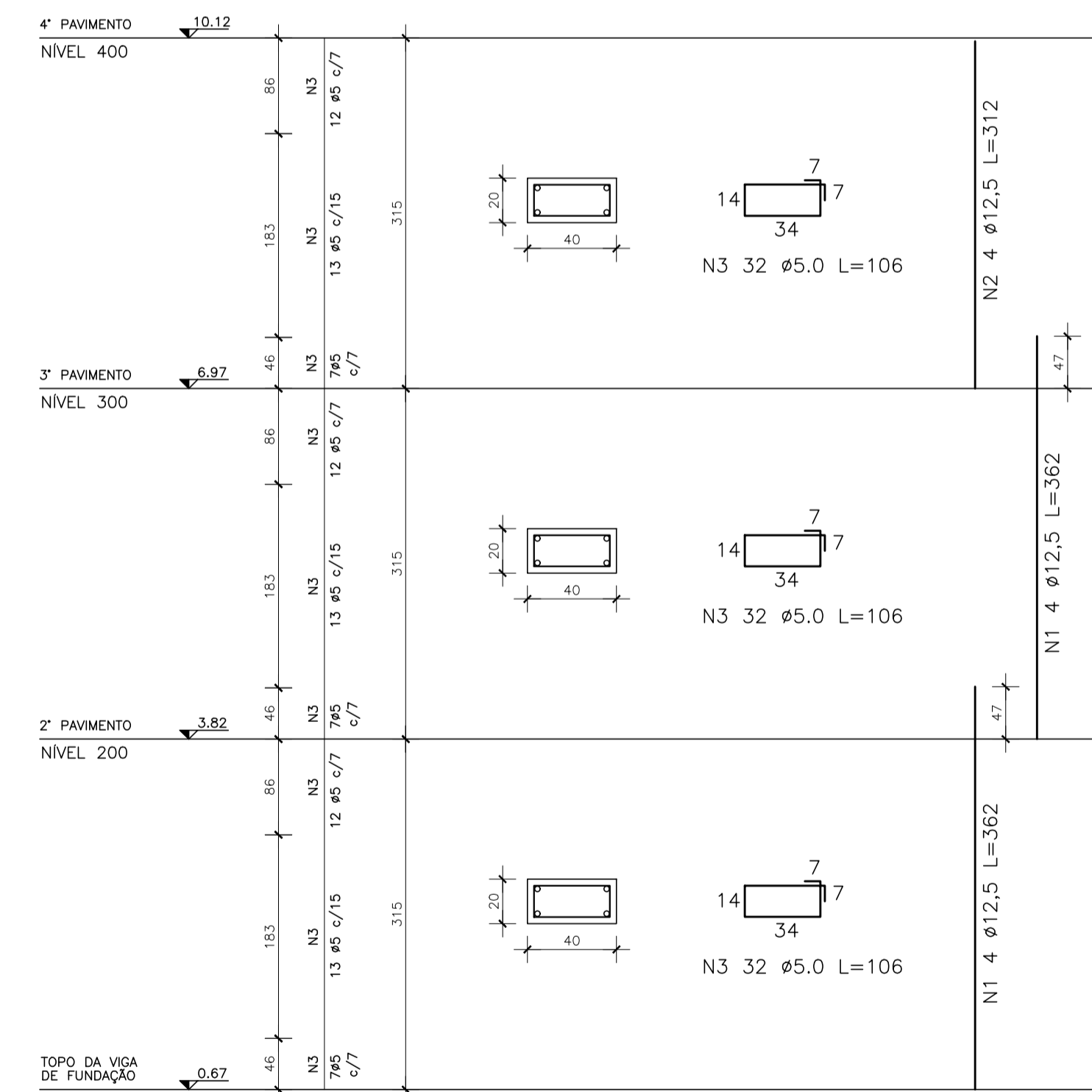
PILAR P10 (20X40)



PILAR P11 (20X40)



PILAR P12 (40x20)



NOTAS IMPORTANTES  
CONVENÇÕES PARA OS PILARES

▨ PILAR PASSA      ■ PILAR MORRE

DURABILIDADE

CLASSE DE AGRESSIVIDADE AMBIENTAL: II  
AGRESSIVIDADE: Moderada  
TIPO DE AMBIENTE: Urbano  
RISCO DE DETERIORAÇÃO DA ESTRUTURA: Pequeno

COBRIMENTOS

LAJES = 2,5 cm  
VIGAS = 3,0 cm  
PILARES = 3,0 cm  
EM CONTATO COM O SOLO: 3,0 cm

MATERIAIS

CONCRETO:  
RESISTÊNCIA CARACTERÍSTICA DO CONCRETO ( $f_{ck}$ ) = 25 MPa  
AGREGADO GRAUDO – TAMANHO MÁXIMO 19 mm  
RELAÇÃO A/C max=0,60

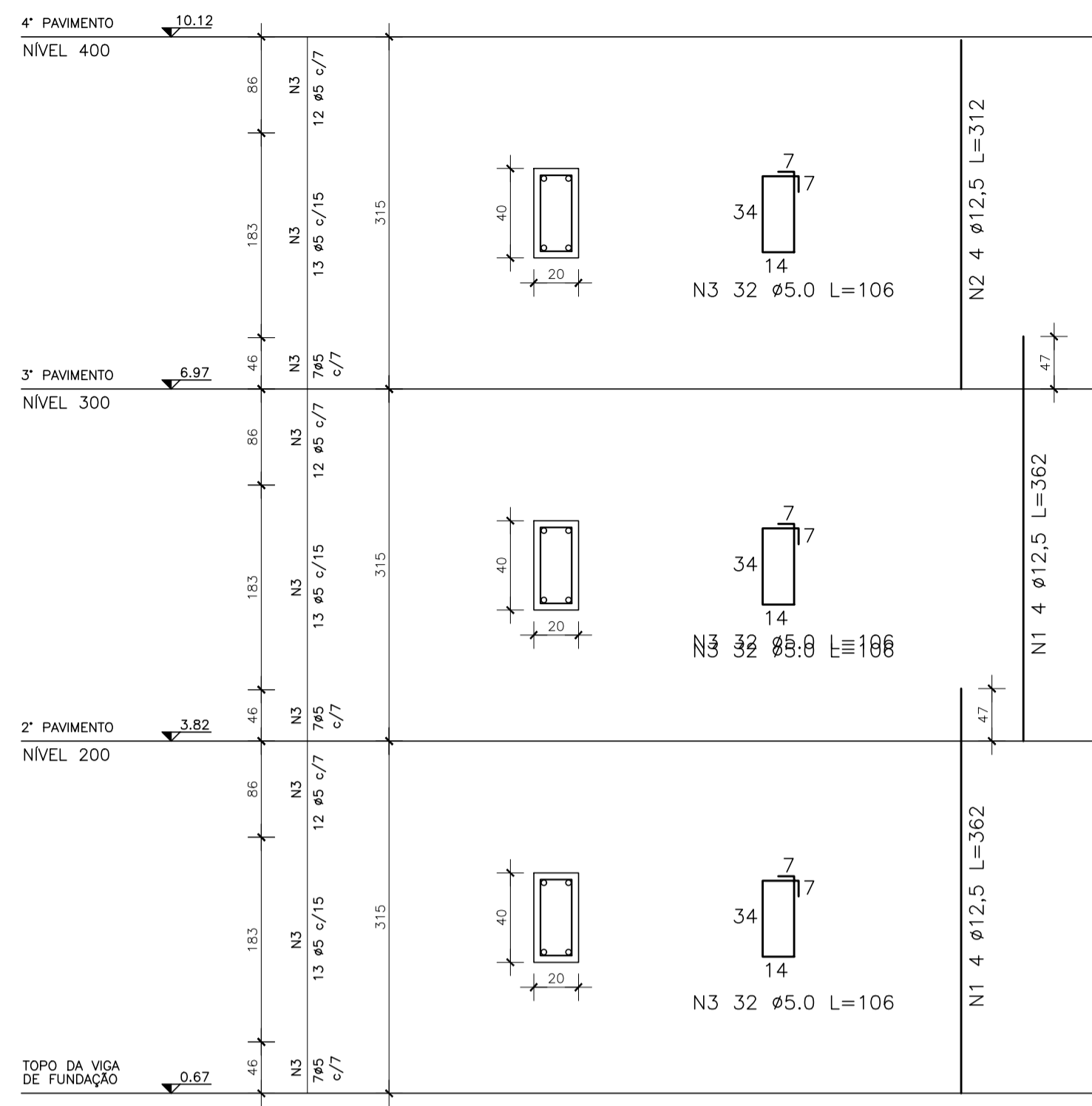
AÇO:  
CA 50/60

DIMENSÕES EM CENTÍMETROS  
NÍVEIS EM METROS  
AS BARRAS LIMITAM-SE AOS COBRIMENTOS DOS ELEMENTOS

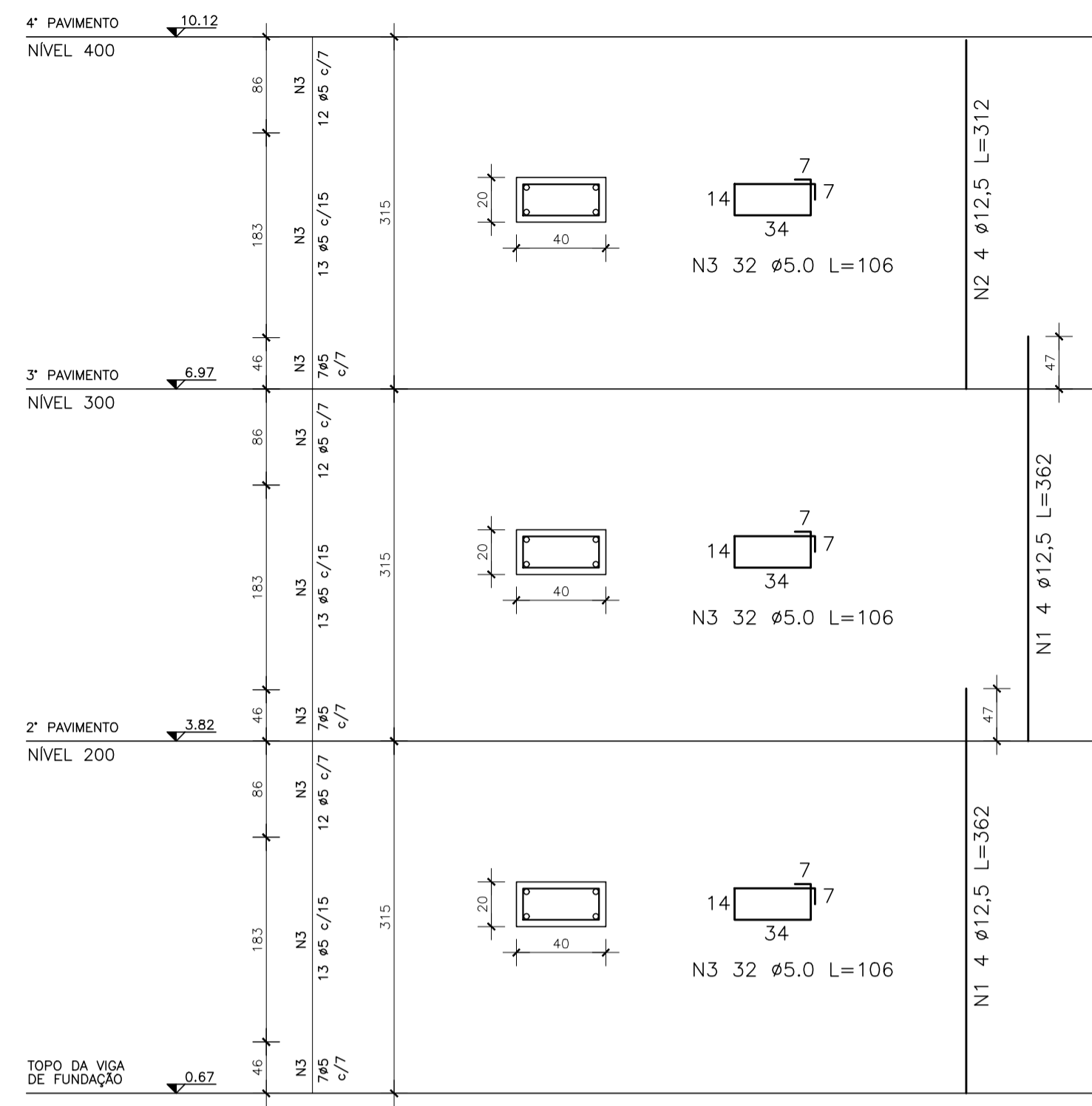
**UFRGS** PROJETO DE EDIFÍCIO DE CONCRETO ARMADO

PROPRIETÁRIO: UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL	AUTOR:
ENDEREÇO: DETALHAMENTO DE PILARES	EDUARDO SCHULTZ COPPETI – 319656
CONTEÚDO: PILARES P7 A P12	ESCALA: 1/50
	DATA: 10/05/2021
	PRANCHA 0009

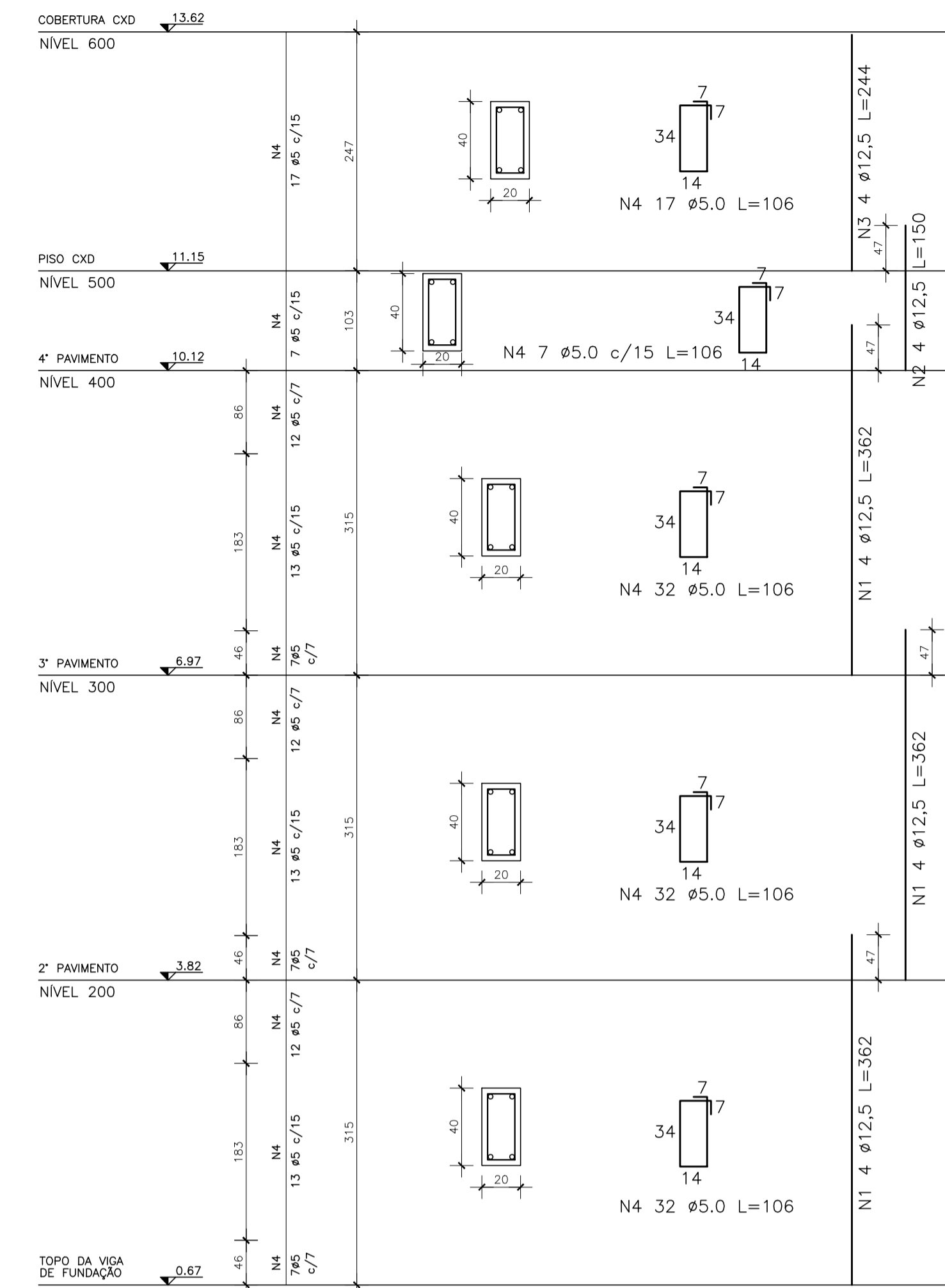
PILAR P13 (20X40)



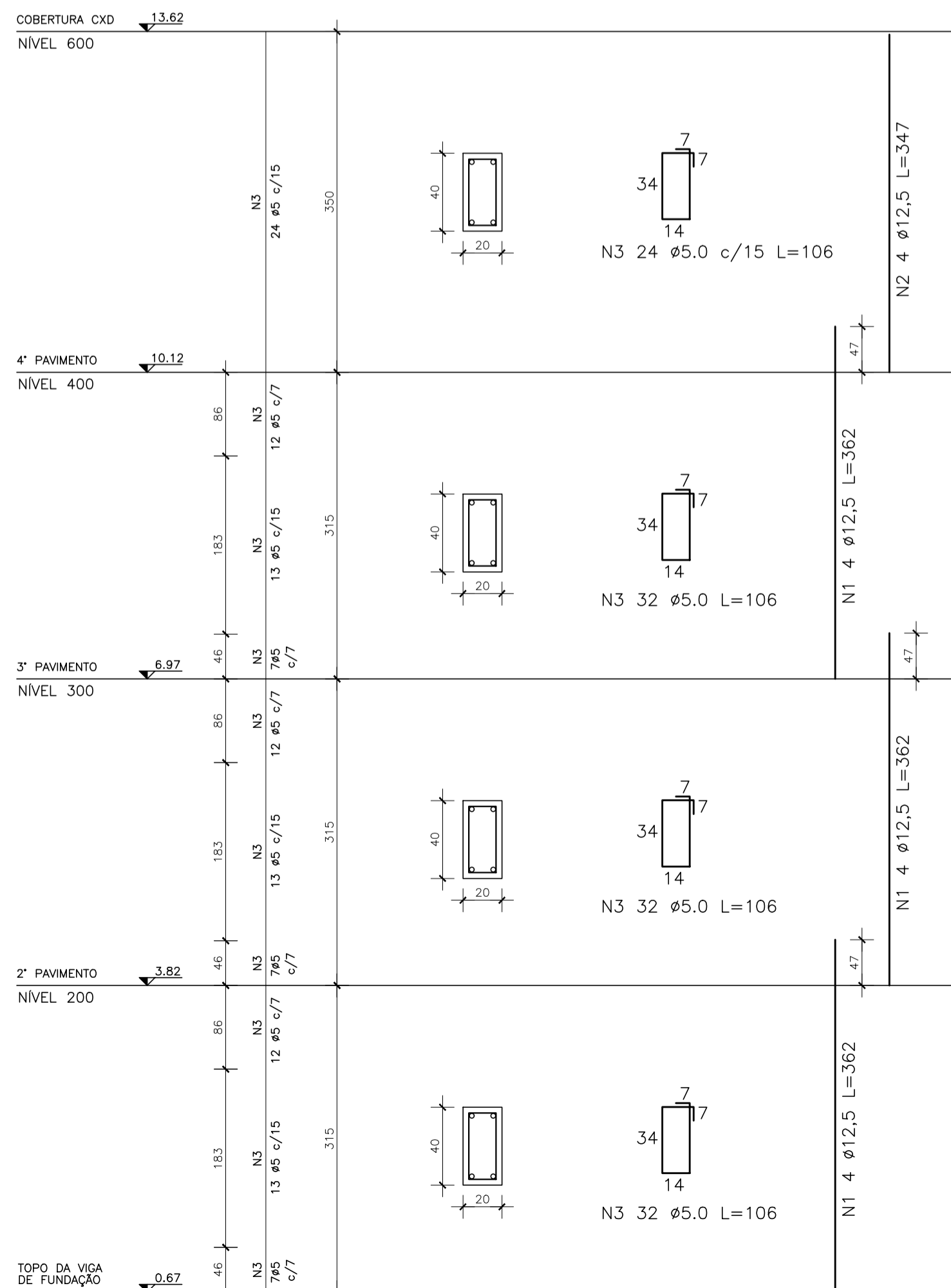
PILAR P14 (40x20)



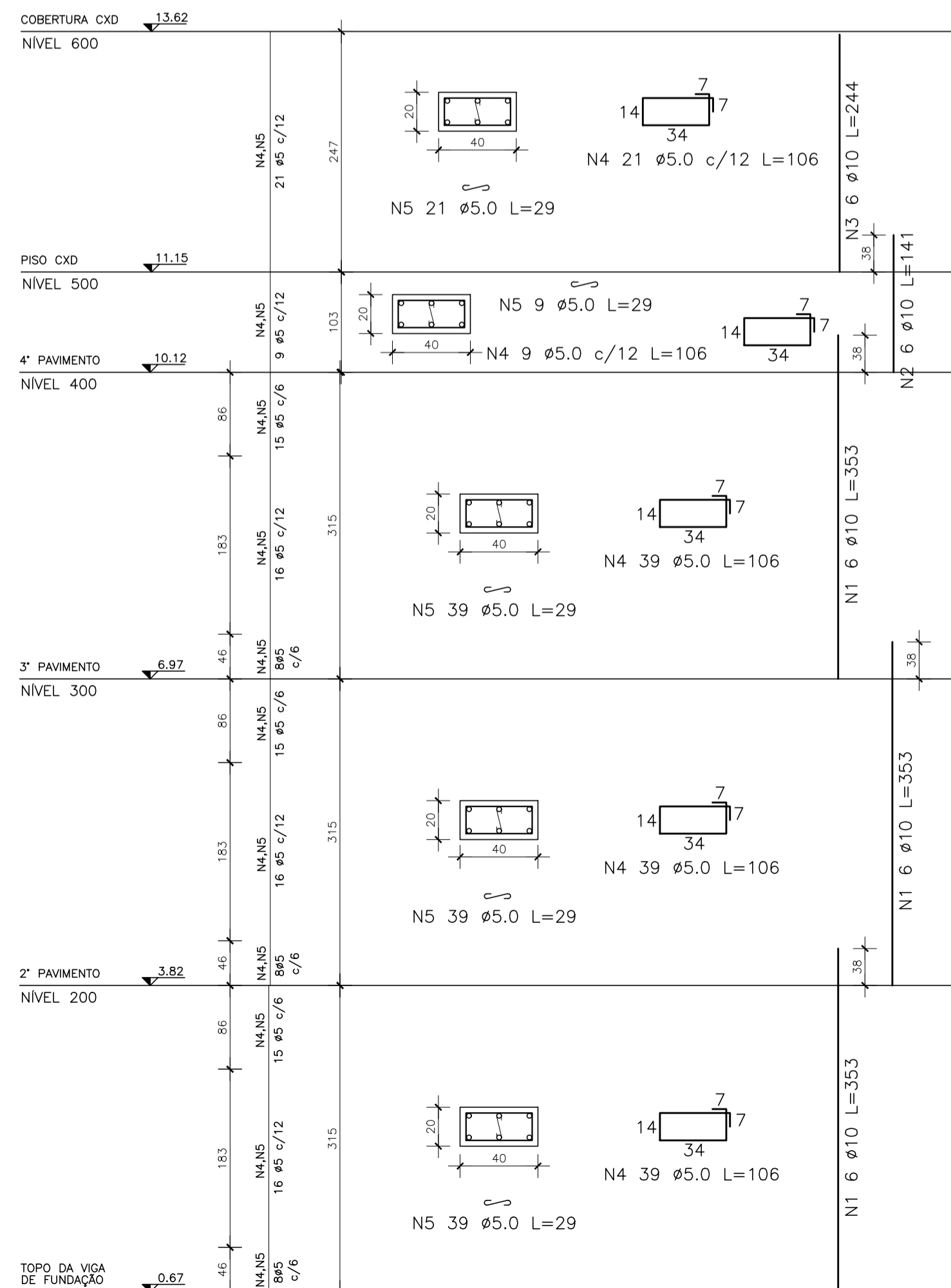
PILAR P15 (20X40)



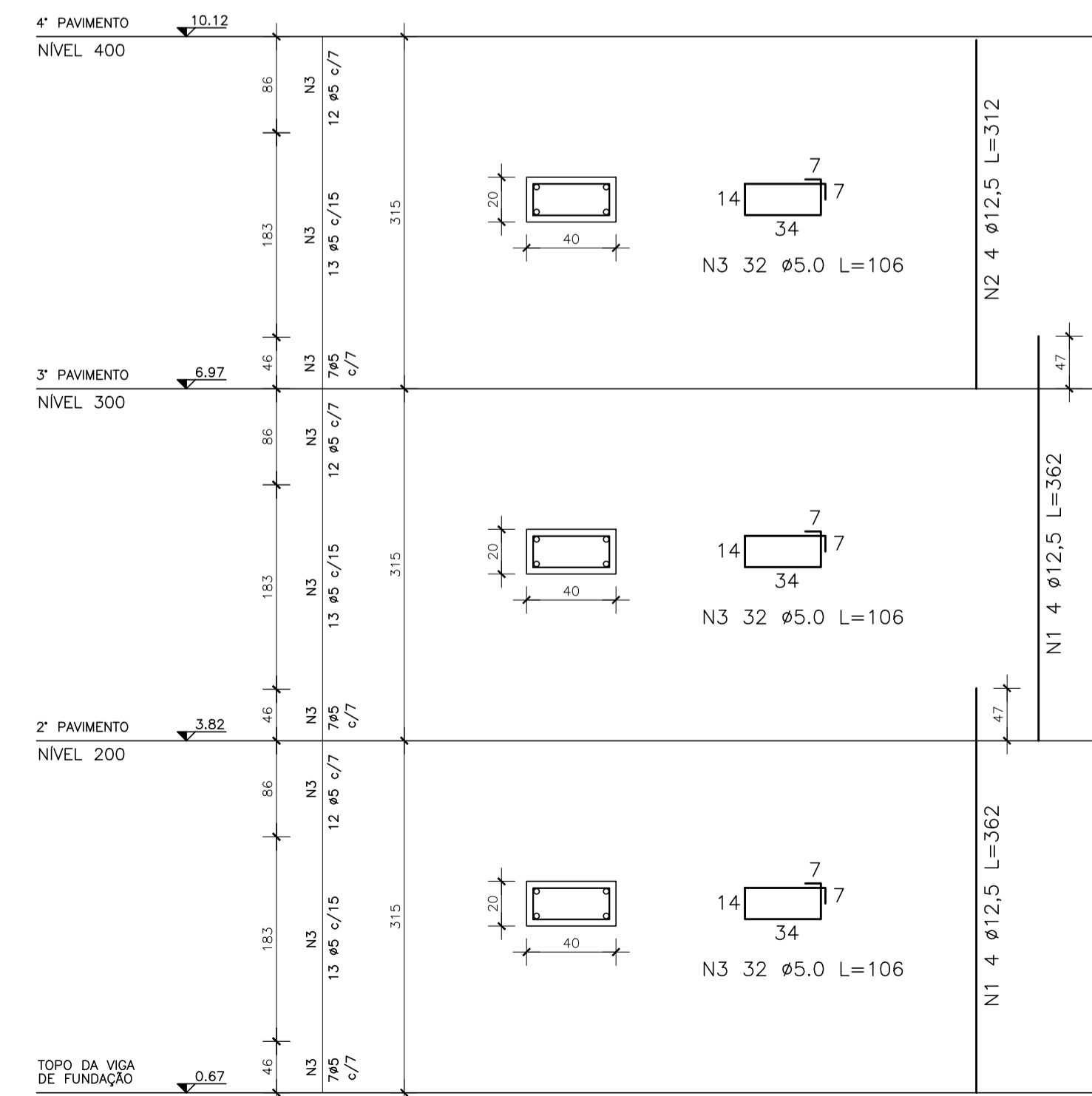
PILAR P17 (20X40)



PILAR P18 (40X20)



PILAR P16 (40x20)



NOTAS IMPORTANTES  
CONVENÇÕES PARA OS PILARES

▨ PILAR PASSA      ■ PILAR MORRE

DURABILIDADE

CLASSE DE AGRESSIVIDADE AMBIENTAL: II

AGRESSIVIDADE: Moderada  
TIPO DE AMBIENTE: Urbano  
RISCO DE DETERIORAÇÃO DA ESTRUTURA: Pequeno

COBRIMENTOS

LAJES = 2,5 cm  
VIGAS = 3,0 cm  
PILARES = 3,0 cm  
EM CONTATO COM O SOLO: 3,0 cm

MATERIAIS

CONCRETO:  
RESISTÊNCIA CARACTERÍSTICA DO CONCRETO (fck) = 25 MPa  
AGRREGADO GRAUDO – TAMANHO MÁXIMO 19 mm  
RELAÇÃO A/C max=0,60

AÇO:  
CA 50/60

DIMENSÕES EM CENTÍMETROS  
NÍVEIS EM METROS  
AS BARRAS LIMITAM-SE AOS COBRIMENTOS DOS ELEMENTOS

PROJETO DE EDIFÍCIO DE CONCRETO ARMADO

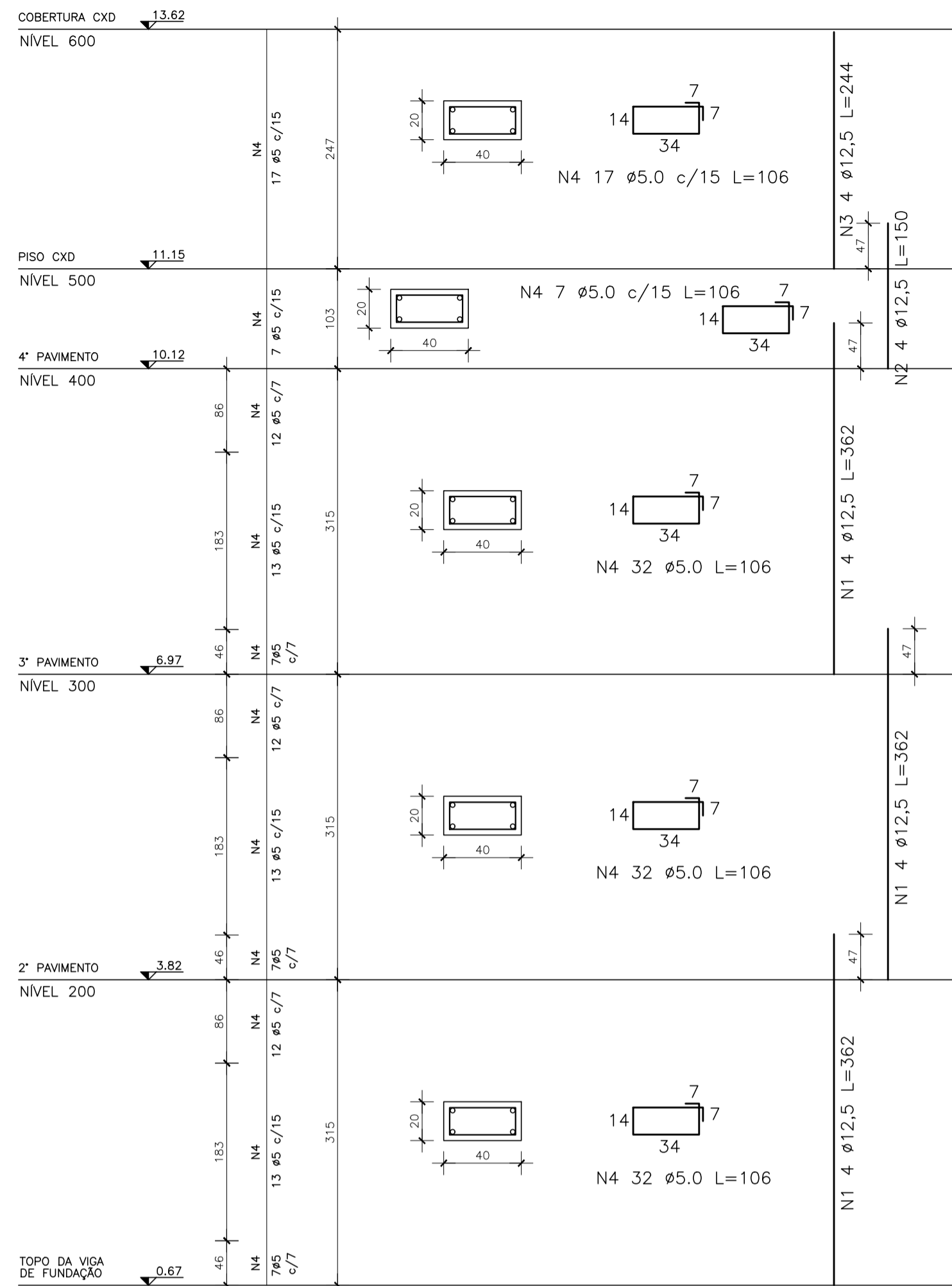


PROPRIETÁRIO: UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL  
ENDEREÇO:  
DETALHAMENTO DE PILARES  
CONTEÚDO:  
PILARES P13 A P18

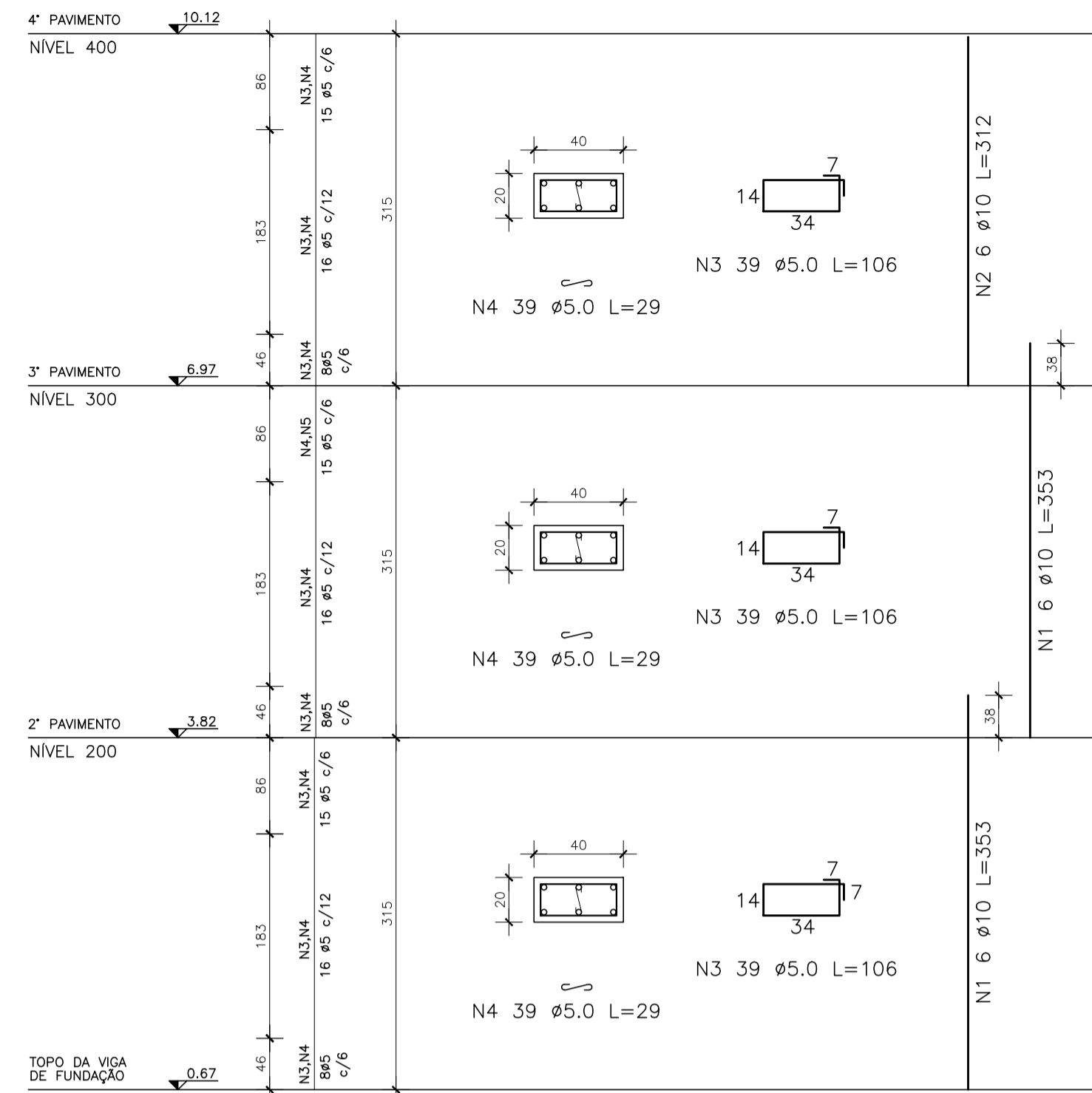
AUTOR:  
EDUARDO SCHULTZ COPPETI – 319656  
ESCALA: 1/50  
DATA: 10/05/2021  
PRANCHA 0010



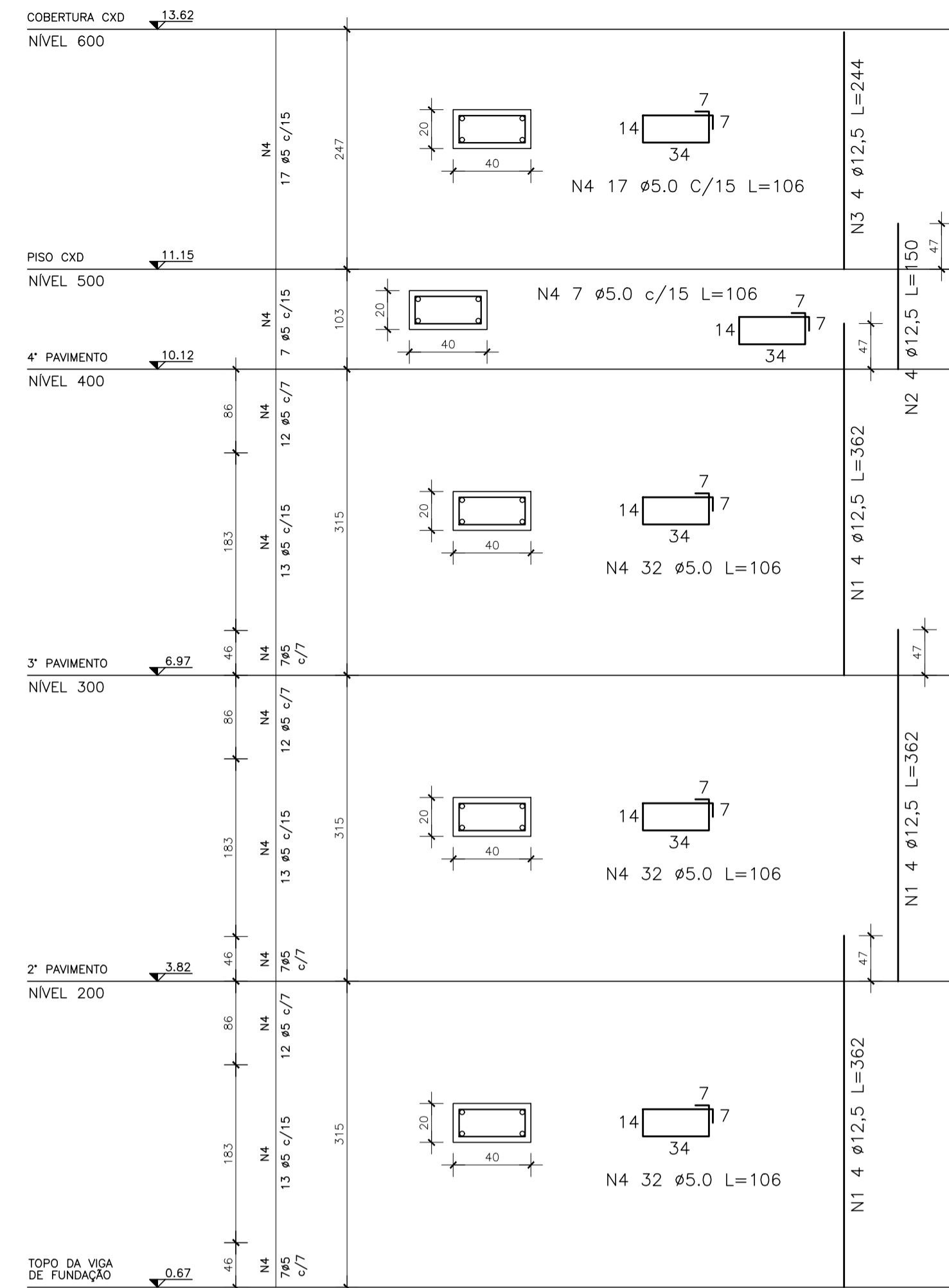
### PILAR P19 (40x20)



### PILAR P20 (40x20)



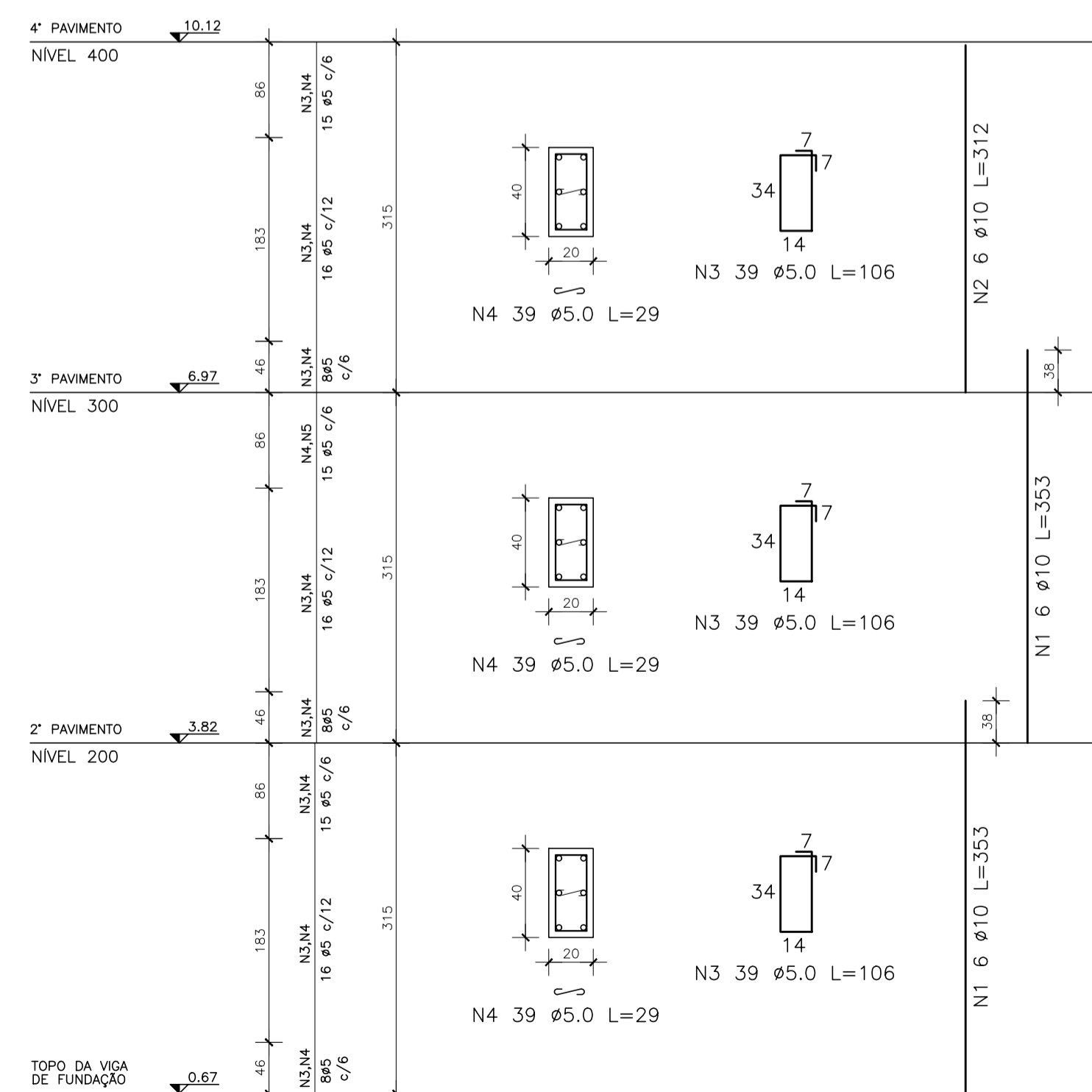
### PILAR P21 (40x20)



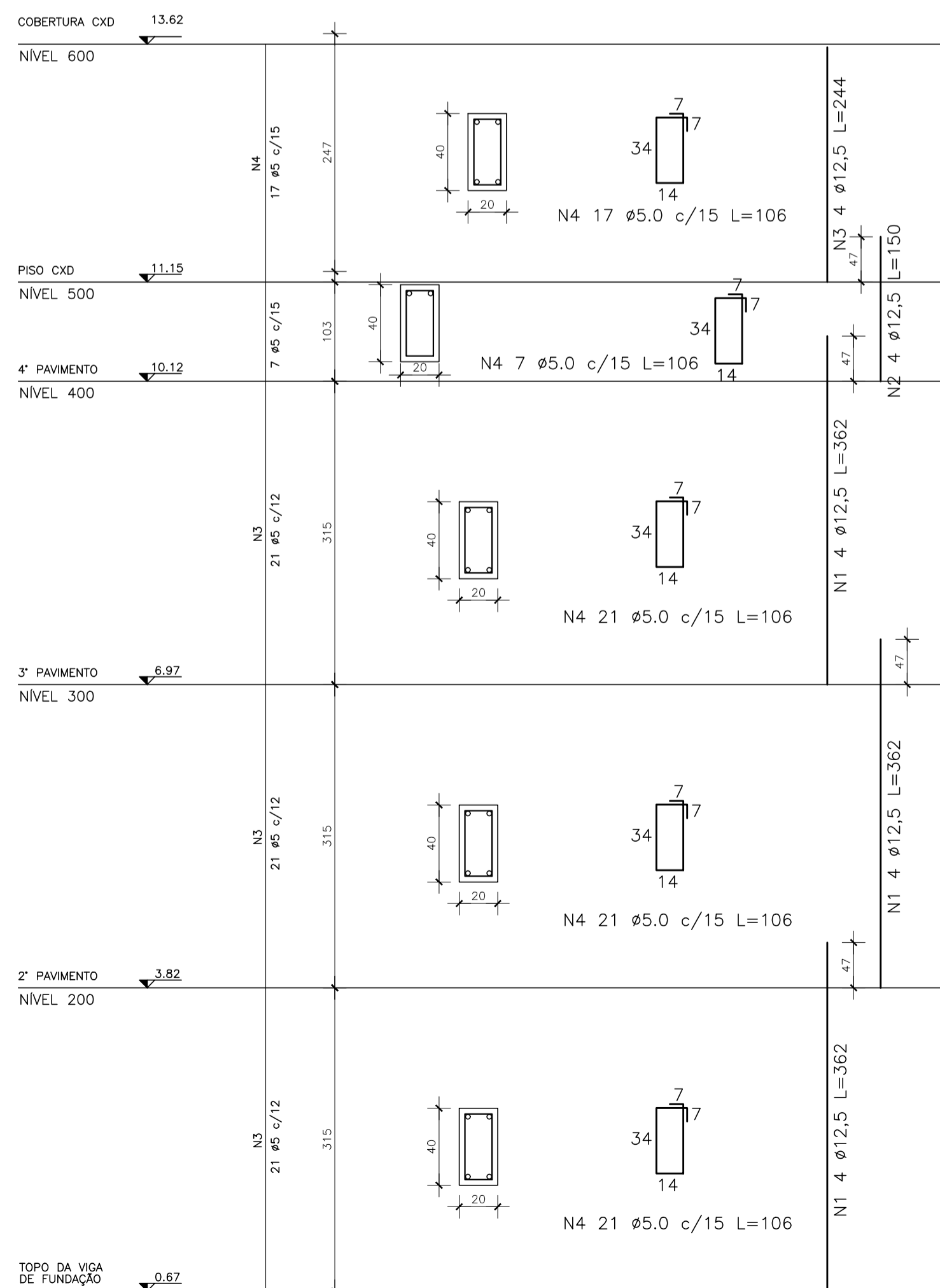
NOTAS IMPORTANTES	
CONVENÇÕES PARA OS PILARES	
	PILAR PASSA
	PILAR MORRE
DURABILIDADE	
CLASSE DE AGRESSIVIDADE AMBIENTAL: II	
AGRESSIVIDADE: Moderada	
TIPO DE AMBIENTE: Urbano	
RISCO DE DETERIORAÇÃO DA ESTRUTURA: Pequeno	
COBRIMENTOS	
LAJES = 2,5 cm	
VIGAS = 3,0 cm	
PILARES = 3,0 cm	
EM CONTATO COM O SOLO: 3,0 cm	
MATERIAIS	
CONCRETO:	
RESISTÊNCIA CARACTERÍSTICA DO CONCRETO (fck) = 25 MPa	
AGREGADO GRAUDO – TAMANHO MÁXIMO 19 mm	
RELAÇÃO A/C max=0,60	
AÇO:	
CA 50/60	

DIMENSÕES EM CENTÍMETROS  
 NÍVEIS EM METROS  
 AS BARRAS LIMITAM-SE AOS COBRIMENTOS DOS ELEMENTOS

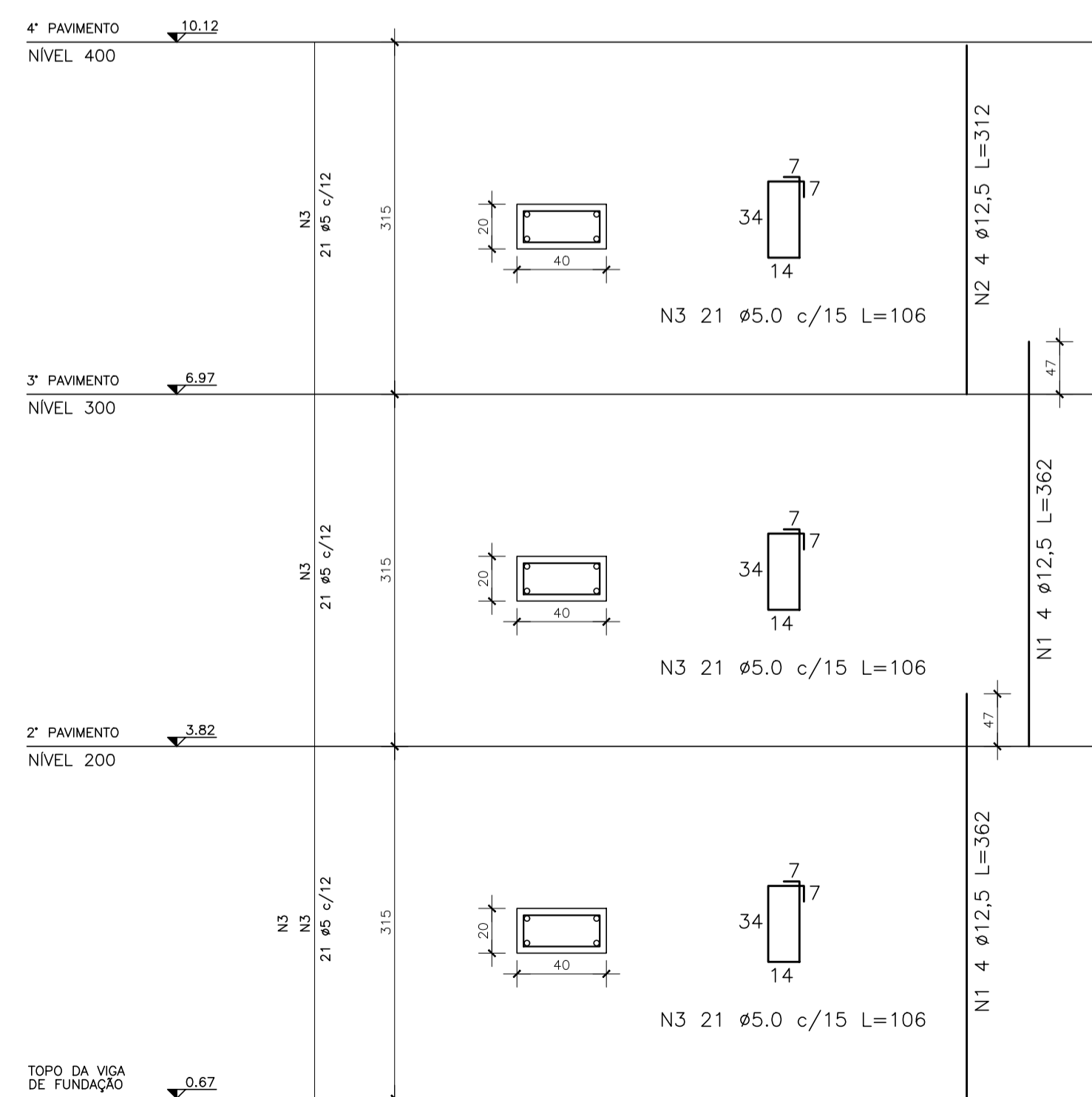
### PILAR P23 (20x40)




### PILAR P22 (20x40)



### PILAR P24 (40x20)





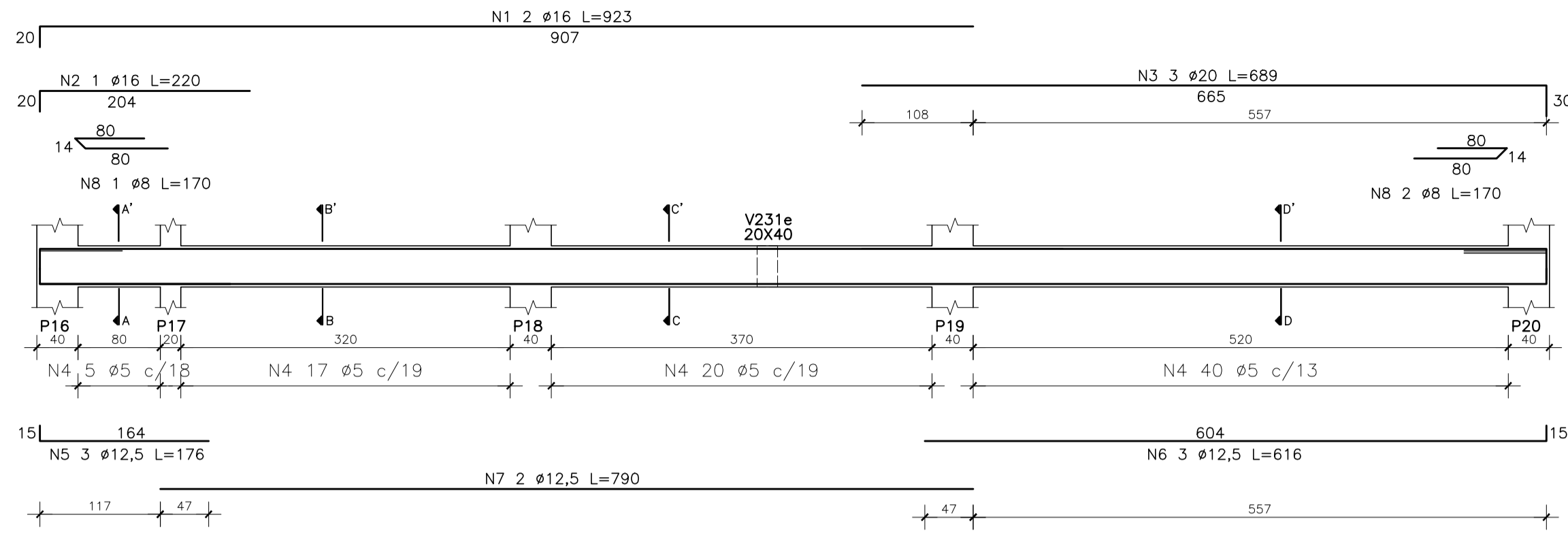
PROJETO DE EDIFÍCIO DE CONCRETO ARMADO

PROPRIETÁRIO: UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL ENDEREÇO: DETALHAMENTO DE PILARES CONTEÚDO: PILARES P19 A P24	AUTOR: EDUARDO SCHULTZ COPPETI – 319656 ESCALA: 1/50 DATA: 10/05/2021 PRANCHA 0011
---	--

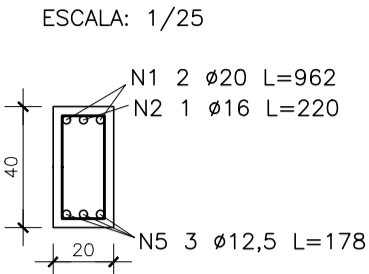




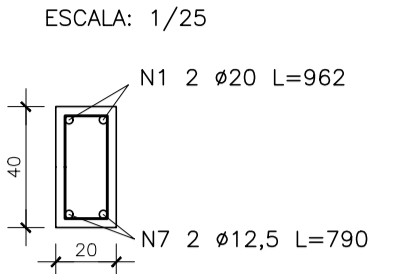
VIGA 211 (20X40)



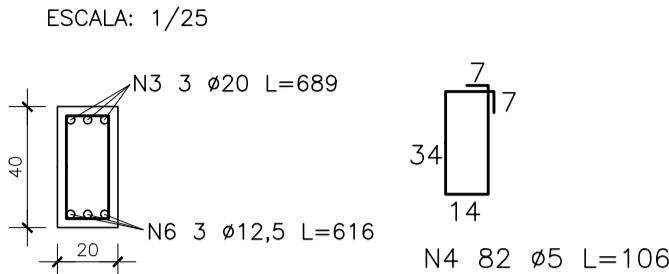
CORTE AA'



CORTE BB'=CC'

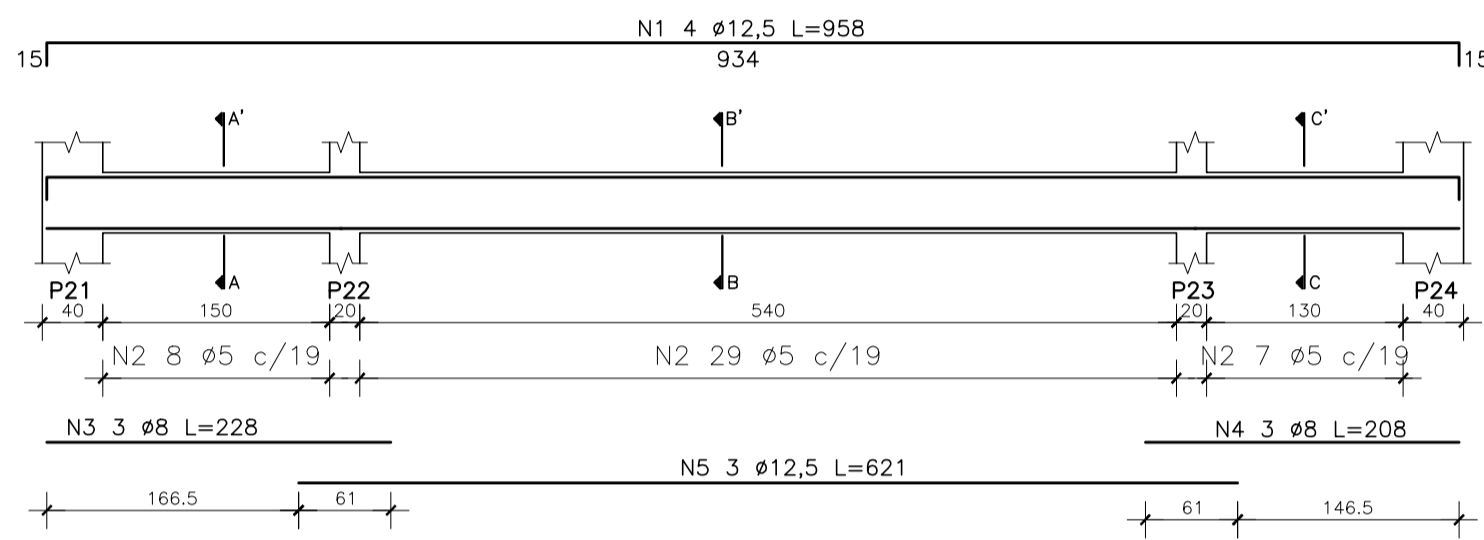


CORTE DD'

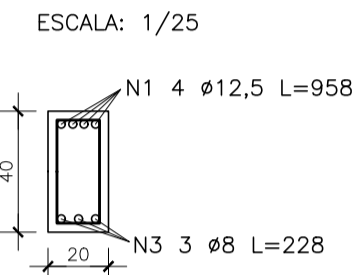


DETALHE: ESCALA 1/25

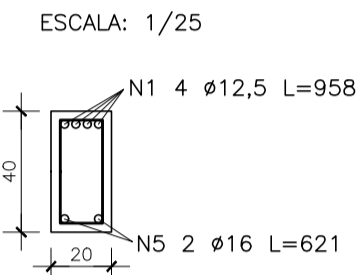
VIGA 212 (20X40)



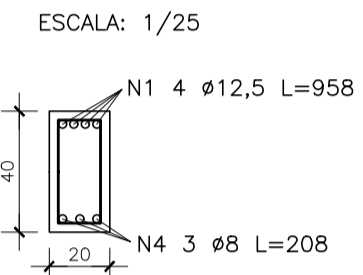
CORTE AA'



CORTE BB'

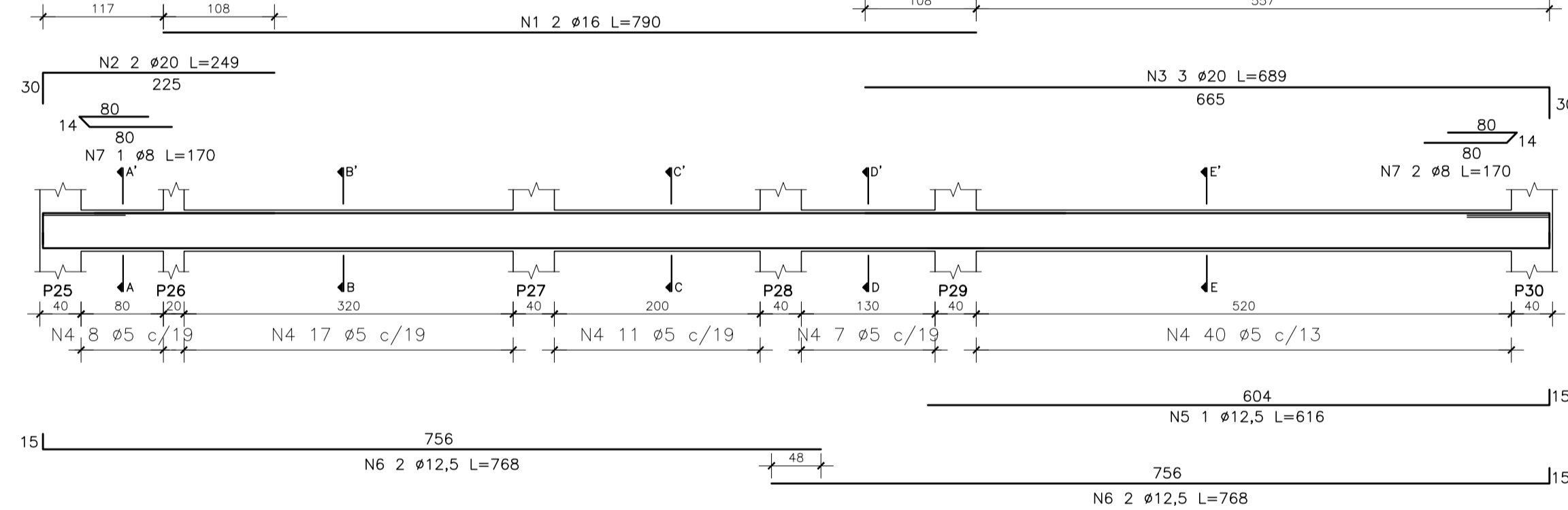


CORTE CC'

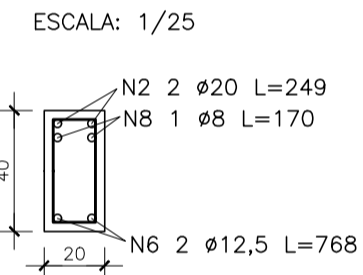


DETALHE: ESCALA 1/25

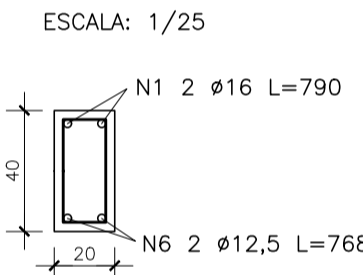
VIGA 214 (20X40)



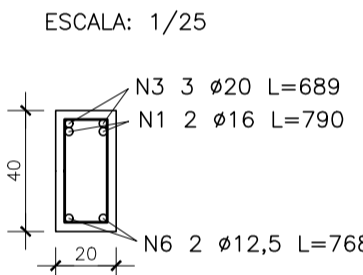
CORTE AA'



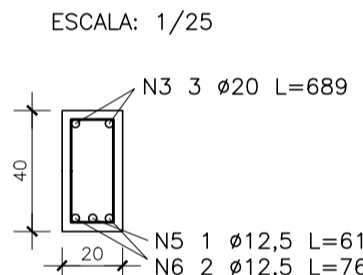
CORTE BB'=CC'



CORTE DD'

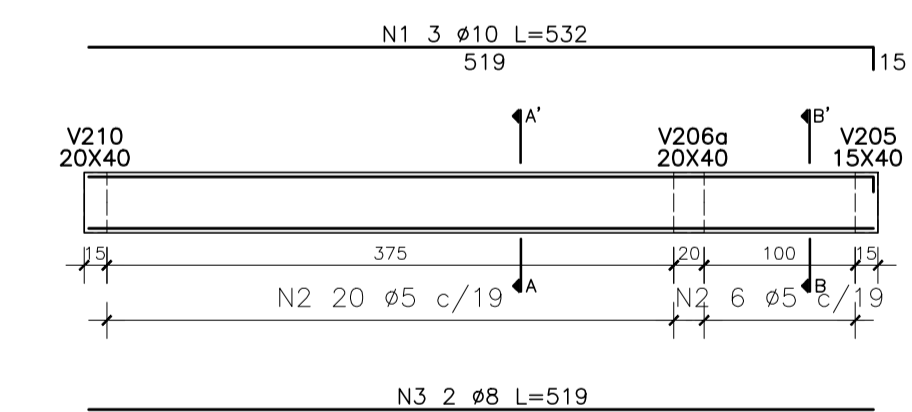


CORTE EE'

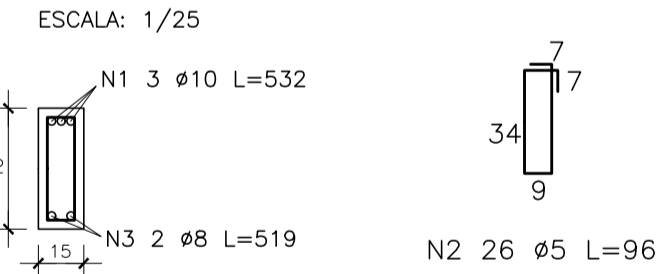


DETALHE: ESCALA 1/25

VIGA 224 (15X40)

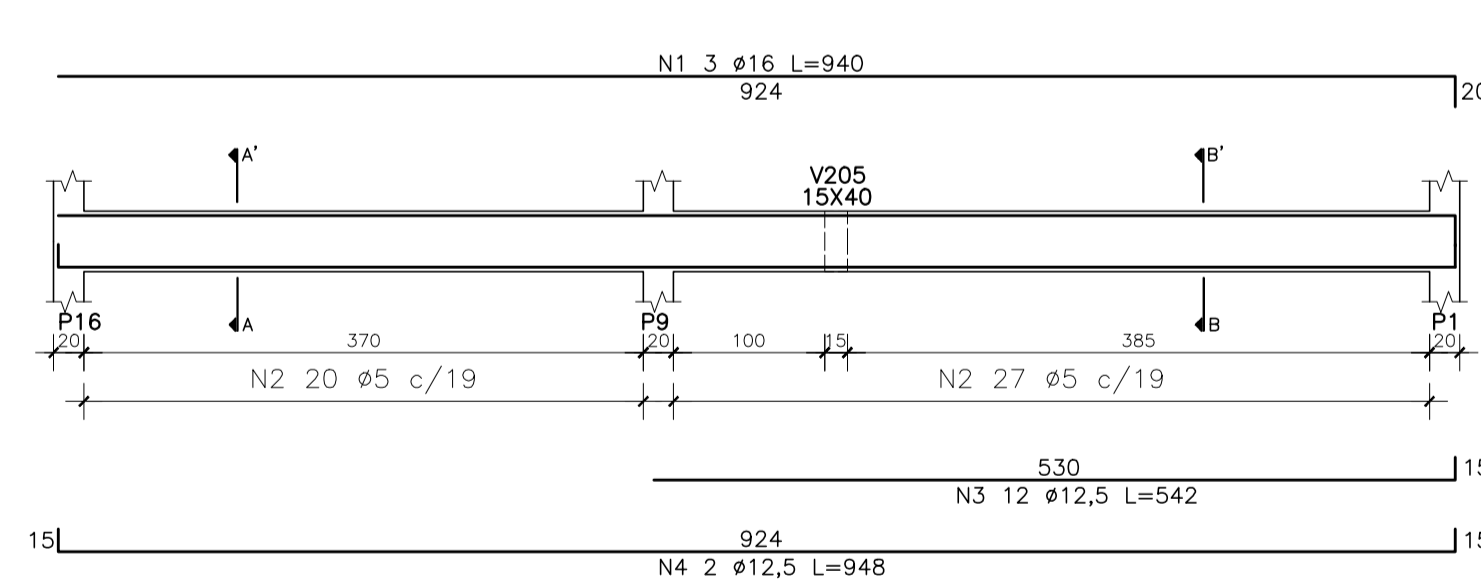


CORTE AA'=BB'

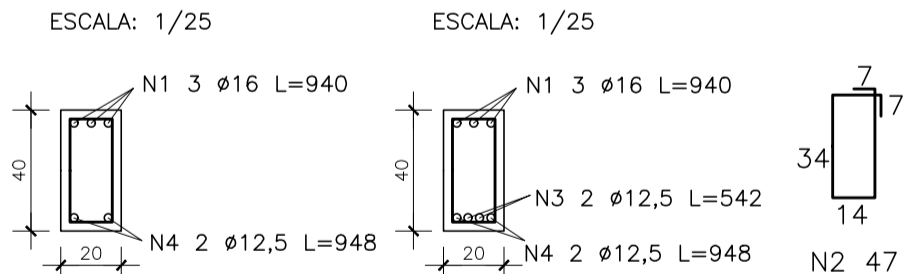


DETALHE: ESCALA 1/25

VIGA 226 (20X40)

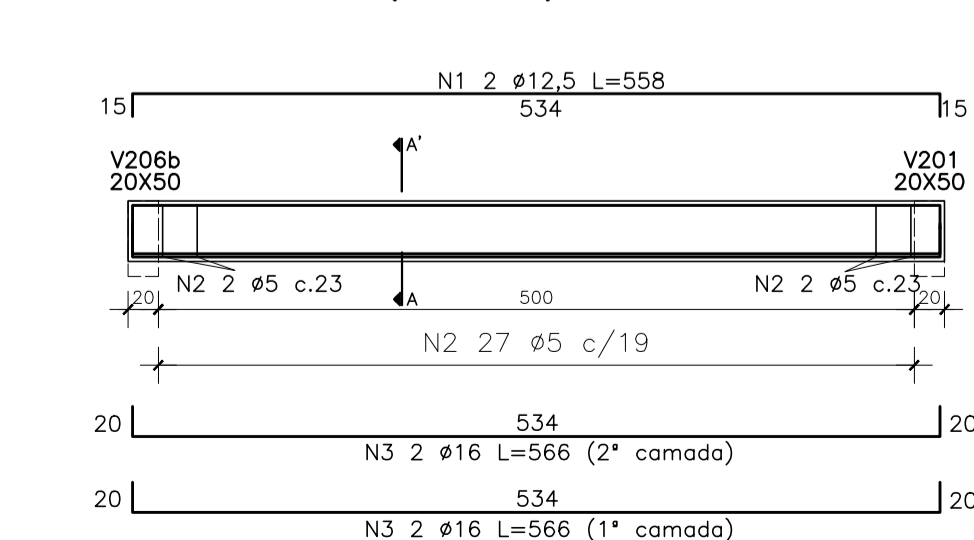


CORTE AA'

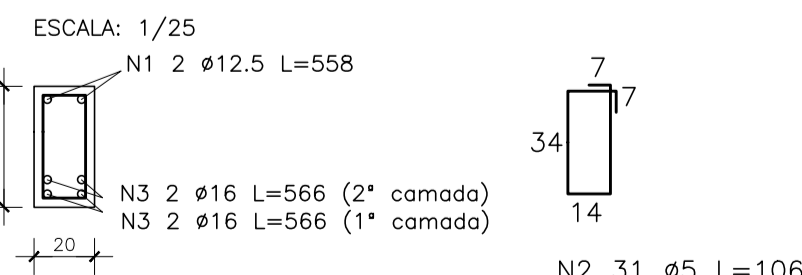


DETALHE: ESCALA 1/25

VIGA 229 (20X50)



CORTE AA'



DETALHE: ESCALA 1/25

NOTAS IMPORTANTES

CONVENÇÕES PARA OS PILARES

▨ PILAR PASSA

■ PILAR MORRE

DURABILIDADE

CLASSE DE AGRESSIVIDADE AMBIENTAL: II

AGRESSIVIDADE: Moderada  
TIPO DE AMBIENTE: Urbano  
RISCO DE DETERIORAÇÃO DA ESTRUTURA: Pequeno

COBRIMENTOS

LAJES = 2,5 cm  
VIGAS = 3,0 cm  
PILARES = 3,0 cm  
EM CONTATO COM O SOLO: 3,0 cm

MATERIAIS

CONCRETO:  
RESISTÊNCIA CARACTERÍSTICA DO CONCRETO (fck) = 25 MPa  
AGRREGADO GRAUDO – TAMANHO MÁXIMO 19 mm  
RELAÇÃO A/C max=0,60

AÇO:  
CA 50/60

NOTAS:

- DIMENSÕES EM CENTÍMETROS
- NIVEIS EM METROS
- LIMITAM-SE AS BARRAS ATÉ O COBRIMENTO DAS ESTRUTURAS



PROJETO DE EDIFÍCIO DE CONCRETO ARMADO

PROPRIETÁRIO: UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL

ENDEREÇO:

DETALHAMENTO DE VIGAS 200

CONTEÚDO:  
VIGAS V211, V212, V214, V224, V226 E V229

AUTOR:

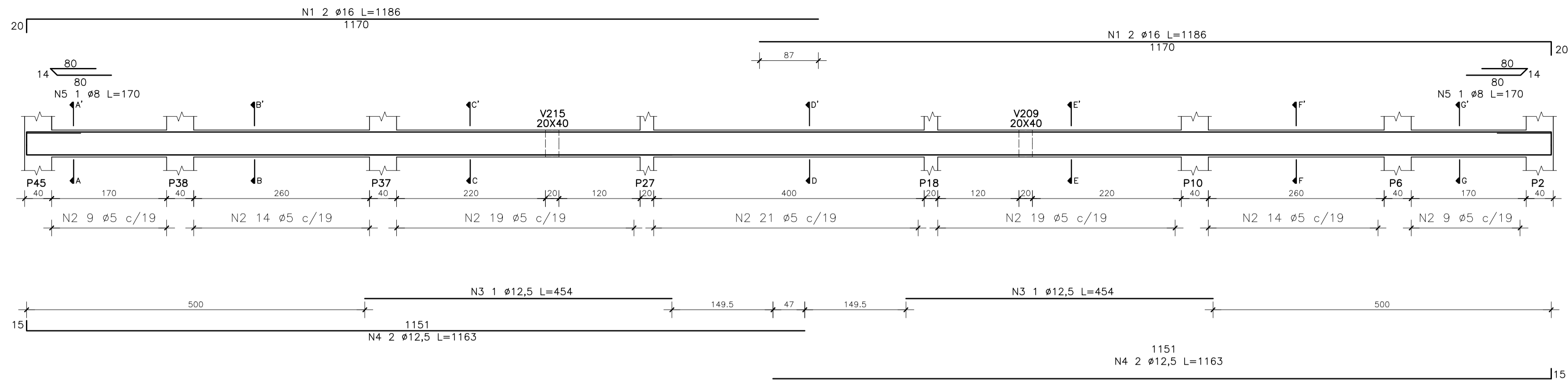
EDUARDO SCHULTZ COPPETI – 319656

ESCALA: 1/50

DATA: 10/05/2021

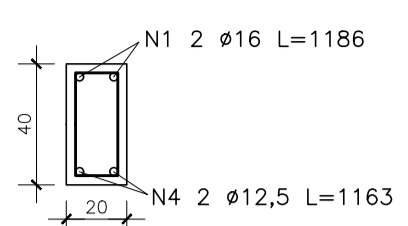
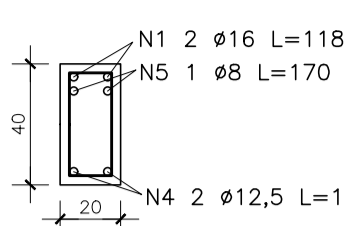
PRANCHA 0013

VIGA 230 (20X40)



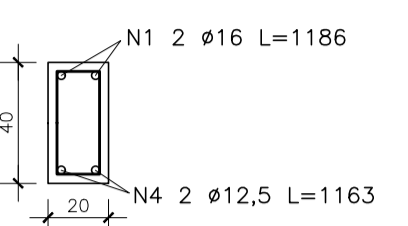
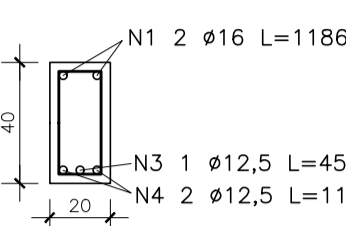
CORTE AA'=GG' ESCALA: 1/25

CORTE BB'=FF' ESCALA: 1/25



CORTE CC'=EE' ESCALA: 1/25

CORTE DD' ESCALA: 1/25



DETALHE: ESCALA 1/25

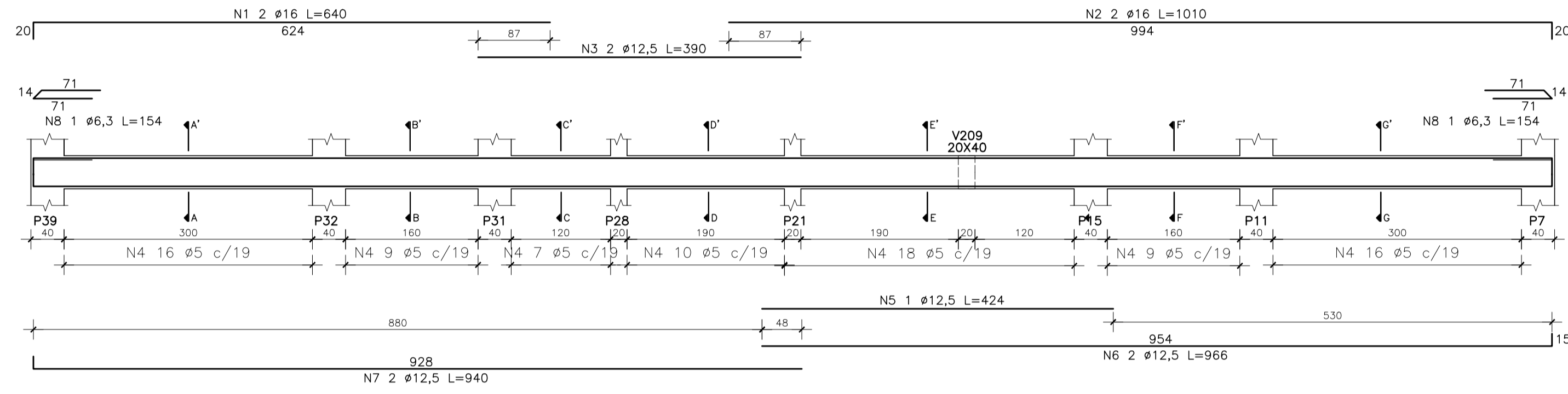
NOTAS IMPORTANTES
CONVENÇÕES PARA OS PILARES
PILAR PASSA  PILAR MORRE
DURABILIDADE
CLASSE DE AGRESSIVIDADE AMBIENTAL: II
AGRESSIVIDADE: Moderada
TIPO DE AMBIENTE: Urbano
RISCO DE DETERIORAÇÃO DA ESTRUTURA: Pequeno
COBRIMENTOS
LAJES = 2,5 cm
VIGAS = 3,0 cm
PILARES = 3,0 cm
EM CONTATO COM O SOLO: 3,0 cm
MATERIAIS

CONCRETO:  
 RESISTÊNCIA CARACTERÍSTICA DO CONCRETO ( $f_{ck}$ ) = 25 MPa  
 AGREGADO GRAUDO – TAMANHO MÁXIMO 19 mm  
 RELAÇÃO A/C max=0,60

AÇO:  
 CA 50/60

NOTAS:  
 - DIMENSÕES EM CENTÍMETROS  
 - NÍVEIS EM METROS  
 - LIMITAM-SE AS BARRAS ATÉ O COBRIMENTO DAS ESTRUTURAS

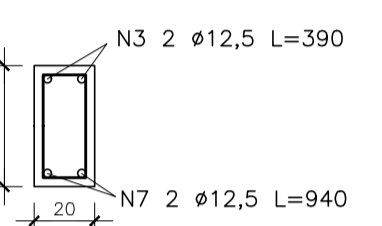
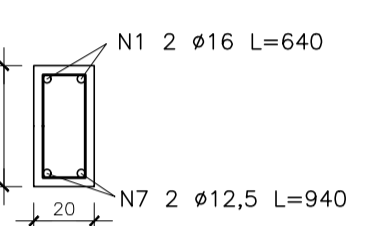
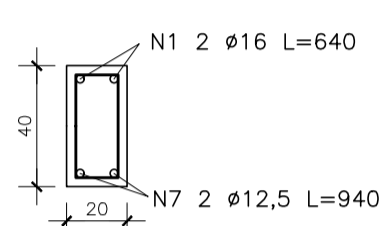
VIGA 231 (20X40)



CORTE AA'=BB' ESCALA: 1/25

CORTE BB'=FF' ESCALA: 1/25

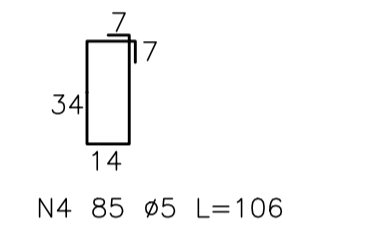
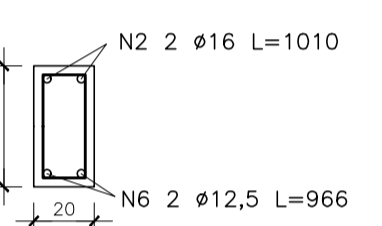
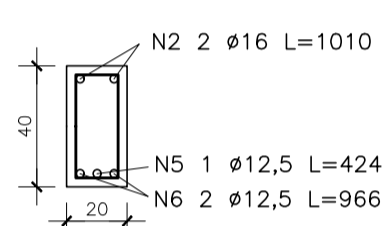
CORTE CC'=DD' ESCALA: 1/25



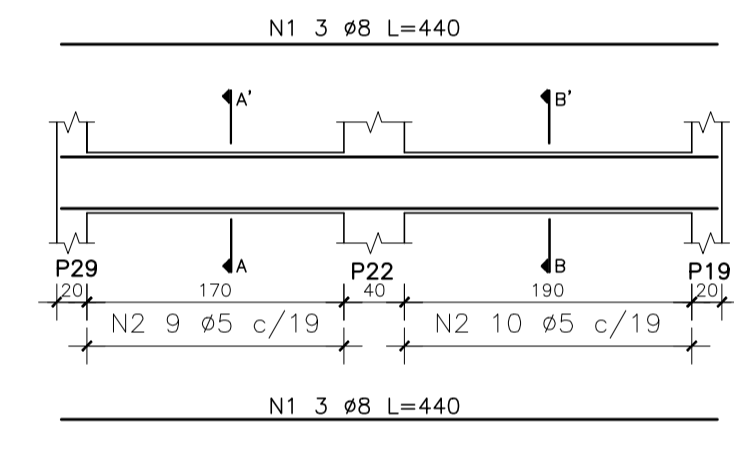
CORTE EE' ESCALA: 1/25

CORTE FF'=GG' ESCALA: 1/25

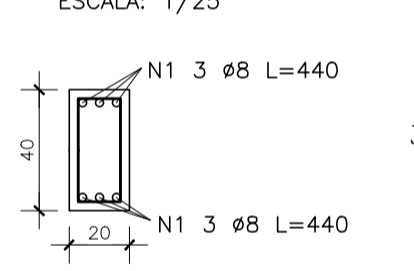
DETALHE: ESCALA 1/25



VIGA 232 (20X40)

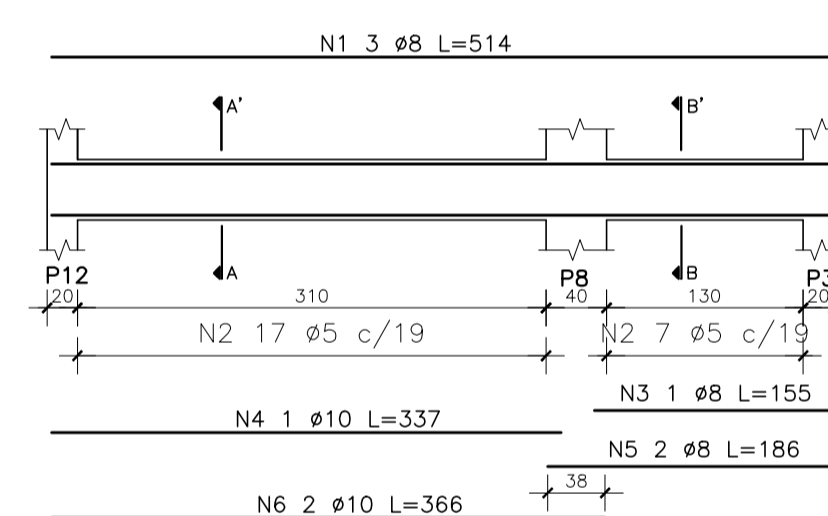


CORTE AA'=BB' ESCALA: 1/25



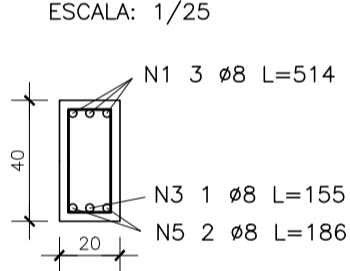
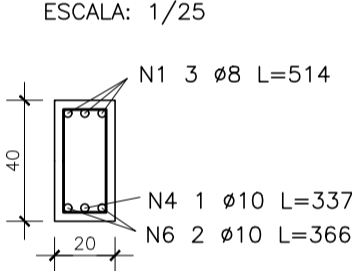
DETALHE: ESCALA 1/25

VIGA 234 (20X40)



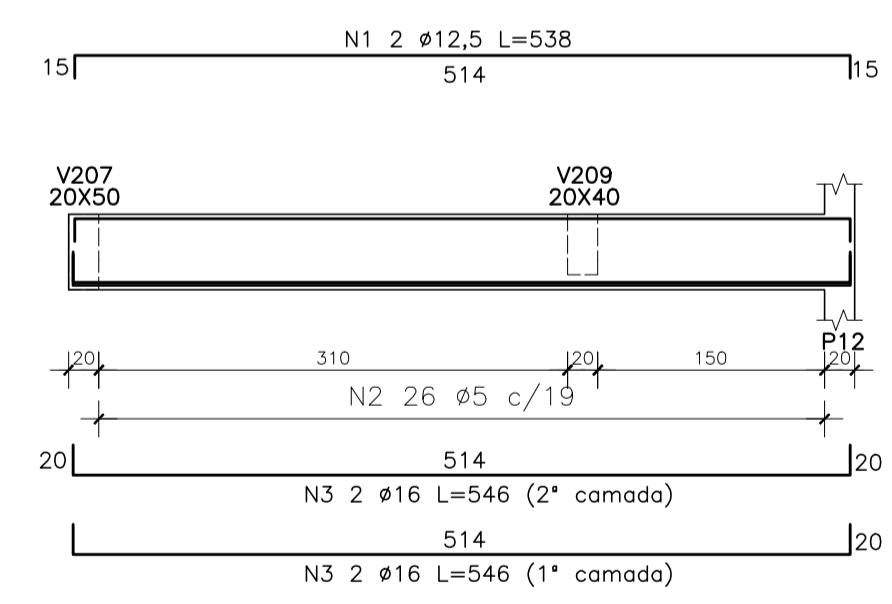
CORTE AA' ESCALA: 1/25

CORTE BB' ESCALA: 1/25

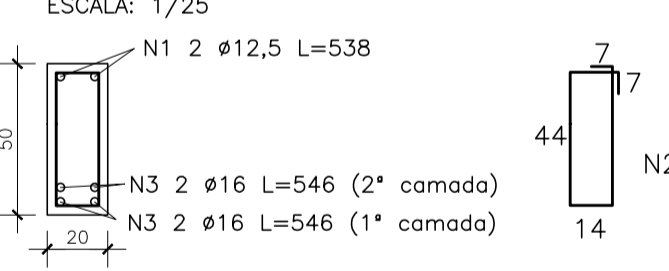


DETALHE: ESCALA 1/25

VIGA 236 (20X50)

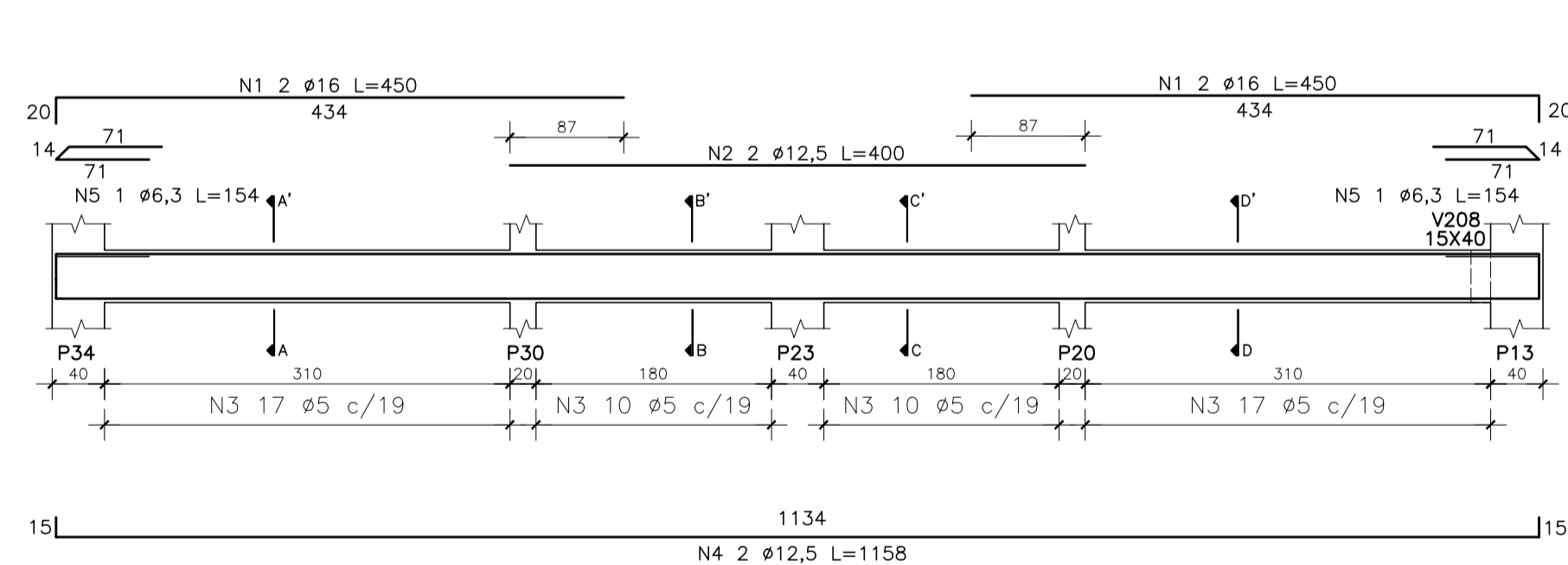


CORTE A-A' ESCALA: 1/25



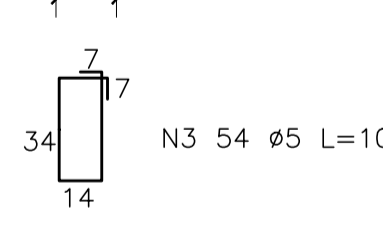
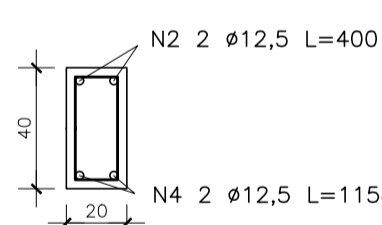
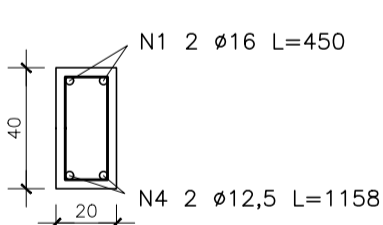
DETALHE: ESCALA 1/25

VIGA 237 (20X40)



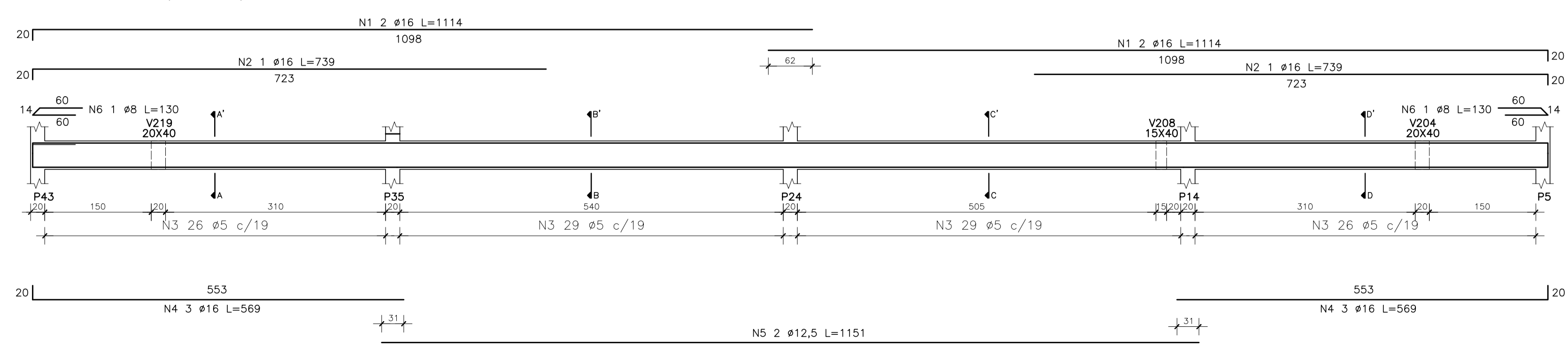
CORTE AA'=DD' ESCALA: 1/25

CORTE BB'=CC' ESCALA: 1/25



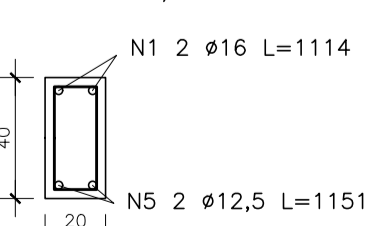
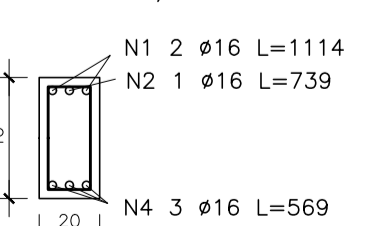
DETALHE: ESCALA 1/25

VIGA 238 (20X40)



CORTE AA'=DD' ESCALA: 1/25

CORTE BB'=CC' ESCALA: 1/25



DETALHE: ESCALA 1/25

**UFRGS** PROJETO DE EDIFÍCIO DE CONCRETO ARMADO

PROPRIETÁRIO: UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL	AUTOR:
ENDEREÇO:	EDUARDO SCHULTZ COPPETI – 319656
CONTEÚDO: DETALHAMENTO DE VIGAS 200 VIGAS V230, V231, V232, V234, V236, V237 E V238	ESCALA: 1/50
	DATA: 10/05/2021
	PRANCHA 0014