

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA  
CENTRO TECNOLÓGICO  
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Jonathan Mariano da Silva

**DIMENSIONAMENTO E ANÁLISE DE ESTABILIDADE DE ESTRUTURA EM  
CONCRETO ARMADO PARA EDIFÍCIO RESIDENCIAL MULTIFAMILIAR**

Florianópolis

2023

Jonathan Mariano da Silva

**DIMENSIONAMENTO E ANÁLISE DE ESTABILIDADE DE ESTRUTURA EM  
CONCRETO ARMADO PARA EDIFÍCIO RESIDENCIAL MULTIFAMILIAR**

Trabalho de Conclusão do Curso de Graduação em  
Engenharia Civil do Centro Tecnológico da Universidade  
Federal de Santa Catarina como parte dos requisitos para  
a obtenção do título de Engenheiro Civil  
Orientador: Prof. Lourenço Panosso Perlin, Dr.

Florianópolis

2023



Silva, Jonathan Mariano da  
DIMENSIONAMENTO E ANÁLISE DE ESTABILIDADE DE ESTRUTURA EM  
CONCRETO ARMADO PARA EDIFÍCIO RESIDENCIAL MULTIFAMILIAR /  
Jonathan Mariano da Silva ; orientador, Lourenço Panosso Perlin,  
2023.  
295 p.

Trabalho de Conclusão de Curso (graduação) - Universidade  
Federal de Santa Catarina, Centro Tecnológico, Graduação em  
Engenharia Civil, Florianópolis, 2023.

Inclui referências.

1. Engenharia Civil. 2. Projeto estrutural. 3. Cálculo  
estrutural. 4. Estabilidade Global. I. Perlin, Lourenço  
Panosso. II. Universidade Federal de Santa Catarina. Graduação  
em Engenharia Civil. III. Título.



# **DIMENSIONAMENTO E ANÁLISE DE ESTABILIDADE DE ESTRUTURA EM CONCRETO ARMADO PARA EDIFÍCIO RESIDENCIAL MULTIFAMILIAR**

Este Trabalho Conclusão de Curso foi julgado adequado para obtenção do Título de Engenheiro Civil e aprovado em sua forma final pelo Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Catarina.

Florianópolis, 14 de novembro de 2023

---

Prof.<sup>a</sup> Liane Ramos da Silva, Dr.<sup>a</sup>  
Coordenadora do Curso

## **Banca Examinadora:**



Documento assinado digitalmente

LOURENCO PANOSSO PERLIN

Data: 05/12/2023 10:38:29-0300

CPF: \*\*\*.511.549-\*\*

Verifique as assinaturas em <https://v.ufsc.br>

---

Prof. Lourenço Panosso Perlin, Dr.  
Orientador  
Universidade Federal de Santa Catarina

---

Roberto Caldas de A. Pinto  
Universidade Federal de Santa Catarina

---

Tiago Morkis Siqueira  
Universidade Federal de Santa Catarina

## **AGRADECIMENTOS**

Agradeço a Deus pela vida e saúde que me foram concedidas.

Aos meus pais, por toda a dedicação e apoio que me foram concedidos ao longo da minha jornada, me proporcionando a oportunidade perseguir todos os meus sonhos.

Aos meus demais familiares pelo apoio ao longo destes últimos anos, aos colegas de graduação pelas experiências vividas ao longo destes últimos anos.

Aos professores e demais mentores aos quais tive a oportunidade de conhecer, pelo empenho em nos desenvolver tanto no aspecto profissional quanto pessoal.

Agradeço em especial ao meu Orientador pela paciência e empenho em passar seu conhecimento, ao longo destes últimos semestres, e sanar minhas as dúvidas tanto ao longo das disciplinas ministradas, quanto ao longo do desenvolvimento deste trabalho.

Agradeço também aos colegas de trabalho na Engeplanti, pela oportunidade de me desenvolver tanto na área técnica e profissional, tendo a oportunidade de conhecer os diversos setores da engenharia, quanto de maneira pessoal pelas amizades levadas para o restante da vida.

## RESUMO

Este trabalho de conclusão de curso apresenta o cálculo e o dimensionamento das lajes de um dos pavimentos tipo, de um pilar e uma viga, de um edifício residencial, de maneira a abranger os principais elementos de um projeto de estruturas de concreto armado, tendo como principais objetivos a consolidação e o aprofundamento dos conhecimentos na área de estruturas, o procedimento de desenvolvimento foi realizado através da concepção da estrutura, seguido do pré-dimensionamento dos elementos, partindo-se então ao dimensionamento e verificação das características de cada um dos elementos perante as exigências normativas, sendo realizada também a verificação da estabilidade da estrutura de maneira global. Cada um dos procedimentos de dimensionamento realizado seguiu as observações das normas pertinentes, sendo utilizados *Softwares* de elaboração de planilhas computacionais como Microsoft Excel, para o auxílio nos procedimentos de cálculo, Ftool na análise estrutural e AutoCAD para detalhamento dos projetos.

**Palavras-chave:** Projeto estrutural. Cálculo estrutural. Estabilidade Global. Dimensionamento. Detalhamento.

## **ABSTRACT**

This paper presents the calculation and dimensioning of all standard floor slabs, one pillar and one beam located in a residential building, addressing all the main types of elements in the reinforced concrete structures design. This thesis main objectives are the consolidation and deepening of knowledge on the reinforced concrete structures design. The steps taken consists of the structure outline, followed by the elements pre-sizing, then the calculation and design of each element according to the regulations, as well as the Building global stability. Each design process was carried out according to the Brazilian regulations and literature, using Microsoft Excel for the modeling of calculation spreadsheets, Ftool for the structural analysis, and AutoCAD for the detailing of the elements.

**Key words:** Structural design. Structural dimensioning. Global stability. Structural Detailing.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Localização do terreno.....	28
Figura 2 - Caracterização do meio.....	28
Figura 3 - Configuração geométrica das barras CA-50.....	35
Figura 4 - Área de influência de cada pilar pavimentos tipo e térreo.....	38
Figura 5 - Área de influência de cada pilar pavimento Caixa d'água .....	39
Figura 6 - Vão efetivo.....	51
Figura 7 - Carregamento de alvenaria em laje unidirecional.....	55
Figura 8 - Carregamento de alvenaria isolada em laje bidirecional .....	55
Figura 9 - Carregamento de várias alvenarias em laje bidirecional .....	56
Figura 10 - Alvenarias sobre lajes da edificação.....	56
Figura 11 - Alvenaria sobre laje unidirecional .....	57
Figura 12 - Alvenaria sobre laje bididirecional.....	57
Figura 13 - Situações de vinculação das placas isoladas.....	69
Figura 14 - Situações de vinculação das lajes do pavimento tipo .....	70
Figura 15 - Laje bi apoiada.....	71
Figura 16 - Laje apoiada em uma extremidade e engastada na outra.....	71
Figura 17 - Laje bi engastada .....	71
Figura 18 - Laje em balanço .....	71
Figura 19 - Momentos fletores lajes do pavimento tipo.....	79
Figura 20 - Compatibilização dos momentos fletores negativos.....	80
Figura 21 - Momentos fletores corrigidos lajes do pavimento tipo.....	86
Figura 22 - Domínios do estado-limite último de uma seção transversal .....	87
Figura 23 - Ancoragem das barras por aderência.....	101
Figura 24 - Tensão de contato no gancho.....	106
Figura 25 - Tipos de gancho .....	106
Figura 26 - Comprimento dos Ganchos.....	107
Figura 27 - Comprimento das armaduras negativas.....	111
Figura 28 - Características das armaduras de bordo.....	114
Figura 29 - Linhas de Ruptura (Charneiras Plásticas).....	118

Figura 30 - Armaduras positivas do pavimento Tipo .....	127
Figura 31 - Armaduras negativas do pavimento Tipo .....	128
Figura 32 - Estrutura sob efeitos de 1ª e 2ª ordem.....	139
Figura 33 - Mapa de isopletas do vento.....	142
Figura 34 - Taludes.....	143
Figura 35 - Morro .....	144
Figura 36 - Coeficiente de Arrasto para edificações paralelepípedicas vento de baixa turbulência .....	149
Figura 37 - Fachadas da edificação .....	149
Figura 38 - Área frontal efetiva para cada laje .....	151
Figura 39 - Pórticos associados na direção x.....	158
Figura 40 - Pórticos associados na direção y.....	158
Figura 41 - Esforços axiais fachada x, vento pela direita.....	159
Figura 42 - Esforço axial fachada x, vento pela esquerda .....	159
Figura 43 - Esforços axiais fachada y, vento pela direita.....	160
Figura 44 - Esforços axiais fachada y, vento pela esquerda.....	160
Figura 45 - Esforços cortantes, fachada x (vento pela direita) .....	162
Figura 46 - Esforços cortantes, fachada x (vento pela esquerda) .....	162
Figura 47 - Esforços cortantes, fachada y (vento pela direita) .....	162
Figura 48 - Esforços cortantes, fachada y (vento pela esquerda) .....	163
Figura 49 - Momentos fletores, fachada x (vento pela direita) .....	163
Figura 50 - Momentos fletores, fachada x (vento pela esquerda) .....	164
Figura 51 - Momentos fletores, fachada y (vento pela direita) .....	164
Figura 52 - Momentos fletores, fachada y (vento pela esquerda) .....	164
Figura 53 - Deslocamentos, fachada x (vento pela direita) .....	165
Figura 54 - Deslocamentos, fachada x (vento pela esquerda) .....	165
Figura 55 - Deslocamentos, fachada y (vento pela direita) .....	166
Figura 56 - Deslocamentos, fachada y (vento pela esquerda) .....	166
Figura 57 - Esforços axiais, Fachada x.....	167
Figura 58 - Esforços axiais, Fachada y.....	167
Figura 59 - Esforços cortantes, Fachada x.....	169

Figura 60 - Esforços cortantes, Fachada y.....	169
Figura 61 - Momentos fletores, Fachada x.....	170
Figura 62 - Momentos fletores, Fachada y.....	170
Figura 63 - Deslocamentos Verticais, Fachada x.....	171
Figura 64 - Deslocamentos Verticais, Fachada y.....	171
Figura 65 - Envoltória de esforço cortante para viga V6 (ELU).....	181
Figura 66 - Momento máximo viga V6.....	182
Figura 67 - Decalagem do Apoio P1.....	197
Figura 68 - Decalagem do Apoio P7.....	197
Figura 69 - Decalagem do Apoio P13.....	198
Figura 70 - Decalagem do trecho P1-P7.....	198
Figura 71 - Decalagem do trecho P7-P13.....	199
Figura 72 - Resumo da decalagem da viga V6.....	199
Figura 73 - Ancoragem junto aos apoios no caso de momentos positivos.....	200
Figura 74 - Grampos de ancoragem em apoios de extremidade.....	202
Figura 75 - Posicionamento da armadura de suspensão.....	213
Figura 76 - Armadura de suspensão + reforço.....	214
Figura 77 - Detalhamento das armaduras da viga V6.....	215
Figura 78 - Envoltória de momentos fletores para combinação frequente.....	216
Figura 79 - Flechas imediatas pórtico D (CQP).....	224
Figura 80 - Concreto de envolvimento da armadura.....	227
Figura 81 - Região de envolvimento do concreto.....	230
Figura 82 - Posicionamento dos pilares na estrutura.....	233
Figura 83 - Pilar escolhido para o dimensionamento.....	234
Figura 84 - Envoltória de esforços normais pórtico A (ELU).....	235
Figura 85 - Envoltória de esforços axiais pórtico D.....	235
Figura 86 - Envoltória de momentos fletores pórtico A.....	236
Figura 87 - Envoltória de momentos fletores pórtico D.....	237
Figura 88 - Excentricidades iniciais ( $e_1$ ).....	242
Figura 89 - Excentricidades de forma.....	243
Figura 90 - Flambagem de uma haste submetida a compressão.....	245

Figura 91 - Arranjos de armadura .....	254
Figura 92 - Relação dos ábacos .....	255
Figura 93 - Ábaco 33 A .....	257
Figura 94 - Proteção contra flambagem das barras .....	272
Figura 95 - Verificação da envoltória resistente.....	276
Figura 96 - Detalhamento das armaduras P1 .....	277



## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Classes de agressividade ambiental.....	29
Tabela 2 – Resistência do concreto .....	30
Tabela 3 – Cobrimento nominal mínimo .....	31
Tabela 4 – Valores dos coeficientes $\gamma_c$ e $\gamma_s$ .....	32
Tabela 5 – Valores de resistência do concreto .....	33
Tabela 6 – Valores de $\alpha E$ .....	34
Tabela 7 – Módulos de elasticidade do concreto .....	34
Tabela 8 – Valor do coeficiente de aderência $\eta_1$ .....	36
Tabela 9 – Coeficientes de majoração para pilares .....	40
Tabela 10 – Valores do coeficiente adicional $\gamma_n$ para pilares e pilares-parede.....	41
Tabela 11 – Áreas de concreto para seções dos pilares .....	42
Tabela 12 – Coeficientes para pré-dimensionamento da altura das vigas.....	43
Tabela 13 – Pré-dimensionamento das Vigas para o pavimento térreo .....	44
Tabela 14 – Pré-dimensionamento das Vigas Para o pavimento Tipo.....	45
Tabela 15 – Pré-dimensionamento das vigas para o pavimento Cobertura .....	46
Tabela 16 – Pré-dimensionamento da Vigas para o pavimento Caixa-d'água.....	47
Tabela 17 – Pré-dimensionamento da Vigas Cobertura Caixa d'água.....	47
Tabela 18 – Pré-dimensionamento lajes maciças pavimento térreo .....	48
Tabela 19 – Pré-dimensionamento lajes maciças pavimento tipo .....	48
Tabela 20 – Pré-dimensionamento lajes maciças cobertura.....	49
Tabela 21 – Pré-dimensionamento lajes maciças Caixa d'água .....	49
Tabela 22 – Vãos efetivos na direção x .....	52
Tabela 23 – Vãos efetivos na direção y .....	52
Tabela 24 – Peso específico aparente dos materiais .....	54
Tabela 25 – Peso dos componentes.....	54
Tabela 26 – Cargas Permanentes atuantes no pavimento Tipo.....	58
Tabela 27 – Carregamentos Acidentais Atuantes no Pavimento Tipo.....	59
Tabela 28 – Coeficiente $\gamma_f = \gamma_{f1} * \gamma_{f3}$ .....	62
Tabela 29 – Coeficiente $\gamma_{f2}$ .....	62
Tabela 30 – Coeficientes de ponderação.....	63

Tabela 31 – Combinações de ações .....	64
Tabela 32 – Condições de engastamento das lajes.....	65
Tabela 33 – Condições de engastamento 2 .....	66
Tabela 34 – Condição de Engastamento 3 .....	67
Tabela 35 – Resumo de Engastamento das Lajes do Pavimento tipo .....	68
Tabela 36 – Caso de Vinculação .....	69
Tabela 37 – Cálculo dos momentos fletores positivos para lajes unidirecionais.....	72
Tabela 38 – Cálculo dos momentos fletores negativos para lajes unidirecionais .....	72
Tabela 39 – Valores para o coeficiente $\alpha$ .....	74
Tabela 40 – Valores para os coeficientes de ponderação $\mu_x$ ; $\mu_y$ ; $\mu_x'$ ; $\mu_y'$ .....	74
Tabela 41 – Valores para os coeficientes de ponderação $\mu_x$ ; $\mu_y$ ; $\mu_x'$ ; $\mu_y'$ (parte 2) .....	75
Tabela 42 – Valores para os coeficientes de ponderação $\mu_x$ ; $\mu_y$ ; $\mu_x'$ ; $\mu_y'$ (parte 3).....	75
Tabela 43 – Valores para os coeficientes de ponderação $\mu_x$ ; $\mu_y$ ; $\mu_x'$ ; $\mu_y'$ (parte 4).....	76
Tabela 44 – Cálculo dos momentos positivos e negativos.....	78
Tabela 45 – Compatibilização dos momentos fletores negativos .....	82
Tabela 46 – Correção momentos fletores positivos na direção x.....	84
Tabela 47 – Correção momentos fletores positivos na direção y.....	84
Tabela 48 – Correção dos momentos fletores nos vãos intermediários .....	86
Tabela 49 – Cálculo da altura útil para armaduras positivas na direção x .....	89
Tabela 50 – Cálculo da altura útil para armaduras positivas na direção y .....	89
Tabela 51 – Cálculo da altura útil para a armaduras negativas.....	91
Tabela 52 – Verificação de ductilidade direção x .....	93
Tabela 53 – Verificação de ductilidade direção y .....	93
Tabela 54 – Verificação de ductilidade negativa entre as armaduras das lajes.....	94
Tabela 55 – Valores mínimos para armaduras passivas.....	95
Tabela 56 – Dimensionamento da área de aço das armaduras positivas direção x.....	96
Tabela 57 – Dimensionamento da área de aço das armaduras positivas direção y.....	97
Tabela 58 – Dimensionamento As armadura negativa.....	98
Tabela 59 – Dimensionamento As armadura de distribuição .....	99
Tabela 60 – Comprimento de ancoragem .....	105
Tabela 61 – Detalhamento das armaduras positivas na direção x.....	109

Tabela 62 – Detalhamento das armaduras positivas na direção y.....	110
Tabela 63 – Detalhamento das armaduras negativas .....	113
Tabela 64 – Detalhamento das armaduras de borda direção x.....	116
Tabela 65 – Detalhamento das armaduras de borda direção y.....	117
Tabela 66 – Fator de cálculo K (parte 1).....	120
Tabela 67 – Fator de cálculo K (parte 2).....	120
Tabela 68 – Fator de cálculo K (parte 3).....	121
Tabela 69 – Reações de apoio das lajes nas vigas e esforço cortante máximo.....	123
Tabela 70 – Verificação do esforço cortante na direção x .....	126
Tabela 71 – Verificação do momento de fissuração .....	132
Tabela 72 – Flechas lajes unidirecionais.....	134
Tabela 73 – valores para o coeficiente $\xi$ .....	135
Tabela 74 – Determinação da flecha para lajes do pavimento tipo.....	136
Tabela 75 – Verificação dos deslocamentos .....	138
Tabela 76 – Parâmetros meteorológicos .....	146
Tabela 77 – Valores mínimos do fator estatístico S3.....	147
Tabela 78 – Coeficiente de arrasto na direção x .....	150
Tabela 79 – Coeficiente de arrasto na direção y .....	150
Tabela 80 – Área efetiva na direção x.....	151
Tabela 81 – Área efetiva na direção y.....	151
Tabela 82 – Força de arrasto na direção x.....	152
Tabela 83 – Força de arrasto na direção y.....	152
Tabela 84 – peso próprio pilares .....	153
Tabela 85 – peso próprio vigas .....	153
Tabela 86 – peso próprio alvenaria .....	153
Tabela 87 – .....	154
Tabela 88 – Carregamentos Permanentes .....	154
Tabela 89 – Carregamentos Acidentais.....	155
Tabela 90 – Cargas de apoio de vigas em vigas.....	156
Tabela 90 – Coeficiente $\gamma_z$ para Combinação Fd1 na direção x .....	175
Tabela 91 – Coeficiente $\gamma_z$ para Combinação Fd1 na direção y .....	175

Tabela 92 – Coeficiente $\gamma_z$ para Combinação Fd2 na direção x .....	176
Tabela 93 – Coeficiente $\gamma_z$ para Combinação Fd2 na direção y .....	176
Tabela 94 – Coeficiente $\gamma_z$ para Combinação Fd3 na direção x .....	177
Tabela 95 – Coeficiente $\gamma_z$ para Combinação Fd3 na direção y .....	177
Tabela 96 – Coeficiente $\gamma_z$ para Combinação Fd4 na direção x .....	178
Tabela 97 – Coeficiente $\gamma_z$ para Combinação Fd4 na direção y .....	178
Tabela 98 – Estado limite de serviço com vento pela direita (Fachada Y).....	179
Tabela 99 – Estado limite de serviço com vento pela direita (Fachada X).....	180
Tabela 100 – Estado limite de serviço com vento pela esquerda (Fachada X).....	180
Tabela 101 – Estado limite de serviço com vento pela esquerda (Fachada Y).....	180
Tabela 102 – Área de aço mínima.....	184
Tabela 103 – Dimensionamento armadura positiva V6.....	187
Tabela 104 – Detalhamento armadura positiva V6.....	187
Tabela 105 – Dimensionamento armadura negativa V6.....	189
Tabela 106 – Detalhamento armadura negativa V6.....	189
Tabela 107 – Comprimento para Ancoragem viga V6 .....	193
Tabela 108 – Comprimento para decalagem P1 .....	196
Tabela 109 – Dimensionamento da área de aço dos grampos.....	205
Tabela 110 – Detalhamento dos grampos .....	206
Tabela 112 – diagonais de compressão V6 .....	208
Tabela 113 – Cálculo da área de aço da armadura transversal .....	212
Tabela 114 – Cálculo de espaçamento dos estribos .....	212
Tabela 115 –Comprimento das armaduras transversais.....	212
Tabela 116 – Propriedades da seção homogeneizada V6 .....	220
Tabela 117 – Momento de fissuração V6 .....	221
Tabela 119 – Momentos de inércia estádio II (V6).....	223
Tabela 120 – Flechas imediatas V6 .....	225
Tabela 121 – Flechas diferidas no tempo para viga V6.....	225
Tabela 122 – Limites de deformação para viga V6 .....	227
Tabela 123 – Exigências de durabilidade relacionada à fissuração e à proteção da armadura, em função das classes de agressividade ambiental.....	229

Tabela 124 – Dimensionamento tamanho máximo de fissuração.....	232
Tabela 125 – Esforços de 1ª ordem aplicados ao pilar P1 .....	237
Tabela 126 – Índice de esbeltez do pilar P1 na direção x .....	239
Tabela 127 – Índice de esbeltez do pilar P1 na direção y .....	240
Tabela 128 – Classificação dos pilares quanto a esbeltez.....	241
Tabela 129 – Momentos mínimos de 1ª ordem.....	244
Tabela 130 – Momentos fletores corrigidos.....	244
Tabela 131 – índice de esbeltez limite, direção x .....	248
Tabela 132 – índice de esbeltez limite, direção y .....	248
Tabela 133 – Verificação dos esforços locais de 2ª ordem na direção x .....	249
Tabela 134 – Verificação dos esforços locais de 2ª ordem na direção y .....	249
Tabela 135 – Somatório dos momentos de cálculo para cada seção.....	251
Tabela 136 – Situações de cálculo .....	251
Tabela 137 – Situações de cálculo x .....	252
Tabela 138 – Situações de cálculo y .....	252
Tabela 139 – Situação 1 de cálculo.....	253
Tabela 140 – Situação 2 de cálculo.....	253
Tabela 141 – Situação 3 de cálculo.....	253
Tabela 142 – Situação 4 de cálculo.....	253
Tabela 143 – Determinação dos ábacos .....	255
Tabela 144 – Taxa mecânica de armadura, situação 1 (33A) .....	258
Tabela 145 – Taxa mecânica de armadura, situação 2 (33A) .....	258
Tabela 146 – Taxa mecânica de armadura, situação 3 (33A) .....	258
Tabela 147 – Taxa mecânica de armadura, situação 4 (33A) .....	260
Tabela 156 – Área de aço pilar P1 .....	263
Tabela 157 – Espaçamentos entre as barras .....	266
Tabela 158 – Emendas das barras .....	268
Tabela 159 – Quantidade de estribos .....	272
Tabela 160 – Características das armaduras transversais .....	272

## SUMÁRIO

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO .....</b>	<b>26</b>
<b>2</b>	<b>OBJETIVOS .....</b>	<b>27</b>
2.1	Objetivo Geral .....	27
2.2	Objetivos Específicos .....	27
<b>3</b>	<b>Descrição da edificação .....</b>	<b>27</b>
<b>4</b>	<b>informações técnicas .....</b>	<b>28</b>
4.1	Localização .....	28
4.2	Caracterização da agressividade ambiental .....	28
4.3	Cobrimentos.....	30
4.4	Dimensão máxima do Agregado .....	30
4.5	Propriedades dos materiais .....	31
<b>4.5.1</b>	<b>Concreto.....</b>	<b>32</b>
<b>4.5.1.1</b>	<b>Resistência a compressão .....</b>	<b>32</b>
<b>4.5.1.2</b>	<b>Coefficientes de ponderação das resistências .....</b>	<b>32</b>
<b>4.5.1.3</b>	<b>Resistencia à tração .....</b>	<b>32</b>
<b>4.5.1.4</b>	<b>Resistência à fadiga.....</b>	<b>33</b>
<b>4.5.1.5</b>	<b>Módulo de elasticidade inicial.....</b>	<b>33</b>
<b>4.5.1.6</b>	<b>Módulo de elasticidade secante.....</b>	<b>34</b>
<b>4.5.2</b>	<b>Aço de armadura passiva.....</b>	<b>35</b>
<b>4.5.2.1</b>	<b>Módulo de elasticidade.....</b>	<b>36</b>
<b>4.5.2.2</b>	<b>Coefficiente de ponderação .....</b>	<b>36</b>
<b>5</b>	<b>CONCEPÇÃO DA ESTRUTURA .....</b>	<b>37</b>
<b>6</b>	<b>PRÉ-DIMENSIONAMENTO DA ESTRUTURA .....</b>	<b>38</b>
6.1	Pilares .....	38
6.2	VIGAS .....	43

<b>6.2.1</b>	<b>Té rreo.....</b>	<b>44</b>
<b>6.2.2</b>	<b>Pavimento tipo .....</b>	<b>45</b>
<b>6.2.3</b>	<b>Cobertura .....</b>	<b>46</b>
<b>6.2.4</b>	<b>Caixa d'água .....</b>	<b>47</b>
6.3	LAJES.....	47
<b>7</b>	<b>DIMENSIONAMENTO DAS LAJES .....</b>	<b>50</b>
7.1	ANÁLISE ESTRUTURAL .....	50
7.2	Dimensões.....	51
7.3	Ações atuantes nas lajes.....	53
<b>7.3.1</b>	<b>Ações permanentes .....</b>	<b>53</b>
7.3.1.1	Carregamentos dos componentes .....	53
7.3.1.2	Carregamentos das alvenarias.....	54
<b>7.3.2</b>	<b>Ações variáveis diretas .....</b>	<b>59</b>
<b>7.3.3</b>	<b>Combinações de ações .....</b>	<b>59</b>
<b>7.3.3.1</b>	<b>Combinações últimas.....</b>	<b>60</b>
<b>7.3.3.2</b>	<b>Combinações de serviço .....</b>	<b>60</b>
7.3.3.3	Combinações quase permanentes (CQP).....	60
7.3.3.4	Combinações frequentes (CF) .....	61
7.3.3.5	Combinação rara de serviço (CR).....	61
<b>7.3.4</b>	<b>Coefficientes de ponderação.....</b>	<b>61</b>
<b>7.3.5</b>	<b>Cálculo das combinações.....</b>	<b>64</b>
7.4	CONDIÇÕES DE APOIO .....	65
<b>7.4.1</b>	<b>Verificação das condições de continuidade: .....</b>	<b>65</b>
<b>7.4.1.1</b>	<b>Condição de engastamento 2 .....</b>	<b>66</b>
<b>7.4.1.2</b>	<b>Condição de engastamento 3 .....</b>	<b>67</b>

<b>7.4.1.3</b>	<b>Casos de vinculação .....</b>	<b>68</b>
7.5	ELU - Flexão .....	70
<b>7.5.1</b>	<b>Cálculo dos momentos fletores isolados.....</b>	<b>70</b>
7.5.1.1	Lajes unidirecionais .....	70
7.5.1.2	Lajes bidirecionais .....	73
<b>7.5.2</b>	<b>COMPATIBILIZAÇÃO DOS MOMENTOS FLETORES NEGATIVOS ...</b>	<b>80</b>
<b>7.5.3</b>	<b>Correção dos momentos fletores positivos .....</b>	<b>83</b>
<b>7.5.4</b>	<b>Área de aço .....</b>	<b>87</b>
7.5.4.1	Cálculo da altura linha neutra .....	87
7.5.4.2	Área de aço mínima para armaduras .....	94
7.5.4.3	Área de aço mínima para armaduras das lajes bidirecionais .....	95
7.5.4.4	Armadura mínima para lajes unidirecionais .....	99
<b>7.5.5</b>	<b>Detalhamento das armaduras.....</b>	<b>99</b>
7.5.5.1	Armadura positiva .....	99
7.5.5.2	Determinação do número de barras .....	99
7.5.5.3	Espaçamento máximo .....	100
7.5.5.4	Quantidade de barras .....	100
7.5.5.5	Comprimento de ancoragem.....	100
7.5.5.6	Comprimento de ancoragem básico.....	101
7.5.5.7	Comprimento de ancoragem necessário .....	102
7.5.5.8	Comprimento de ancoragem mínimo .....	102
7.5.5.9	Comprimento dos ganchos das armaduras .....	106
<b>7.5.6</b>	<b>Armadura negativa.....</b>	<b>111</b>
<b>7.5.7</b>	<b>Armaduras de borda .....</b>	<b>114</b>
7.6	ELU - Cisalhamento .....	118



<b>7.6.1</b>	<b>Reação das lajes nas vigas.....</b>	<b>118</b>
<b>7.6.2</b>	<b>Verificação das lajes ao cisalhamento.....</b>	<b>124</b>
<b>7.6.3</b>	<b>Resumo das Armaduras.....</b>	<b>127</b>
7.7	Estado limite de serviço.....	129
<b>7.7.1</b>	<b>Verificação do estado de fissuração .....</b>	<b>129</b>
<b>7.7.2</b>	<b>Cálculo da flecha imediata.....</b>	<b>133</b>
7.7.2.1	Lajes unidirecionais .....	133
7.7.2.2	Lajes bidirecionais .....	134
<b>7.7.3</b>	<b>Cálculo da flecha diferida no tempo .....</b>	<b>134</b>
<b>7.7.4</b>	<b>Deformações excessivas .....</b>	<b>137</b>
<b>7.7.4.1</b>	<b>Limites de aceitabilidade sensorial.....</b>	<b>137</b>
<b>7.7.4.2</b>	<b>Limites em elementos não estruturais .....</b>	<b>137</b>
<b>8</b>	<b>ANÁLISE DE ESTABILIDADE GLOBAL.....</b>	<b>139</b>
8.1	Combinações de ações.....	139
8.2	Esforços de 1ª ordem .....	141
<b>8.2.1</b>	<b>Vento .....</b>	<b>141</b>
8.2.1.1	Velocidade característica do vento .....	141
8.2.1.2	Velocidade básica do vento (Vo).....	142
8.2.1.3	Fator topográfico (S1).....	143
8.2.1.4	Fator referente a rugosidade do terreno, dimensões da edificação e altura sobre o terreno (S2).....	145
8.2.1.5	Rugosidade do terreno .....	146
8.2.1.6	Dimensões da edificação .....	146
8.2.1.7	Fator estatístico (S3).....	147
8.2.1.8	Coeficiente de Arrasto .....	147

<b>8.2.1.9</b>	<b>Área Frontal efetiva.....</b>	<b>150</b>
8.2.1.10	Força de Arrasto .....	152
<b>8.2.2</b>	<b>Carregamentos Verticais.....</b>	<b>152</b>
8.2.2.1	Peso próprio dos pilares.....	152
8.2.2.2	Cargas de Alvenaria.....	153
8.2.2.3	Cargas Pontuais .....	154
8.2.2.4	Somatório.....	154
<b>8.2.3</b>	<b>Contraventamentos.....</b>	<b>157</b>
<b>8.2.3.1</b>	<b>Pórticos Associados.....</b>	<b>157</b>
<b>8.2.4</b>	<b>Análise do carregamento horizontal.....</b>	<b>159</b>
<b>8.2.4.1</b>	<b>Esforços Axiais .....</b>	<b>159</b>
<b>8.2.4.2</b>	<b>Esforços cortantes.....</b>	<b>161</b>
<b>8.2.4.3</b>	<b>Momentos fletores.....</b>	<b>163</b>
<b>8.2.4.4</b>	<b>Deslocamentos .....</b>	<b>165</b>
<b>8.2.5</b>	<b>Análise do carregamento vertical.....</b>	<b>166</b>
<b>8.2.5.1</b>	<b>Esforços Axiais .....</b>	<b>166</b>
<b>8.2.5.2</b>	<b>Esforços cortantes .....</b>	<b>167</b>
<b>8.2.5.3</b>	<b>Momentos fletores.....</b>	<b>169</b>
<b>8.2.5.4</b>	<b>Deslocamentos .....</b>	<b>171</b>
8.3	Esforços de 2ª ordem .....	172
<b>8.3.1</b>	<b>Não-linearidade física.....</b>	<b>172</b>
<b>8.3.2</b>	<b>Não linearidade geométrica .....</b>	<b>173</b>
<b>8.3.3</b>	<b>Estruturas de nós fixos e nós móveis.....</b>	<b>173</b>
<b>8.3.3.1</b>	<b>Coefficiente <math>\gamma_z</math> .....</b>	<b>174</b>
8.4	Verificação do estado de limite de serviço.....	179

<b>9</b>	<b>Dimensionamento e detalhamento das Vigas.....</b>	<b>181</b>
9.1	Dimensionamento .....	182
<b>9.1.1</b>	<b>Armadura Longitudinal.....</b>	<b>182</b>
<b>9.1.1.1</b>	<b>Cálculo da altura da linha neutra .....</b>	<b>182</b>
9.1.1.2	Cálculo da altura útil (d) .....	183
<b>9.1.2</b>	<b>Área de aço .....</b>	<b>184</b>
<b>9.1.2.1</b>	<b>Área de aço mínima .....</b>	<b>184</b>
<b>9.1.2.2</b>	<b>Área de aço máxima .....</b>	<b>185</b>
<b>9.1.3</b>	<b>Espaçamentos.....</b>	<b>185</b>
<b>9.1.3.1</b>	<b>Espaçamento vertical.....</b>	<b>185</b>
<b>9.1.3.2</b>	<b>Espaçamento horizontal.....</b>	<b>185</b>
<b>9.1.4</b>	<b>Cálculo das armaduras positivas.....</b>	<b>185</b>
<b>9.1.5</b>	<b>Cálculo das armaduras negativas .....</b>	<b>188</b>
<b>9.1.6</b>	<b>Comprimento de Ancoragem .....</b>	<b>190</b>
<b>9.1.6.1</b>	<b>Decalagem do diagrama de momento fletor.....</b>	<b>194</b>
9.1.6.2	Decalagem de acordo com o modelo II .....	194
9.1.6.3	Cálculo da decalagem .....	195
<b>9.1.7</b>	<b>Ancoragem da armadura junto aos apoios .....</b>	<b>200</b>
9.2	Armaduras transversais.....	207
<b>9.2.1</b>	<b>Verificação do estado-limite último .....</b>	<b>207</b>
<b>9.2.2</b>	<b>Verificação das diagonais de compressão.....</b>	<b>207</b>
<b>9.2.3</b>	<b>Dimensionamento dos estribos .....</b>	<b>208</b>
<b>9.2.4</b>	<b>Espaçamento entre os elementos da armadura transversal .....</b>	<b>210</b>
<b>9.2.4.1</b>	<b>Espaçamentos máximos e mínimos .....</b>	<b>210</b>
9.3	Armadura de suspensão .....	213

9.4	Detalhamento da armadura da viga V6 .....	215
9.5	Verificações no estado limite de serviço .....	216
<b>9.5.1</b>	<b>Análise de fissuração .....</b>	<b>216</b>
<b>9.5.2</b>	<b>Homogeneização V6.....</b>	<b>218</b>
<b>9.5.3</b>	<b>Cálculo das flechas.....</b>	<b>224</b>
<b>9.5.3.1</b>	<b>Flecha imediata .....</b>	<b>224</b>
<b>9.5.3.2</b>	<b>Flecha diferida no tempo.....</b>	<b>225</b>
<b>9.5.4</b>	<b>Verificação dos limites de deformação propostos por norma .....</b>	<b>226</b>
<b>9.5.5</b>	<b>Verificação da abertura de fissuras .....</b>	<b>227</b>
<b>10</b>	<b>Dimensionamento e detalhamento de pilares.....</b>	<b>233</b>
10.1	Posicionamento em planta dos pilares .....	233
10.2	Dimensionamento do pilar P1 .....	233
10.3	Esforços de 1ª ordem .....	234
10.4	Índice de Esbeltez .....	238
<b>10.4.1</b>	<b>Classificação dos pilares quanto a esbeltez .....</b>	<b>240</b>
10.5	Excentricidades.....	241
<b>10.5.1</b>	<b>Excentricidade inicial (e1) .....</b>	<b>241</b>
<b>10.5.2</b>	<b>Excentricidade de forma .....</b>	<b>242</b>
<b>10.5.3</b>	<b>Excentricidade acidental (ea) .....</b>	<b>243</b>
<b>10.5.4</b>	<b>Momento mínimo de 1ª ordem .....</b>	<b>243</b>
<b>10.5.5</b>	<b>Correção dos momentos obtidos.....</b>	<b>244</b>
<b>10.5.6</b>	<b>Excentricidade de 2ª ordem .....</b>	<b>244</b>
10.5.6.1	Excentricidade Suplementar .....	245
10.6	ESFORÇOS LOCAIS DE 2ª ORDEM.....	245
<b>10.6.1</b>	<b>Dispensa da análise dos efeitos e 2ª ordem .....</b>	<b>245</b>

10.6.1.1	Excentricidade de 1ª ordem .....	246
10.6.1.2	Coeficiente ( $\alpha$ b).....	246
10.7	CÁLCULO DOS EFEITOS DE SEGUNDA ORDEM .....	249
<b>10.7.1</b>	<b>Método aproximado-Pilar-padrão com curvatura aproximada .....</b>	<b>250</b>
10.8	SITUAÇÕES DE CÁLCULO .....	250
10.9	DIMENSIONAMENTO DAS ARMADURAS .....	253
<b>10.9.1</b>	<b>Armadura Longitudinal.....</b>	<b>253</b>
10.10	DETALHAMENTO DAS ARMADURAS.....	262
10.11	ARMADURA LONGITUDINAL.....	262
<b>10.11.1</b>	<b>Área de aço mínima .....</b>	<b>262</b>
<b>10.11.2</b>	<b>Diâmetros máximos e mínimos.....</b>	<b>264</b>
10.11.2.1	Diâmetro mínimo.....	264
10.11.2.2	Diâmetro máximo .....	264
<b>10.11.3</b>	<b>Espaçamentos máximos e mínimos .....</b>	<b>264</b>
<b>10.11.4</b>	<b>Emendas por traspasse.....</b>	<b>266</b>
10.12	ARMADURA TRANSVERSAL .....	269
<b>10.12.1</b>	<b>Diâmetro mínimo .....</b>	<b>269</b>
<b>10.12.2</b>	<b>Espaçamento das armaduras.....</b>	<b>269</b>
<b>10.12.3</b>	<b>Quantidade de estribos.....</b>	<b>269</b>
<b>10.12.4</b>	<b>Comprimento dos estribos .....</b>	<b>270</b>
<b>10.12.5</b>	<b>Proteção contra flambagem das barras.....</b>	<b>272</b>
10.13	VERIFICAÇÃO POR ENVOLTÓRIA .....	273
10.14	DETALHAMENTO DA ARMADURA DO PILAR P1.....	277
<b>11</b>	<b>CONCLUSÃO.....</b>	<b>278</b>
<b>12</b>	<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....</b>	<b>279</b>

<b>13</b>	<b>Apêndices.....</b>	<b>281</b>
-----------	-----------------------	------------

## 1 INTRODUÇÃO

O concreto é o material construtivo mais utilizado no Brasil e no mundo, seu consumo anual é de cerca de 1,9 Tonelada por habitante segundo, Pedroso (2009), tal predileção pelo material se dá pelas suas excelentes propriedades e aspectos como a resistência à água, plasticidade, disponibilidade e custo.

Quando submetido a tração, entretanto, o concreto apresenta valores de resistência menores, de maneira a sanar tal deficiência, surge no século XIX o concreto armado, que através da adição de barras de aço, reforça a resistência a tração do elemento. Ao longo dos séculos XIX e XX este sistema construtivo foi aperfeiçoado e disseminado, vindo então a se tornar largamente utilizado.

Para o engenheiro Robert Stark Feldman, “Esse é o século do concreto” (FELDMAN, 2018), tal afirmação inaugurado o 60º Congresso Brasileiro do Concreto. Tendo sua importância somente aumentando com o passar do tempo, impulsionada pela necessidade de se vencer vãos cada vez maiores e elaborar estruturas cada vez mais altas e mais esbeltas.

Assim, o conhecimento para elaboração de estruturas em concreto armado se mostra cada vez mais indispensável para o dia a dia da engenharia, e a necessidade de consolidar e expandir o conhecimento na área dessas estruturas, tão largamente aplicadas atualmente, se mostra como uma grande prioridade para o desenvolvimento profissional do engenheiro civil.

Somado a utilização cada vez mais ampla do sistema construtivo, tem-se ainda a utilização cada vez mais intensa de softwares de elaboração de estruturas, que terceirizam grande parte dos procedimentos de cálculo, deixando a cargo do projetista a definição dos parâmetros e análise dos resultados, assim é necessário que o profissional consiga avaliar tais resultados, e identificar possíveis erros de projeto ou mesmo discrepâncias do software ao longo do processo de dimensionamento.

Desta forma, o presente trabalho busca esmiuçar o procedimento de cálculo e detalhamento através da análise de uma estrutura de um edifício residencial multifamiliar.

## 2 OBJETIVOS

### 2.1 OBJETIVO GERAL

Desenvolver o projeto estrutural de uma edificação residencial multifamiliar, através da elaboração dos dimensionamentos e verificações das lajes do pavimento tipo, de um dos pilares e uma das vigas da edificação, de maneira a consolidar e aprofundar os conhecimentos referentes ao cálculo estrutural apresentados durante a graduação.

### 2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

Realizar todas os dimensionamentos e verificações propostos pelas Normas vigentes

- Analisar as características do ambiente onde a edificação se encontra inserida e determinar os parâmetros construtivos condizentes com o grau de agressividade ambiental.
- Determinar os esforços atuantes na estrutura da edificação.
- Determinar as cargas Permanentes acidentais e a carga de vento atuante na edificação.
- Verificar os limites último e de serviço para os elementos adotados.
- Analisar a estabilidade global da estrutura.
- Definir a seção dos elementos estruturais adotados.
- Realizar o detalhamento da armadura adotada.

## 3 DESCRIÇÃO DA EDIFICAÇÃO

A edificação utilizada para a elaboração do presente estudo consiste em um edifício residencial multifamiliar com 3 pavimentos, sendo eles, um pavimento garagem, localizado no térreo e 2 pavimentos tipo, composto cada um por 2 unidades habitacionais, existindo também a cobertura da edificação, destinada apenas a manutenção, além da estrutura destinada a abrigar as 2 caixas d'água de 1500 L cada.

Cada uma das unidades habitacionais conta com 2 dormitórios; 1 banheiro, 1 área de serviço e 1 sala e cozinha conjugados, totalizando uma área útil de 48,7 m<sup>2</sup> por unidade, somadas a área de circulação cada pavimento-tipo possui área de 120,8 m<sup>2</sup>, já o pavimento térreo conta com área total construída de 368,2 m<sup>2</sup>.



O pé direito estrutural do pavimento térreo da edificação é de 2,90 metros na região da garagem e de 2,75 m na região da escada, os pavimentos-tipo o pé-direito previsto é de 2,65 m, já os pavimentos de cobertura e reservatório possuem pé-direito de 3,59 m e 1,79 m respectivamente.

## 4 INFORMAÇÕES TÉCNICAS

### 4.1 LOCALIZAÇÃO

O edifício se encontra localizado na Servidão Adecina Silvano Martins, no bairro Barra do Aririú no município de Palhoça, SC. Implantada em terreno com área de 249m<sup>2</sup>, como demonstrado na Figura 1.

Figura 1 - Localização do terreno



Fonte: Google Maps, Disponível em: [https: < www.google.com/maps >](https://www.google.com/maps). Acesso em 20 de jun. de 2022.

### 4.2 CARACTERIZAÇÃO DA AGRESSIVIDADE AMBIENTAL

Figura 2 - Caracterização do meio



Fonte: Google Earth Pro, Disponível em: <https://google-earth-pro.gosur.com> >. Acesso em 20 de jun.de 2022.

O alcance para região afetada pela névoa salina considerado é de 750 m (GARCIA, 2008, p.132). Nesta situação, portanto, sendo enquadrada pela NBR6118:2023, na classe de agressividade III, Forte, com risco de deterioração da estrutura considerado grande, tal situação implica por sua vez na adoção de resistências e cobrimentos para proteção dos elementos estruturais.

Tabela 1 – Classes de agressividade ambiental

Classe de agressividade ambiental	Agressividade	Classificação geral do tipo de ambiente para efeito de projeto	Risco de deterioração da estrutura
I	Fraca	Rural	Insignificante
		Submersa	
II	Moderada	Urbana <sup>1), 2)</sup>	Pequeno
III	Forte	Marinha <sup>1)</sup>	Grande
		Industrial <sup>1), 2)</sup>	
IV	Muito forte	Industrial <sup>1), 3)</sup>	Elevado
		Respingos de maré	

<sup>1)</sup> Pode-se admitir um microclima com uma classe de agressividade mais branda (um nível acima) para ambientes internos secos (salas, dormitórios, banheiros, cozinhas e áreas de serviço de apartamentos residenciais e conjuntos comerciais ou ambientes com concreto revestido com argamassa e pintura).

<sup>2)</sup> Pode-se admitir uma classe de agressividade mais branda (um nível acima) em: obras em regiões de clima seco, com umidade relativa do ar menor ou igual a 65%, partes da estrutura protegidas de chuva em ambientes predominantemente secos, ou regiões onde chove raramente.

<sup>3)</sup> Ambientes quimicamente agressivos, tanques industriais, galvanoplastia, branqueamento em indústrias de celulose e papel, armazéns de fertilizantes, indústrias químicas.

Fonte: ABNT NBR:6118:2023, tabela 6.1.

Para determinação das características construtivas da edificação é necessário compreender primeiramente o meio onde a edificação se encontra localizada, de maneira a ser possível então definir características construtivas mínimas importantes ao desenvolvimento do projeto, sendo elas:

- Classe de resistência do concreto
- Cobrimentos

Tabela 2 – Resistência do concreto

Concreto <sup>a</sup>	Tipo <sup>b, c</sup>	Classe de agressividade (Tabela 6.1)			
		I	II	III	IV
Relação água/cimento em massa	CA	≤ 0,65	≤ 0,60	≤ 0,55	≤ 0,45
	CP	≤ 0,60	≤ 0,55	≤ 0,50	≤ 0,45
Classe de concreto (ABNT NBR 8953)	CA	≥ C20	≥ C25	≥ C30	≥ C40
	CP	≥ C25	≥ C30	≥ C35	≥ C40

<sup>a</sup> O concreto empregado na execução das estruturas deve cumprir com os requisitos estabelecidos na ABNT NBR 12655.  
<sup>b</sup> CA corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto armado.  
<sup>c</sup> CP corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto protendido.

Fonte: ABNT NBR6118:2023 tabela 7.1

Observando se tratar de uma estrutura de concreto armado, exposta a um ambiente de classe de agressividade III, Forte, observando as recomendações da norma, optou-se por utilizar concreto Classe C30, com relação água cimento igual a 0,55 para o dimensionamento da edificação.

#### 4.3 COBRIMENTOS

Para determinação dos cobrimentos nominais, como indica a NBR 6118:2023, devem ser observados os tópicos 7.4.7.1 a 7.4.7.7, onde são estabelecidos os critérios para garantia do cobrimento adequado, sendo possível ressaltar a adoção da tolerância de execução ( $\Delta c$ ) com respectivo valor mínimo de 10 mm.

#### 4.4 DIMENSÃO MÁXIMA DO AGREGADO

Segundo a norma, em seu item 7.4.7.6 a dimensão máxima do agregado é dada pela equação 1.

$$d_{m\acute{a}x} \leq 1,2 * c_{nom} \quad 1$$

Assim:

$$d_{m\acute{a}x} \leq 1,2 * 4,0 = 4,8 \text{ mm}$$

Tabela 3 – Cobrimento nominal mínimo

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

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

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

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

<sup>d</sup> No trecho dos pilares em contato com o solo junto aos elementos de fundação, a armadura deve ter cobrimento nominal  $\geq 45$  mm.

Fonte: ABNT NBR 6118:2023 tabela 7.2

Observando as informações de cobrimento mínimo propostas pela NBR 6118:2023, para a condição de agressividade a qual a edificação se encontra exposta, classe III, Forte, tem-se que os valores de cobrimento nominal mínimo a serem adotados para os elementos de concreto armado com a resistência de adotada (C30) são de:

- Lajes: 35 mm
- Vigas: 40 mm
- Pilares: 40 mm
- Elementos estruturais em contato com o solo: 45 mm

#### 4.5 PROPRIEDADES DOS MATERIAIS

Para determinação das propriedades dos materiais utilizados nas estruturas de concreto armado, a NBR 6118:2023, em seu item 8, define as propriedades para os seguintes materiais:

- Concreto
- Armaduras Passivas
- Armaduras Ativas

Por se tratar de uma estrutura de pequeno porte, optou-se por não se utilizar elementos protendidos devido ao maior custo e maior dificuldade de execução. Assim, no presente trabalho não serão discutidas as armaduras ativas.

## 4.5.1 Concreto

### 4.5.1.1 Resistência a compressão

A resistência a compressão do concreto para o caso de ausência de valores experimentais é dada pelo item 12.3.3 da NBR 6118:2023. Para situações em que a verificação de resistência à compressão se dê em período igual a 28 dias, a resistência de cálculo pode ser obtida através da equação 2.

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad 2$$

### 4.5.1.2 Coeficientes de ponderação das resistências

Para a obtenção dos valores de cálculo das resistências é necessário aplicar os coeficientes de minoração, assim, para o estado-limite último (ELU) são utilizados os coeficientes  $\gamma_c$  e  $\gamma_s$ . Com os valores obtidos da tabela 12.1 da Norma.

Tabela 4 – Valores dos coeficientes  $\gamma_c$  e  $\gamma_s$

Combinações	Concreto	Aço
	$\gamma_c$	$\gamma_s$
Normais	1,4	1,15
Especiais ou de construção	1,2	1,15
Excepcionais	1,2	1,0

Fonte: ABNT NBR 6118:2023, Tabela 12.1

Aplicando os valores de  $\gamma_c$  para o  $f_{ck}$  utilizado tem-se que o  $f_{cd}$  será de:

$$f_{cd} = \frac{30}{1,4} = 21,43 \text{ MPa}$$

### 4.5.1.3 Resistência à tração

O valor para o cálculo da resistência à tração direta pode ser obtido através da correlação entre os valores dos coeficientes de tração indireta ( $f_{ct,sp}$ ) e resistência à tração na flexão ( $f_{ct,f}$ ), obtidos experimentalmente, ou em caso da impossibilidade de obtenção dos mesmos, pode ser avaliado seu fator médio dado pela equação 3:

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

A partir da qual é possível definir os valores de  $f_{ctk,sup}$  e  $f_{ctk,inf}$ .

$$f_{ctk,sup} = 1,3 * f_{ct,m} \quad 4$$

$$f_{ctk,inf} = 0,7 * f_{ct,m} \quad 5$$

Aplicando as equações 3,4 e 5 ao valor definido para o fck adotado de 30 Mpa, obtêm-se os valores de resistência a tração para o concreto contidos na Tabela 5.

Nomenclatura antiga. Não foi assim que está no procedimento que eu lhe passei. Usar nomenclatura conforme abaixo:

Tabela 5 – Valores de resistência do concreto

fck (MPa)	fcd (MPa)	fct,m (MPa)	fctk,inf (MPa)	fctk,sup (MPa)	fctd (MPa)
30,00	21,43	2,90	2,03	3,77	1,45

Fonte: Autor

#### 4.5.1.4 Resistência à fadiga

Ao longo da vida útil da edificação, além das ações permanentes, existem também ações que atuarão repetidas vezes sobre a estrutura, chamadas ações cíclicas, e que vêm ao longo do tempo a causar alterações permanentes sobre a estrutura, sendo necessário em casos, onde se verifica a presença de situações de choque ou vibrações significativas, verificar o fenômeno da fadiga seguindo o procedimento de cálculo estabelecido pela norma.

Devido a se tratar de uma edificação destinada ao uso residencial, foi considerado que a estrutura não se encontra submetida a situações de choque ou vibrações significativas, sendo assim desconsiderados os efeitos de fadiga atuantes na edificação.

#### 4.5.1.5 Módulo de elasticidade inicial

Para obtenção do módulo de elasticidade ( $E_{ci}$ ), na impossibilidade da realização de ensaios, a NBR 6118:2023 em seu item 8.2.8 permite que estimar o valor do módulo de elasticidade inicial através das seguintes expressões:

Para situações onde  $f_{ck}$  de 20 MPa até 50 MPa:

$$E_{ci} = \alpha_E * 5600 * \sqrt{f_{ck}} \quad 6$$

Para situações onde  $f_{ck}$  de 55 MPa até 90 MPa:

$$E_{ci} = 21,5 * 10^3 * \alpha_E * \left(\frac{f_{ck}}{10} + 1,25\right)^{1/3} \quad 7$$

Os valores de  $\alpha_E$  se baseiam no tipo de agregado utilizado, sendo seus valores dados através da Tabela 6.

Tabela 6 – Valores de  $\alpha_E$

Material	$\alpha_E$
Basalto e diabasio	1,2
Granito e gnaisse	1
Calcário	0,9
Arenito	1

Fonte: NBR 6118:2023

#### 4.5.1.6 Módulo de elasticidade secante

Considerando a utilização do método da teoria da elasticidade para o dimensionamento dos elementos de concreto armado, é necessária também a determinação do módulo de elasticidade secante, dado pela equação 8:

$$E_{cs} = \alpha_i * E_{ci} \quad 8$$

Onde:

$\alpha_i$  é dado pela equação 9.

$$\alpha_i = 0,8 + 0,2 * \frac{f_{ck}}{80} \quad 9$$

Assim, tem-se que para o caso do concreto de 30 MPa utilizado, os valores de  $\alpha_i$ , módulo de elasticidade inicial ( $E_{ci}$ ) e o módulo de elasticidade secante assumem os valores contidos na Tabela 7.

Tabela 7 – Módulos de elasticidade do concreto

fck (MPa)	$\alpha_E$	$E_{ci}$ (MPa)	$\alpha_i$	$E_{cs}$ (MPa)
30,00	1,00	30672,46	0,88	26838,41

Fonte: Autor



#### 4.5.2 Aço de armadura passiva

A categorização do aço utilizado para estruturas de concreto armado é definida pela NBR 7480:2007, intitulada “Aço destinado a armaduras para estruturas de concreto armado – Especificação”. Para esta categorização, utiliza-se como fator de classificação a resistência de escoamento do aço, divididos conforme com o item 4.1.2 em:

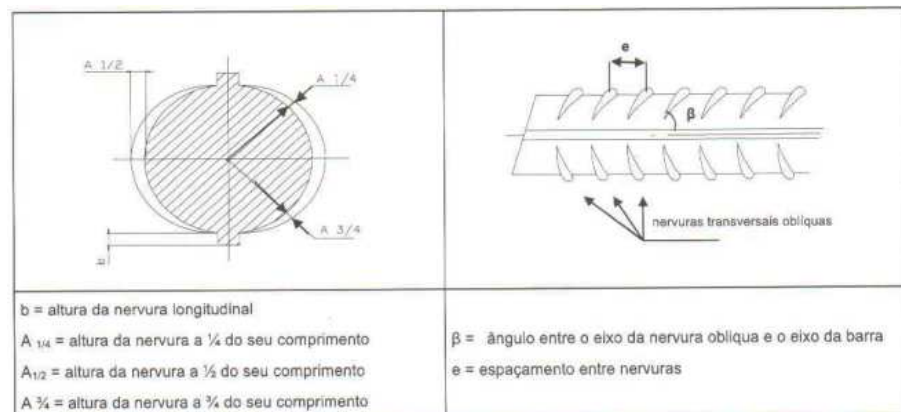
- CA-25 e CA-50 para o caso das barras.
- CA-60 para fios.

Para elaboração do presente projeto optou-se por utilizar barras de aço **CA-50**.

Assim de acordo também com a NBR 7480:2007 em seu tópico 4.2.1 referente as características geométricas de barras nervuradas Categoria CA-50, as barras devem obedecer aos pontos descritos nos subitens 4.2.1.1 a 4.2.1.8 que discorrem sobre os seguintes assuntos:

- Obrigatoriedade da presença de nervuras para barras de aço CA-50.
- Características das nervuras (altura, espaçamento, espaçamento, ângulo) e de seu posicionamento nas barras.

Figura 3 - Configuração geométrica das barras CA-50



Fonte: NBR 7480:2007, Figura A.1

Segundo a norma NBR 6118:2023, tem-se que a capacidade aderente entre o aço e o concreto está relacionada ao coeficiente  $\eta_1$  cujo valor é dado pela Tabela 8.



Tabela 8 – Valor do coeficiente de aderência  $\eta_1$ 

<b>Categoria do aço</b>	$\eta_1$
CA-25	1,00
CA-50	2,25
CA-60	1,00

Fonte: NBR6118:2023, Tabela 8.2.

#### 4.5.2.1 Módulo de elasticidade

Segundo a NBR 6118:2023 em seu item 8.3.5 o valor para o módulo de elasticidade para armaduras passivas pode ser admitido igual a 210 GPa, caso não sejam possíveis ensaios ou caso não seja fornecido pelo fabricante.

#### 4.5.2.2 Coeficiente de ponderação

Da mesma forma que no caso do concreto, os elementos de aço também necessitam da aplicação de coeficientes de minoração para definição de seus valores de cálculo. Para isso, utilizam-se os dados contidos na coluna referente a  $\gamma_s$  da Tabela 4.

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \quad 10$$

Logo, para o projeto em questão tem-se que o valor de cálculo será:

- Para o aço CA-50:

$$f_{yd} = \frac{500}{1,15} = 434,38 \text{ MPa}$$

- Para o aço CA-60:

$$f_{yd} = \frac{600}{1,15} = 621,74 \text{ MPa}$$

## **5 CONCEPÇÃO DA ESTRUTURA**

Considerando que a edificação a qual se está realizando o dimensionamento dos elementos estruturais se trata de um edifício residencial de pequeno porte, possuindo apenas quatro unidades habitacionais, divididas em 2 pavimentos, foram adotadas então técnicas construtivas que levem em consideração as particularidades da obra.

Para a concepção do posicionamento dos pilares, como sugere Yopanan (2000), iniciou-se o lançamento pelo pavimento tipo de maneira a facilitar a visualização dos reflexos do lançamento dos mesmos nos demais pavimentos da edificação acima e abaixo do mesmo.

Assim foi possível se realizar o lançamento sem que houvesse a necessidade da utilização de vigas de transição, que quando utilizadas encarecem a obra.

Quanto ao distanciamento entre os pilares, optou-se por manter os vãos próximos aos 4 metros, buscando evitar vãos que impactassem muito significativamente a altura das vigas da edificação, visto que a edificação possui pés-direitos de menores dimensões, inferiores aos 3 m, e que a presença de vigas com dimensões elevadas pudesse vir a reduzi-lo ainda mais.

Durante o lançamento das vigas optou-se também por evitar panos de laje de tamanhos muito diferentes, visto que a presença destas diferenças implica na execução de lajes com espessuras muito diferentes, ou o superdimensionamento de muitos elementos, vindo a dificultar ou encarece a execução do empreendimento.

## 6 PRÉ-DIMENSIONAMENTO DA ESTRUTURA

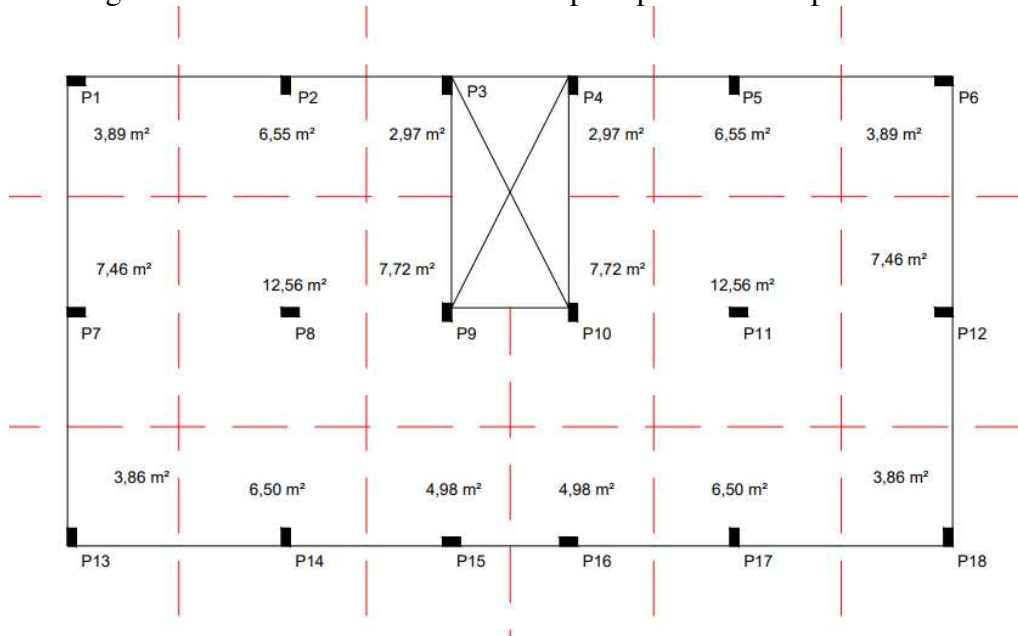
### 6.1 PILARES

Para o pré-dimensionamento dos pilares foi utilizado inicialmente o método proposto por Bastos (2015), para aplicação do mesmo assim como em diversos outros métodos é necessário estimar a carga aplicada na área de estrutura, assim segundo o próprio Bastos, para edifícios residenciais e de escritório, como é o caso para a presente edificação a carga estimada é de  $12\text{kN/m}^2$ .

Tendo em mãos a carga média, é necessário então descobrir quanto dessa carga é direcionada para cada um dos pilares, sendo utilizado então o método da área de influência, onde se traçam as mediatrizes entre os pilares separando a área de influência de cada um dos pilares.

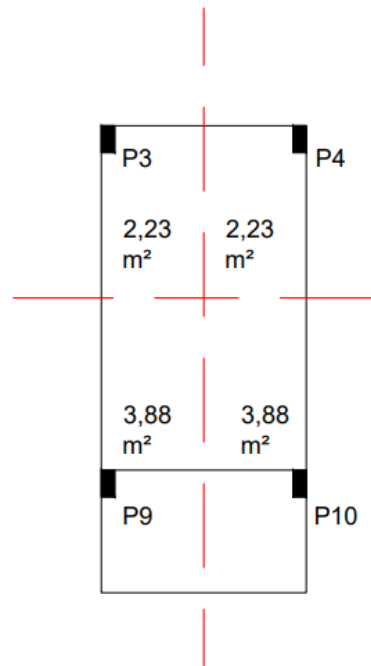
Para os pilares do pavimento tipo e reservatório da edificação, as mediatrizes e as respectivas áreas de influência se encontram demonstradas na Figura 4 e Figura 5.

Figura 4 - Área de influência de cada pilar pavimentos tipo e térreo



Fonte: Autor

Figura 5 - Área de influência de cada pilar pavimento Caixa d'água



Fonte: Autor

Sabendo a carga média e a área de influência de cada um dos pilares, é possível determinar então a força atuante em cada um deles através da multiplicação da área média pelo número de pavimentos ao qual cada pilar recebe carregamentos, como demonstrado pela equação 11.

$$N_k = p * A * n \quad 11$$

Onde:

P = carga total estimada.

A = área de influência.

n = número de pavimentos atuantes na seção analisada.

Buscando ainda representar situações onde existam esforços causados pela presença de momentos fletores, aplica-se ainda o fator de majoração ( $\alpha$ ), que leva em consideração a posição do pilar e adota os valores indicados na Tabela 9.

Tabela 9 – Coeficientes de majoração para pilares

Posição do pilar	$\alpha$
Interno	1,8
Extremidade	2,2
Canto	2,5

Fonte: Autor

A máxima resistência a compressão de um pilar por sua vez é dada através da equação 12.

$$N_{max} = 0,85 * f_{cd} * A_c + A_s * \sigma_s \quad 12$$

Reorganizando a equação de maneira a isolar  $A_c$ , considerando  $N_{max} = N_{eq}$  e substituindo o valor da taxa de armadura é possível simplificar a equação como descrito na equação 13.

$$A_c = \frac{N_{eq}}{0,85 * f_{cd} + \rho * \sigma_s} \quad 13$$

Considerando a taxa de armadura ( $\rho$ ), usualmente estimada entre 1,5% e 2,0%, e a tensão do aço, a tensão do aço pode ser obtida através da relação de tensão-deformação do aço, assumindo uma deformação de  $\varepsilon_{c2}$  do concreto como demonstrado na Lei de Hooke expressa pela equação 14:

$$\sigma = E * \varepsilon \quad 14$$

Assim, considerando as relações apresentadas acima:

$$\sigma_s = E_s * \varepsilon_{c2} \quad 15$$

Sabendo ainda que para concretos até C50, a deformação de encurtamento no início do patamar plástico ( $\varepsilon_{c2}$ ) é de 2,0‰.

E também que o módulo de elasticidade para o aço pode ser admitido como 210 GPa.

Substituindo os valores de deformação e módulo de elasticidade para os materiais utilizados na equação 15.

$$\sigma_s = \frac{2}{1000} * 210 * 10^9 = 420 * 10^6 = 420 \text{ MPa}$$

Por fim, obtém-se a resistência de cálculo do concreto aos 28 dias ( $f_{cd}$ ) através da equação 16:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1,4} \quad 16$$

Assim, levando em consideração os valores dos parâmetros gerais para todos os pilares,  $\sigma_s$ ,  $\rho$  e  $f_{cd}$ , juntamente com os fatores particulares para cada um dos pilares, (n) e  $N_{eq}$  é possível então pré-dimensionar a área de concreto para cada um dos pilares através da equação 13.

Observando ainda que para situações onde se utilizem medidas inferiores a 19 cm para o lado do pilar é necessário então multiplicar os esforços obtidos pelo fator ( $\gamma_n$ ), que terá os seguintes valores em função do comprimento mínimo de sua lateral:

Tabela 10 – Valores do coeficiente adicional  $\gamma_n$  para pilares e pilares-parede

b (cm)	$\geq 19$	18	17	16	15	14
$\gamma_n$	1,00	1,05	1,10	1,15	1,20	1,25

Fonte: ABNT NBR 6118: 2023-Tabela 13.1

Assim, como foram adotados inicialmente pilares possuiriam a mesma largura das alvenarias, 19 cm, o fator de correção aplicado é de 1,0 não existindo alteração na área da seção de concreto, sendo por fim foram verificadas as dimensões necessárias para cada um dos pilares.

Considerando-se também o item 13.2.3 da NBR que estipula que pilares devem possuir Seção transversal com área mínima de 360 cm<sup>2</sup>, adotaram-se então áreas de concreto para seções transversais dos pilares apresentadas na Tabela 11.

Tabela 11 – Áreas de concreto para seções dos pilares

Pilar	A influência (m <sup>2</sup> )	Posição	$\alpha$	n	Nk (kN)	Neq (kN)	$\gamma_n$	$\epsilon_s$	Es (Gpa)	$\sigma_s$ (Gpa)	Ac (cm <sup>2</sup> )	Ac corr. (cm <sup>2</sup> )	b (cm)	h min. (cm)	h adot. (cm <sup>2</sup> )	Ac. (cm <sup>2</sup> )
P1	3,89	Canto	2,5	3	140,04	350,10	1	0,002	210	0,42	131,55	131,55	19	7	19	361
P2	6,55	Extremidade	2,2	3	235,80	518,76	1	0,002	210	0,42	194,92	194,92	19	11	19	361
P3	2,97	Extremidade	2,2	4	142,56	313,63	1	0,002	210	0,42	117,84	117,84	19	7	19	361
P4	2,97	Extremidade	2,2	4	142,56	313,63	1	0,002	210	0,42	117,84	117,84	19	7	19	361
P5	6,55	Extremidade	2,2	3	235,80	518,76	1	0,002	210	0,42	194,92	194,92	19	11	19	361
P6	3,89	Canto	2,5	3	140,04	350,10	1	0,002	210	0,42	131,55	131,55	19	7	19	361
P7	7,46	Extremidade	2,2	3	268,56	590,83	1	0,002	210	0,42	222,00	222,00	19	12	19	361
P8	12,56	Interno	1,8	3	452,16	813,89	1	0,002	210	0,42	305,81	305,81	19	17	19	361
P9	7,72	Interno	1,8	4	370,56	667,01	1	0,002	210	0,42	250,62	250,62	19	14	19	361
P10	7,72	Interno	1,8	4	370,56	667,01	1	0,002	210	0,42	250,62	250,62	19	14	19	361
P11	12,56	Interno	1,8	3	452,16	813,89	1	0,002	210	0,42	305,81	305,81	19	17	19	361
P12	7,46	Extremidade	2,2	3	268,56	590,83	1	0,002	210	0,42	222,00	222,00	19	12	19	361
P13	3,86	Canto	2,5	3	138,96	347,40	1	0,002	210	0,42	130,53	130,53	19	7	19	361
P14	6,5	Extremidade	2,2	3	234,00	514,80	1	0,002	210	0,42	193,43	193,43	19	11	19	361
P15	4,98	Extremidade	2,2	3	179,28	394,42	1	0,002	210	0,42	148,20	148,20	19	8	19	361
P16	4,98	Extremidade	2,2	3	179,28	394,42	1	0,002	210	0,42	148,20	148,20	19	8	19	361
P17	6,5	Extremidade	2,2	3	234,00	514,80	1	0,002	210	0,42	193,43	193,43	19	11	19	361
P18	3,86	Canto	2,5	3	138,96	347,40	1	0,002	210	0,42	130,53	130,53	19	5	19	361

Fonte: Autor

## 6.2 VIGAS

Buscando realizar o pré-dimensionamento das vigas, utilizou-se o método proposto por Cunha (2014), que sugere que o dimensionamento da altura das vigas seja dado como uma proporção do vão vencido pelo elemento, dependendo da posição da viga na estrutura, e do apoio de outras vigas, desta forma são categorizadas em 4 situações distintas, como apresentado na Tabela 12.

$$h_{viga} = l_{vão} * x \quad 17$$

Onde:

x = proporção apresentada pela Tabela 12.

Tabela 12 – Coeficientes para pré-dimensionamento da altura das vigas

Caso	Posição da viga	Apoio a outra(s) Viga(s)	h.viga/ l. vão
1	Central	Sim	14%
2	Central	Não	10%
3	Periférica	Sim	10%
4	Periférica	Não	9%

Fonte: Cunha (2014)



### 6.2.1 Térreo

Realizando o mesmo procedimento de dimensionamento utilizado nos demais pavimentos, obtiveram-se os valores de altura (h) das vigas do pavimento térreo apresentados na Tabela 13, entretanto, optou-se por utilizar a altura de 45 cm para todas as vigas do pavimento, de maneira a melhorar o travamento e a rigidez da estrutura.

Tabela 13 – Pré-dimensionamento das Vigas para o pavimento térreo

Viga	l. vão (m)	Caso	h (m)	h adotado (m)
V1a	3,46	4	0,31	0,45
V1b	2,56	4	0,23	0,45
V1c	2,00	4	0,18	0,45
V1d	2,60	4	0,23	0,45
V1e	3,50	4	0,32	0,45
V2a	3,50	2	0,35	0,45
V2b	2,60	2	0,26	0,45
V2c	2,00	2	0,20	0,45
V2d	2,60	2	0,26	0,45
V2e	3,50	2	0,35	0,45
V3a	3,50	4	0,32	0,45
V3b	2,60	4	0,23	0,45
V3c	2,00	4	0,18	0,45
V3d	2,60	4	0,23	0,45
V3e	3,50	4	0,32	0,45
V4a	3,76	4	0,34	0,45
V4b	3,79	4	0,34	0,45
V5a	3,76	2	0,38	0,45
V5b	3,79	2	0,38	0,45
V6a	3,76	2	0,38	0,45
V6b	3,79	4	0,34	0,45
V7a	3,76	2	0,38	0,45
V7b	3,79	4	0,34	0,45
V8a	3,76	2	0,38	0,45
V8b	3,79	2	0,38	0,45
V9a	3,76	4	0,34	0,45
V9b	3,79	4	0,34	0,45

Fonte: Autor

## 6.2.2 Pavimento tipo

Tabela 14 – Pré-dimensionamento das Vigas Para o pavimento Tipo

Viga	l. vão (m)	Caso	h (m)	h adotado (m)
V1a	3,50	4,00	0,32	0,35
V1b	2,60	4,00	0,23	0,35
V1c	2,00	4,00	0,18	0,35
V1d	2,60	4,00	0,23	0,35
V1e	3,50	4,00	0,32	0,35
V2a	3,50	2,00	0,35	0,35
V2b	2,60	2,00	0,26	0,35
V2c	2,00	2,00	0,20	0,35
V2d	2,60	2,00	0,26	0,35
V2e	3,50	2,00	0,35	0,35
V3	3,50	2,00	0,35	0,35
V4	3,50	2,00	0,35	0,35
V5a	3,50	4,00	0,32	0,35
V5b	2,60	4,00	0,23	0,35
V5c	2,00	4,00	0,18	0,35
V5d	2,60	4,00	0,23	0,35
V5e	3,50	4,00	0,32	0,35
V6a	3,76	3,00	0,38	0,40
V6b	3,79	4,00	0,34	0,40
V7a	3,76	1,00	0,53	0,50
V7b	3,79	4,00	0,34	0,50
V8a	3,76	2,00	0,38	0,40
V8b	3,79	4,00	0,34	0,40
V9a	3,76	2,00	0,38	0,40
V9b	3,79	4,00	0,34	0,40
V10a	3,76	1,00	0,53	0,50
V10b	3,79	2,00	0,38	0,50
V11a	3,76	3,00	0,38	0,40
V11b	3,79	4,00	0,34	0,40

Fonte: Autor

### 6.2.3 Cobertura

Tabela 15 – Pré-dimensionamento das vigas para o pavimento Cobertura

Viga	l. vão (m)	Caso	h (m)	h adotado (m)
V1a	3,50	4	0,32	0,35
V1b	2,60	4	0,23	0,35
V1c	2,00	4	0,18	0,35
V1d	2,60	4	0,23	0,35
V1e	3,50	4	0,32	0,35
V2a	3,50	2	0,35	0,35
V2b	2,60	2	0,26	0,35
V2c	2,00	2	0,20	0,35
V2d	2,60	2	0,26	0,35
V2e	3,50	2	0,35	0,35
V3a	3,50	4	0,32	0,35
V3b	2,60	4	0,23	0,35
V3c	2,00	4	0,18	0,35
V3d	2,60	4	0,23	0,35
V3e	3,50	4	0,32	0,35
V4a	3,76	4	0,34	0,35
V4b	3,79	4	0,34	0,35
V5a	3,76	2	0,38	0,40
V5b	3,79	2	0,38	0,40
V6a	3,76	2	0,38	0,40
V6b	3,79	4	0,34	0,40
V7a	3,76	2	0,38	0,40
V7b	3,79	4	0,34	0,40
V8a	3,76	2	0,38	0,40
V8b	3,79	2	0,38	0,40
V9a	3,76	4	0,34	0,35
V9b	3,79	4	0,34	0,35

Fonte: Autor

### 6.2.4 Caixa d'água

Tabela 16 – Pré-dimensionamento da Vigas para o pavimento Caixa-d'água

Viga	l. vão (m)	Caso	h (m)	h adotado (m)
V1	2,00	4	0,18	0,40
V2	2,00	2	0,20	0,40
V3	2,00	4	0,18	0,40
V4a	1,08	3	0,11	0,40
V4b	3,72	4	0,33	0,40
V5a	1,08	3	0,11	0,40
V5b	3,72	4	0,33	0,40

Fonte: Autor

Tabela 17 – Pré-dimensionamento da Vigas Cobertura Caixa d'água

Viga	l. vão (m)	Caso	h (m)	h adotado (m)
V1	2,00	4	0,18	0,35
V2	2,00	2	0,20	0,35
V3	2,00	4	0,18	0,35
V4a	1,08	3	0,11	0,35
V4b	3,72	4	0,33	0,35
V5a	1,08	3	0,11	0,35
V5b	3,72	4	0,33	0,35

Fonte: Autor

### 6.3 LAJES

Para o caso das lajes Maciças, como analisado por CEOTTO (1985). Pode-se afirmar que caso a laje seja armada em duas direções (armadura bidirecional), a altura da laje nestes casos pode ser estimada entre os limites de  $\frac{l_x}{50}$  e  $\frac{l_x}{40}$ , caso a relação ( $\lambda$ ) seja maior que 2, essas relações são substituídas então por  $\frac{l_x}{45}$  e  $\frac{l_x}{30}$ .

Assim, aplicando a relação proposta acima para o pré-dimensionamento das lajes dos pavimentos térreo e cobertura obtém-se os valores de pré-dimensionamento contidos nas tabelas a seguir:

Tabela 18 – Pré-dimensionamento lajes maciças pavimento térreo

Laje	lx (m)	ly (m)	$\lambda$	Tipo de armação	h (m)	h adotado (m)
L1	3,46	3,71	1,072	Bidirecional	0,09	0,10
L2	2,52	3,71	1,472	Bidirecional	0,06	0,10
L3	2,52	3,71	1,472	Bidirecional	0,06	0,10
L4	3,46	3,71	1,072	Bidirecional	0,09	0,10
L5	3,46	3,72	1,075	Bidirecional	0,09	0,10
L6	2,52	3,72	1,476	Bidirecional	0,06	0,10
L7	2,00	3,72	1,860	Bidirecional	0,05	0,10
L8	2,52	3,72	1,476	Bidirecional	0,06	0,10
L9	3,46	3,72	1,075	Bidirecional	0,09	0,10

Fonte: Autor

Tabela 19 – Pré-dimensionamento lajes maciças pavimento tipo

Laje	lx (m)	ly (m)	$\lambda$	Tipo de armação	h (m)	h adotado (m)
L1	3,46	3,71	1,072	Bidirecional	0,09	0,08
L2	2,52	3,71	1,472	Bidirecional	0,06	0,08
L3	2,52	3,71	1,472	Bidirecional	0,06	0,08
L4	3,46	3,71	1,072	Bidirecional	0,09	0,08
L5	1,30	3,46	2,662	unidirecional	0,04	0,08
L6	2,28	3,46	1,518	Bidirecional	0,06	0,08
L7	2,52	3,72	1,476	Bidirecional	0,06	0,08
L8	2,00	3,72	1,860	Bidirecional	0,05	0,08
L9	2,52	3,72	1,476	Bidirecional	0,06	0,08
L10	1,30	3,46	2,662	unidirecional	0,04	0,08
L11	2,28	3,46	1,518	Bidirecional	0,06	0,08

Fonte: Autor

Tabela 20 – Pré-dimensionamento lajes maciças cobertura

Laje	lx (m)	ly (m)	$\lambda$	Tipo de armação	h (m)	h adotado (m)
L1	3,46	3,71	1,072	Bidirecional	0,09	0,09
L2	2,52	3,71	1,472	Bidirecional	0,06	0,08
L3	2,52	3,71	1,472	Bidirecional	0,06	0,08
L4	3,46	3,71	1,072	Bidirecional	0,09	0,09
L5	3,46	3,72	1,075	Bidirecional	0,09	0,09
L6	2,52	3,72	1,476	Bidirecional	0,06	0,08
L7	2,00	3,72	1,860	Bidirecional	0,05	0,08
L8	2,52	3,72	1,476	Bidirecional	0,06	0,08
L9	3,46	3,72	1,075	Bidirecional	0,09	0,09

Fonte: Autor

Tabela 21 – Pré-dimensionamento lajes maciças Caixa d'água

Laje	lx (m)	ly (m)	$\lambda$	Tipo de armação	h (m)	h adotado (m)
L1	2,00	3,72	1,860	Bidirecional	0,05	0,12
L2	1,08	2,00	1,852	Bidirecional	0,03	0,12

Fonte: Autor

## 7 DIMENSIONAMENTO DAS LAJES

### 7.1 ANÁLISE ESTRUTURAL

Buscando realizar a análise estrutural, existem diferentes soluções que podem ser empregadas, ficando a cargo do calculista a adoção do modelo mais adequado para cada situação, bem como as verificações necessárias a cada um destes modelos.

Os modelos de análise possíveis de serem utilizados se dividem, segundo a NBR 6118:2023, nas seguintes categorias:

- Análise linear
- Análise linear com redistribuição
- Análise plástica
- Análise não linear
- Análise através de modelos físicos.

Neste trabalho será considerado o método de análise linear, assumindo o comportamento elástico-linear dos materiais, bem como as simplificações admitidas pela norma referentes a análise global da estrutura e análise dos elementos estruturais no estado-limite último.

Para o dimensionamento das lajes, caracterizadas segundo o item 14.7 da norma, como estruturas com elementos em placa, o dimensionamento se dá através da garantia das hipóteses básicas de cálculo, caracterização da geometria dos elementos e por fim definição do método de análise a ser adotado, um procedimento similar é adotado para análise dos demais elementos estruturais, observando-se suas particularidades.

A análise dos elementos em placas, segundo o procedimento apresentado pela NBR6118:2023, exige a garantia de algumas hipóteses básicas, são elas:

- Manutenção da seção plana após a deformação, em faixas suficientes estreitas;
- Representação dos elementos por seu plano médio;

## 7.2 DIMENSÕES

A caracterização da geometria para elementos com placas, como é o caso das lajes, necessita da definição de alguns parâmetros de dimensionamento, como por exemplo, os vãos efetivos da estrutura, cujo valor de cálculo é dado através da equação 18.

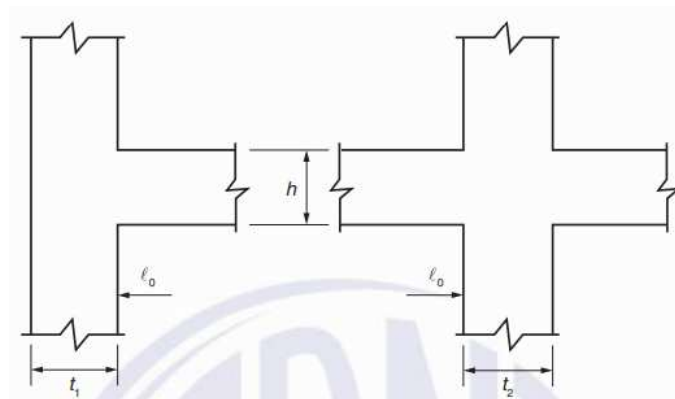
$$l_{ef} = l_0 + a_1 + a_2 \quad 18$$

Onde:

$a_1$  é dado pelo menor valor entre  $(t_1/2)$  e  $0,3 h$ .

As medidas de  $\frac{t_1}{2}$  e  $h$  podem ser visualizadas na Figura 6.

Figura 6 - Vão efetivo



Fonte: ABNT NBR 6118:2023 Figura 14.5

### Cálculo do vão efetivo para Laje L1 do pavimento tipo.

$$h = 0,08 \text{ m}$$

$$l_x = 3,46 \text{ m}$$

$$t_1 x = 0,19 \text{ m}$$

$$t_2 x = 0,19 \text{ m}$$

### Cálculo de $a_1 x$ e $a_2 x$

$$\left(\frac{t_1}{2}\right) = \left(\frac{0,19}{2}\right) = 0,095 \text{ m}$$

$$0,3 * h = 0,3 * 0,08 = 0,024 \text{ m} = 0,024 = 0,024 \text{ m} = 2,4 \text{ cm}$$

Assim o valor de  $a_1 x$  é dado pelo menor entre os dois valores obtidos, logo de  $a_1 x = 0,024 \text{ m}$ .

Aplicando o mesmo processo de cálculo para  $a_2 x$  obtém-se o valor de  $0,024 \text{ m}$ .



$$a_1x = 0,024 \text{ m}$$

$$a_2x = 0,024 \text{ m}$$

Aplicando os valores obtidos para  $a_1x$  e  $a_2x$  a equação 18:

$$l_{xef} = 3,46 + 0,024 + 0,024 \text{ m} = 3,51 \text{ m}$$

Aplicando o mesmo procedimento de cálculo para na direção do menor vão para as demais lajes do pavimento tipo obtém-se os valores da Tabela 22.

Tabela 22 – Vãos efetivos na direção x

Laje	h (m)	lx (m)	t1x (m)	t2x (m)	a1x (m)	a2x (m)	lxef (m)
Laje 1	0,08	3,46	0,19	0,19	0,02	0,02	3,51
Laje 2	0,08	2,52	0,19	0,19	0,02	0,02	2,57
Laje 3	0,08	2,52	0,19	0,19	0,02	0,02	2,57
Laje 4	0,08	3,46	0,19	0,19	0,02	0,02	3,51
Laje 5	0,08	1,3	0,19	0,19	0,02	0,02	1,35
Laje 6	0,08	2,28	0,19	0,19	0,02	0,02	2,33
Laje 7	0,08	2,52	0,19	0,19	0,02	0,02	2,57
Laje 8	0,08	2,00	0,19	0,19	0,02	0,02	2,05
Laje 9	0,08	2,52	0,19	0,19	0,02	0,02	2,57
Laje 10	0,08	1,3	0,19	0,19	0,02	0,02	1,35
Laje 11	0,08	2,28	0,19	0,19	0,02	0,02	2,33

Fonte: Autor

Aplicando agora a equação 1 para os vãos na direção y para as lajes do pavimento tipo obtém-se os valores contidos na Tabela 23.

Tabela 23 – Vãos efetivos na direção y

Laje	h (m)	ly (m)	t1y (m)	t2y (m)	a1y (m)	a2y (m)	lyef (m)
Laje 1	0,08	3,71	0,19	0,19	0,02	0,02	3,76
Laje 2	0,08	3,71	0,19	0,19	0,02	0,02	3,76
Laje 3	0,08	3,71	0,19	0,19	0,02	0,02	3,76
Laje 4	0,08	3,71	0,19	0,19	0,02	0,02	3,76
Laje 5	0,08	3,46	0,19	0,19	0,02	0,02	3,51
Laje 6	0,08	3,46	0,19	0,19	0,02	0,02	3,51
Laje 7	0,08	3,72	0,19	0,19	0,02	0,02	3,77
Laje 8	0,08	3,72	0,19	0,19	0,02	0,02	3,77
Laje 9	0,08	3,72	0,19	0,19	0,02	0,02	3,77
Laje 10	0,08	3,46	0,19	0,19	0,02	0,02	3,51
Laje 11	0,08	3,46	0,19	0,19	0,02	0,02	3,51

Fonte: Autor

### 7.3 AÇÕES ATUANTES NAS LAJES

De maneira a garantir a segurança, é exigido pela NBR6118:2023 que sejam levadas em consideração todas as ações atuantes na estrutura que possam produzir efeitos significativos sobre a mesma, desta forma as ações são categorizadas da seguinte maneira:

- Ações permanentes
- Ações permanentes diretas
- Peso próprio
- Peso dos elementos construtivos fixos de instalações permanentes
- Empuxos permanentes
- Ações permanentes indiretas

#### 7.3.1 Ações permanentes

##### 7.3.1.1 Carregamentos dos componentes

Ações permanentes são aquelas que atuarão sobre a estrutura com valores constantes ou quase constantes ao longo do tempo, a categorização deste tipo de carregamento é feita pelo item 11.3 da norma, sendo apresentados os dimensionamentos a seguir.

Segundo a NBR 2120:2019, é possível utilizar os valores da tabela 1 da norma, referente aos materiais de construção, e as tabelas de 2 a 9, referentes aos componentes construtivos, para calcular as ações exercidas nas estruturas de concreto armado. Tais valores podem ser utilizados quando não há uma determinação experimental mais rigorosa disponível.

Assumindo ser este o caso da edificação estudada, analisando as tabelas 1,2 e 9, foram obtidos os valores dos materiais utilizados na construção, os resumos de carregamento destes materiais se encontram descritos na Tabela 24 e Tabela 25.

Tabela 24 – Peso específico aparente dos materiais

Material	Peso específico Aparente (kN/m <sup>3</sup> )
Concreto armado	25,00
Argamassa cal, cimento e areia	19,00

Fonte: ABNT NBR 6120:2019

Tabela 25 – Peso dos componentes

Componente	Peso (kN/m <sup>2</sup> )
Revestimentos de pisos de edifícios residenciais e comerciais com espessura de 5 cm	1,00
Impermeabilizações em coberturas com manta asfáltica e proteção mecânica, sem revestimento (espessura de 10 cm)	1,80
Forro de gesso acartonado, inclui estrutura de suporte	0,25

Fonte: ABNT NBR 6120:2019

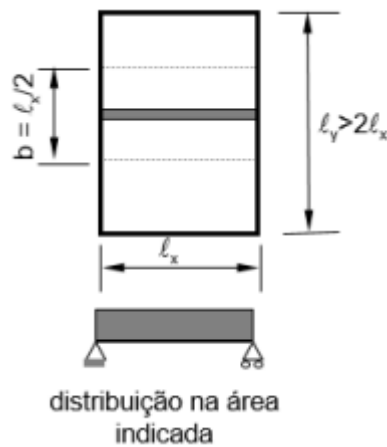
### 7.3.1.2 Carregamentos das alvenarias

É necessário também calcular a carga permanentes das alvenarias atuando diretamente sobre as lajes, diferente da determinação dos carregamentos provenientes de materiais distribuídos, os cálculos das cargas de alvenaria levam em consideração a posição da aplicação.

A definição do carregamento leva em consideração ainda o tipo de laje que receberá o carregamento, para laje unidirecionais, esta definição é feita levando em consideração o sentido do vão e a continuidade da alvenaria posicionada.

Considerando as lajes do projeto desenvolvido, as lajes unidirecionais 5 e 10 recebem as cargas de alvenaria do bwc, nesta situação a definição do carregamento ocorre como apresentado na Figura 7.

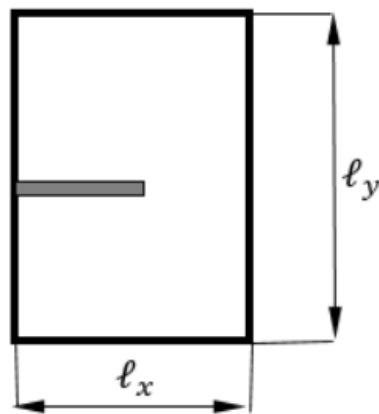
Figura 7 - Carregamento de alvenaria em laje unidirecional



Fonte: (Perlin et al. 2020).

Em situações onde a laje que recebe estes carregamentos é bidirecional, e recebe uma única alvenaria, como apresentado na Figura 8, o cálculo do carregamento é feito através da equação 19.

Figura 8 - Carregamento de alvenaria isolada em laje bidirecional



Fonte: (Apostila Estruturas de Concreto Armado II (PERLIN, PINTO e PADARATZ, 2020, figura 3.15)

$$g_{par} = \frac{V_a * \gamma_{par}}{l_x * l_y} * K$$

19

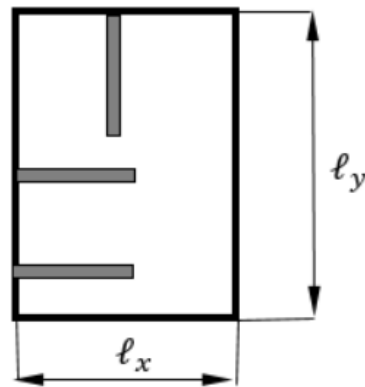
Onde:

K = coeficiente de posicionamento da alvenaria (varia de 1,0 a 1,5)

Em situações onde existem várias alvenarias posicionadas sobre a laje bidirecional, como representado na Figura 9, considera-se que o carregamento se encontra distribuído ao longo de toda a sua área, não sendo necessário levar em consideração o fator de dimensionamento  $k$  na equação 19.

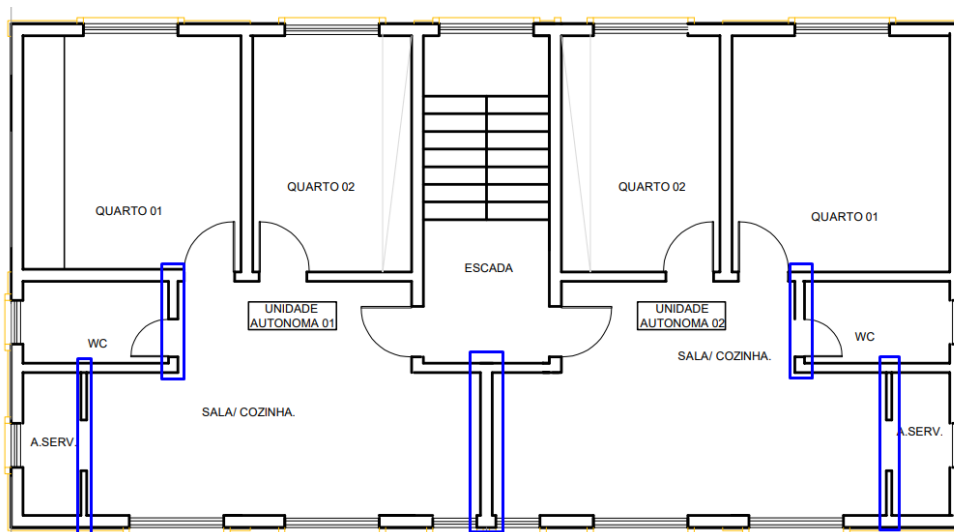
A Figura 10 apresenta todas as alvenarias posicionadas sobre lajes no pavimento tipo da edificação, sendo demonstrada na Figura 11 o posicionamento da alvenaria sobre a laje unidirecional, e na Figura 12 o posicionamento das alvenarias sobre lajes bidirecionais do pavimento.

Figura 9 - Carregamento de várias alvenarias em laje bidirecional



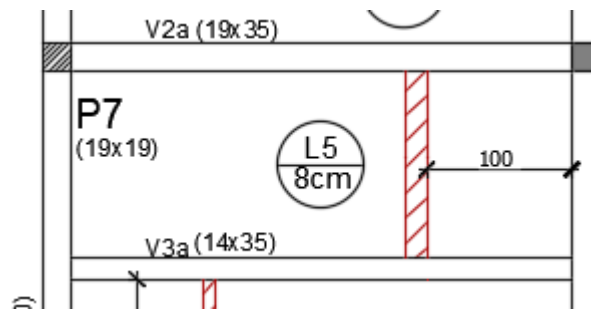
Fonte: (Perlin et al. 2020).

Figura 10 - Alvenarias sobre lajes da edificação



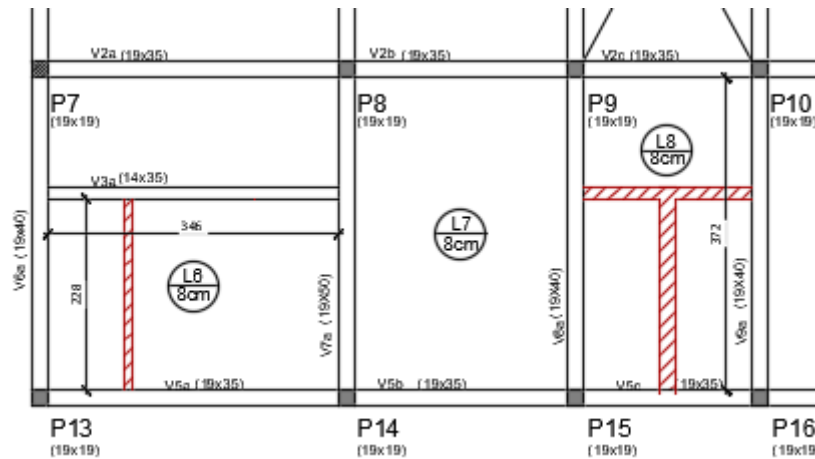
Fonte: Autor

Figura 11 - Alvenaria sobre laje unidirecional



Fonte: Autor

Figura 12 - Alvenaria sobre laje bidirecional



Fonte: Autor

- **Lajes 5 e 10:**

Nesta situação o carregamento da alvenaria, composta por bloco cerâmico de vedação com espessura de 14 cm, com revestimento de 2,5 cm por face, segundo a NBR6120:2019, apresentará um carregamento de 2,1 kN/m<sup>2</sup> de alvenaria. Assim considerando o pé direito de 2,80 m, resulta em uma carga de alvenaria de 5,88 kN/m<sup>2</sup>.

$$g_{par} = \frac{5,88 * 1,3}{3,46 * 1,30} * 1,3 = 2,21 \text{ kN/m}^2$$

No pavimento da edificação, existem 3 lajes bidirecionais que recebem carregamentos diretos das alvenarias, são elas as lajes 6 e 11 que recebem um elemento isolado, e a laje 8 que recebe várias alvenarias.

• **Lajes 6 e 11**

As lajes 6 e 11 recebem o carregamento proveniente da alvenaria de separação entre cozinha e área de serviço, considerando bloco cerâmico de 9 cm, com revestimento de 1 cm por face, conforme a NBR6120:2019, considerou-se um carregamento de 1,1 kN/m<sup>2</sup>, admitindo o pé-direito de 2,8m, o carregamento distribuído devido a alvenaria será de 3,08 kN/m.

$$g_{par} = \frac{3,08 * 2,58}{2,58 * 3,78} * 1,2 = 0,98 \text{ kN/m}^2$$

• **Laje 8**

Como para a situação da laje 8 , as alvenarias se encontram espalhadas utiliza-se a equação 19, sem se considerar o coeficiente K, devido a maior distribuição dos elementos, como neste caso a alvenaria possui espessura de 19 cm, considerando bloco cerâmico de 14 cm com revestimento de 2,5 cm em ambas as faces, segundo a NBR6120:2019 considera-se uma carga de 2,1 kN/m<sup>2</sup> de alvenaria, considerando o pé-direito de 2,8 m, obtém-se a carga linear de 5,88 kN/m.

$$g_{par} = \frac{5,88 * 4,35}{2,58 * 3,78} = 2,63 \text{ kN/m}^2$$

Assim, aplicando os valores dos materiais e componentes pertinentes, para cada uma das lajes do edifício obtiveram-se os valores presentes na Tabela 26 .

Tabela 26 – Cargas Permanentes atuantes no pavimento Tipo

Laje	Concreto Armado		Revestimento Piso	Reboco teto (1,5 cm)	Forro de Gesso Acartonado	Alvenaria	Total (kN/m <sup>2</sup> )
	Espessura (m)	Carga (kN/m <sup>2</sup> )					
L1	0,08	2,00	1,00	0,29	0,00	0,00	3,29
L2	0,08	2,00	1,00	0,29	0,00	0,00	3,29
L3	0,08	2,00	1,00	0,29	0,00	0,00	3,29
L4	0,08	2,00	1,00	0,29	0,00	0,00	3,29
L5	0,08	2,00	1,00	0,29	0,25	2,21	5,75

L6	0,08	2,00	1,00	0,29	0,25	0,98	4,52
L7	0,08	2,00	1,00	0,29	0,00	0,00	3,29
L8	0,08	2,00	1,00	0,29	0,00	2,63	5,92
L9	0,08	2,00	1,00	0,29	0,00	0,00	3,29
L10	0,08	2,00	1,00	0,29	0,25	2,21	5,75
L11	0,08	2,00	1,00	0,29	0,25	0,98	4,52

Fonte: Autor

### 7.3.2 Ações variáveis diretas

Caracterizadas pela norma entre variáveis diretas e indiretas, sendo as diretas referentes aos carregamentos de utilização da edificação, provenientes do vento e da água e ações variáveis de construção, e as indiretas referentes aos esforços em decorrência da mudança de temperatura, choque ou vibrações

No dimensionamento das lajes para o corrente projeto serão levadas em consideração apenas os carregamentos variáveis diretos decorrentes da utilização da edificação, em função do seu maior impacto no dimensionamento, sendo os carregamentos devido ao vento, levados em consideração apenas na determinação da estabilidade global da edificação realizada posteriormente neste trabalho.

Tabela 27 – Carregamentos Acidentais Atuantes no Pavimento Tipo

Laje	Carregamento (kN/m <sup>2</sup> )
L1	1,50
L2	1,50
L3	1,50
L4	1,50
L5	1,50
L6	1,50
L7	1,50
L8	1,50
L9	1,50
L10	1,50
L11	1,50

Fonte: Autor

### 7.3.3 Combinações de ações

De acordo com a NBR 6118:2023, os carregamentos são definidos pelos conjuntos de ações que possam vir a impactar de maneira significativa a estrutura durante um determinado



período, assim, buscando garantir a segurança da estrutura deve-se realizar as verificações necessárias em relação ao estados-limites últimos utilizando as combinações últimas e as verificações com relação aos estados limites de serviço utilizando as combinações de serviço.

### 7.3.3.1 Combinações últimas

As combinações últimas são subdivididas em normais, especiais ou de construção e combinações últimas especiais.

Para este trabalho foi considerada a condição última normal, onde devem estar incluídas as ações permanentes e a ação variável principal, com seus valores característicos e as demais ações variáveis, consideradas secundárias, reduzidas de combinação, como demonstrado na equação 20:

$$F_d = \gamma_g F_{gk} + \gamma_{\varepsilon g} F_{\varepsilon gk} + \gamma_q (F_{q1k} + \sum \Psi_{0j} F_{Qjk}) + \gamma_{\varepsilon q} \Psi_{0\varepsilon} F_{\varepsilon qk} \quad 20$$

Onde:

$F_d$  = Valor de cálculo das ações para combinação última

$F_{gk}$  = Valor das ações permanentes diretas

$F_{qk}$  = ações variáveis diretas

$F_{\varepsilon k}$  = ações indiretas permanentes

$\Psi_{0j}, \Psi_{0\varepsilon}$  = Coeficientes de ponderação das ações tabela (11.1)

$\gamma_g, \gamma_{\varepsilon g}, \gamma_q, \gamma_{\varepsilon q}$  = Coeficientes de ponderação das ações (11.2)

Considerando apenas as ações permanentes diretas e variáveis diretas, reduz-se então a equação a forma apresentada pela equação 21:

$$F_d = \gamma_g F_{gk} + \gamma_q (F_{q1k} + \sum \Psi_{0j} F_{Qjk}) \quad 21$$

### 7.3.3.2 Combinações de serviço

No caso das combinações de serviço, estas são classificadas conforme sua duração, sendo divididas em 3 categorias: quase permanente, combinações frequentes e combinações raras.

### 7.3.3.3 Combinações quase permanentes (CQP)

É a combinação de esforços que atua por grande parte do período de vida da estrutura, pode ser descrita através da expressão 22:

$$F_{d,ser} = \sum F_{gi,k} + \sum \Psi_{2j} F_{qj,k} \quad 22$$

Neste caso, todas as ações variáveis são consideradas com seus valores quase permanentes.

#### 7.3.3.4 Combinações frequentes (CF)

São aquelas que se repetem muitas vezes durante o período de vida da estrutura, levando sua consideração a ser necessária em verificações dos estados-limite de formação de fissura e vibrações excessivas, além também de verificações de deformações em decorrência do vento ou da variação de temperatura, pode ser descrita através da equação 23:

$$F_{d,ser} = \sum F_{gi,k} + \sum \Psi_{1j} F_{qj,k} \quad 23$$

#### 7.3.3.5 Combinação rara de serviço (CR)

São aquelas que ocorrem algumas vezes durante o período de vida útil da estrutura, podendo ser necessárias a verificação do estado-limite de formação de fissuras, tem seu valor dada pela equação 24:

$$F_{d,ser} = \sum F_{gi,k} + F_{q1k} + \sum \Psi_{1j} F_{qj,k} \quad 24$$

Nesta combinação a ação variável principal  $F_{q1}$  é tomada com seu valor característico e todas as demais ações são tomadas com seus valores frequentes.

### 7.3.4 Coeficientes de ponderação

Seguindo as recomendações do item 11.7 da norma 6118:2023 verificam-se então os coeficientes de ponderação das ações, assim, utilizam-se as tabelas 11.1 e 11.2 da norma para obtenção dos coeficientes de majoração,  $\gamma_f = \gamma_{f1} * \gamma_{f3}$  e  $\gamma_2$ .

Tabela 28 – Coeficiente  $\gamma_f = \gamma_{f1} * \gamma_{f3}$ 

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

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

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

Fonte: NBR 6118:2023 tabela 11.1

Tabela 29 – Coeficiente  $\gamma_{f2}$ 

Ações		$\gamma_{f2}$		
		$\psi_0$	$\psi_1^a$	$\psi_2$
<b>Cargas acidentais de edifícios</b>	Locais em que não há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas <sup>b</sup>	0,5	0,4	0,3
	Locais em que há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, ou de elevada concentração de pessoas <sup>c</sup>	0,7	0,6	0,4
	Biblioteca, arquivos, oficinas e garagens	0,8	0,7	0,6
<b>Vento</b>	Pressão dinâmica do vento nas estruturas em geral	0,6	0,3	0
<b>Temperatura</b>	Variações uniformes de temperatura em relação à média anual local	0,6	0,5	0,3

<sup>a</sup> Para os valores de  $\psi_1$  relativos às pontes e principalmente para os problemas de fadiga, ver Seção 23.  
<sup>b</sup> Edifícios residenciais.  
<sup>c</sup> Edifícios comerciais, de escritórios, estações e edifícios públicos.

Fonte: NBR 6118:2023 tabela 11.2

A Tabela 30 apresenta os coeficientes de ponderação utilizados, considerando uma situação desfavorável para as cargas permanentes para um edifício residencial, onde não há

predominância de pesos de equipamento por longos períodos ou concentração de pessoas, sob condições últimas normais.

Tabela 30 – Coeficientes de ponderação

$\Psi_0$	0,5
$\Psi_1$	0,4
$\Psi_2$	0,3
$\gamma_g$	1,4
$\gamma_q$	1,4

Fonte: NBR 6118 tabela 11.2

Aplicando os coeficientes obtidos na Tabela 30 à equação 21 para as ações do estado limite último, e equações 22, 23 e 24 para o estado limite de serviço, obtém-se os valores contidos na Tabela 31.

### 7.3.5 Cálculo das combinações

Tabela 31 – Combinações de ações

Laje	Carga permanente (g) (kN/m <sup>2</sup> )	Cargas acidentais(q) (kN/m <sup>2</sup> )	$\gamma_g$	$\gamma_q$	$\Psi_1$	$\Psi_2$	Combinação última $\gamma_g * f_g + \gamma_q * f_q$ (kN/m <sup>2</sup> )	CPQ $f_g + \Psi_2 f_q$ (kN/m <sup>2</sup> )	CF $F_g + \Psi_1 * F_q$ (kN/m <sup>2</sup> )	CR $F_g + F_q$ (kN/m <sup>2</sup> )
L1	3,285	1,50	1,4	1,4	0,4	0,3	6,70	3,74	3,89	4,79
L2	3,285	1,50	1,4	1,4	0,4	0,3	6,70	3,74	3,89	4,79
L3	3,285	1,50	1,4	1,4	0,4	0,3	6,70	3,74	3,89	4,79
L4	3,285	1,50	1,4	1,4	0,4	0,3	6,70	3,74	3,89	4,79
L5	5,745	1,50	1,4	1,4	0,4	0,3	10,14	6,20	6,35	7,25
L6	4,515	1,50	1,4	1,4	0,4	0,3	8,42	4,97	5,12	6,02
L7	3,285	1,50	1,4	1,4	0,4	0,3	6,70	3,74	3,89	4,79
L8	5,915	1,50	1,4	1,4	0,4	0,3	10,38	6,37	6,52	7,42
L9	3,285	1,50	1,4	1,4	0,4	0,3	6,70	3,74	3,89	4,79
L10	5,745	1,50	1,4	1,4	0,4	0,3	10,14	6,20	6,35	7,25
L11	4,515	1,50	1,4	1,4	0,4	0,3	8,42	4,97	5,12	6,02

Fonte: Autor

## 7.4 CONDIÇÕES DE APOIO

A verificação das condições de apoio das lajes bidirecionais é dada através da análise das condições de engastamento apresentadas na Tabela 32.

Tabela 32 – Condições de engastamento das lajes

Condição 1	A espessura da laje adjacente deve ser maior que: $h - 2\text{cm}$
Condição 2	Quando houver ao menos $2/3$ do comprimento do vão com continuidade em relação a laje adjacente.
Condição 3	O vão da laje adjacente deve ser maior ou igual a $2/3$ da laje a ser engastada.
Condição 4	O carregamento da laje adjacente deve ser semelhante ao da laje a ser engastada.

Fonte: Autor

### 7.4.1 Verificação das condições de continuidade:

Observando as características do pavimento tipo, as condições 1 e 4 foram consideradas atendidas para todas as lajes.

Para condição 1, verificou-se que as espessuras das lajes adotadas para o pavimento tipo possuem variação inferior aos 2 cm admitidos para invalidar o engastamento, sendo, portanto, essa condição considerada como atendida em todas as situações para este pavimento.

Para a condição 4, como todas as lajes se destinam ao uso residencial e os somatórios de cargas se encontram próximos, foi adotado que os carregamentos são semelhantes o suficiente, sendo então este critério atendido para todas as situações de vinculação do pavimento tipo.

Os valores para as condições 2 e 3 foram avaliados para cada uma das lajes, sendo os resultados para condição de engastamento 2 apresentados na Tabela 33 e condição de engastamento 3 apresentados pela Tabela 34.

### 7.4.1.1 Condição de engastamento 2

Tabela 33 – Condições de engastamento 2

LA	LB	Continuidade	Condição
L1	L2	Plena	Atendido
L1	L5	Plena	Atendido
L2	L1	Plena	Atendido
L2	L7	Plena	Atendido
L3	L4	Plena	Atendido
L3	L9	Plena	Atendido
L4	L3	Plena	Atendido
L4	L10	Plena	Atendido
L5	L1	Plena	Atendido
L5	L6	Plena	Atendido
L5	L7	Plena	Atendido
L6	L5	Plena	Atendido
L6	L7	Plena	Atendido
L7	L2	Plena	Atendido
L7	L5	Plena	Atendido
L7	L6	Plena	Atendido
L7	L8	Plena	Atendido
L8	L7	Plena	Atendido
L8	L9	Plena	Atendido
L9	L3	Plena	Atendido
L9	L8	Plena	Atendido
L9	L10	Plena	Atendido
L9	L11	Plena	Atendido
L10	L4	Plena	Atendido
L10	L9	Plena	Atendido
L10	L11	Plena	Atendido
L11	L9	Plena	Atendido
L11	L10	Plena	Atendido

Fonte: Autor

Situações onde não foi possível se realizar o engastamento:

- L5→L7: Considerando que a laje 5 se trata de uma laje unidirecional no sentido ortogonal ao da vinculação, não é possível realizar o engastamento entre as mesmas.
- L10→L9: Considerando que a laje 10 se trata de uma laje unidirecional no sentido ortogonal ao da vinculação, não é possível realizar o engastamento entre as mesmas.

### 7.4.1.2 Condição de engastamento 3

Aplicando as informações dos vãos da laje que se deseja engastar (LA) na laje onde se deseja fazer o engaste (LB) obtiveram-se as informações de engaste apresentadas pela Tabela 34:

Tabela 34 – Condição de Engastamento 3

Verificação	LB/LA	Condição
L1→L2	0,73	Atendido
L1→L5	0,36	Não atendido
L2→L1	1,37	Atendido
L2→L7	1,00	Atendido
L3→L4	1,37	Atendido
L3→L9	1,00	Atendido
L4→L3	0,73	Atendido
L4→L10	0,36	Não atendido
L5→L1	2,60	Atendido
L5→L6	1,73	Atendido
L5→L7	1,91	Atendido
L6→L5	0,58	Não atendido
L6→L7	0,73	Atendido
L7→L2	1,00	Atendido
L7→L5	1,37	Atendido
L7→L6	1,37	Atendido
L7→L8	1,47	Atendido
L8→L7	1,25	Atendido
L8→L9	1,25	Atendido
L9→L3	1,00	Atendido
L9→L8	1,00	Atendido
L9→L10	1,37	Atendido
L9→L11	1,37	Atendido
L10→L4	2,60	Atendido
L10→L9	1,91	Atendido
L10→L11	1,73	Atendido
L11→L9	1,07	Atendido
L11→L10	0,58	Não atendido

Fonte: Autor

Para o caso das Lajes 1 e 5 com armadura unidirecional, optou-se por não engastar as lajes no sentido se secundário.



Tendo avaliado todas as condições de engastamento para as lajes do pavimento tipo, chega-se ao seguinte resumo das condições de engastamento contido na Tabela 35.

Tabela 35 – Resumo de Engastamento das Lajes do Pavimento tipo

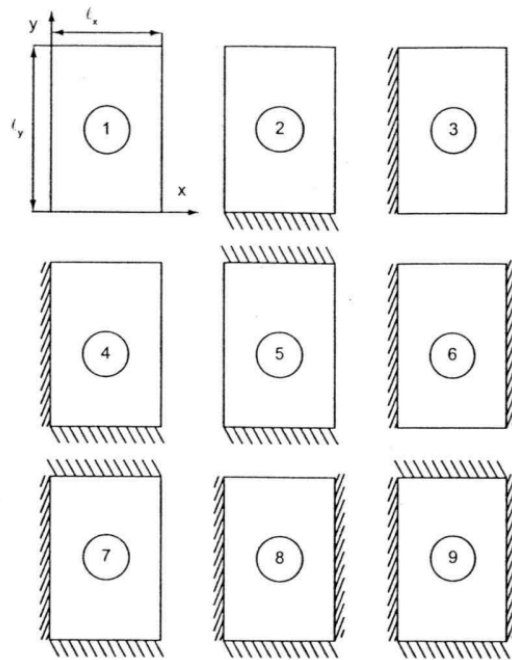
Laje	Condição 1	Condição 2	Condição 3	Resultado
L1→L2	Atendido	Atendido	Atendido	Engastada
L1→L5	Atendido	Atendido	Não atendido	Apoiada
L2→L1	Atendido	Atendido	Atendido	Engastada
L2→L7	Atendido	Atendido	Atendido	Engastada
L3→L4	Atendido	Atendido	Atendido	Engastada
L3→L9	Atendido	Atendido	Atendido	Engastada
L4→L3	Atendido	Atendido	Atendido	Engastada
L4→L10	Atendido	Atendido	Não atendido	Apoiada
L5→L1	Atendido	Atendido	Atendido	Engastada
L5→L7	Atendido	Atendido	Atendido	Engastada
L5→L6	Atendido	Atendido	Atendido	Engastada
L6→L5	Atendido	Atendido	Não atendido	Apoiada
L6→L7	Atendido	Atendido	Atendido	Engastada
L7→L2	Atendido	Atendido	Atendido	Engastada
L7→L5	Atendido	Atendido	Atendido	Engastada
L7→L6	Atendido	Atendido	Atendido	Engastada
L7→L8	Atendido	Atendido	Atendido	Engastada
L8→L7	Atendido	Atendido	Atendido	Engastada
L8→L9	Atendido	Atendido	Atendido	Engastada
L9→L3	Atendido	Atendido	Atendido	Engastada
L9→L8	Atendido	Atendido	Atendido	Engastada
L9→L10	Atendido	Atendido	Atendido	Engastada
L9→L11	Atendido	Atendido	Atendido	Engastada
L10→L4	Atendido	Atendido	Atendido	Engastada
L10→L9	Atendido	Atendido	Atendido	Engastada
L10→L11	Atendido	Atendido	Atendido	Engastada
L11→L9	Atendido	Atendido	Atendido	Engastada
L11→L10	Atendido	Atendido	Não atendido	Apoiada

Fonte: Autor

#### 7.4.1.3 Casos de vinculação

A utilização de quadros e tabelas para o cálculo de placas por séries é uma das possíveis soluções para a determinação de momentos fletores e deslocamentos máximos, para utilização dessas ferramentas é importante conhecer fatores como geometria e as condições de vinculação entre as placas.

Figura 13 - Situações de vinculação das placas isoladas



Fonte: Bares (1972)

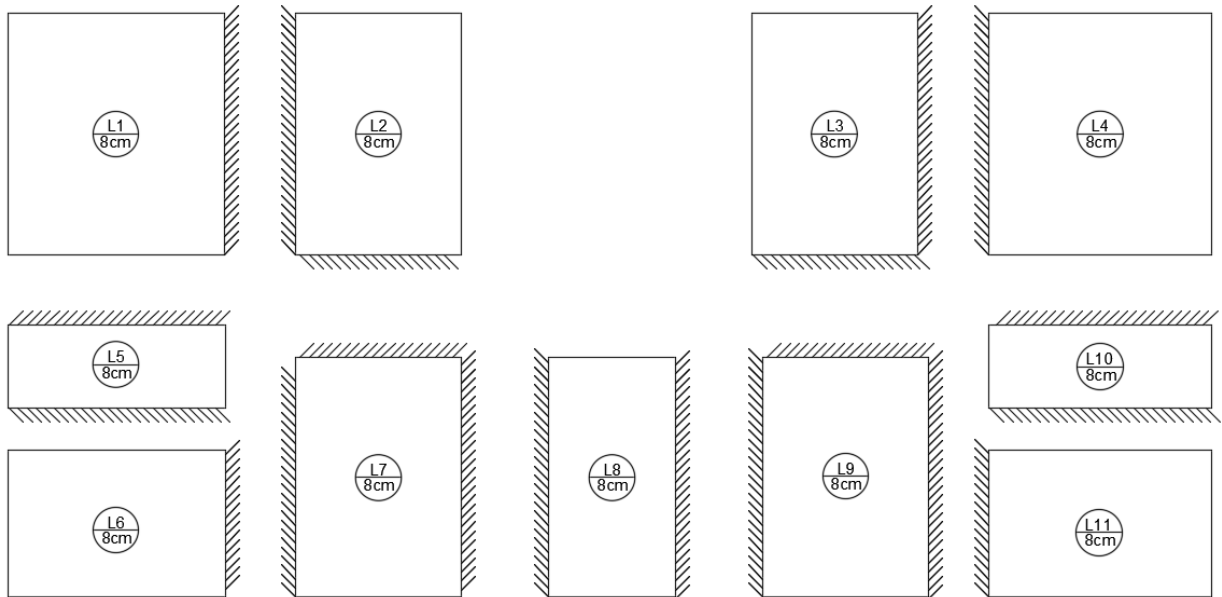
Assim, observando cada um dos casos categorizados por Bares (1972) obtiveram-se as seguintes situações de vinculação apresentadas na Tabela 36 para cada uma das lajes pertencentes ao pavimento tipo.

Tabela 36 – Caso de Vinculação

Laje	Caso
L1	3
L2	4
L3	4
L4	3
L5	6
L6	2
L7	8
L8	6
L9	8
L10	6
L11	2

Fonte: Autor

Figura 14 - Situações de vinculação das lajes do pavimento tipo



Fonte: Autor

## 7.5 ELU - FLEXÃO

### 7.5.1 Cálculo dos momentos fletores isolados

Após a definição das características de carregamento presentes na estrutura, bem como as condições de vinculação entre as lajes, é possível então determinar os esforços existentes e assim determinar as armaduras necessárias para resistir a tais esforços.

Para o caso das lajes, dependendo da direção de armação, unidirecionais ou bidirecionais, diferentes processos de cálculo serão empregados.

#### 7.5.1.1 Lajes unidirecionais

Para o caso das lajes armadas de maneira unidirecional, o seu dimensionamento é similar ao de uma viga submetida a carregamento vertical, considerando-se uma base de 1m.

Assim, dependendo do tipo de apoio, o momento será dado por uma das equações apresentadas a seguir.

- Lajes Bi apoiadas.

Figura 15 - Laje bi apoiada

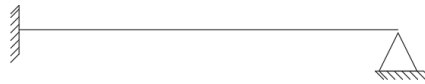


Fonte: Autor

$$M^+ = \frac{\rho * l^2}{8} \quad 25$$

- Lajes apoiadas em uma extremidade e engastada na outra.

Figura 16 - Laje apoiada em uma extremidade e engastada na outra



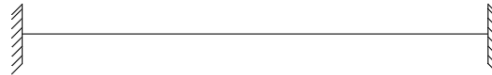
Fonte: Autor

$$M^- = \frac{\rho * l^2}{8} \quad 26$$

$$M^+ = \frac{\rho * l^2}{14,22} \quad 27$$

- Lajes bi engastadas

Figura 17 - Laje bi engastada



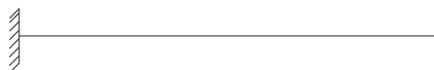
Fonte: Autor

$$M^- = \frac{\rho * l^2}{12} \quad 28$$

$$M^+ = \frac{\rho * l^2}{24} \quad 29$$

- Lajes em balanço

Figura 18 - Laje em balanço



Fonte: Autor

$$M^- = \frac{\rho * l^2}{2} \quad 30$$

Exemplos de lajes armadas de maneira unidirecional no projeto, são as lajes 5 e 10, localizadas nos pavimentos tipo, destinadas ao banheiro das unidades habitacionais, nesta situação optou-se por realizar o engastamento das lajes apenas no sentido do menor vão, neste caso o sentido do vão armado, sendo mantida apenas apoiada no outro sentido.

Considerando o tipo de apoio utilizado é possível então determinar a equação a ser utilizada para o dimensionamento do momento fletor, tratando-se de uma laje bi engastada, utilizam-se, portanto, as equações 28 e 29.

• **Cálculo do momento fletor para Laje 5:**

$$M^+ = \frac{\rho * l^2}{24} = \frac{7,85 * 1,35^2}{24} = 0,59 \text{ kN} * \text{m/m}$$

$$M^- = \frac{\rho * l^2}{12} = \frac{7,85 * 1,35^2}{12} = 1,19 \text{ kN} * \text{m/m}$$

Aplicando o mesmo procedimento de cálculo para a laje L10 chega-se aos valores de momento fletor positivos apresentados na Tabela 37, e negativos apresentados na Tabela 38.

Tabela 37 – Cálculo dos momentos fletores positivos para lajes unidirecionais

Laje	$\rho$ (kN/m)	l (m)	M+ (kN/m*m)
Laje 5	7,85	1,35	0,59
Laje 10	7,85	1,35	0,59

Fonte: Autor

Tabela 38 – Cálculo dos momentos fletores negativos para lajes unidirecionais

Laje	$\rho$ (kN/m)	l (m)	M- (kN/m*m)
Laje 5	7,85	1,35	1,19
Laje 10	7,85	1,35	1,19

Fonte: Autor

### 7.5.1.2 Lajes bidirecionais

No caso das lajes bidirecionais os esforços podem ser obtidos através da utilização de dois possíveis métodos, sendo eles o método da Teoria da Elasticidade e o método das Linhas de Ruptura.

Para o cálculo dos momentos fletores e determinação das flechas será utilizado neste trabalho o método baseado na Teoria da Elasticidade, sendo o método das Linhas de Ruptura utilizado apenas em etapa posterior para a determinação das transmissões de cargas entre lajes e vigas da edificação.

Ao utilizar a Teoria da Elasticidade, é possível ainda realizar simplificações quando utilizadas lajes de formato retangular, e casos de vinculação específicos entre as lajes da estrutura, para situações onde estas condições são atendidas foram desenvolvidas equações e tabelas para realização do cálculo dos momentos, como as tabelas desenvolvidas por Carvalho e Figueiredo Filho.

Para determinação dos valores de momento fletor positivos são utilizadas as equações 31 e 32 para o menor e maior vão respectivamente, o valor dos momentos fletores negativos são determinados pelas equações 33 e 34.

$$M_x = \mu_x \frac{\rho * l_x^2}{100} \quad 31$$

$$M_y = \mu_y \frac{\rho * l_x^2}{100} \quad 32$$

$$M_x^- = \mu_x^- \frac{\rho * l_x^2}{100} \quad 33$$

$$M_y^- = \mu_y^- \frac{\rho * l_x^2}{100} \quad 34$$

Onde:

$\rho$  = Carregamento uniformemente distribuído na placa

$l_x$  = menor vão da placa

E = módulo de elasticidade- Adotar  $E_{cs}$

h = espessura da placa

Tabela 39 – Valores para o coeficiente  $\alpha$ 

$\lambda$	Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4	Caso 5	Caso 6	Caso 7	Caso 8	Caso 9
1,00	4,67	3,20	3,20	2,42	2,21	2,21	1,81	1,81	1,46
1,05	5,17	3,61	3,42	2,67	2,55	2,31	2,04	1,92	1,60
1,10	5,64	4,04	3,63	2,91	2,92	2,41	2,27	2,04	1,74
1,15	6,09	4,47	3,82	3,12	3,29	2,48	2,49	2,14	1,87
1,20	6,52	4,91	4,02	3,34	3,67	2,56	2,72	2,24	1,98
1,25	6,95	5,34	4,18	3,55	4,07	2,63	2,95	2,33	2,10
1,30	7,36	5,77	4,35	3,73	4,48	2,69	3,16	2,42	2,20
1,35	7,76	6,21	4,50	3,92	4,92	2,72	3,36	2,48	2,30
1,40	8,14	6,62	4,65	4,08	5,31	2,75	3,56	2,56	2,37
1,45	8,51	7,02	4,78	4,23	5,73	2,80	3,73	2,62	2,45
1,50	8,87	7,41	4,92	4,38	6,14	2,84	3,91	2,68	2,51
1,55	9,22	7,81	5,00	4,53	6,54	2,86	4,07	2,53	2,57
1,60	9,54	8,17	5,09	4,65	6,93	2,87	4,22	2,87	2,63
1,65	9,86	8,52	5,13	4,77	7,33	2,87	4,37	2,78	2,68
1,70	10,15	8,87	5,17	4,88	7,70	2,88	4,51	2,79	2,72
1,75	10,43	9,19	5,26	4,97	8,06	2,88	4,63	2,81	2,76
1,80	10,71	9,52	5,36	5,07	8,43	2,89	4,75	2,83	2,80
1,85	10,96	9,82	5,43	5,16	8,77	2,89	4,87	2,85	2,83
1,90	11,21	10,11	5,50	5,23	9,08	2,90	4,98	2,87	2,85
1,95	11,44	10,39	5,58	5,31	9,41	2,90	5,08	2,89	2,88
2,00	11,68	10,68	5,66	5,39	9,72	2,91	5,19	2,91	2,91
$\infty$	15,35	15,35	6,38	6,38	15,35	3,07	6,38	3,07	3,07

Fonte: Bares, 1972

Tabela 40 – Valores para os coeficientes de ponderação  $\mu_x$ ;  $\mu_y$ ;  $\mu'_x$ ;  $\mu'_y$ 

$\lambda$	Caso 1		Caso 2			Caso 3		
	$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu'_y$	$\mu_x$	$\mu'_x$	$\mu_y$
1,00	4,41	4,41	3,07	3,94	8,52	3,94	8,52	3,07
1,05	4,80	4,45	3,42	3,78	8,79	4,19	8,91	2,84
1,10	5,18	4,49	3,77	3,90	9,18	4,43	9,30	2,76

Fonte: Bares, 1972

Tabela 41 – Valores para os coeficientes de ponderação  $\mu_x$ ;  $\mu_y$ ;  $\mu'_x$ ;  $\mu'_y$  (parte 2)

$\lambda$	Caso 1		Caso 2			Caso 3		
	$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu'_y$	$\mu_x$	$\mu'_x$	$\mu_y$
1,15	5,56	4,49	4,14	3,97	9,53	4,64	9,63	2,68
1,20	5,90	4,48	4,51	4,05	9,88	4,85	9,95	2,59
1,25	6,27	4,45	4,88	4,10	10,16	5,03	10,22	2,51
1,30	6,60	4,42	5,25	4,15	10,41	5,20	10,48	2,42
1,35	6,93	4,37	5,60	4,18	10,64	5,36	10,71	2,34
1,40	7,25	4,33	5,95	4,21	10,86	5,51	10,92	2,25
1,45	7,55	4,30	6,27	4,19	11,05	5,64	11,10	2,19
1,50	7,86	4,25	6,60	4,18	11,23	5,77	11,27	2,12
1,55	8,12	4,20	6,90	4,17	11,39	5,87	11,42	2,04
1,60	8,34	3,14	7,21	4,14	11,55	5,98	11,55	1,95
1,65	8,62	4,07	7,42	4,12	11,67	6,07	11,67	1,87
1,70	8,86	4,00	7,62	4,09	11,79	6,16	11,80	1,79
1,75	9,06	3,96	7,66	4,05	11,88	6,24	11,92	1,74
1,80	9,27	3,91	7,69	3,99	11,96	6,31	12,04	1,68
1,85	9,45	3,83	8,22	3,97	12,03	6,38	12,14	1,64
1,90	9,63	3,75	8,74	3,94	12,14	6,43	12,24	1,59
1,95	9,77	3,71	8,97	3,88	12,17	6,47	12,29	1,54
2,00	10,00	3,64	9,18	3,80	12,20	6,51	12,34	1,48
$\infty$	12,57	3,77	9,18	3,80	12,20	7,61	12,76	1,48

Fonte: Bares, 1972

Tabela 42 – Valores para os coeficientes de ponderação  $\mu_x$ ;  $\mu_y$ ;  $\mu'_x$ ;  $\mu'_y$  (parte 3)

$\lambda$	Caso 4				Caso 5			Caso 6		
	$\mu_x$	$\mu'_x$	$\mu_y$	$\mu'_y$	$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu'_y$	$\mu_x$	$\mu'_x$	$\mu_y$
1,00	2,81	6,99	2,81	6,99	2,15	3,17	6,99	3,17	6,99	2,15
1,05	3,05	7,43	2,81	7,18	2,47	3,32	7,43	3,29	7,20	2,07
1,10	3,30	7,87	2,81	7,36	2,78	3,47	7,87	3,42	7,41	1,99
1,15	3,53	8,28	2,80	7,50	3,08	3,58	8,26	3,52	7,56	1,89
1,20	3,76	8,69	2,79	7,63	3,38	3,70	8,65	3,63	7,70	1,80
1,25	3,96	9,03	2,74	7,72	3,79	3,80	9,03	3,71	7,82	1,74
1,30	4,16	9,37	2,69	7,81	4,15	3,90	9,33	3,79	7,93	1,67
1,35	4,33	9,65	2,65	7,88	4,50	3,96	9,69	3,84	8,02	1,59
1,40	4,51	9,93	2,60	7,94	4,85	4,03	10,00	3,90	8,11	1,52
1,45	4,66	10,41	2,54	8,00	5,19	4,09	10,25	3,94	8,13	1,45
1,50	4,81	10,62	2,47	8,06	5,53	4,14	10,49	3,99	8,15	1,38
1,55	4,93	10,82	2,39	8,09	5,86	4,16	10,70	4,03	8,20	1,34
1,60	5,06	10,99	2,31	8,12	6,18	4,17	10,91	4,06	8,25	1,28
1,65	5,16	11,16	2,24	8,14	6,48	4,14	11,08	4,09	8,28	1,23

Fonte: Bares, 1972



Tabela 43 – Valores para os coeficientes de ponderação  $\mu_x$ ;  $\mu_y$ ;  $\mu_x'$ ;  $\mu_y'$ (parte 4)

$\lambda$	Caso 4				Caso 5			Caso 6		
	$\mu_x$	$\mu_x'$	$\mu_y$	$\mu_y'$	$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_y'$	$\mu_x$	$\mu_x'$	$\mu_y$
1,70	5,27	11,30	2,16	8,15	6,81	4,12	11,24	4,12	8,30	1,18
1,75	5,36	11,43	2,11	8,16	7,11	4,12	11,39	4,14	8,31	1,15
1,80	5,45	11,55	2,04	8,17	7,41	4,10	11,43	4,15	8,32	1,11
1,85	5,53	11,57	1,99	8,17	7,68	4,08	11,65	4,16	8,33	1,08
1,90	5,60	11,67	1,93	8,18	7,95	4,04	11,77	4,17	8,33	1,04
1,95	5,67	11,78	1,91	8,19	8,21	3,99	11,83	4,17	8,33	1,01
2,00	5,74	11,89	1,88	8,20	8,47	3,92	11,88	4,18	8,33	0,97
$\infty$	7,06	12,50	1,95	8,20	12,58	4,13	11,88	4,18	8,33	0,97

Fonte: Bares 1972

- **Cálculo Momentos fletores Laje L1**

$$\lambda = 1,07$$

Caso de Vinculação = 3

Para o cálculo do carregamento atuante, utiliza-se o caso mais crítico, logo, o carregamento último, assim:

$$\rho = 6,70 \text{ kNm/m}$$

$$l_x = 3,51 \text{ m}$$

$$\mu_x = 4,292$$

$$\mu_y = 2,806$$

$$\mu_x^- = 9,076$$

$$\mu_y^- = 0$$

- Momento fletor positivo na direção do menor vão:

$$M_x = 4,292 * \frac{6,70 * 3,51^2}{100} = 3,54 \text{ kNm/m}$$

- Momento fletor positivo na direção do maior vão:

$$M_y = 2,806 * \frac{6,7 * 3,51^2}{100} = 2,31 \text{ kNm/m}$$

- Momento fletor negativo na direção do menor vão:

$$M_x^- = 9,076 * \frac{6,70 * 3,51^2}{100} = 7,48 \text{ kNm/m}$$

- Momento fletor negativo na direção do maior vão:

Como a laje se enquadra no caso de vinculação 3, não existe a presença de momento fletor negativo no sentido do maior vão.

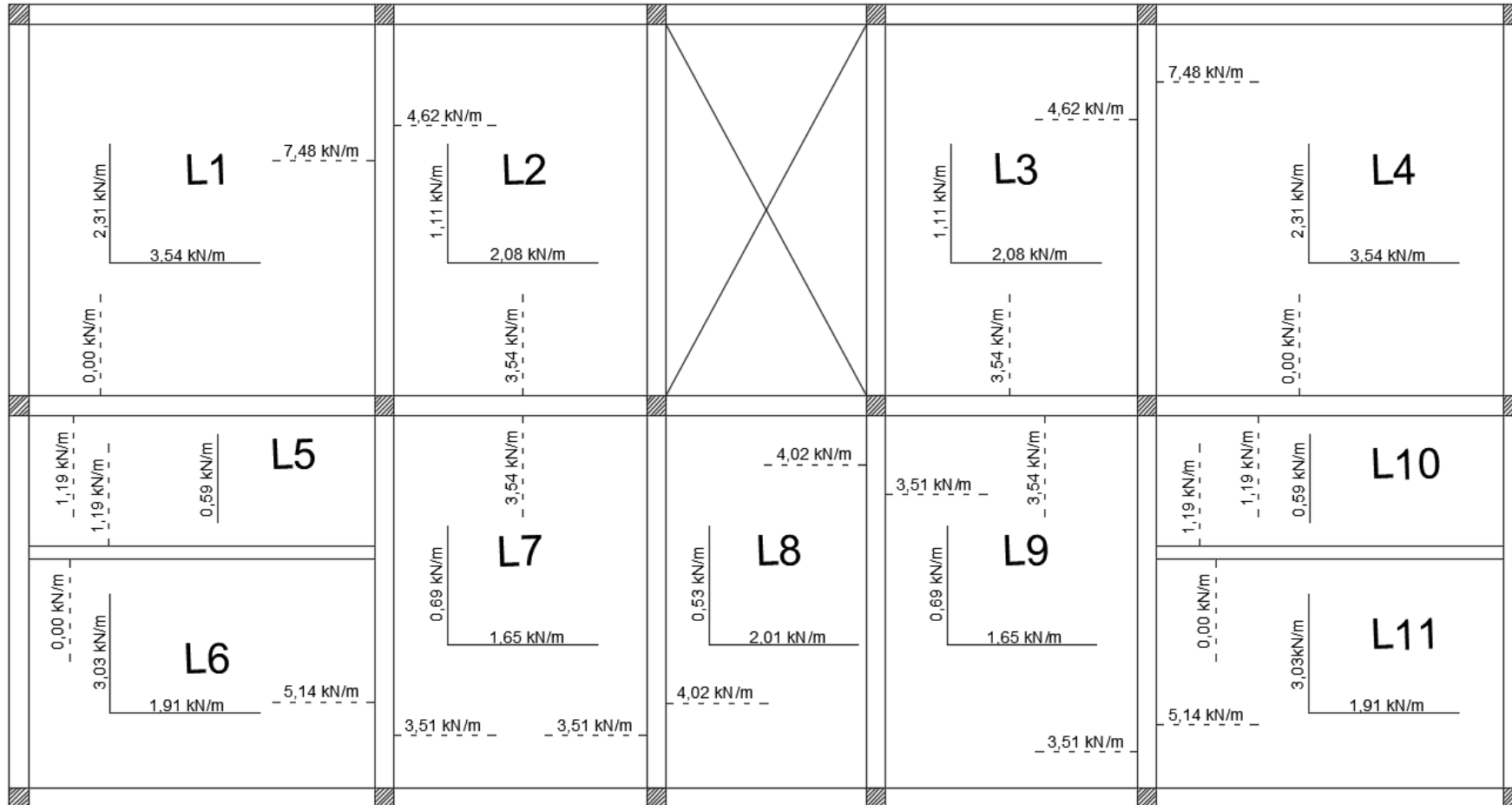
Aplicando o procedimento de cálculo para as demais lajes da edificação, obtém-se os valores contidos na Tabela 44, e apresentados também através da Figura 19.

Tabela 44 – Cálculo dos momentos positivos e negativos

Laje	$\lambda$	Caso	$\alpha$	$\mu_x$	$\mu_{x-}$	$\mu_y$	$\mu_{y-}$	$\rho$ (kN/m)	$l_x$ (m)	$M_x$ (kNm/m)	$M_{x-}$ (kNm/m)	$M_y$ (kNm/m)	$M_{y-}$ (kNm/m)
L1	1,07	3	3,509	4,292	9,076	2,806	0,000	6,70	3,51	3,54	7,48	2,31	0,00
L2	1,46	4	4,270	4,700	10,466	2,521	8,016	6,70	2,57	2,08	4,62	1,11	3,54
L3	1,46	4	4,270	4,700	10,466	2,521	8,016	6,70	2,57	2,08	4,62	1,11	3,54
L4	1,07	3	3,509	4,292	9,076	2,806	0,000	6,70	3,51	3,54	7,48	2,31	0,00
L6	1,51	2	7,464	6,645	0,000	4,179	11,255	8,42	2,33	3,03	0,00	1,91	5,14
L7	1,47	8	4,282	3,734	7,941	1,569	5,727	6,70	2,57	1,65	3,51	0,69	2,53
L8	1,84	6	2,890	4,158	8,310	1,086	0,000	10,38	2,05	1,81	3,62	0,47	0,00
L9	1,47	8	4,282	3,734	7,941	1,569	5,727	6,70	2,57	1,65	3,51	0,69	2,53
L11	1,51	2	7,464	6,645	0,000	4,179	11,255	8,42	2,33	3,03	0,00	1,91	5,14

Fonte: Autor

Figura 19 - Momentos fletores lajes do pavimento tipo



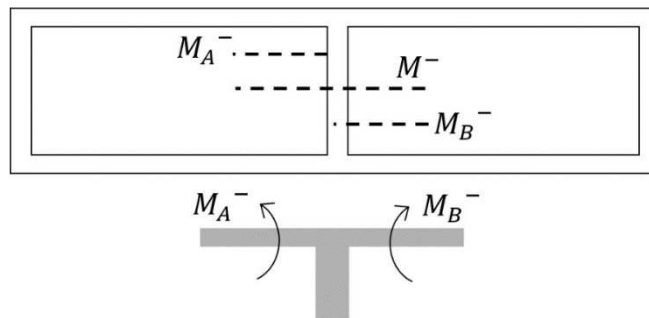
Fonte: Autor

### 7.5.2 COMPATIBILIZAÇÃO DOS MOMENTOS FLETORES NEGATIVOS

O dimensionamento dos momentos fletores realizados até o momento considera as lajes como isoladas entre si, situação que não reflete a realidade, visto que existem casos onde as lajes foram consideradas engastadas entre si, nestas situações observa-se que nos vãos intermediários surgem casos onde o apoio intermediário entre duas lajes assume valores diferentes de momento para uma laje e para a outra.

Porém, como se trata de uma única laje, em função do engastamento, se vê necessário compatibilizar os momentos das diferentes lajes, de maneira a refletir os reais esforços presentes na estrutura.

Figura 20 - Compatibilização dos momentos fletores negativos



Fonte: (Perlin et al. 2020).

Assim, nessas situações, realiza-se a compatibilização dos momentos fletores negativos, podendo de maneira simplificada se adotar como momento fletor negativo o maior dos valores obtidos através das equações 35, 36 e 37, apresentadas por Perlin et al. (2020):

$$M^- \geq 0,8M_A^- \quad 35$$

$$M^- \geq 0,8M_B^- \quad 36$$

$$M^- \geq \frac{M_A^- + M_B^-}{2} \quad 37$$

• **Cálculo do momento fletor entre as lajes L1 e L2:**

Observando os valores de momento fletor apresentados Tabela 44, têm-se os seguintes valores de momento:

$$Mx^-(L1) = 7,48 \text{ kNm/m}$$

$$Mx^-(L2) = 4,62 \text{ kNm/m}$$

Substituindo os valores de momento fletor nas equações 35, 36 e 37 obtém-se os valores a seguir:

$$M^- \geq 0,8M_A^- = 0,8 * 7,48 = 5,99 \text{ kNm/m}$$

$$M^- \geq 0,8M_B^- = 0,8 * 4,62 = 3,7 \text{ kNm/m}$$

$$M^- \geq \frac{M_A^- + M_B^-}{2} = \frac{7,38 + 4,62}{2} = 6,05 \text{ kNm/m}$$

Assim, adotando o maior entre os três valores tem-se que  $M^-$  no encontro entre L1 e L2 assume o valor de 6,05kNm/m.

Aplicando o mesmo processo de cálculo para as demais situações de engastamento entre lajes chegamos aos valores de momento fletor negativo contidos na Tabela 45.

Tabela 45 – Compatibilização dos momentos fletores negativos

LA	LB	MA- (kN.m/m)	MB- (kN.m/m)	0,8MA- (kN.m/m)	0,8MB- (kN.m/m)	$((MA-)+(MB-))/2$ (kN.m/m)	M- (kN.m/m)
L1	L2	7,48	4,62	5,99	3,70	6,05	6,05
L1	L5	0,00	1,19	0,00	0,95	0,59	0,95
L3	L4	4,62	7,48	3,70	5,99	6,05	6,05
L4	L10	0,00	1,19	0,00	0,95	0,59	0,95
L2	L7	3,54	2,53	2,83	2,02	3,04	3,04
L3	L9	3,54	2,53	2,83	2,02	3,04	3,04
L5	L6	1,19	0,00	0,95	0,00	0,59	0,95
L5	L7	0,00	3,51	0,00	2,81	1,75	2,81
L6	L7	5,14	3,51	4,11	2,81	4,32	4,32
L7	L8	3,51	3,62	2,81	2,89	3,56	3,56
L8	L9	3,62	3,51	2,89	2,81	3,56	3,56
L9	L10	3,51	1,19	2,81	0,95	2,35	2,81
L9	L11	3,51	5,14	2,81	4,11	4,32	4,32
L10	L11	1,19	0,00	0,95	0,00	0,59	0,95

Fonte: Autor

### 7.5.3 Correção dos momentos fletores positivos

Após a realização da compatibilização dos momentos fletores negativos é necessário então corrigir os momentos fletores positivos, as correções serão dadas através das equações 20 e 21, conforme o posicionamento do vão analisado na estrutura.

Para vãos localizados nas extremidades da estrutura, o momento fletor positivo corrigido ( $M^+_{\text{corrigido}}$ ) será dado pela adição de metade da variação do momento fletor negativo na direção considerada.

$$M^+_{\text{corrigido}} = M^+ + \frac{M^-_{\text{corrigido}} - M^-}{2} \quad 38$$

Para vãos intermediários na estrutura, o momento fletor corrigido será dado pela adição da média das variações ocorridas nos momentos fletores negativos das lajes adjacentes à estudada, na direção considerada, representadas pelos índices D e E.

$$M^+_{\text{corrigido}} = M^+ + \frac{(MD^-_{\text{corrigido}} - M^-) + (ME^-_{\text{corrigido}} - M^-)}{2} \quad 39$$

#### Correção do momento fletor positivo da laje L1:

$$M^+ = 3,54 \text{ kNm/m}$$

$$M^- = 7,48 \text{ kNm/m}$$

$$M^-_{\text{corrigido}} = 6,05 \text{ kNm/m}$$

Aplicando os valores de momento da laje L1 à equação 38:

$$M^+_{\text{corrigido}} = 3,54 + \frac{6,05 - 7,48}{2} = 2,82 \text{ kNm/m}$$

Como nesta situação o momento fletor positivo sofreu uma diminuição, de maneira a permanecer a favor da segurança, mantém-se o valor de momento fletor positivo inicial, ocorrendo a alteração somente quando for verificado um aumento do valor do mesmo, Assim:

$$M^+_{\text{corrigido}} = 3,54 \text{ kNm/m}$$

Aplicando o mesmo procedimento de cálculo para as demais lajes da edificação, localizadas em extremidade, são obtidos os valores da Tabela 46 e Tabela 47, para correção dos momentos fletores positivos na menor direção (x) e maior direção(y).



Tabela 46 – Correção momentos fletores positivos na direção x

Laje	M+ (kN.m/m)	M- (kN.m/m)	M- Corrigido (kN.m/m)	M+ Corrigido (kN.m/m)	Status	M+ Adotado (kN.m/m)
L1x	3,54	7,48	6,05	2,82	Sem correção	3,54
L2x	2,08	4,62	6,05	2,79	Com correção	2,79
L3x	2,08	4,62	6,05	2,79	Com correção	2,79
L4x	3,54	7,48	6,05	2,82	Sem correção	3,54
L6x	3,03	0,00	0,95	3,51	Com correção	3,51
L7x	1,65	3,51	4,32	2,06	Com correção	2,06
L8x	1,81	3,62	3,56	1,78	Sem correção	1,81
L9x	1,65	3,51	4,32	2,06	Com correção	2,06
L11x	3,03	0,00	0,95	3,51	Com correção	3,51

Fonte: Autor

Tabela 47 – Correção momentos fletores positivos na direção y

Laje	M+ (kN.m/m)	M- (kN.m/m)	M- Corrigido (kN.m/m)	M+ Corrigido (kN.m/m)	Status	M+ Adotado (kN.m/m)
L2y	1,11	3,54	3,04	0,86	Sem correção	1,11
L3y	1,11	3,54	3,04	0,86	Sem correção	1,11
L6y	1,91	5,14	4,32	1,50	Sem correção	1,91
L7y	0,69	2,53	3,04	0,95	Com correção	0,95
L8y	0,47	0,00	0,47	0,71	Com correção	0,71
L9y	0,69	2,53	3,04	0,95	Com correção	0,95
L11y	1,91	5,14	4,32	1,50	Sem correção	1,91

Fonte: Autor

Para correção dos momentos fletores de lajes localizadas em vãos intermediários serão analisados além dos momentos referentes a própria laje, também os momentos fletores das lajes adjacentes, seguindo o procedimento de cálculo expresso na equação 39.

#### Correção do momento fletor positivo para laje L8:

$$M^+ = 1,81 \text{ kNm/m}$$

$$M^- = 3,62 \text{ kNm/m}$$

$$MD^-_{\text{corrigido}} = 3,56 \text{ kNm/m}$$

$$ME^-_{\text{corrigido}} = 3,56 \text{ kNm/m}$$

$$M^+_{\text{corrigido}} = 2,01 + \frac{(3,62 - 3,56) + (3,62 - 3,56)}{2} = 1,78 \text{ kNm/m}$$

Como houve um decréscimo do momento fletor corrigido, nesta situação adota-se:

$$M^+ = 1,81 \text{ kNm/m.}$$

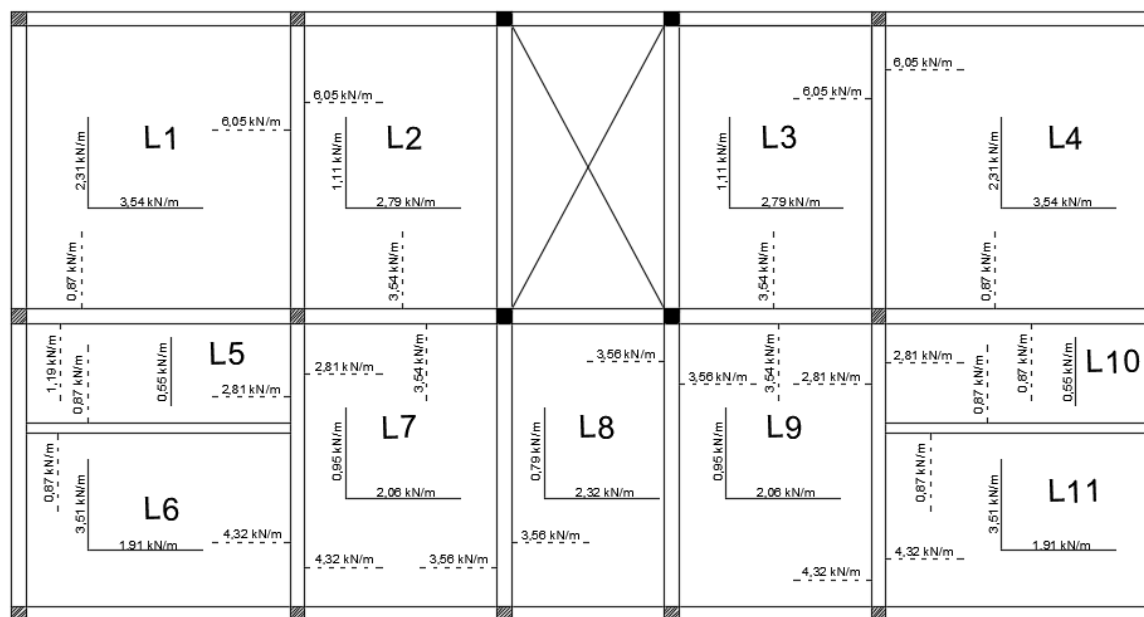
Aplicando o mesmo procedimento de cálculo para os demais vãos intermediários, obtém-se os valores de momento fletor positivo contidos na Tabela 48, os valores de momento fletor compatibilizados são apresentados também na Figura 21 para as lajes do pavimento tipo.

Tabela 48 – Correção dos momentos fletores nos vãos intermediários

Laje	M+ (kN.m/m)	M- (kN.m/m)	ME-Corrig. (kN.m/m)	MD-corrig. (kN.m/m)	M+corrig. (kN.m/m)	Status	M+corrigido (kN.m/m)
L5x	0,59	1,19	0,95	0,95	0,36	Sem correção	0,59
L8x	1,81	3,62	3,56	3,56	1,76	Sem correção	1,81
L10x	0,59	1,19	0,95	0,95	0,36	Sem correção	0,59

Fonte: Autor

Figura 21 - Momentos fletores corrigidos lajes do pavimento tipo



Fonte: Autor



Buscando garantir que os esforços presentes na estrutura não superem a capacidade da estrutura, levando ao estado de ruína, determina-se a área de aço necessária na seção, para tal determina-se inicialmente a altura da linha neutra, como apresentado por Carvalho e Figueiredo filho (2014), através da equação 40.

$$x = \frac{d - \sqrt{d^2 - 2\left(\frac{M_d}{b_w * \alpha_c * f_{cd}}\right)}}{\lambda} \quad 40$$

Onde:

$d$  = distância entre a armadura tracionada e a face superior;

$M_d$  = momento fletor de cálculo

$b_w$  = largura da seção (1,00 metro para o caso das lajes)

$\alpha_c$  = 0,85 para concretos até C50.

$\lambda$  = 0,80 para concreto até C50

Em função da pequena dimensão das lajes optou-se por utilizar armaduras longitudinais com diâmetro de  $\varnothing 6,3$  mm.

Para o cálculo da distância entre a armadura tracionada e a face superior do elemento, é necessário considerar que a armadura terá alturas diferentes em função da direção da laje, sendo estas distâncias definidas pelas equações 41 e 42:

$$d_x = h - c - 0,5 * \varnothing_x \quad 41$$

$$d_y = h - c - \varnothing_x - 0,5\varnothing_y \quad 42$$

• **Cálculo da distância até a linha neutra para laje L1:**

$$h = 8\text{ cm}$$

$$c = 3,5\text{ cm}$$

$$\varnothing_x = 6,3\text{ mm} = 0,63\text{ cm}$$

$$\varnothing_y = 0,63\text{ mm} = 0,63\text{ cm}$$

• Cálculo da distância útil na direção x:

Utilizando a equação 41:

$$d_x = 6,3 - 3,5 - 0,5 * 0,8 = 4,19\text{ cm}$$

- Cálculo da distância útil na direção y:

Utilizando a equação 42:

$$d_y = 8,0 - 3,5 - 0,5 * 0,63 - 0,5 * 0,63 = 3,56 \text{ cm}$$

Aplicando as equações 41 e 42 para as demais lajes do pavimento tipo, obtém-se os valores de altura útil apresentados na Tabela 49.

Tabela 49 – Cálculo da altura útil para armaduras positivas na direção x

Laje	d (m)	Md (kN.m/m)	bw (m)	$\alpha c$	fcd (kPa)	$\lambda$	x (m)
L1	0,037	3,538	1,00	0,85	21428,57	0,8	0,0071
L2	0,037	2,791	1,00	0,85	21428,57	0,8	0,0055
L3	0,037	2,791	1,00	0,85	21428,57	0,8	0,0055
L4	0,037	3,538	1,00	0,85	21428,57	0,8	0,0071
L5	0,037	0,594	1,00	0,85	21428,57	0,8	0,0011
L6	0,037	3,508	1,00	0,85	21428,57	0,8	0,0071
L7	0,037	2,057	1,00	0,85	21428,57	0,8	0,0040
L8	0,037	1,810	1,00	0,85	21428,57	0,8	0,0035
L9	0,037	2,057	1,00	0,85	21428,57	0,8	0,0040
L10	0,037	0,594	1,00	0,85	21428,57	0,8	0,0011
L11	0,037	3,508	1,00	0,85	21428,57	0,8	0,0071

Fonte: Autor

Tabela 50 – Cálculo da altura útil para armaduras positivas na direção y

Laje	d (m)	Md (kN.m/m)	bw (m)	$\alpha c$	fcd (kPa)	$\lambda$	x (m)
L1	0,031	3,538	1,00	0,85	21428,57	0,8	0,0090
L2	0,031	1,114	1,00	0,85	21428,57	0,8	0,0026
L3	0,031	1,114	1,00	0,85	21428,57	0,8	0,0026
L4	0,031	3,538	1,00	0,85	21428,57	0,8	0,0090
L5	0,031	0,594	1,00	0,85	21428,57	0,8	0,0014
L6	0,031	1,907	1,00	0,85	21428,57	0,8	0,0046
L7	0,031	0,946	1,00	0,85	21428,57	0,8	0,0022
L8	0,031	0,709	1,00	0,85	21428,57	0,8	0,0016
L9	0,031	0,946	1,00	0,85	21428,57	0,8	0,0022
L10	0,031	0,594	1,00	0,85	21428,57	0,8	0,0014
L11	0,031	1,907	1,00	0,85	21428,57	0,8	0,0046

Fonte: Autor

O cálculo da altura útil para as armaduras negativas, é realizado da mesma maneira que para as armaduras positivas, observando, entretanto, a exceção para o cobrimento adotado

proposta pelo item b da tabela 7.2 da norma, referente a correspondência entre a classe de agressividade ambiental e o cobrimento nominal, para o caso onde se considera a face superior de lajes e vigas com revestimento, como o caso das lajes do pavimento tipo é possível utilizar os valores propostos pelo item 7.4.7.5 da norma, assumindo um valor mínimo de 15mm.

$$c_{nom} \geq \emptyset_{\text{barra}} \quad 43$$

$$c_{nom} \geq \emptyset_{\text{feixe}} = \emptyset n = \emptyset \sqrt{n} \quad 44$$

$$c_{nom} \geq \emptyset_{\text{bainha}} \quad 45$$

Assim, considerou-se um cobrimento de 15 mm para a face superior das lajes, resultando nos valores de altura útil contidos na Tabela 51.

Tabela 51 – Cálculo da altura útil para a armaduras negativas

LA	LB	d (m)	Md (kN.m/m)	bw (m)	$\alpha_c$	fcd (kPa)	$\lambda$	x (m)
L1	L2	0,056	6,053	1,00	0,85	21428,57	0,8	0,0079
L1	L5	0,056	0,950	1,00	0,85	21428,57	0,8	0,0012
L3	L4	0,056	6,053	1,00	0,85	21428,57	0,8	0,0079
L2	L7	0,056	3,036	1,00	0,85	21428,57	0,8	0,0039
L3	L9	0,056	3,036	1,00	0,85	21428,57	0,8	0,0039
L4	L10	0,056	0,950	1,00	0,85	21428,57	0,8	0,0012
L5	L6	0,062	0,950	1,00	0,85	21428,57	0,8	0,0011
L5	L7	0,056	2,807	1,00	0,85	21428,57	0,8	0,0036
L6	L7	0,056	4,322	1,00	0,85	21428,57	0,8	0,0056
L7	L8	0,062	3,563	1,00	0,85	21428,57	0,8	0,0041
L8	L9	0,062	3,563	1,00	0,85	21428,57	0,8	0,0041
L9	L10	0,056	2,807	1,00	0,85	21428,57	0,8	0,0036
L9	L11	0,056	4,322	1,00	0,85	21428,57	0,8	0,0056
L10	L11	0,056	0,950	1,00	0,85	21428,57	0,8	0,0012

Fonte: Autor



Como foram utilizados procedimentos aproximados para determinação da rigidez dos elementos adotados, utilizando o módulo de elasticidade secante ( $E_{cs}$ ) e o momento de inércia da seção bruta de concreto, a NBR 6118:2023 admite a adoção de pequena redistribuição de momentos fletores e torsores atuantes sobre os pilares quando provenientes de vigas ligadas aos mesmos.

Assim, cabe determinar tais limites de redistribuição, seus valores são dados através do item 14.6.4.3 da NBR6118:2023, onde a capacidade de rotação dos elementos é dada em função da posição da linha neutra no ELU, para as diferentes resistências do concreto, como apresentado nas equações 46 e 47.

Para estruturas em concreto com  $f_{ck} \leq 50 \text{ MPa}$ :

$$\frac{x}{d} \leq 0,45 \quad 46$$

Para estruturas em concreto com  $50 \text{ MPa} \leq f_{ck} \leq 90 \text{ MPa}$ :

$$\frac{x}{d} \leq 0,35 \quad 47$$

Para edificação em questão foi adotado  $f_{ck}$  de 30 MPa, logo para determinação do limite de ductilidade será utilizada a equação 46.

• **Cálculo do limite de ductilidade para laje L1:**

$$x = 0,008 \text{ m}$$

$$d = 0,062 \text{ m}$$

$$\frac{x}{d} = \frac{0,008}{0,062} = 0,13$$

$$\frac{x}{d} = 0,13 \leq 0,45 \rightarrow \text{ductibilidade ok}$$

Aplicando o mesmo procedimento de cálculo para as demais lajes do pavimento tipo obtém-se os valores contidos na Tabela 52, para as armaduras na direção x e os valores contidos na Tabela 53, para as armaduras na direção y.

Tabela 52 – Verificação de ductilidade direção x

Laje	x (m)	d (m)	x/d	Ductilidade
L1	0,007	0,037	0,194	ok
L2	0,006	0,037	0,150	ok
L3	0,006	0,037	0,150	ok
L4	0,007	0,037	0,194	ok
L5	0,001	0,037	0,030	ok
L6	0,007	0,037	0,192	ok
L7	0,004	0,037	0,109	ok
L8	0,004	0,037	0,095	ok
L9	0,004	0,037	0,109	ok
L10	0,001	0,037	0,030	ok
L11	0,007	0,037	0,192	ok

Fonte: Autor

Tabela 53 – Verificação de ductilidade direção y

Laje	x (m)	d (m)	x/d	Ductilidade
L1	0,007	0,036	0,210	ok
L2	0,002	0,036	0,062	ok
L3	0,002	0,036	0,062	ok
L4	0,007	0,036	0,210	ok
L6	0,004	0,036	0,108	ok
L7	0,002	0,036	0,052	ok
L8	0,001	0,036	0,039	ok
L9	0,002	0,036	0,052	ok
L11	0,004	0,036	0,108	ok

Fonte: Autor

A verificação da ductilidade das armaduras negativas entre as lajes, por sua vez, utiliza o mesmo procedimento de cálculo das armaduras positivas, adotando os valores de altura útil e altura da linha neutra calculados para a mesma, os resultados obtidos para as lajes do pavimento tipo da edificação se encontram apresentados na Tabela 54.

Tabela 54 – Verificação de ductilidade negativa entre as armaduras das lajes

LA	LB	x (m)	d (m)	x/d	Ductilidade
L1	L2	0,008	0,062	0,13	ok
L1	L5	0,001	0,056	0,02	ok
L3	L4	0,008	0,062	0,13	ok
L2	L7	0,004	0,056	0,07	ok
L3	L9	0,004	0,056	0,07	ok
L4	L10	0,001	0,056	0,02	ok
L5	L6	0,001	0,056	0,02	ok
L5	L7	0,004	0,056	0,06	ok
L6	L7	0,006	0,056	0,10	ok
L7	L8	0,004	0,062	0,07	ok
L8	L9	0,004	0,062	0,07	ok
L9	L10	0,004	0,056	0,06	ok
L9	L11	0,006	0,056	0,10	ok
L10	L11	0,001	0,056	0,02	ok

Fonte: Autor

A determinação dos valores referentes a altura da linha neutra e altura útil da seção, para cada uma das lajes do pavimento possibilita o cálculo do braço de alavanca ( $z$ ), dado pela equação 48, e a determinação da área de aço necessária para seção ( $A_s$ ), conforme Carvalho e Figueiredo Filho (2014), é descrita pela equação 49.

$$z = d - 0,5 * \lambda * x \quad 48$$

$$A_s = \frac{M_d}{z * f_{yd}} \quad 49$$

#### 7.5.4.2 Área de aço mínima para armaduras

De maneira a verificar os esforços resistentes das seções de lajes, a NBR 6118:2023 apresenta em seu tópico 19 os valores mínimos para as armaduras passivas aderentes para os diferentes tipos de armação em lajes, para situações com ou sem armadura ativa.

Assim tem-se que serão necessárias as verificações para armaduras negativas e positivas principais e secundárias dependendo do elemento analisado.

Tabela 55 – Valores mínimos para armaduras passivas

Armadura	Elementos estruturais sem armaduras ativas	Elementos estruturais com armadura ativa aderente	Elementos estruturais com armadura ativa não aderente
Armaduras negativas	$\rho_s \geq \rho_{\min}$	$\rho_s \geq \rho_{\min} - \rho_p \geq 0,67 \rho_{\min}$	$\rho_s \geq \rho_{\min} - 0,5 \rho_p \geq 0,67 \rho_{\min}$ (ver 19.3.3.2)
Armaduras negativas de bordas sem continuidade	$\rho_s \geq 0,67 \rho_{\min}$		
Armaduras positivas de lajes armadas nas duas direções	$\rho_s \geq 0,67 \rho_{\min}$	$\rho_s \geq 0,67 \rho_{\min} - \rho_p \geq 0,5 \rho_{\min}$	$\rho_s \geq \rho_{\min} - 0,5 \rho_p \geq 0,5 \rho_{\min}$
Armadura positiva (principal) de lajes armadas em uma direção	$\rho_s \geq \rho_{\min}$	$\rho_s \geq \rho_{\min} - \rho_p \geq 0,5 \rho_{\min}$	$\rho_s \geq \rho_{\min} - 0,5 \rho_p \geq 0,5 \rho_{\min}$
Armadura positiva (secundária) de lajes armadas em uma direção	$A_s/s \geq 20\%$ da armadura principal $A_s/s \geq 0,9 \text{ cm}^2/\text{m}$ $\rho_s \geq 0,5 \rho_{\min}$		–
onde $\rho_s = A_s/b_w h$ e $\rho_p = A_p/b_w h$ . NOTA Os valores de $\rho_{\min}$ são definidos em 17.3.5.2.1.			

Fonte: ABNT NBR 6118:2023, tabela 19.1

#### 7.5.4.3 Área de aço mínima para armaduras das lajes bidirecionais

Observando a Tabela 55, tem-se que os valores mínimos para as armaduras positivas para lajes bidirecionais sem armaduras ativas, será dado pela equação 50.

$$A_s = \rho_{\min} * 0,67 \quad 50$$

A área de aço das armaduras negativas de borda, realizadas entre as lajes consideradas engastadas, assim como as lajes positivas, assume o valor mínimo apresentado na equação 50.

O dimensionamento das áreas de aço positivas na direção x e y, se encontram realizados na Tabela 56 e Tabela 57 respectivamente, enquanto a Tabela 58 apresenta o dimensionamento das áreas de aço negativas para as armaduras de bordo entre as lajes.

Tabela 56 – Dimensionamento da área de aço das armaduras positivas direção x

Laje	d (m)	$\lambda$	x (m)	z (m)	Md (kN.m/m)	f <sub>yd</sub> (KPa)	As.calc (cm <sup>2</sup> /m)	As mín. (cm <sup>2</sup> /m)	As (cm <sup>2</sup> /m)
L1	0,037	0,800	0,007	0,034	3,538	434782,61	2,39	1,20	2,39
L2	0,037	0,800	0,006	0,035	2,791	434782,61	1,85	1,20	1,85
L3	0,037	0,800	0,006	0,035	2,791	434782,61	1,85	1,20	1,85
L4	0,037	0,800	0,007	0,034	3,538	434782,61	2,39	1,20	2,39
L5	0,037	0,800	0,001	0,036	0,594	434782,61	0,38	1,20	1,20
L6	0,037	0,800	0,007	0,034	3,508	434782,61	2,37	1,20	2,37
L7	0,037	0,800	0,004	0,035	2,057	434782,61	1,34	1,20	1,34
L8	0,037	0,800	0,004	0,035	1,810	434782,61	1,17	1,20	1,20
L9	0,037	0,800	0,004	0,035	2,057	434782,61	1,34	1,20	1,34
L10	0,037	0,800	0,001	0,036	0,594	434782,61	0,38	1,20	1,20
L11	0,037	0,800	0,007	0,034	3,508	434782,61	2,37	1,20	2,37

Fonte: Autor

Tabela 57 – Dimensionamento da área de aço das armaduras positivas direção y

Laje	d (m)	$\lambda$	x (m)	z (m)	Md (kN.m/m)	f <sub>yd</sub> (KPa)	As.calc (cm <sup>2</sup> /m)	As mín. (cm <sup>2</sup> /m)	As (cm <sup>2</sup> /m)
L1	0,0306	0,8	0,0090	0,0269	3,5383	434782,61	3,02	1,20	3,02
L2	0,0306	0,8	0,0026	0,0295	1,1138	434782,61	0,87	1,20	1,20
L3	0,0306	0,8	0,0026	0,0295	1,1138	434782,61	0,87	1,20	1,20
L4	0,0306	0,8	0,0090	0,0269	3,5383	434782,61	3,02	1,20	3,02
L5	0,0306	0,8	0,0014	0,0300	0,5940	434782,61	0,46	0,80	0,80
L6	0,0306	0,8	0,0046	0,0287	1,9071	434782,61	1,53	1,20	1,53
L7	0,0306	0,8	0,0022	0,0297	0,9461	434782,61	0,73	1,20	1,20
L8	0,0306	0,8	0,0016	0,0299	0,7093	434782,61	0,55	1,20	1,20
L9	0,0306	0,8	0,0022	0,0297	0,9461	434782,61	0,73	1,20	1,20
L10	0,0306	0,8	0,0014	0,0300	0,5940	434782,61	0,46	0,80	0,80
L11	0,0306	0,8	0,0046	0,0287	1,9071	434782,61	1,53	1,20	1,53

Fonte: Autor

Tabela 58 – Dimensionamento As armadura negativa

LA	LB	d (m)	$\lambda$	x (m)	z (m)	Md (kN.m/m)	f <sub>yd</sub> (MPa)	As.calc (cm <sup>2</sup> )	As mín. (cm <sup>2</sup> /m)	As (cm <sup>2</sup> /m)
L1	L2	0,056	0,8	0,0079	0,05238	6,0529	434782,61	2,66	0,80	2,66
L1	L5	0,056	0,8	0,0012	0,05508	0,9503	434782,61	0,40	0,80	0,80
L3	L4	0,056	0,8	0,0079	0,05238	6,0529	434782,61	2,66	0,80	2,66
L2	L7	0,056	0,8	0,0039	0,05401	3,0356	434782,61	1,29	0,80	1,29
L3	L9	0,056	0,8	0,0039	0,05401	3,0356	434782,61	1,29	0,80	1,29
L4	L10	0,056	0,8	0,0012	0,05508	0,9503	434782,61	0,40	0,80	0,80
L5	L6	0,062	0,8	0,0011	0,06143	0,9503	434782,61	0,36	0,80	0,80
L6	L7	0,056	0,8	0,0056	0,05332	4,3223	434782,61	1,86	0,56	1,86
L7	L5	0,056	0,8	0,0036	0,05413	2,8065	434782,61	1,19	0,56	1,19
L7	L8	0,062	0,8	0,0041	0,06023	3,5632	434782,61	1,36	0,80	1,36
L8	L9	0,062	0,8	0,0041	0,06023	3,5632	434782,61	1,36	0,80	1,36
L9	L10	0,056	0,8	0,0036	0,05413	2,8065	434782,61	1,19	0,80	1,19
L9	L11	0,056	0,8	0,0056	0,05332	4,3223	434782,61	1,86	0,80	1,86
L10	L11	0,056	0,8	0,0012	0,05508	0,9503	434782,61	0,40	0,80	0,80

Fonte: Autor

#### 7.5.4.4 Armadura mínima para lajes unidirecionais

A norma exige ainda que seja dimensionado um valor mínimo para as armaduras no sentido secundário das lajes unidirecionais, este valor é dado pela equação 51, e no caso das lajes do pavimento tipo deverá ser verificado para as lajes 5 e 10.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_s}{s} \geq 20\% \text{ da armadura principal} \\ \frac{A_s}{s} \geq 0,9 \text{ cm}^2/\text{m} \\ \frac{A_s}{s} \geq 0,5\rho \end{array} \right. \quad 51$$

Tabela 59 – Dimensionamento As armadura de distribuição

Laje	$\frac{A_s}{s} \geq 20\%$ (cm <sup>2</sup> /m)	$\frac{A_s}{s} \geq 0,5\rho_{\min}$ (cm <sup>2</sup> /m)	0,9 (cm <sup>2</sup> /m)	As (cm <sup>2</sup> /m)
L5	0,24	0,6	0,9	0,9
L10	0,24	0,6	0,9	0,9

Fonte: Autor

### 7.5.5 Detalhamento das armaduras

Tendo sido definidas as áreas de aço necessárias a se combater os esforços presentes na estrutura, passa-se então ao detalhamento das armaduras dimensionadas, verificando-se os limites de bitola e espaçamento propostos pela norma, mas também visando a economia e a execução.

#### 7.5.5.1 Armadura positiva

Buscando detalhar a armadura da edificação e assim fornecer as informações necessárias a correta execução do projeto estrutural são necessários os cálculos referentes as características das barras, como o espaçamento entre as barras longitudinais, o comprimento de ancoragem, a quantidade de barras empregadas em cada um dos elementos e o comprimento dos ganchos.

#### 7.5.5.2 Determinação do número de barras

A determinação do número de barras para cada seção é dada através da divisão da área de aço necessária para se combater os esforços presentes pela área de aço unitária da barra a ser utilizada, como demonstrado na equação 52.



$$n = \frac{As/m}{As, uni} \quad 52$$

Tendo sido determinado o número de barras a cada metro de laje, é possível então calcular o espaçamento entre as barras, seguindo a equação 53.

$$s = \frac{100cm}{n} \quad 53$$

Caso necessário realizar algum arredondamento no cálculo do espaçamento, este deve ser sempre realizado a favor da segurança, logo adotando o valor inteiro e inferior ao calculado.

#### 7.5.5.3 Espaçamento máximo

Seguindo as prescrições gerais da NBR6118:2023 para o detalhamento de armaduras de lajes o espaçamento entre as barras da armadura principal deve respeitar os limites apresentados nas equações 54 e 55.

$$S \leq 20 \text{ cm} \quad 54$$

$$S \leq 2h \quad 55$$

No caso de armaduras secundárias é necessário se respeitar apenas o limite máximo de espaçamento de 3 barras por metro, ou seja,  $S \leq 33\text{cm}$ .

#### 7.5.5.4 Quantidade de barras

Por fim é possível se determinar a quantidade de barras que serão utilizadas na laje, para isso basta verificar o comprimento da faixa de armadura a ser utilizada e dividi-lo pelo espaçamento obtido anteriormente, conforme a equação 56.

$$Q = \frac{l_{livre}}{S} - 1 \quad 56$$

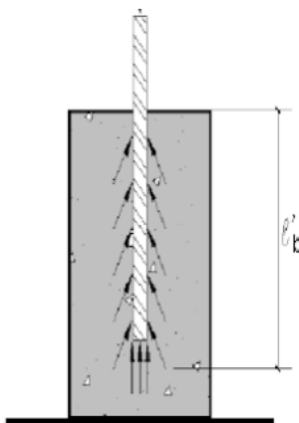
#### 7.5.5.5 Comprimento de ancoragem

Buscando garantir a transmissão dos esforços das armaduras ao concreto, é necessário garantir a aderência entre aço e concreto, esta aderência pode ocorrer de duas formas, seja pelo comprimento disponível para ancoragem ou pela utilização de outros dispositivos.

A princípio é feita a verificação da ancoragem por aderência das barras retas, sendo as demais soluções adotadas apenas quando o caso de ancoragem reto não se mostrar suficiente, desta maneira é necessário calcular a força de tração que surge no encontro desses elementos e assim verificar se a área de contato entre os mesmos é suficiente para transmitir os esforços sem que haja a fissuração do concreto, ou o escoamento do aço.

Assim, para verificação do comprimento de ancoragem serão calculados a força de ancoragem presente em cada uma das lajes, sendo assim verificada a área de aço necessária e por fim verificado se esta área de aço mínima é atendida pela situação de ancoragem adotada.

Figura 23 - Ancoragem das barras por aderência



Fonte: Fusco, 1975

#### 7.5.5.6 Comprimento de ancoragem básico

De maneira a definir um parâmetro básico para calcular o comprimento de ancoragem, a NBR6118:2023 define o comprimento de ancoragem básico como sendo comprimento necessário para ancorar uma barra reta sob a força limite atuante naquele elemento, sendo seu valor dado pela equação 57.

$$l_b = \frac{\sigma f_{yd}}{4 f_{bd}} \geq 25\sigma \quad 57$$

Onde:

$f_{yd}$  = tensão de cálculo do escoamento do aço

$f_{bd}$  = resistência de aderência de cálculo da armadura passiva

Segundo Carvalho e Figueiredo Filho (2014), valor de cálculo para resistência de aderência da armadura passiva é obtido através da equação 58.

$$f_{bd} = \eta_1 * \eta_2 * \eta_3 * f_{ctd} \quad 58$$

Onde:

$\eta_1 = 1,0$  para barras lisas

$\eta_1 = 1,4$  para barras entalhadas

$\eta_1 = 2,25$  para barras nervuradas

$\eta_2 = 1,0$  para situações de boa aderência

$\eta_2 = 0,7$  para situações de má aderência

$\eta_3 = 1,0$  para  $\emptyset < 32$  mm

$\eta_3 = (132 - \emptyset)/100$  para  $\emptyset \geq 32$  mm

#### 7.5.5.7 Comprimento de ancoragem necessário

$$l_{b,nec} = \alpha * l_b \frac{A_{s,calc}}{A_{s,ef}} \geq l_{b,min} \quad 59$$

Onde:

$\alpha = 1,0$  para barras sem gancho;

$\alpha = 0,7$  para barras tracionadas com gancho  $\geq 3 \emptyset$ ;

$\alpha = 0,7$  quando houver barras transversais soldadas conforme 9.4.2.2;

$\alpha = 0,7$  quando houver barras transversais soldadas conforme 9.4.2.2 e gancho com cobertura no plano normal ao do gancho  $\geq 3 \emptyset$ ;

#### 7.5.5.8 Comprimento de ancoragem mínimo

$$l_{b,min} \geq \begin{cases} 0,3 * l_b \\ 10 * \emptyset_l \\ 100\text{mm} \end{cases} \quad 60$$

Para a verificação das ancoragens das lajes da edificação tem-se que os panos de laje são ancorados nas vigas, assim, buscando encontrar a força resistente a ser ancorada, utiliza-se, para ancoragem em apoios de extremidade, a equação 61.

$$R_{sd} = \frac{a_l}{d} * V_d \quad 61$$

Onde:

$d$  = altura útil da laje

$V_d$  = reação de apoio da laje sobre a viga

$a_l$  = comprimento de decalagem do momento fletor, considerado para lajes sem o dimensionamento de armaduras para esforço cortante, como descrito pela NBR6118:2023, em 19.4.1, pode ser obtido através da equação 62.

$$a_l = 1,5 * d \quad 62$$

Sabendo que é necessário verificar a área de aço mínima a combater o esforço de ancoragem, chega-se à relação apresentada pela equação 63.

$$A_{s,calc} = \frac{R_{sd}}{f_{yd}} \quad 63$$

• **Cálculo do comprimento de ancoragem necessário para a Laje L1 do pavimento**

tipo:

- Comprimento de ancoragem básico

$$f_{ctd} = \frac{2,03}{1,4} = 1,45 \text{ MPa}$$

$$f_{bd} = 2,25 * 1 * 1 * 1,45 = 3,26 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = 434,78 \text{ MPa}$$

$$\emptyset = 6,3 \text{ mm}$$

$$l_b = \frac{0,063}{4} \frac{434,78}{3,26} = 21,015 \text{ cm}$$

- Comprimento de ancoragem mínimo

O comprimento de ancoragem mínimo será dado pelo maior dos 3 valores

$$l_{b,min} = 0,3 * l_b = 0,3 * 21,015 = 6,305 \text{ cm}$$

$$l_{b,min} = 10 * \emptyset = 10 * 0,63 = 6,3 \text{ cm}$$

$$l_{b,min} = 10 \text{ cm}$$

Adotando o maior valor entre os 3 possíveis para lbmin, para a laje L1.

$$l_{b,min} = 10 \text{ cm}$$

- Comprimento de ancoragem necessário.

Considerando inicialmente barras sem gancho.

$$\alpha = 1,0 \text{ para barras sem gancho;}$$

Para laje L1, observando o valor do maior carregamento da laje sobre as vigas, considerando o vão da mesma, calculado no item 7.6.1 deste trabalho, tem-se que o esforço máximo ocorre na direção x e possui valor:

$$V_d = 5,65kN/m$$

Para direção x, tem-se que a altura útil d.

$$d = 3,69 \text{ cm}$$

$$a_l = 1,5 * d = 1,5 * 3,69 = 5,53 \text{ cm}$$

$$R_{sd} = 1,5 * 5,65 = 8,48kN/m$$

Calculando então a área de aço necessária para resistir ao esforço.

$$A_{s,calc} = \frac{8,48}{43,478} = 0,20cm^2/m$$

Por fim, verificando o comprimento de ancoragem necessário através da equação 59.

$$l_{b,nec} = 1,0 * 21,015 \frac{0,20}{2,18} = 1,64 \text{ cm}$$

Como  $l_{b,nec} < l_{b \text{ min}}$  adota-se, portanto, o valor de  $l_{b \text{ min}}$  para ancoragem das barras da laje L1.

Assim, o comprimento de ancoragem calculado seria de 10 cm, porém sempre que possível será utilizado todo o comprimento de ancoragem disponível, portanto 15,5 cm.

Comparando o comprimento de ancoragem a ser adotado para laje com o comprimento de ancoragem disponível, não se verifica a necessidade de utilização de outros mecanismos de aderência nesta situação.

O mesmo procedimento de verificação se encontra realizado na Tabela 60 para as demais lajes do pavimento.

Tabela 60 – Comprimento de ancoragem

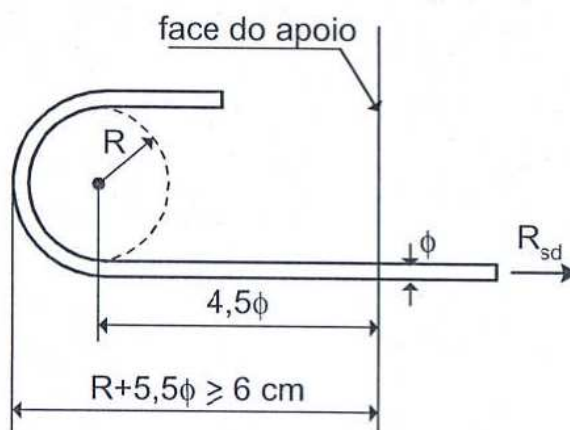
Laje	Vd (kN/m)	dx (cm)	al (cm)	Rsd (kN/m)	fyd (kN/m)	As calc (cm <sup>2</sup> /m)	As ef (cm <sup>2</sup> /m)	n1	n2	n3	fctd (MPa)	fbd (MPa)	Ø (mm)	lb (cm)	$\alpha$	lb nec (cm)	lb min (cm)	lb disp (cm)	Ancoragem
L1	5,65	3,69	5,53	8,48	434,78	0,20	2,49	2,25	1,00	1,00	1,45	3,26	6,30	21,015	1,00	1,64	10,000	15,5	ok
L2	4,15	3,69	5,53	6,22	434,78	0,14	2,18	2,25	1,00	1,00	1,45	3,26	6,30	21,015	1,00	1,38	10,000	15,5	ok
L3	4,15	3,69	5,53	6,22	434,78	0,14	2,18	2,25	1,00	1,00	1,45	3,26	6,30	21,015	1,00	1,38	10,000	15,5	ok
L4	5,65	3,69	5,53	8,48	434,78	0,20	2,49	2,25	1,00	1,00	1,45	3,26	6,30	21,015	1,00	1,64	10,000	15,5	ok
L6	6,45	3,69	5,53	9,67	434,78	0,22	2,49	2,25	1,00	1,00	1,45	3,26	6,30	21,015	1,00	1,87	10,000	15,5	ok
L7	3,11	3,06	4,58	4,67	434,78	0,11	2,18	2,25	1,00	1,00	1,45	3,26	6,30	21,015	1,00	1,03	10,000	15,5	ok
L8	1,98	3,06	4,58	2,96	434,78	0,07	2,18	2,25	1,00	1,00	1,45	3,26	6,30	21,015	1,00	0,66	10,000	15,5	ok
L9	3,84	3,06	4,58	5,76	434,78	0,13	2,18	2,25	1,00	1,00	1,45	3,26	6,30	21,015	1,00	1,28	10,000	15,5	ok
L11	4,26	3,69	5,53	6,39	434,78	0,15	2,49	2,25	1,00	1,00	1,45	3,26	6,30	21,015	1,00	1,24	10,000	15,5	ok

Fonte: Autor

### 7.5.5.9 Comprimento dos ganchos das armaduras

No caso de não ser possível realizar a ancoragem das barras retas, uma das possíveis soluções é a utilização de ganchos, tal solução conta com a absorção de parte da força de pressões de contato na parcela curva na extremidade da barra de maneira a reduzir a parcela necessária a ser absorvida pelo trecho linear da barra.

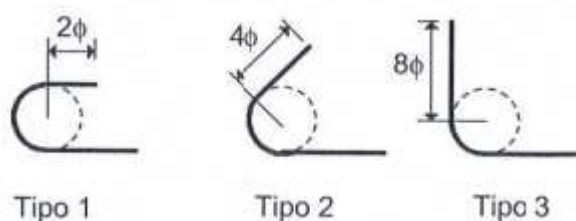
Figura 24 - Tensão de contato no gancho



Fonte: Araújo (2010)

Ganchos podem ser realizados nas armaduras de tração de 3 maneiras distintas, sendo elas, através da utilização de ganchos semicirculares, ganchos em ângulo de  $45^\circ$  e ganchos em ângulo reto, são definidos por norma os comprimentos mínimos tanto para o raio mínimo de curvatura dos ganchos, e também o comprimento do trecho reto.

Figura 25 - Tipos de gancho

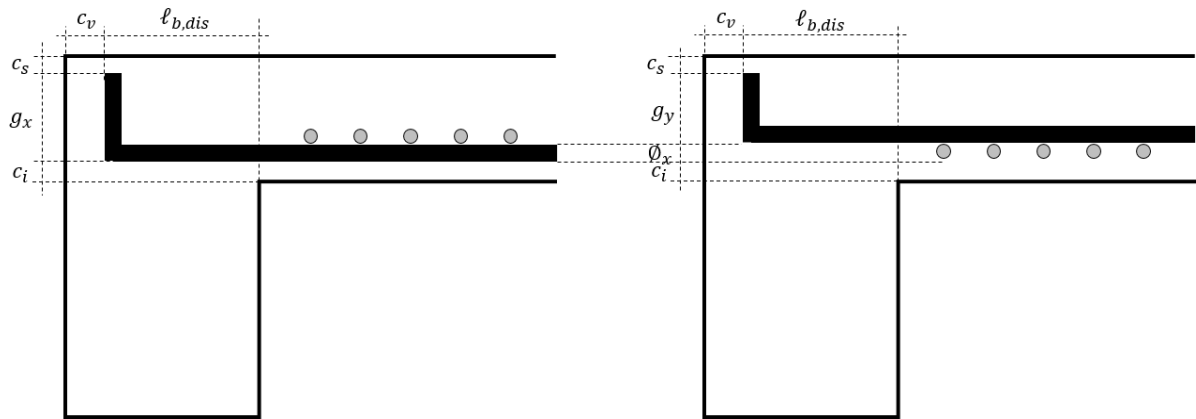


Fonte: Araújo (2010)

Quando necessária a utilização de ganchos para a armadura de tração, foram considerados inicialmente ganchos em ângulo reto, adotando como comprimento todo o espaço disponível para ancoragem, dado pelas equações 64 e 65 para as armaduras em ambas as

direções, sendo verificado apenas se o comprimento disponível é suficiente para utilização dos mesmos.

Figura 26 - Comprimento dos Ganchos



Fonte: (Perlin et al. 2020).

$$g_x = h - c_i - c_s \quad 64$$

$$g_y = h - c_i - \varnothing_x - c_s \quad 65$$

Onde:

$c_i$  = cobrimento da face inferior

$c_s$  = cobrimento da face superior

$\varnothing_x$  = diâmetro da barra na direção x.

Em função da verificação do comprimento de ancoragem necessário às barras, não foi necessária a utilização de ganchos nas armaduras das lajes do pavimento tipo, sendo assim, possível adotar a ancoragem reta das barras, optando-se nesta situação pela utilização de todo o comprimento de ancoragem disponível até o cobrimento do elemento de extremidade, neste caso as vigas.

Assim, tendo sido definidos os comprimentos de ancoragem a serem utilizados, e já tendo sido definidos anteriormente o comprimento dos vãos efetivos tanto para a direção x quanto y para cada uma das lajes, pode-se então finalmente calcular o comprimento de cada uma das barras, valor este, dado pela equação 66.

$$C = l_{b,disp,1} + l_0 + l_{b,disp,2} \quad 66$$



Por fim, tendo determinado as informações de bitola, espaçamento, e comprimento das barras, pode-se então elaborar o detalhamento das armaduras, a Tabela 61 contemplando as armaduras na direção x e a Tabela 62, as na direção y.

Tabela 61 – Detalhamento das armaduras positivas na direção x

Laje	As min (cm <sup>2</sup> /m)	Ø As (mm)	A uni (cm <sup>2</sup> /m)	n (un/m)	S calc (cm)	2*h (cm)	S (cm)	l0 (cm)	l livre (cm)	Q (un)	C (cm)	lbdis (cm)	gx (cm)	As ef. (cm <sup>2</sup> /m)
L1	2,39	6,3	0,312	7,68	13,00	16,00	13	346,00	371,00	28	376,00	15,50	-	2,49
L2	1,85	6,3	0,312	5,95	16,00	16,00	16	252,00	371,00	22	282,00	15,50	-	2,18
L3	1,85	6,3	0,312	5,95	16,00	16,00	16	252,00	371,00	22	282,00	15,50	-	2,18
L4	2,39	6,3	0,312	7,68	13,00	16,00	13	346,00	371,00	28	376,00	15,50	-	2,49
L5	1,20	6,3	0,312	3,85	25,00	16,00	16	130,00	346,00	21	160,00	15,50	-	2,18
L6	2,37	6,3	0,312	7,61	13,00	16,00	13	228,00	346,00	26	258,00	15,50	-	2,49
L7	1,34	6,3	0,312	4,31	23,00	16,00	16	252,00	372,00	22	282,00	15,50	-	2,18
L8	1,20	6,3	0,312	3,85	25,00	16,00	16	200,00	372,00	22	230,00	15,50	-	2,18
L9	1,34	6,3	0,312	4,31	23,00	16,00	16	252,00	372,00	22	282,00	15,50	-	2,18
L10	1,20	6,3	0,312	3,85	25,00	16,00	16	130,00	346,00	21	160,00	15,50	-	2,18
L11	2,37	6,3	0,312	7,61	13,00	16,00	13	228,00	346,00	26	258,00	15,50	-	2,49

Fonte: Autor

Tabela 62 – Detalhamento das armaduras positivas na direção y

Laje	As min (cm <sup>2</sup> /m)	Ø As (mm)	A uni (cm <sup>2</sup> /m)	n (un/m)	S calc (cm)	2*h (cm)	S (cm)	l0 (cm)	l livre (cm)	Q (un)	C (cm)	lbdis (cm)	gy (cm)	As ef. (cm <sup>2</sup> /m)
L1	3,02	6,3	0,312	9,69	10,00	16,00	10	371,00	346,00	34	401,00	15,50	-	3,12
L2	1,20	6,3	0,312	3,85	25,00	16,00	16	371,00	252,00	15	401,00	15,50	-	2,18
L3	1,20	6,3	0,312	3,85	25,00	16,00	16	371,00	252,00	15	401,00	15,50	-	2,18
L4	3,02	6,3	0,312	9,69	10,00	16,00	10	371,00	346,00	34	401,00	15,50	-	3,12
L5	0,90	6,3	0,312	2,89	34,00	16,00	16	346,00	130,00	7	376,00	10,50	-	2,18
L6	1,53	6,3	0,312	4,90	20,00	16,00	16	346,00	228,00	13	376,00	15,50	-	2,18
L7	1,20	6,3	0,312	3,85	25,00	16,00	16	372,00	252,00	15	402,00	15,50	-	2,18
L8	1,20	6,3	0,312	3,85	25,00	16,00	16	372,00	200,00	12	402,00	15,50	-	2,18
L9	1,20	6,3	0,312	3,85	25,00	16,00	16	372,00	252,00	15	402,00	15,50	-	2,18
L10	0,90	6,3	0,312	2,89	34,00	16,00	16	346,00	130,00	7	376,00	10,50	-	2,18
L11	1,53	6,3	0,312	4,90	20,00	16,00	16	346,00	228,00	13	376,00	15,50	-	2,18

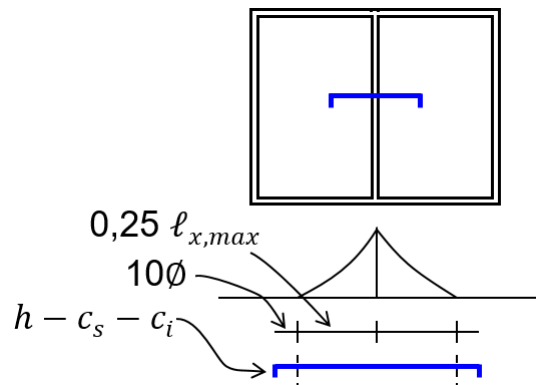
Fonte: Autor

### 7.5.6 Armadura negativa

O detalhamento da armadura negativa, assim como o detalhamento da armadura positiva, se dá através da determinação do diâmetro das barras a serem utilizadas, sendo então definidos o número de barras, espaçamentos e comprimento das barras.

Assim, realizando o mesmo procedimento de cálculo para a determinação dos espaçamentos entre as barras feito para as armaduras positivas, segue-se então para a determinação do comprimento das barras.

Figura 27 - Comprimento das armaduras negativas.



Fonte: (Perlin et al. 2020).

No caso das armaduras negativas o comprimento da barra é dado pela equação 67.

$$C = g_e + 10\emptyset + 2 * 0,25 * l_{x,max} + 10\emptyset + g_d \quad 67$$

Onde:

$C$  = comprimento total da barra

$g_e$  = gancho do lado esquerdo, dado pela expressão 68.

$$g_e = h_e - c_s - c_i \quad 68$$

$g_d$  = gancho do lado direito, dado pela expressão 69.

$$g_d = h_d - c_s - c_i \quad 69$$

$c_s$  e  $c_i$  são respectivamente, os cobrimentos superior e inferior da laje.

$\emptyset$  = bitola da armadura utilizada.

• **Detalhamento da armadura negativa para as armaduras entre L1 e L2:**

$$A_{s,min} = 2,66 \text{ cm}^2/m$$

$$\emptyset = 6,3 \text{ mm}$$

$$A_{uni} = \pi * \frac{0,63^2}{4} = 0,312 \text{ cm}^2$$

Número de barras necessário

$$N = \frac{2,61}{0,312} = 8,53 \text{ barras}$$

Espaçamento entre as barras:

$$s = \frac{100\text{cm}}{n} = \frac{100\text{cm}}{8,53} = 11 \text{ cm}$$

Verificando o espaçamento máximo entre as barras permitidos pela norma.

$$S \leq 20 \text{ cm}$$

$$S \leq 2 * h = 2 * 8 = 16 \text{ cm}$$

Logo como o espaçamento calculado é de 11 cm, tem-se que este se encontra dentro dos parâmetros de norma.

Calculando, por fim, a quantidade de barras a serem empregadas tem-se:

$$Q = \frac{l_{livre}}{S} - 1 = \frac{371}{11} = 33 \text{ barras}$$

Calculando a seguir o comprimento dos ganchos do lado esquerdo e direito, para a armadura negativa, através das equações 68 e 69.

$$h_{L1} = 8\text{cm}$$

$$h_{L2} = 8 \text{ cm}$$

$$g_e = 8 - 1,5 - 3,5 = 3,0 \text{ cm}$$

$$g_d = 8 - 1,5 - 3,5 = 3,0 \text{ cm}$$

$$l_{x,max} = 351 \text{ cm}$$

$$C = 3,0 + 10 * 0,63 + 2 * 0,25 * 351 + 10 * 0,63 + 3,0 = 194 \text{ cm}$$

A determinação de  $l_{x,max}$ , é dada de duas maneiras distintas, caso ambas as lajes se engastem entre si, seu valor será o do maior vão na direção x (maior vão entre os menores), para situações onde apenas uma das lajes se engasta na outra, o valor de  $l_{x,max}$  será dado pelo menor vão da laje, aplicando o mesmo procedimento de cálculo para as demais lajes do pavimento tipo, obtém-se os valores contidos na Tabela 63.

Tabela 63 – Detalhamento das armaduras negativas

LA	LB	As min (cm <sup>2</sup> /m)	Ø As (mm)	A uni (cm <sup>2</sup> /m)	n (un/m)	S calc (cm)	2*h (cm)	S (cm)	l livre (cm)	Q (un)	hA (cm)	hB (cm)	Status	ge (cm)	gd (cm)	lmax (cm)	c (cm)
L1	L2	2,66	6,3	0,312	8,53	11,00	16,00	11	371,00	33	8,00	8,00	Duplo engaste	2,50	2,50	350,80	193,00
L1	L5	0,80	6,3	0,312	2,58	38,00	16,00	16	346,00	21	8,00	8,00	Engaste simples	2,50	2,50	350,80	193,00
L3	L4	2,66	6,3	0,312	8,53	11,00	16,00	11	371,00	33	8,00	8,00	Duplo engaste	2,50	2,50	350,80	193,00
L2	L7	1,29	6,3	0,312	4,15	24,00	16,00	16	252,00	15	8,00	8,00	Duplo engaste	2,50	2,50	256,80	146,00
L3	L9	1,29	6,3	0,312	4,15	24,00	16,00	16	252,00	15	8,00	8,00	Duplo engaste	2,50	2,50	256,80	146,00
L4	L10	0,80	6,3	0,312	2,58	38,00	16,00	16	346,00	21	8,00	8,00	Engaste simples	2,50	2,50	350,80	193,00
L5	L6	0,80	6,3	0,312	2,58	38,00	16,00	16	346,00	21	8,00	8,00	Engaste simples	2,50	2,50	232,80	134,00
L6	L7	1,86	6,3	0,312	5,98	16,00	16,00	16	228,00	14	8,00	8,00	Engaste simples	2,50	2,50	232,80	134,00
L7	L5	1,19	6,3	0,312	3,83	26,00	16,00	16	130,00	8	8,00	8,00	Engaste simples	2,50	2,50	256,80	146,00
L7	L8	1,36	6,3	0,312	4,37	22,00	16,00	16	372,00	23	8,00	8,00	Duplo engaste	2,50	2,50	256,80	146,00
L8	L9	1,36	6,3	0,312	4,37	22,00	16,00	16	372,00	23	8,00	8,00	Duplo engaste	2,50	2,50	256,80	146,00
L9	L10	1,19	6,3	0,312	3,83	26,00	16,00	16	130,00	8	8,00	8,00	Engaste simples	2,50	2,50	256,80	146,00
L9	L11	1,86	6,3	0,312	5,98	16,00	16,00	16	228,00	14	8,00	8,00	Engaste simples	2,50	2,50	232,80	134,00
L10	L11	0,80	6,3	0,312	2,58	38,00	16,00	16	346,00	21	8,00	8,00	Engaste simples	2,50	2,50	232,80	134,00

Fonte: Autor

### 7.5.7 Armaduras de borda

As armaduras negativas de bordo, segundo a norma, devem ser colocadas em bordas onde existam as vigas de apoio, porém não existe uma laje adjacente.

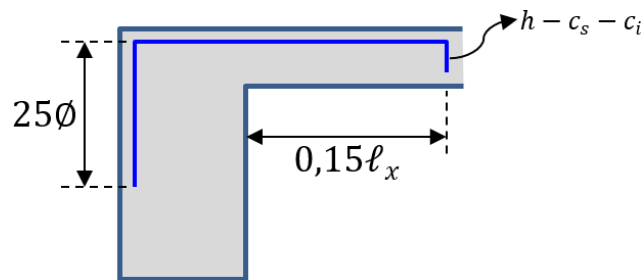
Nessas situações a área de aço necessária para a armadura de bordo é calculada pela equação 70.

$$\rho_s \geq 0,67 * \rho_{min} \quad 70$$

Além da área de aço mínima é exigido por norma que o máximo espaçamento adotado seja de 33 cm.

A armadura se estende por  $0,15 l_x$  a partir da face do apoio e admite uma ancoragem com gancho comprimento de  $25 * \emptyset$  no apoio, tais dimensões são exemplificadas na Figura 28.

Figura 28 - Características das armaduras de bordo.



Fonte: (Perlin et al. 2020).

Assim, tem-se que o comprimento total das barras será dado por:

$$c = 25 * \emptyset + b_w - c_v + 0,15 * l_x + h - c_s - c_i \quad 71$$

#### • Cálculo da armadura de borda para laje L1

Primeiramente, será determinada a área de aço necessária para armadura de bordo, assim seguindo a equação 70.

$$\rho_s \geq 0,67 * \rho_{min} = 0,67 * 1,50 = 1,01 \text{ cm}^2/m$$

$$\emptyset = 6,3 \text{ mm} = 0,63 \text{ cm}$$

$$A_{s,uni} = 0,312 \text{ cm}^2$$

$$n = \frac{0,8}{0,312} = 2,58$$

$$S = \frac{100}{2,58} = 33 \text{ cm}$$

Como o espaçamento obtido possui valor inferior ao espaçamento máximo de 33 cm está correto.

Para obter o comprimento das barras nesta situação, utiliza-se então a equação 71, para os valores referentes a laje L1.

$$h = 8 \text{ cm}$$

$$l_x = 346 \text{ cm}$$

$$b_w = 19 \text{ cm}$$

$$c_v = 4,0 \text{ cm}$$

$$c_s = 1,5 \text{ cm}$$

$$c_i = 3,5 \text{ cm}$$

$$c = 25 * 0,63 + 19 - 4,0 + 0,15 * 346 + 8 - 1,5 - 3,5 = 87,0 \text{ cm}$$

Aplicando o mesmo procedimento de cálculo para as demais lajes do pavimento tipo, nas direções necessárias, obtém-se os valores contidos na Tabela 64 e Tabela 65, para direções do menor e maior vão, respectivamente.



Tabela 64 – Detalhamento das armaduras de borda direção x

Laje	As,min. (cm <sup>2</sup> /m)	As, bordo (cm <sup>2</sup> /m)	Øbordo (mm)	As,uni (cm <sup>2</sup> )	n (un)	S,calc (cm)	Smax (cm)	S (cm)	l livre (cm)	Q (un)	lx (cm)	bw (cm)	cv (cm)	h (cm)	es (cm)	ci (cm)	C (cm)
L1	1,20	0,80	6,30	0,312	2,58	38,77	33,00	33,000	371	11	346,0	19,00	3,5	8,00	1,5	3,0	87,0
L2	1,20	0,80	6,30	0,312	2,58	38,77	33,00	33,000	371	11	252,0	19,00	3,5	8,00	1,5	3,0	73,0
L3	1,20	0,80	6,30	0,312	2,58	38,77	33,00	33,000	371	11	252,0	19,00	3,5	8,00	1,5	3,0	73,0
L4	1,20	0,80	6,30	0,312	2,58	38,77	33,00	33,000	371	11	346,0	19,00	3,5	8,00	1,5	3,0	87,0
L5	1,20	0,80	6,30	0,312	2,58	38,77	33,00	33,000	346	10	130,0	19,00	3,5	8,00	1,5	3,0	55,0
L6	1,20	0,80	6,30	0,312	2,58	38,77	33,00	33,000	346	10	228,0	19,00	3,5	8,00	1,5	3,0	69,0
L7	1,20	0,80	6,30	0,312	2,58	38,77	33,00	33,000	372	11	252,0	19,00	3,5	8,00	1,5	3,0	73,0
L8	1,20	0,80	6,30	0,312	2,58	38,77	33,00	33,000	372	11	200,0	19,00	3,5	8,00	1,5	3,0	65,0
L9	1,20	0,80	6,30	0,312	2,58	38,77	33,00	33,000	372	11	252,0	19,00	3,5	8,00	1,5	3,0	73,0
L10	1,20	0,80	6,30	0,312	2,58	38,77	33,00	33,000	346	10	130,0	19,00	3,5	8,00	1,5	3,0	55,0
L11	1,20	0,80	6,30	0,312	2,58	38,77	33,00	33,000	346	10	228,0	19,00	3,5	8,00	1,5	3,0	69,0

Fonte: Autor

Tabela 65 – Detalhamento das armaduras de borda direção y

Laje	As,min. (cm <sup>2</sup> /m)	As, bordo (cm <sup>2</sup> /m)	Øbordo (mm)	As,uni (cm <sup>2</sup> )	n (un)	S,calc (cm)	Smax (cm)	Verificação S	l livre (cm)	Q (un)	lx (cm)	bw (cm)	cv (cm)	h (cm)	cs (cm)	ci (cm)	C (cm)
L1	1,20	0,80	6,30	0,312	2,58	38,77	33,00	33,000	346	10	346,0	19,00	3,5	8,00	1,5	3,0	87,0
L2	1,20	0,80	6,30	0,312	2,58	38,77	33,00	33,000	252	7	252,0	19,00	3,5	8,00	1,5	3,0	73,0
L3	1,20	0,80	6,30	0,312	2,58	38,77	33,00	33,000	252	7	252,0	19,00	3,5	8,00	1,5	3,0	73,0
L4	1,20	0,80	6,30	0,312	2,58	38,77	33,00	33,000	346	10	346,0	19,00	3,5	8,00	1,5	3,0	87,0
L5	0,80	0,54	6,30	0,312	1,73	57,87	33,00	33,000	130	3	130,0	19,00	3,5	8,00	1,5	3,0	55,0
L6	1,20	0,80	6,30	0,312	2,58	38,77	33,00	33,000	228	6	228,0	19,00	3,5	8,00	1,5	3,0	69,0
str	1,20	0,80	6,30	0,312	2,58	38,77	33,00	33,000	252	7	252,0	19,00	3,5	8,00	1,5	3,0	73,0
L8	1,20	0,80	6,30	0,312	2,58	38,77	33,00	33,000	200	6	200,0	19,00	3,5	8,00	1,5	3,0	65,0
L9	1,20	0,80	6,30	0,312	2,58	38,77	33,00	33,000	252	7	252,0	19,00	3,5	8,00	1,5	3,0	73,0
L10	0,80	0,54	6,30	0,312	1,73	57,87	33,00	33,000	130	3	130,0	19,00	3,5	8,00	1,5	3,0	55,0
L11	1,20	0,80	6,30	0,312	2,58	38,77	33,00	33,000	228	6	228,0	19,00	3,5	8,00	1,5	3,0	69,0

Fonte: Autor

## 7.6 ELU - CISALHAMENTO

Observando a norma, tem-se a possibilidade de não serem utilizadas amaduras para o esforço cortante, sendo necessário nesta situação verificar se os esforços cortantes de cálculo podem ser absorvidos inteiramente pela estrutura, assim utiliza-se o método das Linhas de Ruptura (Charneiras plásticas) para verificação dos esforços atuantes e o esforço máximo resistido pela seção do elemento.

### 7.6.1 Reação das lajes nas vigas

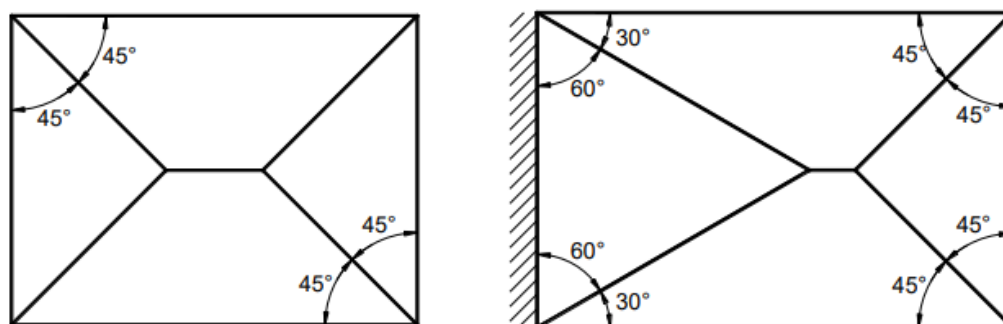
Para análise dos carregamentos nas vigas, em seu capítulo 14.7.6, a norma indica que para lajes maciças, as reações de apoio para o caso de lajes retangulares e com cargas uniformemente distribuídas é possível se adotar as seguintes simplificações.

As reações nos apoios podem ser determinadas através da utilização de charneiras plásticas, avaliando as cargas atuantes nos triângulos

Quando não realizada a análise plástica, as charneiras podem ser aproximadas por retas inclinadas, a partir dos vértices com os seguintes ângulos:

- 45° entre apoios do mesmo tipo.
- 60° entre um apoio considerado engastado se o outro apoio for considerado simplesmente apoiado.
- 90° a partir do apoio quando em relação à borda livre.

Figura 29 - Linhas de Ruptura (Charneiras Plásticas)



Fonte: Bastos (2015), figura 27.

De maneira a tornar a utilização deste método mais prática, ao longo do tempo foram desenvolvidas tabelas, como as de Carvalho e Figueiredo Filho.

Nesta situação se utiliza o conjunto de equações dados pelas expressões 72,73,74 e 75, onde ao substituir os coeficientes obtidos da Tabela 66,Tabela 67 e Tabela 68,dependendo do caso de vinculação, juntamente com as dimensões da laje e reações de apoio, é possível determinar o esforço cortante presente nas lajes, sendo este o maior valor dentre os obtidos pelo conjunto de equações.

$$q^+_x = k^+_x * p * \frac{l_x}{10} \quad 72$$

$$q^-_x = k^-_x * p * \frac{l_x}{10} \quad 73$$

$$q^+_y = k^+_y * p * \frac{l_x}{10} \quad 74$$

$$q^-_y = k^-_y * p * \frac{l_x}{10} \quad 75$$

Onde:

q = reação de apoio por unidade de comprimento

k = valor tabelado

$l_x$  = menor dimensão de cálculo da laje

p = carga distribuída atuante na laje

Tabela 66 – Fator de cálculo K (parte 1)

$\lambda$	Caso 1		Caso 2			Caso 3		
	$k_x$	$k_y$	$k_x$	$k_y$	$k_{\bar{y}}$	$k_x$	$k_{\bar{x}}$	$k_y$
1,00	2,50	2,50	1,83	2,32	4,02	2,32	4,02	1,83
1,05	2,62	2,50	1,92	2,37	4,10	2,38	4,13	1,83
1,10	2,73	2,50	2,01	2,41	4,17	2,44	4,23	1,83
1,15	2,83	2,50	2,10	2,44	4,22	2,50	4,32	1,83
1,20	2,92	2,50	2,20	2,46	4,27	2,54	4,41	1,83
1,25	3,00	2,50	2,29	2,48	4,30	2,59	4,48	1,83
1,30	3,08	2,50	2,38	2,49	4,32	2,63	4,55	1,83
1,35	3,15	2,50	2,47	2,50	4,33	2,67	4,62	1,83
1,40	3,21	2,50	2,56	2,50	4,33	2,70	4,68	1,83
1,45	3,28	2,50	2,64	2,50	4,33	2,74	4,74	1,83
1,50	3,33	2,50	2,72	2,50	4,33	2,77	4,79	1,83
1,55	3,39	2,50	2,80	2,50	4,33	2,80	4,84	1,83
1,60	3,44	2,50	2,87	2,50	4,33	2,82	4,89	1,83
1,65	3,48	2,50	2,93	2,50	4,33	2,85	4,93	1,83
1,70	3,53	2,50	2,99	2,50	4,33	2,87	4,97	1,83
1,75	3,57	2,50	3,05	2,50	4,33	2,89	5,01	1,83
1,80	3,61	2,50	3,10	2,50	4,33	2,92	5,05	1,83
1,85	3,65	2,50	3,15	2,50	4,33	2,94	5,09	1,83
1,90	3,68	2,50	3,20	2,50	4,33	2,96	5,12	1,83
1,95	3,72	2,50	3,25	2,50	4,33	2,97	5,15	1,83
2,00	3,75	2,50	3,29	2,50	4,33	2,99	5,18	1,83
$\infty$	5,00	2,50	5,00	2,50	4,33	3,66	6,25	1,83

Fonte: Carvalho e Figueiredo Filho (2014)

Tabela 67 – Fator de cálculo K (parte 2)

$\lambda$	Caso 4				Caso 5		Caso 6	
	$k_x$	$k_{\bar{x}}$	$k_y$	$k_{\bar{y}}$	$k_x$	$k_{\bar{y}}$	$k_{\bar{x}}$	$k$
1,00	1,83	3,17	1,83	3,17	1,44	3,56	3,56	1,4
1,05	1,92	3,32	1,83	3,17	1,52	3,66	3,63	1,4
1,10	2,00	3,46	1,83	3,17	1,59	3,75	3,69	1,4
1,15	2,07	3,58	1,83	3,17	1,66	3,84	3,74	1,4
1,20	2,14	3,70	1,83	3,17	1,73	3,92	3,80	1,4
1,25	2,20	3,80	1,83	3,17	1,80	3,99	3,85	1,4
1,30	2,25	3,90	1,83	3,17	1,88	4,06	3,89	1,4
1,35	2,30	3,99	1,83	3,17	1,95	4,12	3,93	1,4
1,40	2,35	4,08	1,83	3,17	2,02	4,17	3,97	1,4
1,45	2,40	4,15	1,83	3,17	2,09	4,22	4,00	1,4
1,50	2,44	4,23	1,83	3,17	2,17	4,25	4,04	1,4
1,55	2,48	4,29	1,83	3,17	2,24	4,28	4,07	1,4
1,60	2,52	4,36	1,83	3,17	2,31	4,30	4,10	1,4
1,65	2,55	4,42	1,83	3,17	2,38	4,32	4,13	1,4
1,70	2,58	4,48	1,83	3,17	2,45	4,33	4,15	1,4
1,75	2,61	4,53	1,83	3,17	2,53	4,33	4,17	1,4
1,80	2,64	4,58	1,83	3,17	2,59	4,33	4,20	1,4
1,85	2,67	4,63	1,83	3,17	2,66	4,33	4,22	1,4
1,90	2,70	4,67	1,83	3,17	2,72	4,33	4,24	1,4
1,95	2,72	4,71	1,83	3,17	2,78	4,33	4,26	1,4
2,00	2,75	4,75	1,83	3,17	2,84	4,33	4,28	1,4
$\infty$	3,66	6,33	1,83	3,17	5,00	4,33	5,00	1,4

Fonte: Carvalho e Figueiredo Filho (2014)

Tabela 68 – Fator de cálculo K (parte 3)

$\lambda$	Caso 7			Caso 8			Caso 9	
	$k_x$	$k_x^-$	$k_y^-$	$k_x^-$	$k_y$	$k_y^-$	$k_x^-$	$k_y^-$
1,00	1,44	2,50	3,03	3,03	1,44	2,50	2,50	2,50
1,05	1,52	2,63	3,08	3,12	1,44	2,50	2,62	2,50
1,10	1,59	2,75	3,11	3,21	1,44	2,50	2,73	2,50
1,15	1,66	2,88	3,14	3,29	1,44	2,50	2,83	2,50
1,20	1,73	3,00	3,16	3,36	1,44	2,50	2,92	2,50
1,25	1,80	3,13	3,17	3,42	1,44	2,50	3,00	2,50
1,30	1,88	3,25	3,17	3,48	1,44	2,50	3,08	2,50
1,35	1,94	3,36	3,17	3,54	1,44	2,50	3,15	2,50
1,40	2,00	3,47	3,17	3,59	1,44	2,50	3,21	2,50
1,45	2,06	3,57	3,17	3,64	1,44	2,50	3,28	2,50
1,50	2,11	3,66	3,17	3,69	1,44	2,50	3,33	2,50
1,55	2,16	3,75	3,17	3,73	1,44	2,50	3,39	2,50
1,60	2,21	3,83	3,17	3,77	1,44	2,50	3,44	2,50
1,65	2,25	3,90	3,17	3,81	1,44	2,50	3,48	2,50
1,70	2,30	3,98	3,17	3,84	1,44	2,50	3,53	2,50
1,75	2,33	4,04	3,17	3,87	1,44	2,50	3,57	2,50
1,80	2,37	4,11	3,17	3,90	1,44	2,50	3,61	2,50
1,85	2,40	4,17	3,17	3,93	1,44	2,50	3,65	2,50
1,90	2,44	4,21	3,17	3,96	1,44	2,50	3,68	2,50
1,95	2,47	4,28	3,17	3,99	1,44	2,50	3,72	2,50
2,00	2,50	4,33	3,17	4,01	1,44	2,50	3,75	2,50
$\infty$	3,66	6,34	3,17	5,00	1,44	2,50	5,00	2,50

Fonte: Carvalho e Figueiredo Filho (2014)

• Cálculo para a laje L1

$$\lambda = 1,071$$

$$\text{Caso de vinculação} = 3$$

Observando os valores da Tabela 66, para o coeficiente  $\lambda$  e o caso de vinculação 3, e realizando a interpolação dos valores para obtenção de  $k^+_x$ ,  $k^-_x$  e  $k^+_y$ , obtiveram-se os seguintes valores:

$$k^+_x = 2,41$$

$$k^-_x = 4,17$$

$$k^+_y = 1,83$$

Aplicando estes coeficientes às equações citadas anteriormente obtêm-se os seguintes valores:

$$q^+_x = 2,41 * 6,7 * \frac{3,51}{10} = 5,65 \text{ kN/m}$$

$$q^-_x = 4,17 * 6,7 * \frac{3,51}{10} = 9,81 \text{ kN/m}$$

$$q_y^+ = 1,81 * 6,7 * \frac{3,51}{10} = 4,3 \text{ kN/m}$$

$$q_y^- = 0 * 6,7 * \frac{3,51}{10} = 0 \text{ kN/m}$$

Assim, tem-se que o esforço cortante máximo  $V_{sd}$ , para este caso será de 9,81kN/m.

Aplicando o mesmo procedimento de cálculo para as demais lajes do pavimento tipo, obtém-se os valores contidos na Tabela 69.

Tabela 69 – Reações de apoio das lajes nas vigas e esforço cortante máximo

Laje	$\lambda$	Caso	kx	kx-	ky	ky-	$\rho$ (kN/m)	lx (m)	qx (kN/m)	qx- (kN/m)	qy (kN/m)	qy- (kN/m)	Vsd (kN/m)
L1	1,071	3	2,41	4,17	1,83	0,00	6,70	3,51	5,65	9,81	4,30	0,00	9,81
L2	1,463	4	2,41	4,17	1,83	3,17	6,70	2,57	4,15	7,18	3,15	5,45	7,18
L3	1,463	4	2,41	4,17	1,83	3,17	6,70	2,57	4,15	7,18	3,15	5,45	7,18
L4	1,071	3	2,41	4,17	1,83	0,00	6,70	3,51	5,65	9,81	4,30	0,00	9,81
L6	1,507	2	2,73	0,00	2,50	4,33	10,14	2,33	6,45	0,00	5,90	10,22	6,45
L7	1,467	8	0,00	3,66	1,44	2,50	8,42	2,57	0,00	7,91	3,11	5,41	7,91
L8	1,840	6	0,00	4,22	1,44	0,00	6,70	2,05	0,00	5,78	1,98	0,00	5,78
L9	1,467	8	0,00	3,66	1,44	2,50	10,38	2,57	0,00	9,75	3,84	6,66	9,75
L11	1,507	2	2,73	0,00	2,50	4,33	6,70	2,33	4,26	0,00	3,90	6,75	4,26

Fonte: Autor



### 7.6.2 Verificação das lajes ao cisalhamento

A verificação das lajes ao cisalhamento vem, segundo a norma NBR 6118:2023, da comparação do valor obtido para o esforço cortante de cálculo ( $V_{sd}$ ), obtido anteriormente com a resistência de projeto ao cisalhamento ( $V_{rd1}$ ), dada pela equação 76.

$$V_{Rd1} = [\tau_{rd} * k * (1,2 + 40 * \rho_1) + 0,15 * \sigma_{cp}] * b_w * d \quad 76$$

Onde:

Para concretos até C50:

$$\tau_{rd} = 37,5 * 10^{-3} * f_{ck}^{2/3} \quad 77$$

$k$  = coeficiente que adota os valores apresentados a seguir:

$$K = (1,6 - d) \geq 1 \quad 78$$

$A_{s1}$  = Área de armadura de tração que se estende no mínimo até  $d - l_{b_{nec}}$ .

$$A_{s1} = A_{s,uni} \frac{100}{S} \quad 79$$

$l_{b_{nec}}$  = comprimento de armadura de ancoragem necessário.

$\sigma_{cp}$  = força longitudinal na seção, causada pela protensão ou pelo carregamento.

#### • Cálculo para a laje L1

Para verificação entre o esforço de cisalhamento presente nas lajes, é necessário se calcular a resistência de projeto ao cisalhamento ( $V_{rd1}$ ), assim calculam-se inicialmente os fatores  $\tau_{rd}$ ,  $K$  e  $\rho_1$ , sendo os demais já obtidos anteriormente.

$$\tau_{rd} = 37,5 * 10^{-3} * 30^{\frac{2}{3}} = 362,06 \text{ MPa}$$

$$d = 0,031$$

$$K = (1,6 - 0,06) = 1,57 \geq 1$$

$$\emptyset = 6,3 \text{ mm}$$

$$A_{s,unit} = 0,312 \text{ cm}^2$$

$$S = 13 \text{ cm}$$

$$A_{s1} = 0,312 \frac{100}{13} = 2,4 \text{ cm}^2$$
$$b_w = 100 \text{ cm}$$

$$\rho_1 = \frac{2,4}{100 * 0,031} = 0,0078$$

$$V_{Rd1} = [362,06 * 1,57 * (1,2 + 40 * 0,0078) + 0,15 * \sigma_{cp}] * 100 * 0,031 = 20,89 \text{ kN/m}$$

Observando o esforço cortante presente na laje L1:

$$V_{sd} = 9,81 \text{ kN/m}$$

Comparando o esforço de cisalhamento mais crítico da laje L1 como o esforço resistente admitido.

$$V_{sd} < V_{Rd1}$$

Assim, avaliando os resultados obtidos tem-se que o esforço cortante obtido se encontra abaixo do valor limite para resistência ao cisalhamento, proposto pela norma.

Realizando o mesmo procedimento de cálculo para as demais lajes bidirecionais da edificação, obtém-se os valores contidos na Tabela 70.

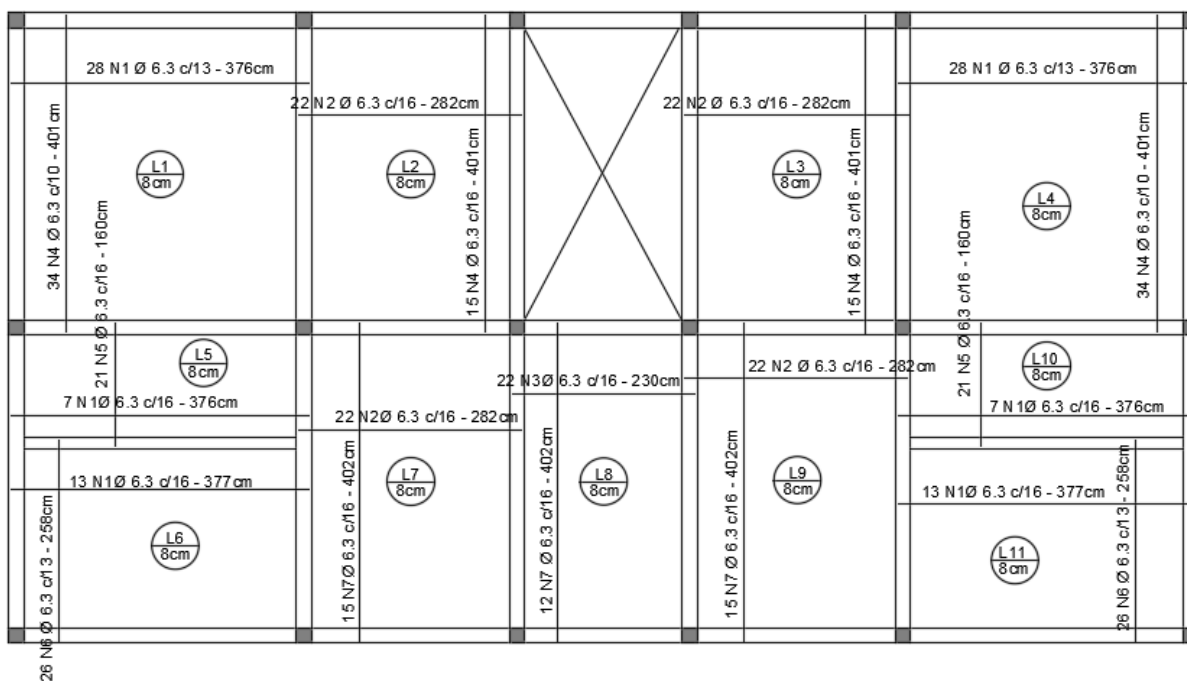
Tabela 70 – Verificação do esforço cortante na direção x

Laje	fck (Mpa)	$\tau_{rd}$ (kPa)	d (m)	k	As.uni (cm <sup>2</sup> )	s (cm)	As1 (cm <sup>2</sup> /m)	bw (cm)	$\rho_1$	verificação $\rho_1$	Vrd1 (kN/m)	Vsd (kN/m)	Vsd<Vrd1
L1	30,00	362,06	0,03055	1,57	0,312	13	2,40	100	0,0078	ok	20,89	9,81	OK
L2	30,00	362,06	0,03055	1,57	0,312	16	1,95	100	0,0064	ok	20,88	7,18	OK
L3	30,00	362,06	0,03055	1,57	0,312	16	1,95	100	0,0064	ok	20,88	7,18	OK
L4	30,00	362,06	0,03055	1,57	0,312	13	2,40	100	0,0078	ok	20,89	9,81	OK
L6	30,00	362,06	0,03055	1,57	0,312	13	2,40	100	0,0078	ok	20,89	6,45	OK
L7	30,00	362,06	0,03055	1,57	0,312	16	1,95	100	0,0064	ok	20,88	7,91	OK
L8	30,00	362,06	0,03055	1,57	0,312	16	1,95	100	0,0064	ok	20,88	5,78	OK
L9	30,00	362,06	0,03055	1,57	0,312	16	1,95	100	0,0064	ok	20,88	9,75	OK
L11	30,00	362,06	0,03055	1,57	0,312	13	2,40	100	0,0078	ok	20,89	4,26	OK

Fonte: Autor

### 7.6.3 Resumo das Armaduras

Figura 30 - Armaduras positivas do pavimento Tipo



Fonte: Autor

#### Relação do aço

As Positiva

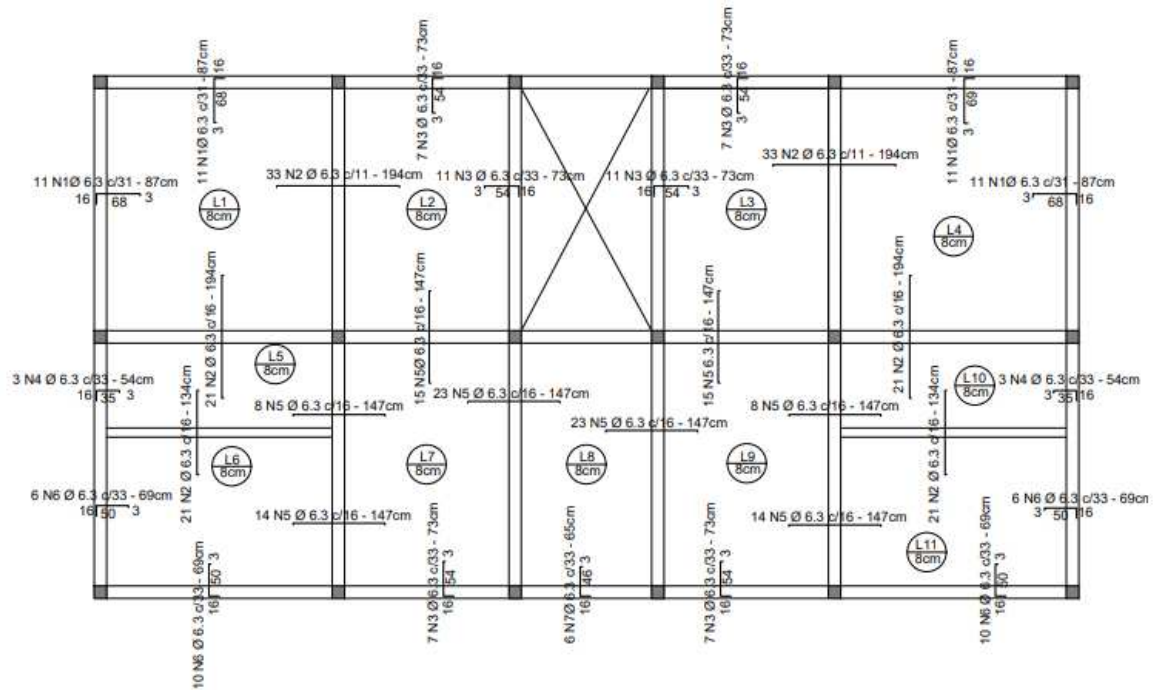
AÇO	N	DIAM (mm)	QUANT	C.UNIT (cm)	C.TOTAL (cm)
CA50	1	6.3	68	376	25568
	2	6.3	89	282	25098
	3	6.3	22	230	5060
	4	6.3	98	401	39298
	5	6.3	42	160	6720
	6	6.3	52	258	13416
	7	6.3	42	402	16884

#### Resumo do aço

AÇO	DIAM (mm)	C.TOTAL (m)	QUANT (Barras)	PESO (kg)
CA50	6.3	1320.5	101	324
PESO TOTAL (kg)				
CA50		324		

Fonte: Autor

Figura 31 - Armaduras negativas do pavimento Tipo



Fonte: Autor

## Relação do aço

As Negativa

AÇO	N	DIAM (mm)	QUANT	C.UNIT (cm)	C.TOTAL (cm)
CA50	1	6.3	42	87	3654
	2	6.3	88	193	16984
	3	6.3	72	73	5256
	4	6.3	6	54	324
	5	6.3	120	147	17640
	6	6.3	32	69	2208
	7	6.3	6	65	390

## Resumo do aço

AÇO	DIAM (mm)	C.TOTAL (m)	QUANT (Barras)	PESO (kg)
CA50	6.3	464.56	39	113,82
PESO TOTAL (kg)				
CA50		113,82		

Fonte: Autor

## 7.7 ESTADO LIMITE DE SERVIÇO

### 7.7.1 Verificação do estado de fissuração

Buscando considerar a fissuração no cálculo das flechas, é analisado o estágio de deformação em que se encontra o concreto da seção avaliada, tal verificação é feita através da relação entre o momento de serviço atuante nas seções e do momento de fissuração calculado através da equação 80 **Erro! Fonte de referência não encontrada..**

$$M_r = \frac{\alpha * f_{ct} * I_c}{y_t} \quad 80$$

Onde:

$\alpha$  = fator que correlaciona aproximadamente a resistência à tração na flexão com a resistência à tração direta.

Para seções retangulares  $\alpha = 1,5$

$f_{ct}$  = resistência a tração do concreto

$I_c$  = momento de inércia da seção bruta de concreto

$y_t$  = distância entre a linha neutra e a borda tracionada, para seção retangular  $y_t = h/2$

Caso o valor obtido para o momento atuante seja inferior ao momento de fissuração, o elemento se encontra ainda no estágio I, portanto, não fissurado, sendo nestas situações consideradas as características da seção bruta do elemento para o cálculo das flechas.

Caso o momento atuante na seção seja superior ao momento de fissuração, significa que o elemento já se encontra no estágio II de deformação, portanto fissurado, nesta situação é necessário se determinar as características equivalentes do elemento fissurado.

O momento de inércia equivalente da seção fissurada é então determinado através da equação de Branson, que busca calcular o momento de inércia intermediário entre os estádios I e II, representada pela equação 81 **Erro! Fonte de referência não encontrada..**

$$I_{eq} = \left(\frac{M_r}{M_a}\right) * I_c + \left[1 - \left(\frac{M_r}{M_a}\right)^3\right] I_{II} \leq I_c \quad 81$$

Onde:

$I_{eq}$  = momento de inércia equivalente da seção.

$I_c$  = momento de inércia da seção bruta de concreto.

$I_{II}$  = momento de inércia no estágio II.

$M_r$  = momento de fissuração.

$M_a$  = momento atuante na seção para o estado limite de serviço.

A determinação do momento de inércia no limite do estágio II denominada também de estágio II puro, este valor é dado então pela equação 82 **Erro! Fonte de referência não encontrada.** apresentada a seguir.

$$I_{II} = \frac{b * X_{II}^3}{3} + \alpha_E * A_s * (X_{II} - d)^2 + (\alpha_E - 1) * A'_s * (X_{II} - d')^2 \quad 82$$

Onde:

$X_{II}$  = altura da linha neutra no estágio II puro.

$\alpha_E$  = relação entre os módulos de deformação longitudinal do aço e concreto.

$d$  = altura útil da seção.

$A'_s$  = área de aço da armadura comprimida.

$d'$  = distância do centro de gravidade da armadura comprimida até a borda comprimida do concreto.

Para o caso das lajes é considerada a não existência de armadura comprimida, e que o valor da distância até a borda comprimida possui valor nulo.

A determinação da altura da linha neutra para a seção no estágio II, por sua vez, é dada pela equação 83 **Erro! Fonte de referência não encontrada..**

$$X_{II} = -A + \sqrt{A^2 + 2 * B} \quad 83$$

Onde:

$$A = \frac{(\alpha_E - 1) * A'_s + \alpha_E * A_s}{bw} \quad 84$$

$$B = \frac{d' * (\alpha_E - 1) * A'_s + d * \alpha_E * A_s}{bw} \quad 85$$

Por fim, tendo sido determinado o momento de inércia equivalente da seção, pode-se então calcular a altura equivalente da mesma, utilizando a equação 86 .

$$h_{eq} = \sqrt[3]{\frac{I_{eq} * 12}{b}} \quad 86$$

• **Cálculo da flecha imediata para laje L1:**

$$\lambda = 1,07$$

Caso de vinculação = 3

$$\alpha = 3,51$$

$$\rho = 3,89 \text{ kN/m}^2$$

$$l_x = 3,51 \text{ m}$$

$$E_{cs} = 26838,405 * 10^3 \text{ kN/m}^2$$

$$h = 0,08 \text{ m}$$

$$f_0 = \frac{3,51}{100} * \frac{3,89 * 3,51^4}{26838,405 * 10^3 * 0,08^3} = 0,291 \text{ cm}$$

• **Verificação da fissuração para laje L1**

$$\alpha = 1,5$$

$$h = 0,08 \text{ m}$$

$$y_t = \frac{0,08}{2} = 0,04 \text{ m}$$

$$I_c = \frac{1 * 0,08^3}{12} = 4,27 * 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$f_{ct} = 2,90 \text{ MPa}$$

$$M_r = \frac{1,5 * 2,90 * 8,33 * 10^{-5}}{0,05} = 4,634 \text{ kN * m/m}$$

Aplicando a fórmula do momento de fissuração, para então comparação com o momento fletor máximo, obtiveram-se os valores presentes na **Erro! Fonte de referência não encontrada..**



Tabela 71 – Verificação do momento de fissuração

Laje	fck (MPa)	Fct,m (MPa)	h (m)	yt (m)	b (m)	Ic (m <sup>4</sup> )	$\alpha$	Mr (kN.m/m)	direção x		direção y		Bordas (direção x)		Bordas (direção y)	
									Ma (kN.m/m)	estádio	Ma (kN.m/m)	estádio	Ma (kN.m/m)	estádio	Ma (kN.m/m)	estádio
L1	30,00	2,90	0,08	0,04	1,0	4,27E-05	1,5	4,634	2,052	I	1,342	I	4,339	I	0,000	I
L2	30,00	2,90	0,08	0,04	1,0	4,27E-05	1,5	4,634	1,204	I	0,646	I	2,681	I	2,054	I
L3	30,00	2,90	0,08	0,04	1,0	4,27E-05	1,5	4,634	1,204	I	0,646	I	2,681	I	2,054	I
L4	30,00	2,90	0,08	0,04	1,0	4,27E-05	1,5	4,634	2,052	I	1,342	I	4,339	I	0,000	I
L5	30,00	2,90	0,08	0,04	1,0	4,27E-05	1,5	4,634	0,480	I	1,158	I	0,000	I	3,120	I
L6	30,00	2,90	0,08	0,04	1,0	4,27E-05	1,5	4,634	1,842	I	0,402	I	2,035	I	1,467	I
L7	30,00	2,90	0,08	0,04	1,0	4,27E-05	1,5	4,634	0,957	I	0,297	I	2,271	I	0,000	I
L8	30,00	2,90	0,08	0,04	1,0	4,27E-05	1,5	4,634	1,136	I	0,402	I	2,035	I	1,467	I
L9	30,00	2,90	0,08	0,04	1,0	4,27E-05	1,5	4,634	0,957	I	1,158	I	0,000	I	3,120	I
L10	30,00	2,90	0,08	0,04	1,0	4,27E-05	1,5	4,634	0,480	I	0,000	I	0,000	I	0,000	I
L11	30,00	2,90	0,08	0,04	1,0	4,27E-05	1,5	4,634	0,957	I	0,000	I	0,000	I	0,000	I

Fonte: Autor

Como todas as lajes se encontram no estádio I, logo não fissuradas, não é necessário realizar o cálculo das características da seção equivalente através da equação Branson.

## 7.7.2 Cálculo da flecha imediata

### 7.7.2.1 Lajes unidirecionais

Para o caso das lajes unidirecionais, assim como para o cálculo dos momentos fletores positivos e negativos, o valor da flecha também irá variar em função do tipo de apoio das lajes, conforme as equações a seguir.

- Lajes apoiadas nas duas extremidades o valor da flecha será dado por:

$$f = \frac{5}{384} * \frac{p * l^4}{E * I} \quad 87$$

- Lajes apoiadas em uma das extremidades e engastada na outra:

$$f = \frac{1}{184,6} * \frac{p * l^4}{E * I} \quad 88$$

- Lajes engastadas em ambas as extremidades:

$$f = \frac{1}{384} * \frac{p * l^4}{E * I} \quad 89$$

- Lajes em balanço:

$$f = \frac{1}{8} * \frac{p * l^4}{E * I} \quad 90$$

Como foram consideradas as lajes unidirecionais estando apenas apoiadas, utilizou-se a equação 87, para o dimensionamento das flechas.

- **Cálculo da flecha imediata para laje L5**

$$p = 6,35 \text{ kN/m}^2$$

$$l = 1,35 \text{ m}$$

$$E = 26838,41 \text{ MPa}$$

$$I = 4,27 * 10^{-5} \text{ m}^4/\text{m}$$

$$f = \frac{5}{384} * \frac{6,35 * 1,35^4}{26838,41 * 4,27 * 10^{-5}} = 0,048 \text{ mm}$$

São apresentados na Tabela 72 os cálculos para a determinação dos valores das flechas para as duas lajes unidirecionais do pavimento tipo da edificação.

Tabela 72 – Flechas lajes unidirecionais

Laje	p (kN/m <sup>2</sup> )	lx (m)	E (MPa)	b (m)	h (m)	I (m <sup>4</sup> /m)	flecha (mm)
L5	6,35	1,35	26838,41	1	0,08	4,27E-05	0,048
L10	6,35	1,35	26838,41	1	0,08	4,27E-05	0,048

Fonte: Autor

### 7.7.2.2 Lajes bidirecionais

Para o caso das lajes bidirecionais, caso não seja verificada fissuração no elemento, logo estando a laje no estágio I, e tendo comportamento elástico, nesta situação a determinação da flecha imediata é feita utilizando as propriedades da laje diretamente aplicadas a equação 91, caso o elemento esteja fissurado, ou seja pertencente ao estágio II, é necessário então utilizar a equação de Branson, para determinação de suas propriedades equivalentes, apresentadas em 7.7.1, e então aplicação destes valores na equação 91.

$$f_0 = \frac{\alpha}{100} * \frac{p * l_x^4}{E * h^3} \quad 91$$

### 7.7.3 Cálculo da flecha diferida no tempo

Além da flecha que ocorre no momento da aplicação da carga uniformemente distribuída, existe também a chamada flecha diferida no tempo, caracterizada como a deformação ocorrida em função da fluência do concreto, e que pode ser calculada em função do fator  $\alpha_f$ , dado pela equação 92.

$$\alpha_f = \frac{\Delta_\xi}{1 + 50\rho'} \quad 92$$

Onde:

$\rho'$  = taxa de armadura de compressão, no caso de lajes = 0

$\xi$  = coeficiente em função do tempo, dado pelas seguintes equações:

$$\xi(t) = 0,68 * (0,996^t) * t^{0,32} \quad t < 70 \text{ meses} \quad 93$$

$$\xi(t) = 2 \quad t \geq 70 \text{ meses} \quad 94$$

Tabela 73 – valores para o coeficiente  $\xi$ 

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

Fonte: NBR 6118: 2023. Tabela 17.1

Onde:

$t$  = tempo em que se deseja fazer a medição (em meses)

$t_0$  = idade em meses relativa à aplicação da carga

Considerando a aplicação da carga imediatamente após o período de escoramento das lajes, de 28 dias, obtém-se o valor para  $\xi(t_0)$ .

$$\xi(t_0) = 0,68 * (0,996^{0,933}) * 0,933^{0,32} = 0,663$$

Considerando um valor de tempo final para análise superior a 70 meses para verificação da flecha total, obtêm-se os valores apresentados na Tabela 74.

• **Cálculo da flecha diferida no tempo para laje L1**

$$\xi(t_0) = 0,68 * (0,996^{0,933}) * 0,933^{0,32} = 0,663$$

$$\xi(70) = 2$$

$$\alpha_f = \frac{\Delta_\xi}{1 + 50\rho'} = \frac{2 - 0,662}{1} = 1,337$$

$$f = f_0 * \alpha_f = 0,088 * 1,337 = 0,290 \text{ cm}$$

A Tabela 74 apresenta os valores obtidos para o cálculo das flechas das demais lajes do pavimento tipo.

Tabela 74 – Determinação da flecha para lajes do pavimento tipo

Laje	$\lambda$	caso	$\alpha$	p (kN/m <sup>2</sup> )	lx (m)	Ecs (kN/m <sup>2</sup> )	h (m)	f0 (cm)	t0 (meses)	$\xi_0$	$\xi$	$\Delta\xi$	$\alpha f$	f (cm)
L1	1,07	3,00	3,51	3,89	3,51	26838405,32	0,09	0,124	0,933	0,663	2	1,337	1,337	0,290
L2	1,46	4,00	4,27	3,89	2,57	26838405,32	0,08	0,053	0,933	0,663	2	1,337	1,337	0,123
L3	1,46	4,00	4,27	3,89	2,57	26838405,32	0,08	0,053	0,933	0,663	2	1,337	1,337	0,123
L4	1,07	3,00	3,51	3,89	3,51	26838405,32	0,09	0,124	0,933	0,663	2	1,337	1,337	0,290
L6	1,51	2,00	7,46	5,12	2,33	26838405,32	0,08	0,082	0,933	0,663	2	1,337	1,337	0,191
L7	1,47	8,00	4,28	3,89	2,57	26838405,32	0,08	0,053	0,933	0,663	2	1,337	1,337	0,123
L8	1,84	6,00	2,89	6,52	2,05	26838405,32	0,08	0,024	0,933	0,663	2	1,337	1,337	0,056
L9	1,47	8,00	4,28	3,89	2,57	26838405,32	0,08	0,053	0,933	0,663	2	1,337	1,337	0,123
L11	1,51	2,00	7,46	5,12	2,33	26838405,32	0,08	0,082	0,933	0,663	2	1,337	1,337	0,191

Fonte: Autor

#### 7.7.4 Deformações excessivas

A norma NBR 6118:2023, de maneira a garantir a segurança, o conforto e também conservar a aparência da estrutura, estabelece limites aceitáveis para as deformações presentes nos elementos de concreto, são eles:

##### 7.7.4.1 Limites de aceitabilidade sensorial

- Verificação dos deslocamentos visíveis em elementos estruturais, dado pela equação 95:

$$\frac{l}{250} \quad 95$$

- Verificação das limitações quanto as vibrações sentidas no piso:

$$\frac{l}{350} \quad 96$$

##### 7.7.4.2 Limites em elementos não estruturais

- Limite sobre paredes de alvenaria:

$$\frac{l}{500} \leq 10 \text{ mm} \quad 97$$

- **Verificação dos limites de deformação para laje L1**

- Verificação dos limites de aceitabilidade sensorial:

$$l = 351 \text{ cm}$$

$$\frac{l}{250} = \frac{351}{250} = 1,40 \text{ cm}$$

- Verificação do limite de vibrações no piso:

$$\frac{l}{350} = \frac{351}{350} = 1,00 \text{ cm}$$

Comparando os valores limite com o valor da flecha diferida no tempo.

$$0,29 < 1,40 \text{ cm}$$

$$0,29 < 1,00 \text{ cm}$$

Como o valor para flecha imediata se encontra abaixo de ambos os valores limite, tem-se que a deformação obtida para laje L1 é aceitável.

Utilizando o mesmo processo de cálculo para verificação das deformações nas demais lajes do pavimento tipo, obtém-se os valores contidos na Tabela 75.

Tabela 75 – Verificação dos deslocamentos

Laje	lx (cm)	Limite visual (cm)	Limite de Vibrações (cm)	Limite Alvenaria (cm)	f (cm)	Verificação
L1	351	1,40	1,00	0,70	0,29	OK
L2	257	1,03	0,73	0,51	0,12	OK
L3	257	1,03	0,73	0,51	0,12	OK
L4	351	1,40	1,00	0,70	0,29	OK
L6	233	0,93	0,67	0,47	0,19	OK
L7	257	1,03	0,73	0,51	0,12	OK
L8	205	0,82	0,59	0,41	0,06	OK
L9	257	1,03	0,73	0,51	0,12	OK
L11	233	0,93	0,67	0,47	0,19	OK

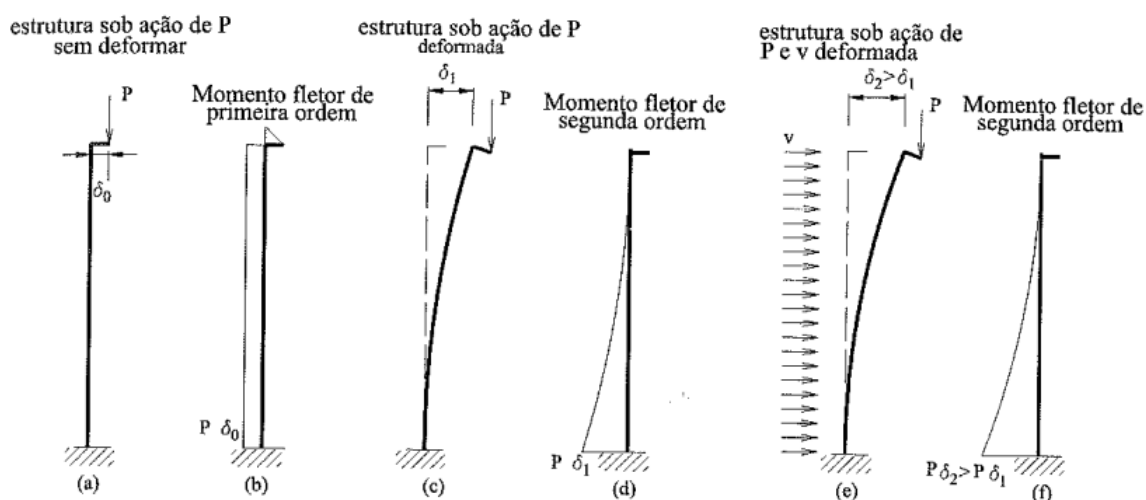
Fonte: Autor

## 8 ANÁLISE DE ESTABILIDADE GLOBAL

Além da verificação dos elementos da estrutura de maneira local, é exigido por norma que o comportamento da estrutura seja avaliado de maneira global, verificando o comportamento dos elementos quando submetidos em conjunto, tanto a esforços verticais quanto horizontais, de 1ª e 2ª ordem, de maneira a se garantir tanto a estabilidade da estrutura quanto a capacidade resistente da mesma ao ser submetida as condições mais desfavoráveis.

Os esforços que atuam sobre a edificação são divididos em dois grupos, sendo eles os chamados esforços de 1ª ordem, obtidos a partir da análise da estrutura indeformada, e os chamados de 2ª ordem, que são aqueles que se observam apenas ao considerar o comportamento da estrutura após sua deformação.

Figura 32 - Estrutura sob efeitos de 1ª e 2ª ordem



Fonte: Carvalho e Figueiredo Filho, 2009

### 8.1 COMBINAÇÕES DE AÇÕES

Buscando garantir a estabilidade global da estrutura é necessário então avaliar os esforços e deslocamentos, para assim verificar se a estrutura pode ser considerada de nós fixos ou de nós móveis. Para esta análise levam-se em consideração os esforços verticais e horizontais atuantes sobre a estrutura, sendo eles o vento como esforço horizontal, e as cargas permanente (g) e acidentais (q).

Para esta análise, segundo a NBR6118:2023, são consideradas as ações em seu estado limite último, assim como visto no tópico 7.3.3.1 deste trabalho, sendo neste caso considerados também os esforços provocados pelo vento, anteriormente desprezados quando analisados os carregamentos sobre as lajes.



$$F_d = \gamma_g F_{gk} + \gamma_q (F_{q1k} + \sum \Psi_{0j} F_{Qjk}) \quad 98$$

Onde:

$F_d$  = Valor de cálculo das ações para combinação última

$F_{gk}$  = Valor das ações permanentes diretas

$F_{qk}$  = Ações variáveis diretas

$\Psi_{0j}, \Psi_{0\epsilon}$  = Coeficientes de ponderação das ações tabela (11.1)

$\gamma_g, \gamma_{\epsilon g}, \gamma_q, \gamma_{\epsilon q}$  = Coeficientes de ponderação das ações (11.2)

Aplicando os valores para situação última normal:

$$\gamma_g = 1,4$$

$$\Psi_0 = 0,5 \text{ (cargas acidentais de edifícios)}$$

$$\Psi_0 = 0,6 \text{ (vento)}$$

Desta maneira, a carga principal será a carga permanente direta, e as cargas acidentais e de vento serão consideradas como ações variáveis, devendo se verificar tanto a carga de vento como ação variável principal, quanto a carga acidental, assim considerando estas possibilidades obtêm-se as equações 99 e 100.

$$F_d = 1,4 * F_g + 1,4(F_q + 0,6 * F_v) \quad 99$$

$$F_d = 1,4 * F_g + 1,4(F_v + 0,5 * F_q) \quad 100$$

Considerando-se ainda que a carga de vento necessita ser avaliada incidindo nas duas direções da edificação, o conjunto de equações para avaliação da estabilidade global se desdobra no seguinte conjunto de equações:

$$F_{d1} = 1,4 * F_g + 1,4(F_q + 0,6 * F_{v,dir}) \quad 101$$

$$F_{d2} = 1,4 * F_g + 1,4(F_q + 0,6 * F_{v,esq}) \quad 102$$

$$F_{d3} = 1,4 * F_g + 1,4(F_{v,dir} + 0,5 * F_q) \quad 103$$

$$F_{d4} = 1,4 * F_g + 1,4(F_{v,esq} + 0,5 * F_q) \quad 104$$

## 8.2 ESFORÇOS DE 1ª ORDEM

### 8.2.1 Vento

Dentre os esforços considerados de 1ª ordem, tem-se que o principal deles é o vento, causado pelas movimentações das massas de ar em função de variações de temperatura e pressão, sua atuação sobre a estrutura cria esforços que tendem a deforma-la, assim é necessário definir os valores dos esforços aplicados pelo vento a estrutura, e também a capacidade resistente da estrutura.

A definição dos carregamentos de vento é feita com base na NBR6123:2015, segundo a qual o valor para o carregamento de vento é definido pela equação 105:

$$q = 0,613 * V_k^2 \quad 105$$

Onde:

q = pressão dinâmica

$V_k$  = velocidade característica do vento

Velocidade característica do vento ( $V_k$ )

#### 8.2.1.1 Velocidade característica do vento

A determinação da velocidade característica do vento, é feita através da aplicação dos fatores de correção, S1, S2 e S3, de maneira a representar as características particulares do terreno, estes fatores são aplicados sobre a velocidade básica do vento, definida para todo o território nacional por meio da utilização das isopletras de vento, como demonstrado pela equação 106.

$$V_k = V_0 * S_1 * S_2 * S_3 \quad 106$$

Onde:

$V_0$  = Velocidade básica do vento.

$S_1$  = Fator topográfico.

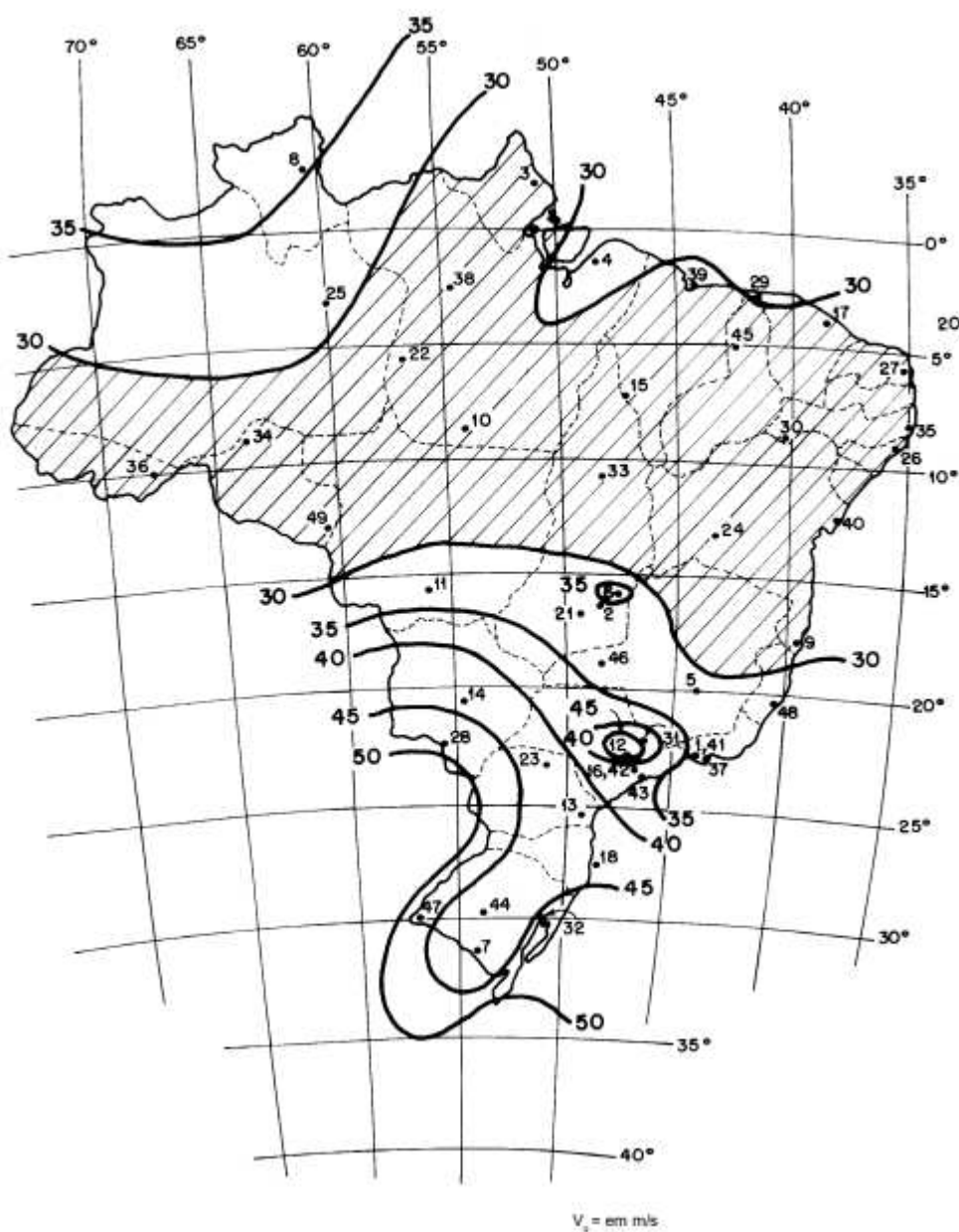
$S_2$  = Rugosidade do terreno, dimensões da edificação e altura sobre o terreno.

$S_3$  = Fator estatístico.

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

A definição da velocidade básica do vento é feita a partir da análise de uma rajada com duração de 3 segundos, e excedida apenas a cada 50 anos, os valores obtidos em diversos pontos do país são então compilados no mapa de isopletas de velocidade básica do vento, apresentado na NBR6123:1988.

Figura 33 - Mapa de isopletas do vento



Fonte: NBR 6123:1988, Figura 1

Observando a localização da edificação, dada no item 4.1, é possível identificar através da Figura 33, que a velocidade básica do vento para palhoça SC é de:

$$V_0 = 44 \text{ m/s} \quad 107$$

### 8.2.1.3 Fator topográfico ( $S_1$ )

O fator topográfico é aquele que considera as características particulares do relevo onde a edificação se encontra inserida, sendo determinado de duas maneiras específicas.

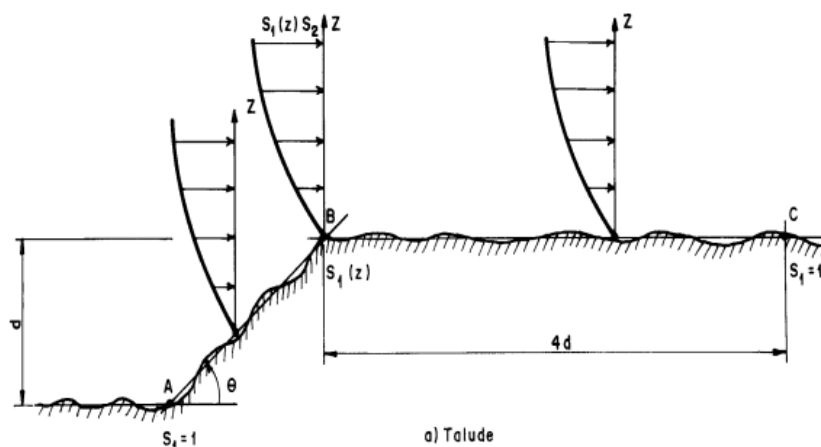
**Caso 1:** Terrenos planos ou fracamente acidentados.

$$S_1=1 \quad 108$$

**Caso 2:** Taludes e morros.

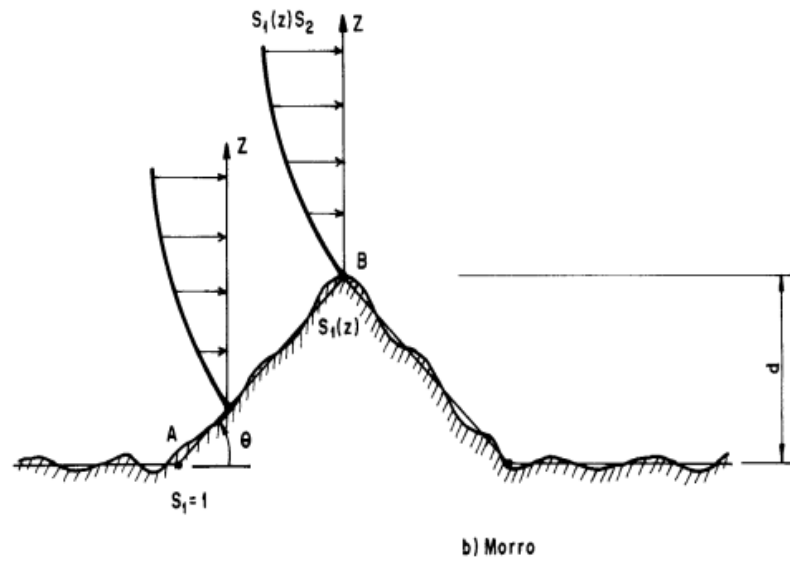
Para situações onde a edificação se encontre em taludes e morros alongados, situações onde se possa ser admitido um fluxo de ar bidimensional, é necessário definir em qual ponto do relevo a edificação está posicionada.

Figura 34 - Taludes



Fonte: NBR 6123:1988, Figura 2

Figura 35 - Morro



Fonte: NBR 6123:1988, Figura 2

Quando localizadas nos pontos A e C nos taludes e no ponto A para os morros, é adotado para o fator topográfico o seguinte valor:

$$S_1=1 \quad 109$$

Já para edificações localizadas no ponto B, para taludes e morros, o fator topográfico ( $S_1$ ), é dado levando-se em consideração a altura do ponto e inclinação do terreno.

- Situações em que  $\theta \leq 3^\circ$ :

$$S_1=1 \quad 110$$

- Situações em que  $6^\circ \leq \theta \leq 17^\circ$ :

$$S_1 = 1,0 + \left(2,5 - \frac{z}{d}\right) * \operatorname{tg}(\theta - 3^\circ) \geq 1,0 \quad 111$$

- Situações onde  $\theta \geq 45^\circ$ :

$$S_1 = 1,0 + \left(2,5 - \frac{z}{d}\right) * 0,31 \geq 1,0 \quad 112$$

**Caso 3:** Situações onde a edificação se encontra localizada em vales profundos, protegidos de vento em quaisquer direções.

$$S_1=0,9 \quad 113$$

**Classificação do fator S1 para a edificação estudada.**

Observando o relevo no entorno da edificação, sendo este um relevo plano, próximo ao mar, foi considerado um fator topográfico como sendo para edificações em terrenos planos ou pouco acidentados, representados pelo ponto C da Figura 34, assumindo assim o valor dado pela equação 108.

$$S_1=1,0$$

8.2.1.4 Fator referente a rugosidade do terreno, dimensões da edificação e altura sobre o terreno ( $S_2$ ).

Este fator considera a combinação da rugosidade do terreno, dimensões e altura da edificação, de maneira calcular o aumento da intensidade do vento incidindo sobre a edificação.

O valor do fator  $S_2$  é dado pela equação 114.

$$S_2 = b * F_r * \left(\frac{z}{10}\right)^p \quad 114$$

Onde:

$z$  = Cota de altura analisada

$F_r$  = Fator de rajada (sempre correspondente à categoria II).

$b, p$  = Fatores meteorológicos (dados através da Tabela 76)

Tabela 76 – Parâmetros meteorológicos

Categoria	z <sub>g</sub> (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 <sub>r</sub>	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: ABNT NBR 6123: 1988

#### 8.2.1.5 Rugosidade do terreno

A rugosidade do terreno é dividida segundo a norma em 5 categorias, sendo elas:

**Categoria 1:** abrange superfícies lisas de grande extensão, com mais de 5km, tendo como principais exemplos corpos d'água, como lagos e mar calmo.

**Categoria 2:** abrange terrenos abertos, em nível, ou aproximadamente em nível, contendo poucos obstáculos, com cota média de topo de 1,0m.

**Categoria 3:** terrenos planos ou ondulados com obstáculos como sebes e muros, com cota de altura média de 3,0 m.

**Categoria 4:** esta categoria por sua vez compreende terrenos cobertos por obstáculos numerosos e pouco espaçados, com cota média de topo de 10,0 m.

**Categoria 5:** por fim, a última categoria contempla edificações em locais com muitos obstáculos de grande dimensão, com cota média de topo de 25 m ou superior.

#### 8.2.1.6 Dimensões da edificação

As edificações são caracterizadas segundo a norma em 3 classes diferentes, sendo elas:

**Classe A:** edificações nas quais a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal seja menor que 20 m.

**Classe B:** edificações nas quais a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal esteja entre 20m e 50m.

**Classe C:** edificações nas quais a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal exceda 50m.

#### 8.2.1.7 Fator estatístico ( $S_3$ )

Por fim, o último dos fatores utilizados para correção da velocidade básica do vento é o fator estatístico, este leva em consideração o grau de segurança requerido para edificação, bem como o período de vida útil, para condições usuais o fator estatístico considera uma probabilidade de que a velocidade básica seja igualada ou excedida de 63% e o período de vida útil de 50 anos.

Nestas condições os valores para o fator estatístico para cada um dos grupos de uso são dados pela Tabela 77.

Tabela 77 – 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: NBR6123:1988

#### 8.2.1.8 Coeficiente de Arrasto

Tendo sido determinado a velocidade do vento que atua na edificação, parte-se para determinação da força que o vento aplica sobre a edificação, chamada de força de arrasto, seu valor é dado pela equação 115.



$$F_a = C_a * q * A_e$$

Onde:

$C_a$  = Coeficiente de Arrasto

$q$  = pressão dinâmica

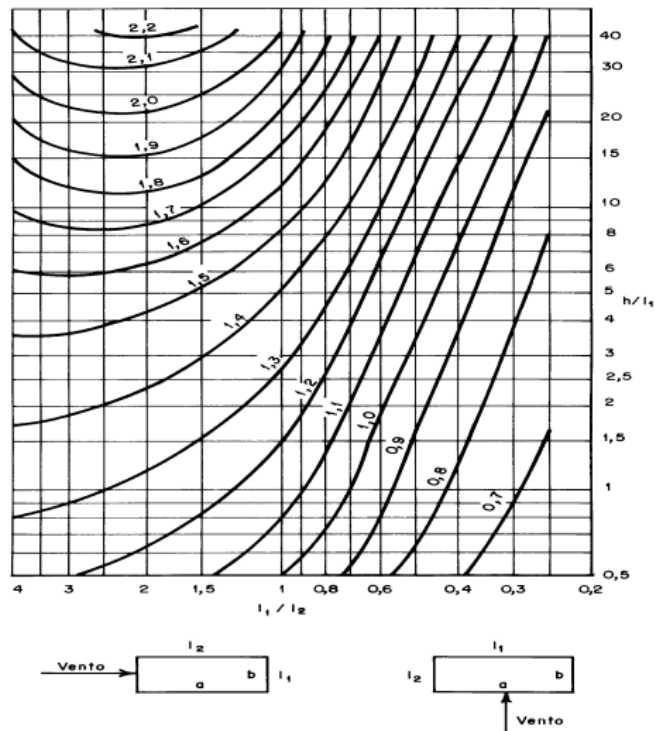
$A_e$  = Area efetiva da edificação

A determinação do coeficiente de arrasto por sua vez dependerá do tipo de vento ao qual a edificação está submetida, podendo este ser de alta turbulência quando a altura da edificação não ultrapassar 2 vezes a altura média das edificações ao seu redor, estendendo-se estas a uma distância de:

- 500 m, para edificações de até 40 m de altura.
- 1000 m, para edificação de até 55 m de altura.
- 2000 m, para edificação de até 70 m de altura.
- 3000 m, para edificação de até 80 m de altura.

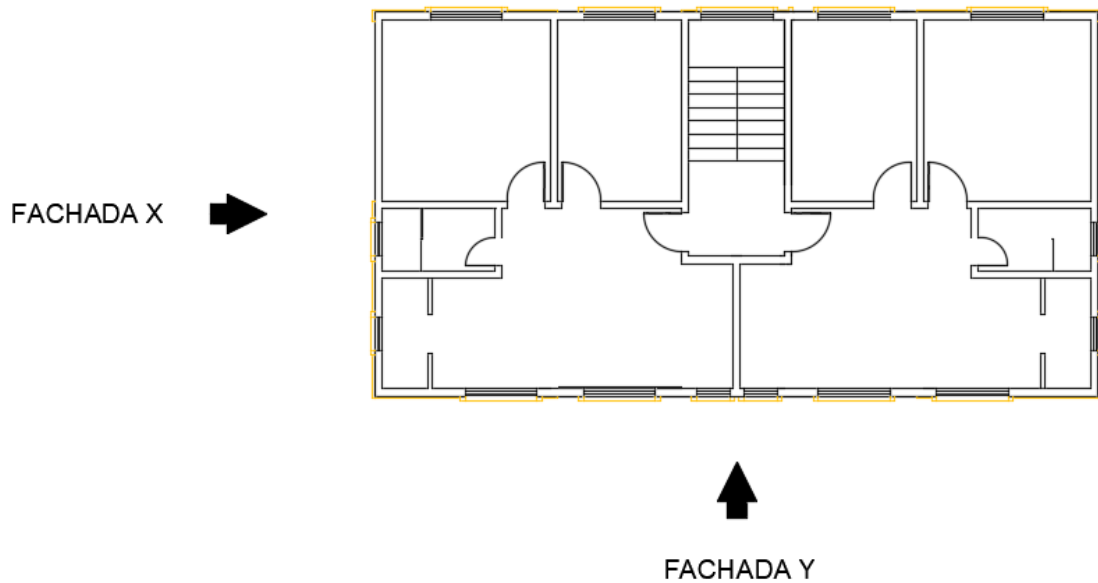
A edificação em questão possui altura de 14,08 m, considerando que na região estudada a predominância de edificações em um raio de 500 m é de edificações térreas, considerou a altura média das mesmas de 4m, assim a edificação possui altura superior a 2 vezes a do entorno, portanto, admitiu-se vento de baixa turbulência para o cálculo do coeficiente de arrasto.

Figura 36 - Coeficiente de Arrasto para edificações paralelepípedas vento de baixa turbulência



Fonte: Autor

Figura 37 - Fachadas da edificação



Fonte: Autor

• **Cálculos coeficiente de arrasto**

Analisando os valores de altura e dimensões em planta das fachadas da edificação obtém-se os valores para o coeficiente de arrasto contidos na Tabela 78 e Tabela 79, para as direções x e y, respectivamente.

Tabela 78 – Coeficiente de arrasto na direção x

Direção x					
h (m)	l1 (m)	l2 (m)	h/l1	l1/l2	Ca
14,08	8,00	15,1	1,76	0,53	0,90

Fonte: Autor

Tabela 79 – Coeficiente de arrasto na direção y

Direção y					
h (m)	l1 (m)	l2 (m)	h/l1	l1/l2	Ca
14,08	15,10	8,00	0,93	1,89	1,26

Fonte: Autor

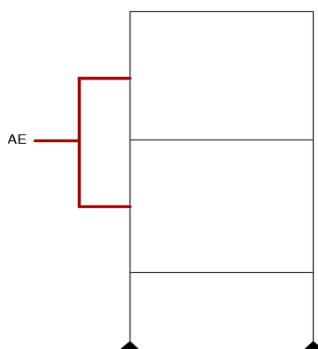
### 8.2.1.9 Área Frontal efetiva

Área frontal efetiva é a área perpendicular a ação do vento que receberá tais esforços, assim como determinado o valor do coeficiente de arrasto para cada um dos pavimentos, é também determinada a área frontal efetiva para cada um dos pavimentos da edificação.

A área de influência de cada um dos pavimentos foi adotada como tendo a largura total do pavimento na direção analisada, portanto, 8,0 m na direção x e 15,1 m na direção y, sendo a altura considerada como metade do pé direito dos pavimentos pavimento acima e abaixo da laje para ambas as direções, como demonstrado pela Figura 38.

Durante o dimensionamento da área efetiva de cada pavimento, foram considerados no pavimento térreo a área total do pavimento até a laje do 1º pavimento tipo, enquanto no dimensionamento da área efetiva do pavimento cobertura da caixa d'água em função de se tratar da última laje, considerou-se altura do pavimento nula para o dimensionamento, sendo assim considerada apenas a metade superior do pavimento caixa d'água.

Figura 38 - Área frontal efetiva para cada laje



Fonte: Autor

Assim, realizando tal análise para cada laje, tanto na direção x quanto na direção y obtendo-se os valores constantes na Tabela 80 e Tabela 81.

Tabela 80 – Área efetiva na direção x

Pavimento	largura (m)	Altura (m)	A. ef Pav inf. (m <sup>2</sup> )	A. ef Pav Sup. (m <sup>2</sup> )	Ae (m <sup>2</sup> )
Térreo	8,00	2,9	0	11,6	11,6
1° pavimento	8,00	2,8	11,6	11,2	22,8
2° pavimento	8,00	2,8	11,2	11,2	22,4
Cobertura	5,24	3,65	11,2	9,563	20,763
caixa d'água	5,24	2,00	9,563	5,24	14,803
Cob. Caixa d'água	5,24	0,00	5,24	0	5,24

Fonte: Autor

Tabela 81 – Área efetiva na direção y

Pavimento	largura (m)	altura do pavimento (m)	A. ef Pav inf. (m <sup>2</sup> )	A. ef Pav Sup. (m <sup>2</sup> )	Ae (m <sup>2</sup> )
Térreo	15,1	2,9	0,00	21,90	21,90
1° pavimento	15,1	2,8	21,90	21,14	43,04
2° pavimento	15,1	2,8	21,14	21,14	42,28
Cobertura	2,3	3,65	21,14	4,1975	25,34
Caixa d'água	2,3	2,00	4,20	2,3	6,50
Cob. Caixa d'água	2,3	0,00	2,30	0	2,30

Fonte: Autor

Por fim, aplicando os valores de carga dinâmica do vento, coeficiente de arrasto e área efetiva para cada uma das direções, é possível então determinar a força de arrasto presente em cada uma das lajes, através da utilização da equação 115.

#### 8.2.1.10 Força de Arrasto

Tabela 82 – Força de arrasto na direção x

Pavimento	Ca	Ae (m <sup>2</sup> )	q (Pa)	Fa (kN)
Térreo	0,9	11,6	0,00	0,00
1° pavimento	0,90	22,80	818,66	16,80
2° pavimento	0,90	22,40	937,12	18,89
Cobertura	0,90	20,76	1015,09	18,97
Caixa d'água	0,90	14,80	1090,28	14,53
Cobertura caixa d'água	0,90	5,24	1121,62	5,29

Fonte: Autor

Tabela 83 – Força de arrasto na direção y

Pavimento	Ca	Ae (m <sup>2</sup> )	q (Pa)	Fa (kN)
Térreo	1,26	21,90	0,00	0,00
1° pavimento	1,26	43,035	818,66	44,39
2° pavimento	1,26	42,28	937,12	49,92
Cobertura	1,26	25,3375	1015,09	32,41
Caixa d'água	1,26	6,4975	1090,28	8,93
Cobertura caixa d'água	1,26	2,30	1121,62	3,25

Fonte: Autor

## 8.2.2 Carregamentos Verticais

Para realizar a análise de estabilidade global da estrutura, além da verificação dos carregamentos horizontais que atuam na estrutura, é necessário também realizar a análise dos carregamentos verticais atuantes, sendo eles o peso próprio de cada elemento, as cargas permanentes e as cargas acidentais.

### 8.2.2.1 Peso próprio dos pilares

Assim, para determinação do peso próprio, segundo a NBR 6120, a massa específica para estruturas de concreto armado é de 25 kN/m<sup>3</sup>, logo, calculando a seção de cada elemento é possível então determinar o peso para cada elemento da estrutura.

Considerando ainda que para pilares pertencentes a 2 pórticos, será considerada metade da carga em cada um deles.

Tabela 84 – peso próprio pilares

Pavimento	Peso próprio (kN/m)	Altura (m)	Peso (kN)
Térreo	0,91	2,90	1,32
Tipo	0,91	2,80	1,27
Cobertura	0,91	3,65	1,66
Caixa d'água	0,91	2,00	0,91

Fonte: Autor

Tabela 85 – peso próprio vigas

Seção	Peso próprio (kN/m)
19x45	2,14
19x35	1,66
19x40	1,90
19x50	2,38

Fonte: Autor

#### 8.2.2.2 Cargas de Alvenaria

Da mesma maneira realizada para os elementos de concreto armado, para definição do carregamento proveniente das alvenarias, é necessário calcular o seu peso específico, bem como a altura de cada trecho, como determinado pela NBR 6120: 2019, o peso específico para alvenarias de vedação é dado pela espessura do bloco, e pelas características do revestimento aplicado nas faces da alvenaria.

Foram consideradas para o dimensionamento da edificação alvenarias de vedação com 19 cm de espessura, sendo utilizados blocos cerâmicos furados de 14 cm e 2,5cm de revestimento em cada uma das faces das alvenarias, assim, segundo a norma a carga de alvenarias seria de 2,1 kN/m<sup>2</sup>, multiplicando este valor pelas alturas de cada um dos pavimentos da edificação obtiveram-se os carregamentos apresentados na Tabela 86 .

Tabela 86 – peso próprio alvenaria

Pavimento	Altura (m)	Peso próprio (kN/m)
Térreo	2,9	6,09
Tipo	2,8	5,88
Cobertura	3,65	7,67
Caixa d'água	2	4,20

Fonte: Autor

### 8.2.2.3 Cargas Pontuais

No caso da existência de vigas apoiadas sobre outras vigas, como nos banheiros dos pavimentos-tipo, onde V3a e V4a são vigas de menor porte apoiadas sobre outras vigas, o carregamento é transmitido à estrutura na forma de cargas pontuais aplicadas nos pontos de apoio, assim, verificando a carga transmitida as vigas, obtém-se os valores apresentados na Tabela 87.

Tabela 87 – Cargas das vigas sobre outras vigas

Vigas		Carga permanente (kN)	Carga acidental (kN)
V3a	V6a	15,37	2,88
	V7a	15,37	2,88
V4a	V10a	15,37	2,88
	V11a	15,37	2,88

Fonte: Autor

### 8.2.2.4 Somatório

Além das cargas de pilares e vigas, calculam-se também as cargas referentes ao peso próprio das lajes e cargas acidentais, como realizado anteriormente, no capítulo 7.3, porém, nesta situação utilizam-se as cargas permanentes e acidentais separadamente, de maneira a ser possível realizar as diferentes combinações necessárias a verificação da estabilidade dos pórticos.

Assim, aplicando o mesmo procedimento de cálculo utilizado anteriormente, considerando-se apenas as cargas permanentes, obtém-se os valores para o carregamento permanente das lajes nas vigas na Tabela 88 e na Tabela 89, os carregamentos para cargas acidentais.

Tabela 88 – Carregamentos Permanentes

Viga	Cargas Lajes (kN/m)	Carga Alvenaria (kN/m)	Carga total (kN/m)
V1a	2,11	5,88	7,99
V1b	1,54	5,88	7,42
V1c	0,00	5,88	5,88
V1d	1,54	5,88	7,42
V1e	2,11	5,88	7,99
V2a	4,84	5,88	10,72
V2b	2,76	5,88	8,64

V2c	1,74	5,88	7,62
V2d	2,76	5,88	8,64
V2e	4,84	5,88	10,72
V3a	5,60	5,88	11,48
V4a	5,60	5,88	11,48
V5a	2,87	5,88	8,75
V5b	1,21	5,88	7,09
V5c	1,74	5,88	7,62
V5d	1,21	5,88	7,09
V5e	2,87	5,88	8,75
V6a	2,63	5,88	8,51
V6a	1,37	5,88	7,25
V6b	2,77	5,88	8,65
V7a	2,63	5,88	8,51
	1,37	5,88	7,25
V7b	4,81	5,88	10,69
V8a	0,00	5,88	5,88
V8b	2,03	5,88	7,91
V9a	0,00	5,88	5,88
V9b	2,03	5,88	7,91
V10a	2,63	5,88	8,51
	1,37	5,88	7,25
V10b	4,81	5,88	10,69
V11a	2,63	5,88	8,51
V11a	1,37	5,88	7,25
V11b	2,77	5,88	8,65

Fonte: Autor

Tabela 89 – Carregamentos Acidentais

Viga	Cargas Lajes (kN/m)
V1a	0,96
V1b	0,70
V1c	0,00
V1d	0,70
V1e	0,96
V2a	1,68
V2b	1,26
V2c	0,44
V2d	1,26
V2e	1,68



V3a	1,67
V4a	1,67
V5a	0,95
V5b	0,55
V5c	0,44
V5d	0,55
V5e	0,95
V6a	0,87
V6a	0,36
V6b	1,27
V7a	0,87
	0,36
V7b	2,19
V8a	0,00
V8b	0,93
V9a	0,00
V9b	0,93
V10a	0,87
	0,36
V10b	2,19
V11a	0,87
V11a	0,36
V11b	1,27

Fonte: Autor

Tabela 90 – Cargas de apoio de vigas em vigas

Vigas		Carga permanente (kN)	Carga acidental (kN)
V3a	V6a	17,08	2,88
	V7a	17,08	2,88
V4a	V10a	17,08	2,88
	V11a	17,08	2,88

Fonte: Autor

### 8.2.3 Contraventamentos

Assim como os elementos da estrutura atuam para transmitir os esforços verticais, a parcela da estrutura que transmite os esforços horizontais recebe o nome de subestrutura de contraventamento, exemplos destas estruturas são, caixas de elevador e escadas, pilares-parede, sistemas de treliça, pórticos, etc.

Para edifícios de maior altura e esbeltez, soluções de contraventamento mais robustas, como os núcleos resistentes, feitos geralmente junto aos fossos do elevador ou escadas, são compostos pela associação tridimensional de paredes armadas, que conferem elevada rigidez a estrutura em todas as direções.

Já para o caso de pequenas edificações é possível se considerar que os pórticos da estrutura atuarão como o sistema de contraventamento, garantindo a estabilidade da estrutura frente aos esforços horizontais, caso necessário pode-se também incluir ligações rígidas entre alguns dos elementos, de maneira a aumentar a rigidez de certos pórticos e assim garantir um melhor desempenho da estrutura de contraventamento.

#### 8.2.3.1 Pórticos Associados

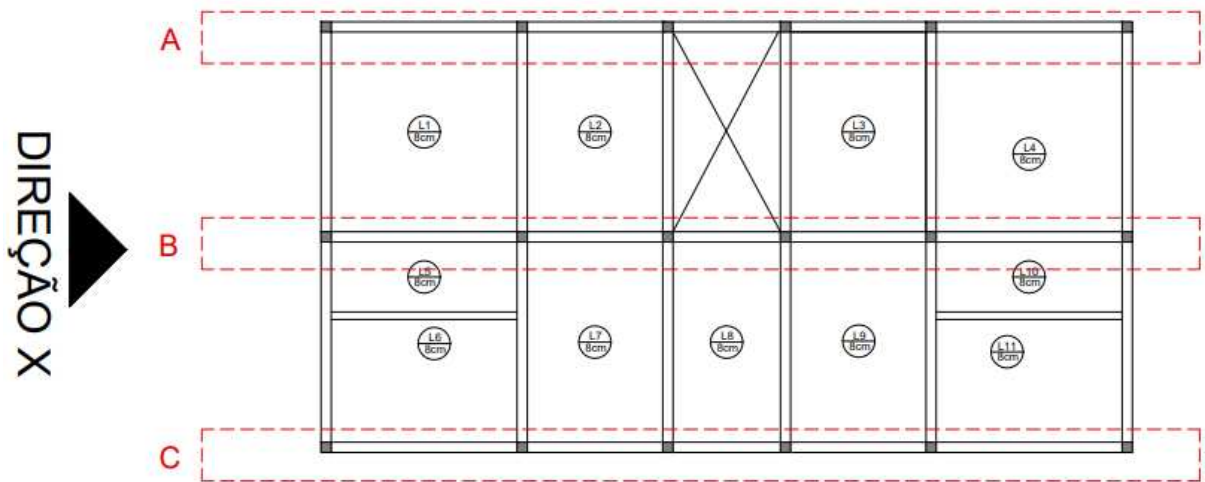
Por se tratar de uma edificação de menor porte, contendo 3 pavimentos com maior dimensão e apenas o reservatório elevado, considerou-se que a estrutura de contraventamento da edificação seria composta apenas pelo sistema de pórticos associados.

Para a consideração da fundação da edificação, seguindo as disposições construtivas apresentadas na NBR6122:1996, a profundidade mínima para as fundações deve ser de no mínimo 1,5 m, sendo este o valor adotado durante a elaboração dos pórticos necessários a verificação da estabilidade global da edificação.

A ligação entre os pórticos da estrutura foi realizada através da utilização de barras rígidas rotuladas em ambas as extremidades, em cada um dos pavimentos da edificação transmitindo os esforços horizontais entre os pórticos.

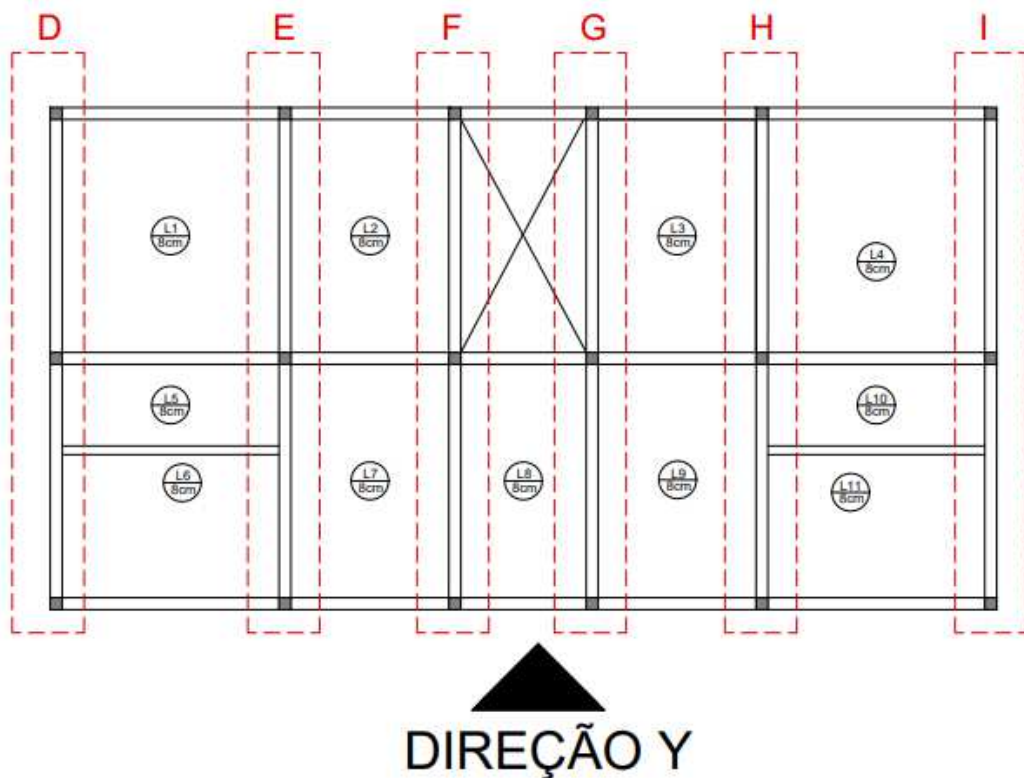
Observando o comportamento da estrutura no software ftool, optou-se por considerar os elementos horizontais da estrutura como indeformáveis axialmente, através da função de restrição de deformações apresentada pelo software, desta forma simulando o efeito de diafragma rígido das lajes desta forma mantendo os deslocamentos para todos os pontos de cada pavimento com o mesmo deslocamento na direção analisada.

Figura 39 - Pórticos associados na direção x



Fonte: Autor

Figura 40 - Pórticos associados na direção y



Fonte: Autor

## 8.2.4 Análise do carregamento horizontal

Durante a análise dos carregamentos horizontais, foram considerados os esforços da força de arrasto presentes na edificação, apresentados na Tabela 82 e Tabela 83, incidindo tanto pela lateral esquerda quanto direita das faces x e y da edificação.

Foram então elaborados através do *Software* de análise estrutural (Ftool) as envoltórias para os esforços axiais, cortantes, momentos fletores e deformações para os pórticos da estrutura, apresentados a seguir.

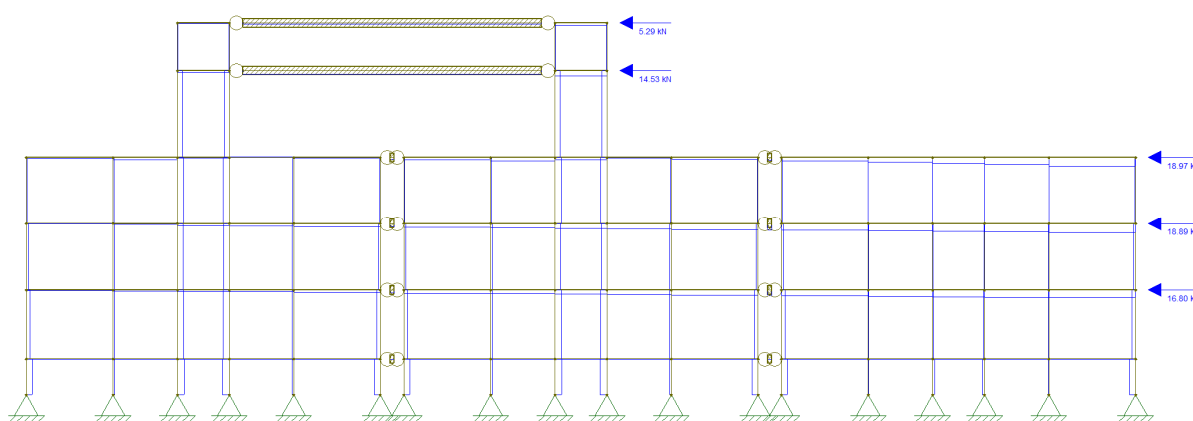
### 8.2.4.1 Esforços Axiais

Como neste caso são analisados apenas os carregamentos horizontais, não sendo considerados os carregamentos verticais provenientes das cargas permanentes e acidentais, observa-se que os elementos que se encontram sujeitos aos maiores esforços axiais nesta situação, são as vigas, é possível reparar também um maior esforço aplicado sobre as vigas mais próximas ao carregamento, e que se dissipa ao longo da estrutura.

Observa-se também que os carregamentos presentes nos pórticos na direção Y recebem carregamentos superiores aos verificados na direção x.

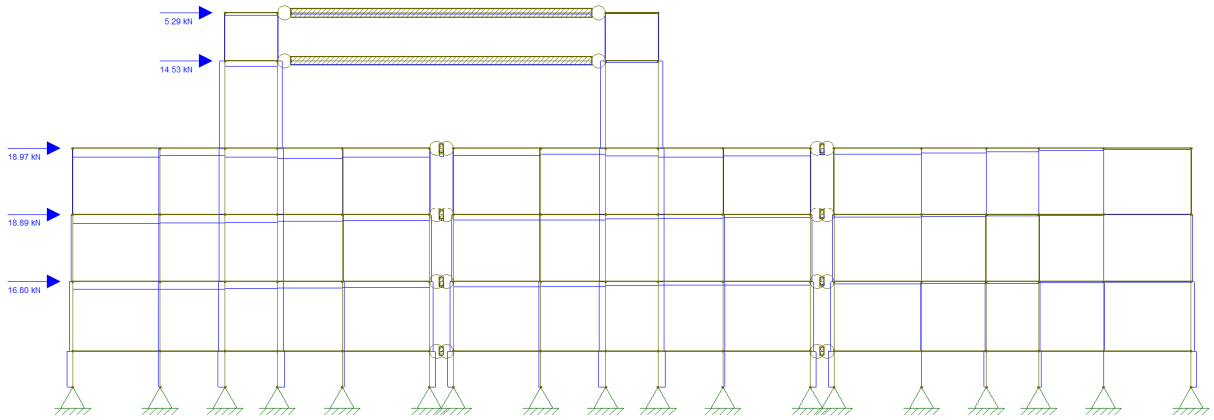
Quanto aos pilares observam-se carregamentos de menor valor, que aumentam em direção à fundação da edificação, ocasionados pela transferência de esforços das vigas, assim, por se encontrarem fixadas na base dos pilares, carregamentos aplicados a uma maior distância produzem esforços maiores.

Figura 41 - Esforços axiais fachada x, vento pela direita



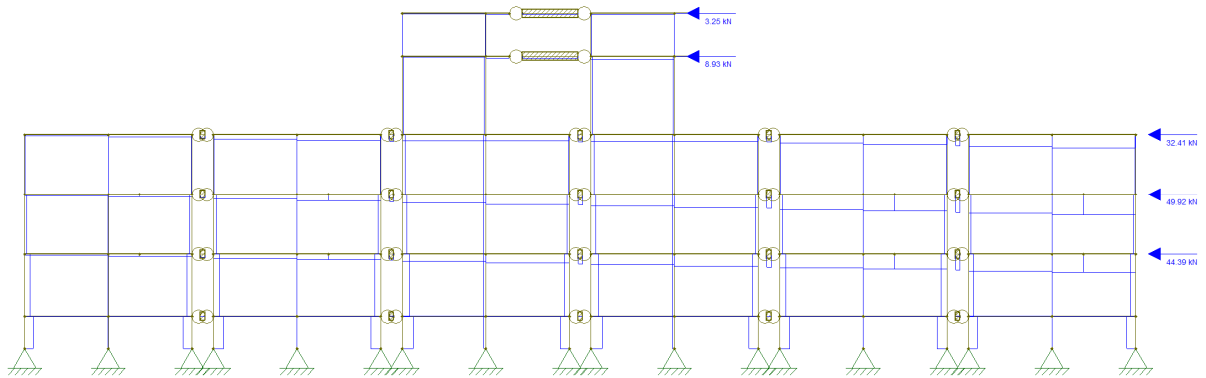
Fonte: Autor

Figura 42 - Esforço axial fachada x, vento pela esquerda



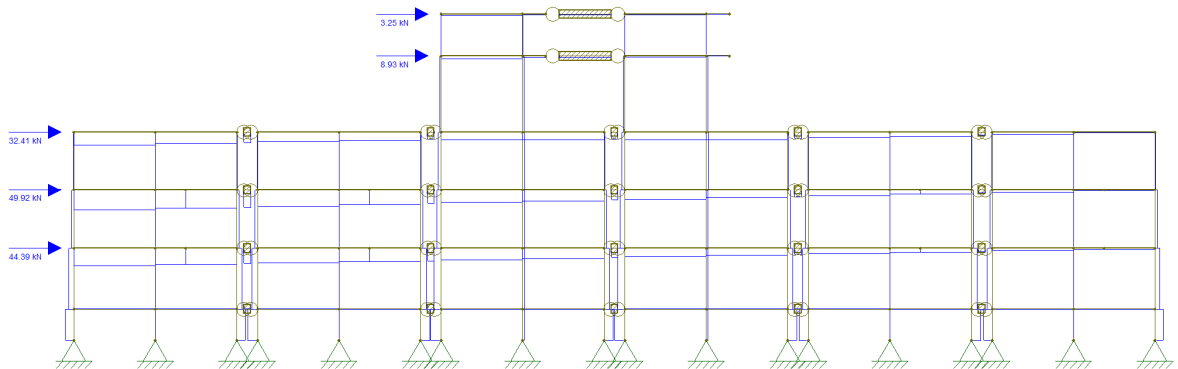
Fonte: Autor

Figura 43 - Esforços axiais fachada y, vento pela direita



Fonte: Autor

Figura 44 - Esforços axiais fachada y, vento pela esquerda



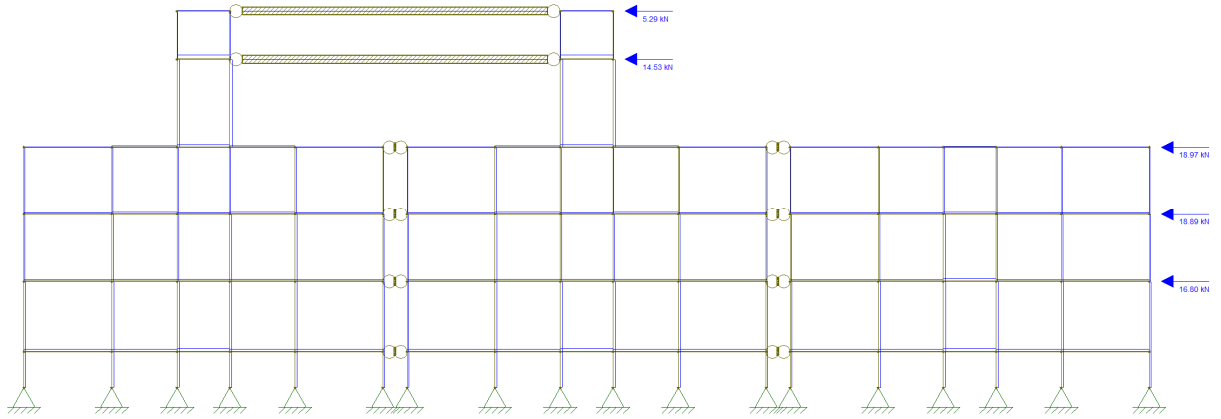
Fonte: Autor

#### **8.2.4.2 Esforços cortantes**

Em função das cargas de vento atuantes nas fachadas, os esforços são transmitidos pelas vigas, até chegarem aos pilares, a partir desses carregamentos, surgem então esforços cortantes nos pilares, os valores para os esforços cortantes se apresentam de maneira crescente do topo para a base da edificação, tendo seus maiores valores no pavimento térreo.

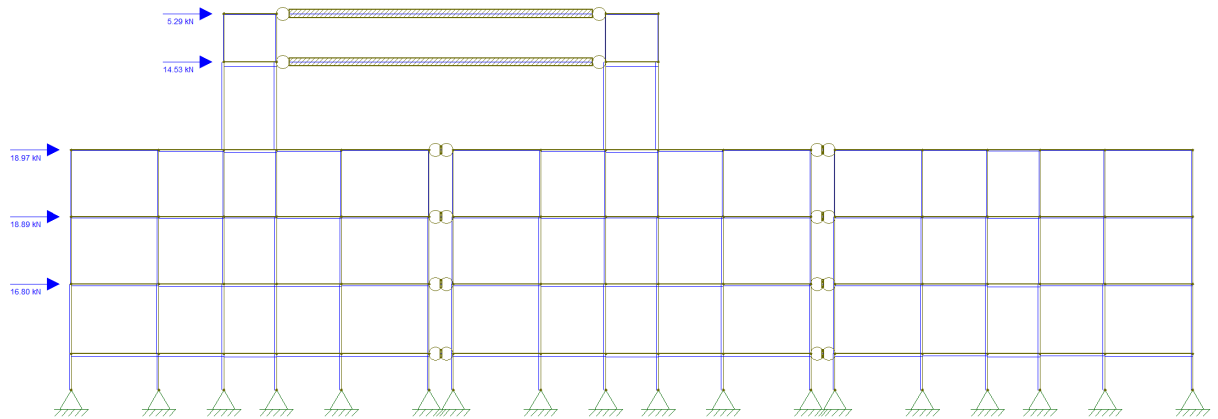
Para o caso das vigas, os esforços cortantes apresentam valores contínuos em cada um dos vãos, possuindo maior valor também nos elementos do pavimento térreo e decrescendo nos pavimentos superiores.

Figura 45 - Esforços cortantes, fachada x (vento pela direita)



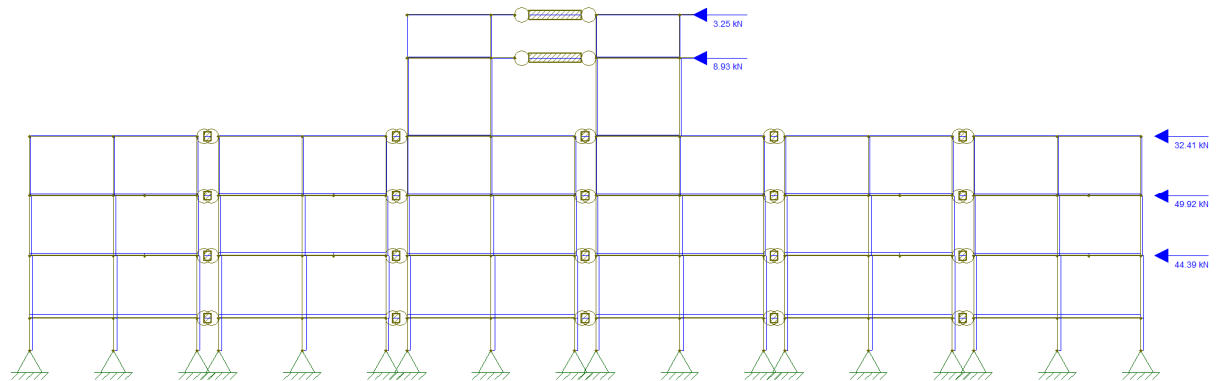
Fonte: Autor

Figura 46 - Esforços cortantes, fachada x (vento pela esquerda)



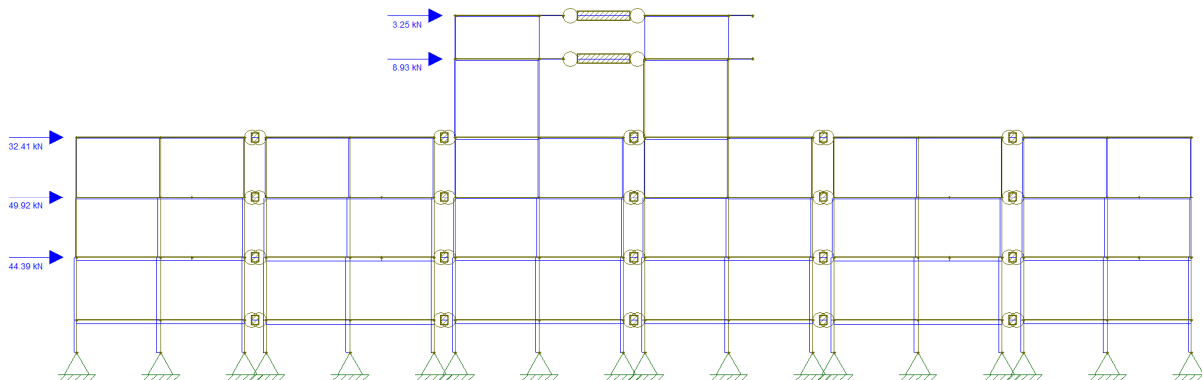
Fonte: Autor

Figura 47 - Esforços cortantes, fachada y (vento pela direita)



Fonte: Autor

Figura 48 - Esforços cortantes, fachada y (vento pela esquerda)

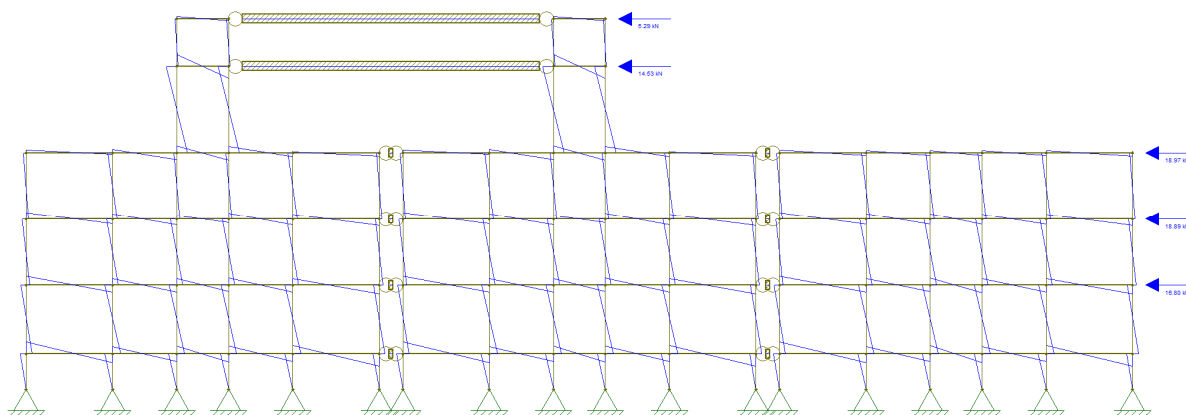


Fonte: Autor

### 8.2.4.3 Momentos fletores

Observando o diagrama de momentos fletores, inicialmente se repara o comportamento dos esforços, atuando linearmente em cada um dos elementos, nos pilares é possível ainda reparar um aumento nos valores dos esforços nos pavimentos inferiores e que se reduz quanto mais alto o pavimento, avaliando o comportamento da estrutura ao vento incidindo pela esquerda ou direita, não foi possível constatar grande diferença entre os esforços observados, sendo tal comportamento esperado principalmente em função da simetria da edificação em uma mesma direção.

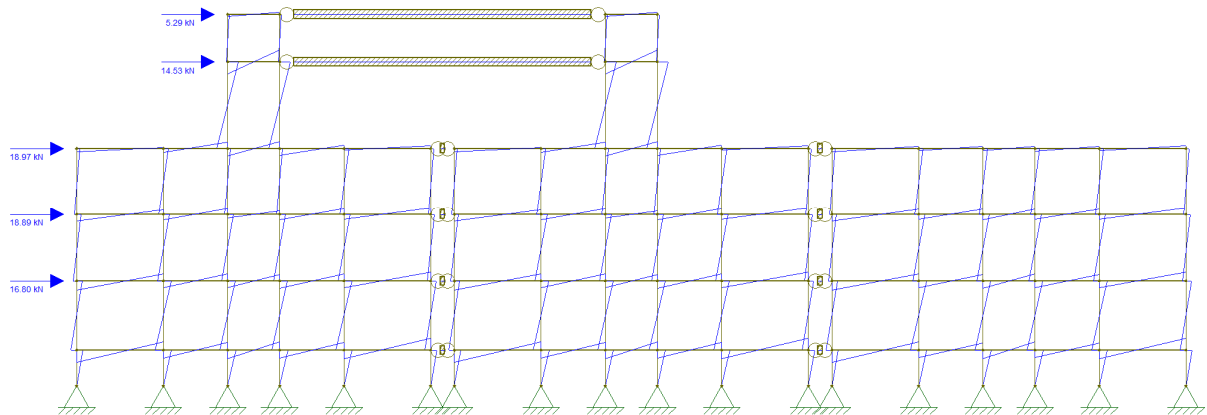
Figura 49 - Momentos fletores, fachada x (vento pela direita)



Fonte: Autor

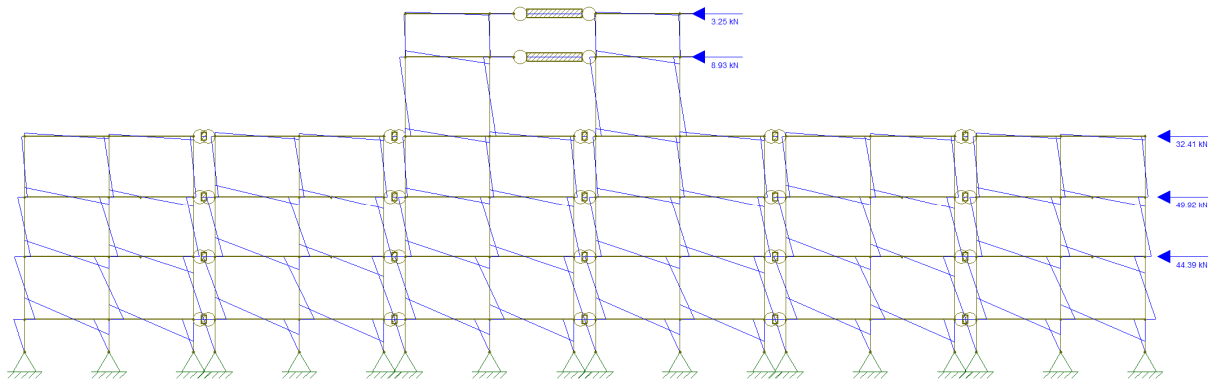


Figura 50 - Momentos fletores, fachada x (vento pela esquerda)



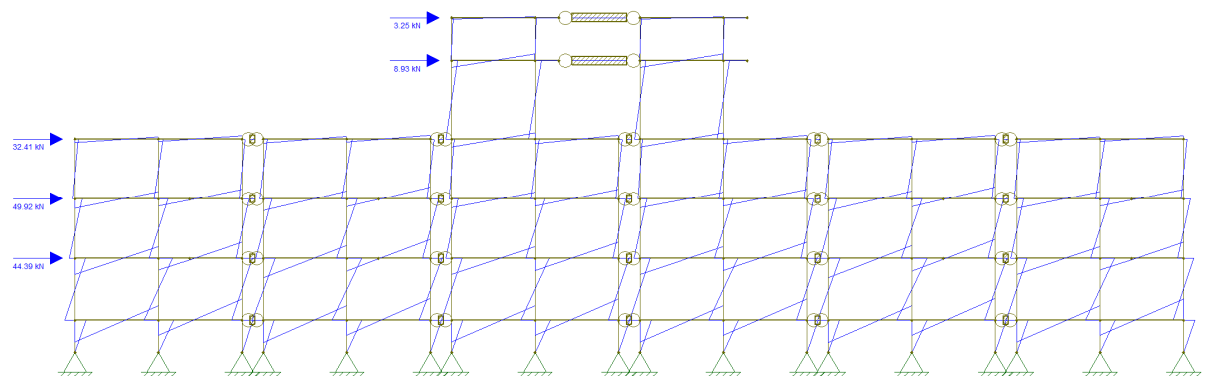
Fonte: Autor

Figura 51 - Momentos fletores, fachada y (vento pela direita)



Fonte: Autor

Figura 52 - Momentos fletores, fachada y (vento pela esquerda)

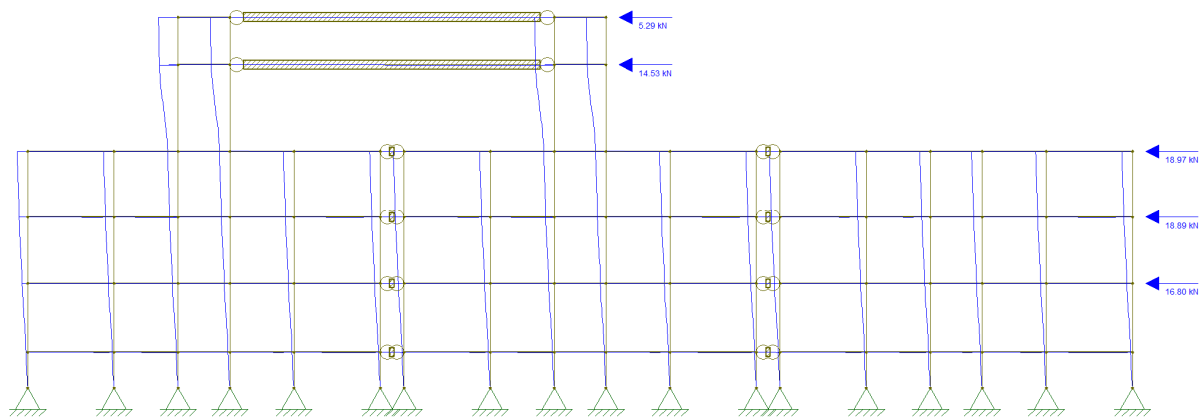


Fonte: Autor

#### 8.2.4.4 Deslocamentos

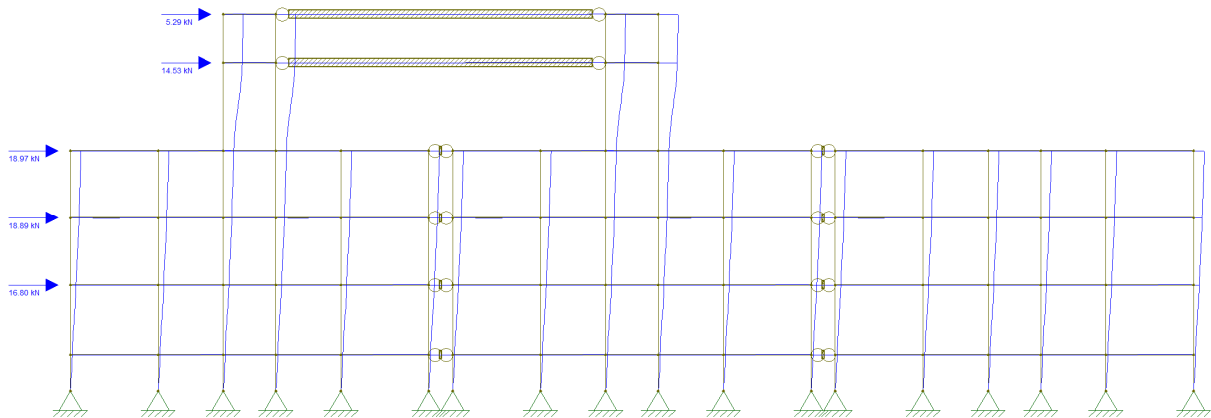
Quanto aos deslocamentos gerados pela carga de vento, observa-se o maior valor de deslocamento no pavimento caixa d'água, tal comportamento sendo esperado, visto que os deslocamentos se acumulam de um pavimento ao outro, e os valores presentes em um mesmo pavimento e em uma mesma direção são idênticos, em função do efeito diafragma rígido proporcionado pelas lajes.

Figura 53 - Deslocamentos, fachada x (vento pela direita)



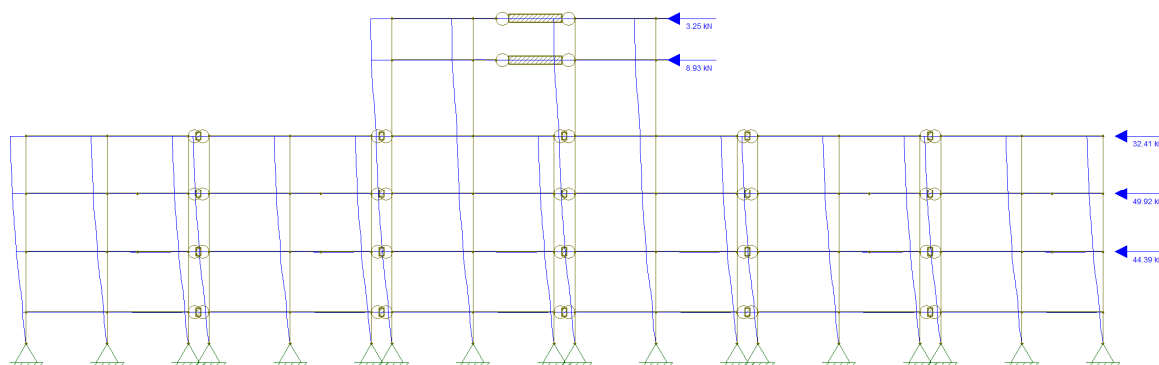
Fonte: Autor

Figura 54 - Deslocamentos, fachada x (vento pela esquerda)



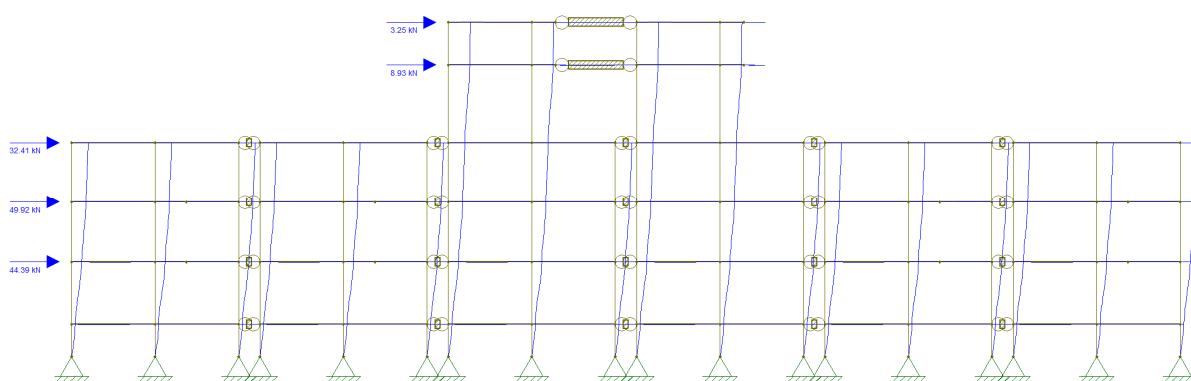
Fonte: Autor

Figura 55 - Deslocamentos, fachada y (vento pela direita)



Fonte: Autor

Figura 56 - Deslocamentos, fachada y (vento pela esquerda)



Fonte: Autor

## 8.2.5 Análise do carregamento vertical

Para análise do carregamento vertical, desconsidera-se a presença dos carregamentos horizontais, aplicando-se então as combinações de ações que levem consideração o carregamento mais crítico, logo as combinações  $F_{d1}$  e  $F_{d2}$ , apresentadas nas equações 101 e 102, que consideram a ação dos carregamentos acidentais como carga secundária principal.

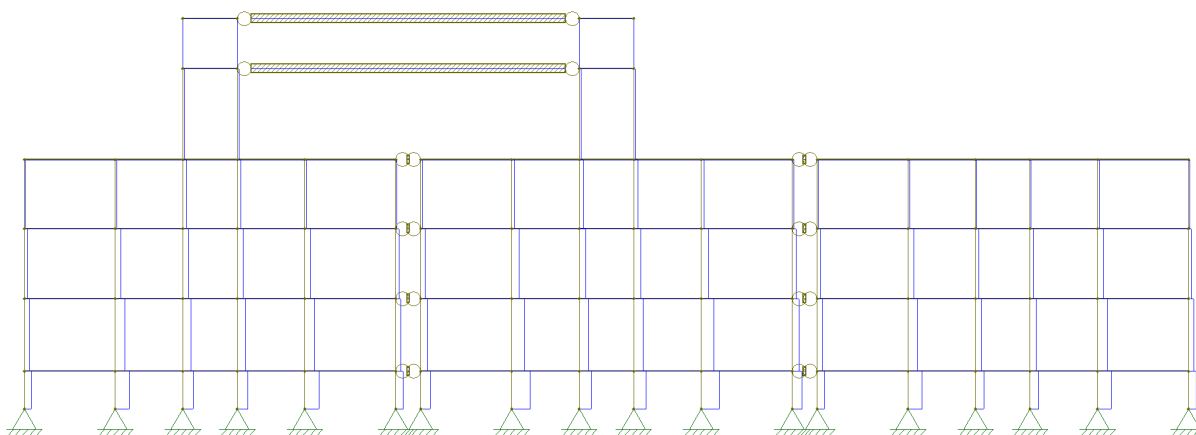
### 8.2.5.1 Esforços Axiais

Por se considerarem nesta situação a concentração dos esforços axiais ocorre nos pilares, que absorvem os carregamentos provenientes das lajes e vigas e os transmitem em direção as fundações da edificação, assim, é possível também observar que a cada pavimento esses carregamentos se somam aos carregamentos absorvidos no pavimento, fazendo assim com que os carregamentos presentes em cada um dos pilares no pavimento térreo sejam superiores aos dos pavimentos superiores.

É possível observar que os pilares P3, P4, P9 e P10, possuem carregamento mais elevados no segundo pavimento tipo, porém em função de receberem menos cargas das lajes ao chegar a fundação os pilares P2, P5, P8, P11, P14 e P17 resistem a maior esforço axial.

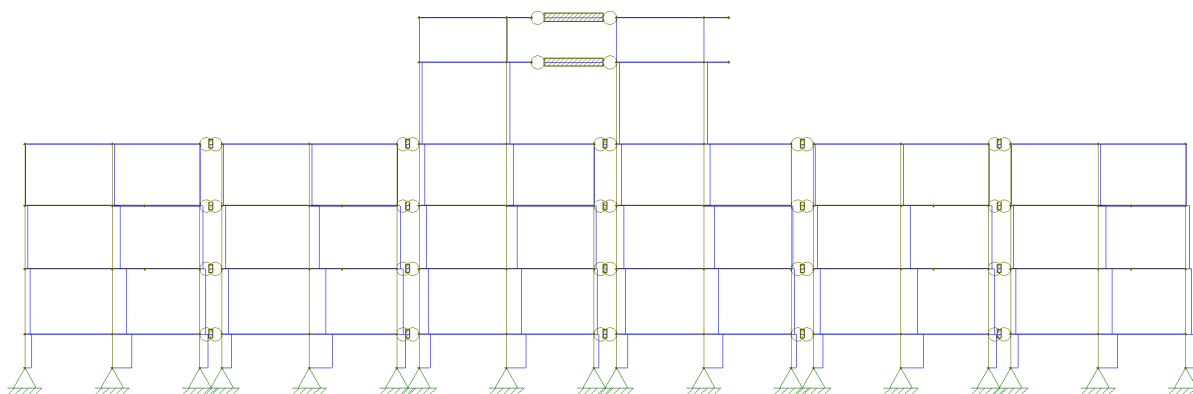
Por se tratar de uma edificação com poucos pavimentos e pequenos carregamentos, foi possível se utilizar pilares de pequenas dimensões em todos os pavimentos, em edificações de maior porte é possível se realizar a redução de seção dos pilares nos pavimentos superiores, de maneira a reduzir o consumo de material.

Figura 57 - Esforços axiais, Fachada x



Fonte: Autor

Figura 58 - Esforços axiais, Fachada y



Fonte: Autor

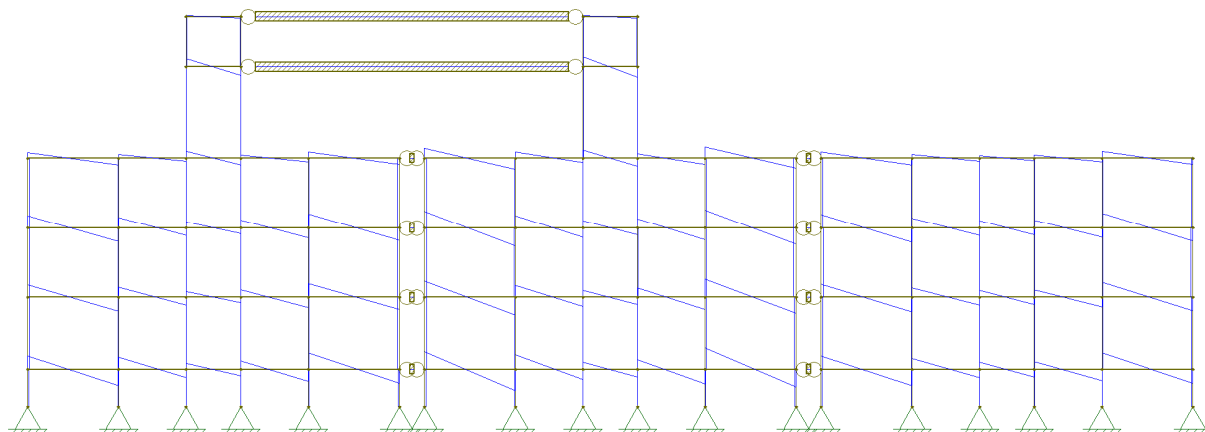
### 8.2.5.2 Esforços cortantes

Os maiores valores para os esforços cortantes foram obtidos nas vigas que sustentam as caixas d'água, e para as situações onde existem cargas pontuais aplicadas na laje como resultados do carregamento de lajes apoiadas sobre outras lajes.

Observando os esforços cortantes da estrutura é possível observar que em grande parte das lajes os esforços cortantes apresentam valores próximos uns aos outros em função da semelhança entre os carregamentos atuantes nas diferentes lajes do pavimento, por considerar as cargas atuantes tanto das lajes quanto as aplicadas diretamente sobre as vigas como carregamentos distribuídos, assim os esforços cortantes se apresentam em grande parte como esforços contínuos com maior valor junto aos apoios, exceções a este comportamento são vistas quando existem cargas pontuais aplicadas, como nas situações onde existem vigas apoiadas sobre outras vigas, fazendo com que o valor do esforço cortante tenha um salto nesses pontos do diagrama.

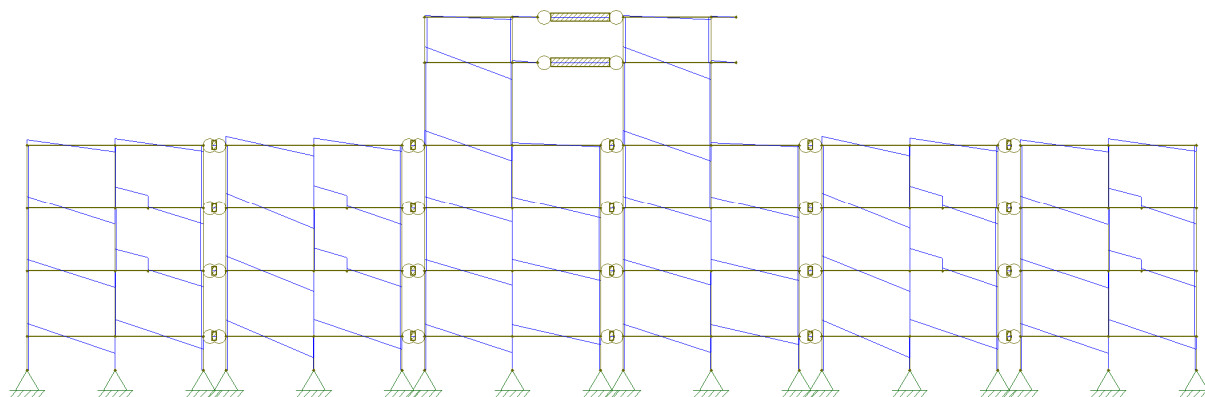
As maiores variações dos esforços cortantes são vistas quando comparados os valores obtidos para os diferentes pavimentos, sendo possível reparar valores menores para o pavimento cobertura.

Figura 59 - Esforços cortantes, Fachada x



Fonte: Autor

Figura 60 - Esforços cortantes, Fachada y



Fonte: Autor

### 8.2.5.3 Momentos fletores

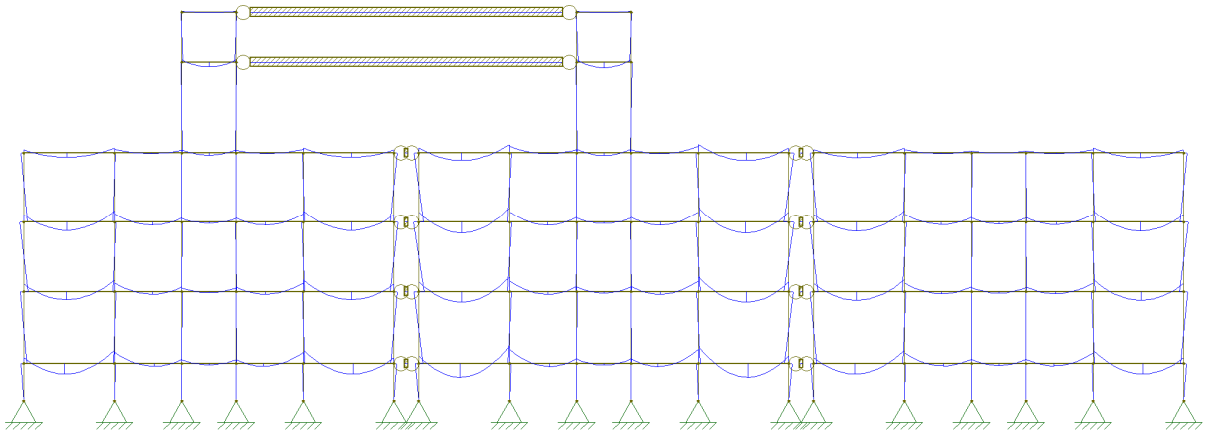
Obtém como maiores valores para os momentos fletores as situações onde a viga vence maiores vãos, tendo como caso mais crítico, os maiores vão do pavimento caixa d'água, no sentido do menor vão, mesmo com uma carga mais elevada, os valores de momento possuem valores menores.

Nas demais lajes, em função da similaridade dos carregamentos, observa-se que os valores de momento fletor são proporcionais aos vãos das vigas, com exceção das vigas que recebem os carregamentos de apoio de outras vigas.

Observando os valores obtidos entre as lajes dos diferentes pavimentos é possível reparar que o pavimento cobertura é o que apresenta os menores valores para o momento fletor,

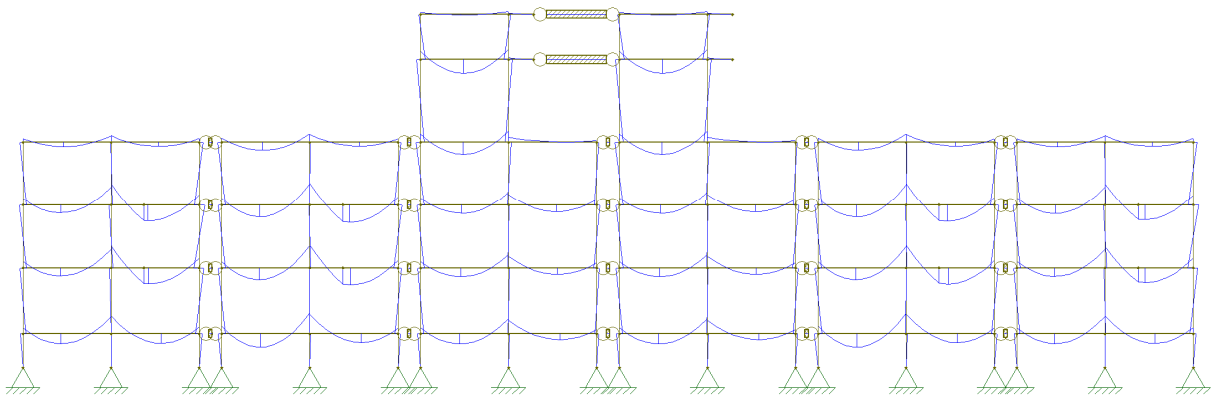
sendo tal comportamento já esperado, em função do menor carregamento nas lajes deste pavimento.

Figura 61 - Momentos fletores, Fachada x



Fonte: Autor

Figura 62 - Momentos fletores, Fachada y



Fonte: Autor

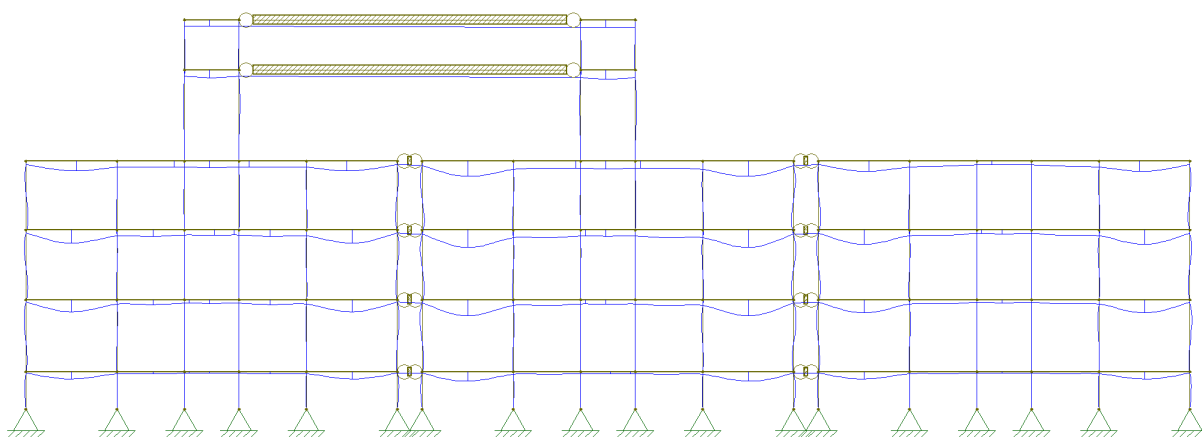
#### 8.2.5.4 Deslocamentos

Observando as deformações presentes na estrutura, tem-se que as maiores deformações ocorrem nos trechos V4b e V5b do pavimento caixa d'água, em função do maior carregamento presente neste pavimento, observando as vigas V1 e V2 do pavimento, mesmo com o maior carregamento obtiveram-se pequenos valores de deformação.

Outros trechos onde foram observadas deformações mais elevadas foram V6b e V7b, do pavimento cobertura, neste caso causado principalmente pela carga de alvenaria presente no vão, visto que o pé direito deste pavimento, é de 3,65m.

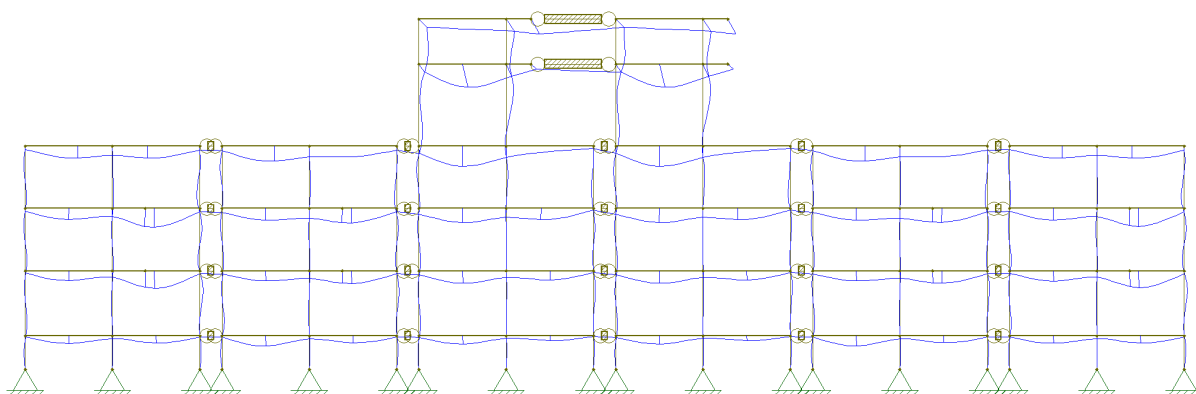
De maneira geral observaram-se deslocamentos superiores onde existem vigas descarregando sobre outras vigas

Figura 63 - Deslocamentos Verticais, Fachada x



Fonte: Autor

Figura 64 - Deslocamentos Verticais, Fachada y



Fonte: Autor



### 8.3 ESFORÇOS DE 2ª ORDEM

Esforços de segunda ordem são aqueles que surgem em função da deformação da geometria inicial da estrutura causada pelos esforços de 1ª ordem, são considerados como efeitos de 2ª ordem a não linearidade geométrica (NLG), ocasionada pela deformação dos elementos quando submetidos aos carregamentos de 1ª ordem, e também a não linearidade física, causada pelo efeito de fluência e das fissurações presentes nos elementos de concreto.

Os esforços de 2ª ordem, segundo a norma, podem ser divididos em 3 categorias, sendo elas, efeitos globais, que surgem em função do deslocamento horizontal dos nós da estrutura, efeitos locais, correspondentes aos esforços que surgem em decorrência da deformação dos elementos, onde a perda de retilineidade acarreta o surgimento de esforços ao longo do eixo longitudinal do elemento, e por fim os efeitos localizados que se referem à aqueles que surgem em decorrência de deformações pontuais no interior do elemento, e que leva a esforços de maior proporção em um trecho específico.

#### 8.3.1 Não-linearidade física

O comportamento não elástico do concreto, ocasionado pelo efeito de fluência do material, surgimento de microfissuras e escoamento das armaduras, precisa ser levado em consideração no dimensionamento dos elementos, essas características são consideradas pelo efeito da não linearidade física do material (NLF) apresentada pela NBR6118:2023.

Assim, faz-se necessário considerar tal comportamento na análise da estabilidade global da estrutura, porém, considerar de maneira direta tal característica acarretaria demasiado esforço computacional, assim a norma permite que sejam feitas considerações para a aproximação do efeito da NLF, através da redução do módulo de elasticidade considerado para os elementos.

Nesta situação, as seguintes aproximações podem ser assumidas para os elementos:

- Lajes:

$$EI_{sec} = 0,3 * E_c * I_c$$

- Vigas:

$$EI_{sec} = 0,4 * E_c * I_c, \text{ para } A_s' \neq A_s$$

$$EI_{sec} = 0,5 * E_c * I_c, \text{ para } A_s' = A_s$$

- Pilares:

$$EI_{sec} = 0,3 * E_c * I_c$$

Onde:

$A_s'$  = Área da seção transversal da armadura de compressão

$A_s$  = Área da seção transversal da armadura de tração

### 8.3.2 Não linearidade geométrica

Em edifícios, usualmente a presença de esforços horizontais, assim como verticais, leva a deformação da estrutura, este fenômeno causado pelos esforços horizontais leva ao surgimento de novos esforços na estrutura, quando submetida aos carregamentos verticais.

Em estruturas menos rígidas, a presença dos esforços horizontais causa deformações mais significativas, sendo nestas situações necessário se considerar os esforços adicionais para o dimensionamento da estrutura, já no caso de estruturas mais rígidas, tais esforços geralmente apresentam valores menores, sendo possível então os desprezar durante o procedimento de cálculo.

### 8.3.3 Estruturas de nós fixos e nós móveis

A consideração dos efeitos globais de segunda ordem na análise de estabilidade da estrutura é necessária somente para estruturas de nós móveis, sendo necessária para esta classificação feita através da análise dos efeitos de 1ª e 2ª da estrutura.

Caso os esforços de 2ª ordem analisados possuam valor inferior a 10% dos valores dos esforços de 1ª ordem, a estrutura é classificada como sendo de nós fixos, nesta situação não sendo necessário se considerar os efeitos globais de 2ª ordem.

Caso os esforços de 2ª ordem representem valores superiores aos 10%, a estrutura é então classificada como sendo de nós móveis e todos os esforços de segunda ordem são considerados relevantes, e, portanto, são considerados durante a análise da estabilidade da estrutura.

Para a verificação da rigidez da estrutura a norma propõe duas ferramentas, sendo elas o parâmetro de instabilidade  $\alpha$  e o coeficiente  $\gamma_z$ .

Como requisitos para utilização do parâmetro de instabilidade  $\alpha$ , para análise de estabilidade da estrutura, tem-se que a estrutura deve ser reticulada e simétrica, por não atender ao requisito de simetria, este parâmetro não foi utilizado para determinar o tipo de estrutura, optando-se por utilizar o parâmetro  $\gamma_z$  neste caso.

### 8.3.3.1 Coeficiente $\gamma_z$

O coeficiente  $\gamma_z$  por sua vez avalia a importância dos esforços globais de 2ª ordem, esta análise pode ser feita em edificações que possuam no mínimo 4 pavimentos, e leva em consideração os momentos totais obtidos a partir da análise dos esforços globais de 1ª ordem, seu valor é dado através da equação 116.

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{\Delta M_{1,tot,d}}} \quad 116$$

Onde:

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

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

Para que a estrutura seja considerada de nós fixos pela análise do coeficiente  $\gamma_z$  é necessário que seu valor seja inferior a 1,1.

O cálculo do coeficiente  $\gamma_z$  da edificação estudada encontra-se feito nas 8 tabelas apresentadas a seguir, sendo elas destinadas as 4 combinações apresentadas nas equações, 102, 103 e 104, realizadas considerando os ventos incidindo pelo lado direito e esquerdo para cada uma delas.

Tabela 91 – Coeficiente  $\gamma_z$  para Combinação Fd1 na direção x

Pavimento	Cota (m)	Carga horizontal (kN)	M1,tot,d (kN/m)	carga vertical (kN)	deslocamentos (mm)	M,tot,d (kN/m)	$\gamma_z$
Térreo	0,00	0,00	0,00	798,38	1,789	1,43	
1. pav	2,90	16,80	48,72	772,82	5,275	4,08	
2. pav	5,70	18,89	107,69	772,82	8,004	6,19	
Cobertura	8,50	18,97	161,23	727,91	9,855	7,17	
Caixa d'água	12,15	14,53	176,48	109,22	17,510	1,91	
Cob. Caixa	14,00	5,29	74,05	69,84	18,400	1,29	
		$\Sigma$ M1,tot,d (kN/m)	568,18		$\Sigma$ M,tot,d (kN/m)	22,06	

Fonte: Autor

Tabela 92 – Coeficiente  $\gamma_z$  para Combinação Fd1 na direção y

Pavimento	Cota (m)	Carga horizontal (kN)	M1,tot,d (kN/m)	carga vertical (kN)	deslocamentos (mm)	M,tot,d (kN/m)	$\gamma_z$
Térreo	0,00	0,00	0,00	798,38	3,62	2,89	
1. pav	2,90	44,39	128,73	772,82	10,35	8,00	
2. pav	5,70	49,92	284,56	772,82	14,86	11,48	
Cobertura	8,50	32,41	275,46	727,91	17,08	12,43	
Caixa d'água	12,15	8,93	108,45	109,22	21,17	2,31	
Cob. Caixa	14,00	3,25	45,51	69,84	21,27	1,49	
		$\Sigma$ M1,tot,d (kN/m)	842,71		$\Sigma$ M,tot,d (kN/m)	38,60	

Fonte: Autor

Tabela 93 – Coeficiente  $\gamma z$  para Combinação Fd2 na direção x

Pavimento	Cota (m)	Carga horizontal (kN)	M1,tot,d (kN/m)	carga vertical (kN)	deslocamentos (mm)	M,tot,d (kN/m)	$\gamma z$
Térreo	0,00	0,00	0,00	798,38	1,79	1,43	
1. pav	2,90	16,80	48,72	772,82	5,28	4,08	
2. pav	5,70	18,89	107,69	772,82	8,00	6,19	
Cobertura	8,50	18,97	161,23	727,91	9,86	7,17	
Caixa d'água	12,15	14,53	176,48	109,22	17,51	1,91	
Cob. Caixa	14,00	5,29	74,05	69,84	18,40	1,29	
		$\Sigma M1,tot,d$ (kN/m)	568,18		$\Sigma M,tot,d$ (kN/m)	22,06	1,04

Fonte: Autor

Tabela 94 – Coeficiente  $\gamma z$  para Combinação Fd2 na direção y

Pavimento	Cota (m)	Carga horizontal (kN)	M1,tot,d (kN/m)	carga vertical (kN)	deslocamentos (mm)	M,tot,d (kN/m)	$\gamma z$
Térreo	0,00	0,00	0,00	798,38	3,76	3,00	
1. pav	2,90	44,39	128,73	772,82	10,48	8,10	
2. pav	5,70	49,92	284,56	772,82	14,72	11,38	
Cobertura	8,50	32,41	275,46	727,91	17,00	12,37	
Caixa d'água	12,15	8,93	108,45	109,22	23,07	2,52	
Cob. Caixa	14,00	3,25	45,51	69,84	24,21	1,69	
		$\Sigma M1,tot,d$ (kN/m)	842,71		$\Sigma M,tot,d$ (kN/m)	39,06	1,05

Fonte: Autor

Tabela 95 – Coeficiente  $\gamma_z$  para Combinação Fd3 na direção x

Pavimento	Cota (m)	Carga horizontal (kN)	M1,tot,d (kN/m)	carga vertical (kN)	deslocamentos (mm)	M,tot,d (kN/m)	$\gamma_z$
Térreo	0,00	0,00	0,00	798,38	2,98	2,38	
1. pav	2,90	16,80	48,72	772,82	8,79	6,79	
2. pav	5,70	18,89	107,69	772,82	13,34	10,31	
Cobertura	8,50	18,97	161,23	727,91	16,42	11,95	
Caixa d'água	12,15	14,53	176,48	109,22	29,19	3,19	
Cob. Caixa	14,00	5,29	74,05	69,84	30,66	2,14	
		$\Sigma$ M1,tot,d (kN/m)	568,18		$\Sigma$ M,tot,d (kN/m)	36,77	

Fonte: Autor

Tabela 96 – Coeficiente  $\gamma_z$  para Combinação Fd3 na direção y

Pavimento	Cota (m)	Carga horizontal (kN)	M1,tot,d (kN/m)	carga vertical (kN)	deslocamentos (mm)	M,tot,d (kN/m)	$\gamma_z$
Térreo	0,00	0,00	0,00	798,38	6,09	4,86	
1. pav	2,90	44,39	128,73	772,82	17,31	13,38	
2. pav	5,70	49,92	284,56	772,82	24,73	19,11	
Cobertura	8,50	32,41	275,46	727,91	28,46	20,72	
Caixa d'água	12,15	8,93	108,45	109,22	35,96	3,93	
Cob. Caixa	14,00	3,25	45,51	69,84	36,48	2,55	
		$\Sigma$ M1,tot,d (kN/m)	842,71		$\Sigma$ M,tot,d (kN/m)	64,55	

Fonte: Autor

Tabela 97 – Coeficiente  $\gamma z$  para Combinação Fd4 na direção x

Pavimento	Cota (m)	Carga horizontal (kN)	M1,tot,d (kN/m)	carga vertical (kN)	deslocamentos (mm)	M,tot,d (kN/m)	$\gamma z$
Térreo	0,00	0,00	0,00	798,38	2,98	2,38	
1. pav	2,90	16,80	48,72	772,82	8,79	6,79	
2. pav	5,70	18,89	107,69	772,82	13,34	10,31	
Cobertura	8,50	18,97	161,23	727,91	16,42	11,95	
Caixa d'água	12,15	14,53	176,48	109,22	29,19	3,19	
Cob. Caixa	14,00	5,29	74,05	69,84	30,66	2,14	
		$\sum M1,tot,d$ (kN/m)	568,18		$\sum M,tot,d$ (kN/m)	36,77	1,07

Fonte: Autor

Tabela 98 – Coeficiente  $\gamma z$  para Combinação Fd4 na direção y

Pavimento	Cota (m)	Carga horizontal (kN)	M1,tot,d (kN/m)	carga vertical (kN)	deslocamentos (mm)	M,tot,d (kN/m)	$\gamma z$
Térreo	0,00	0,00	0,00	798,38	6,20	4,95	
1. pav	2,90	44,39	128,73	772,82	17,40	13,45	
2. pav	5,70	49,92	284,56	772,82	24,56	18,98	
Cobertura	8,50	32,41	275,46	727,91	28,35	20,64	
Caixa d'água	12,15	8,93	108,45	109,22	37,78	4,13	
Cob. Caixa	14,00	3,25	45,51	69,84	39,31	2,75	
		$\sum M1,tot,d$ (kN/m)	842,71		$\sum M,tot,d$ (kN/m)	64,88	1,08

Fonte: Autor

#### 8.4 VERIFICAÇÃO DO ESTADO DE LIMITE DE SERVIÇO

Assim como para lajes, a norma exige que sejam verificados os deslocamentos limite para a estrutura de maneira global, assim é estipulado que o deslocamento lateral de edifícios, provocado pela ação do vento, para a combinação frequente ( $\Psi_1 = 0,3$ ), possui valor limite, dado em função tanto da altura total da edificação, quanto do desnível entre pavimentos, como dado pelas equações 117 e 118.

$$\frac{H}{1700} \quad 117$$

$$\frac{H_i}{850} \quad 118$$

Onde:

$H$  = Altura total da edificação.

$H_i$  = Desnível entre dois pavimentos consecutivos da edificação.

Assim analisando a estabilidade da edificação, como feito anteriormente para o estado limite último, utilizando agora, a combinação para o estado de serviço apresentada em 7.3.3.4.

$$F_{d,ser} = \sum F_{gi,k} + \sum \Psi_1 F_{qj,k} \quad 119$$

Assim, aplicando os valores de altura e carregamento frequente a edificação, obtém-se aos valores para os deslocamentos no estado limite de serviço apresentados na Tabela 99.

Tabela 99 – Estado limite de serviço com vento pela direita (Fachada Y)

Pavimento	Altura (cm)	dx (cm)	$\Delta dx$ (cm)	dx pav. Max. (cm)	dx max (cm)
Térreo	0,00	0,129	0,000	0,000	0,82
1º pavimento	290,00	0,371	0,242	0,341	
2º pavimento	570,00	0,536	0,165	0,329	
Cobertura	850,00	0,614	0,078	0,329	
Caixa d'água	1215,00	0,731	0,117	0,429	
Cob. caixa d'agua	1400,00	0,720	0,011	0,218	

Fonte: Autor



Tabela 100 – Estado limite de serviço com vento pela direita (Fachada X)

Pavimento	Altura (cm)	dx (cm)	$\Delta dx$ (cm)	dx pav. Max. (cm)	dx max (cm)
Térreo	0,00	0,064	0,000	0,000	0,82
1º pavimento	290,00	0,188	0,125	0,341	
2º pavimento	570,00	0,286	0,097	0,329	
Cobertura	850,00	0,352	0,066	0,329	
Caixa d'água	1215,00	0,626	0,274	0,429	
Cob. caixa d'agua	1400,00	0,657	0,032	0,218	

Fonte: Autor

Tabela 101 – Estado limite de serviço com vento pela esquerda (Fachada X)

Pavimento	Altura (cm)	dx (cm)	$\Delta dx$ (cm)	dx pav. Max. (cm)	dx max (cm)
Térreo	0,00	0,064	0,000	0,000	0,82
1º pavimento	290,00	0,188	0,125	0,341	
2º pavimento	570,00	0,286	0,097	0,329	
Cobertura	850,00	0,352	0,066	0,329	
Caixa d'água	1215,00	0,626	0,274	0,429	
Cob. caixa d'agua	1400,00	0,657	0,032	0,218	

Fonte: Autor

Tabela 102 – Estado limite de serviço com vento pela esquerda (Fachada Y)

Pavimento	Altura (cm)	dx (cm)	$\Delta dx$ (cm)	dx pav. Max. (cm)	dx max (cm)
Térreo	0,00	0,134	0,000	0,000	0,82
1º pavimento	290,00	0,373	0,239	0,341	
2º pavimento	570,00	0,521	0,148	0,329	
Cobertura	850,00	0,604	0,083	0,329	
Caixa d'água	1215,00	0,849	0,246	0,429	
Cob. caixa d'agua	1400,00	0,904	0,055	0,218	

Fonte: Autor

## 9 DIMENSIONAMENTO E DETALHAMENTO DAS VIGAS

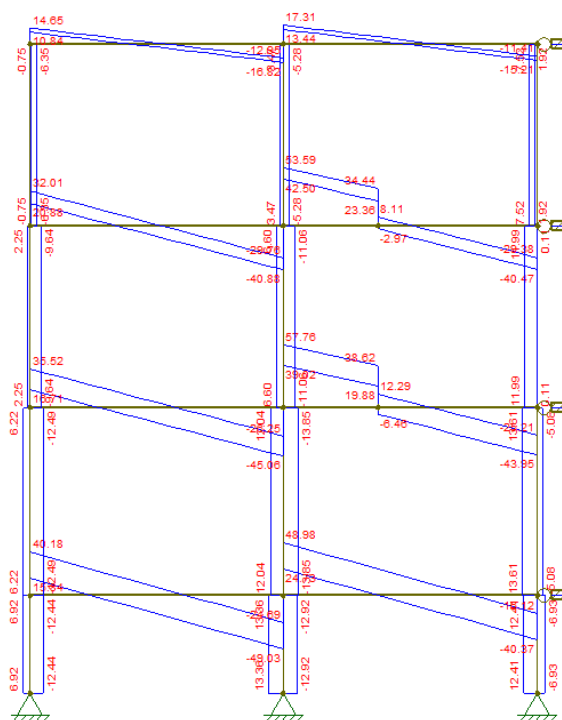
Da mesma maneira realizada para o dimensionamento das lajes, no caso das vigas, serão determinados os esforços atuantes nos elementos, a partir do qual é então dimensionada a área de aço necessária a combater tais esforços e por fim o detalhamento da armadura.

Buscando analisar a situação mais crítica, utiliza-se, portanto, o estado limite último (ELU) para determinação da resistência do elemento, esta situação pode ocorrer em duas situações diferentes, sendo elas o escoamento da armadura, ou pelo esmagamento do concreto.

Optou-se então para o dimensionamento da viga da edificação, a escolha da Viga V6 do 1º pavimento tipo, sendo esta uma viga de extremidade, que recebe o carregamento proveniente da viga V3.

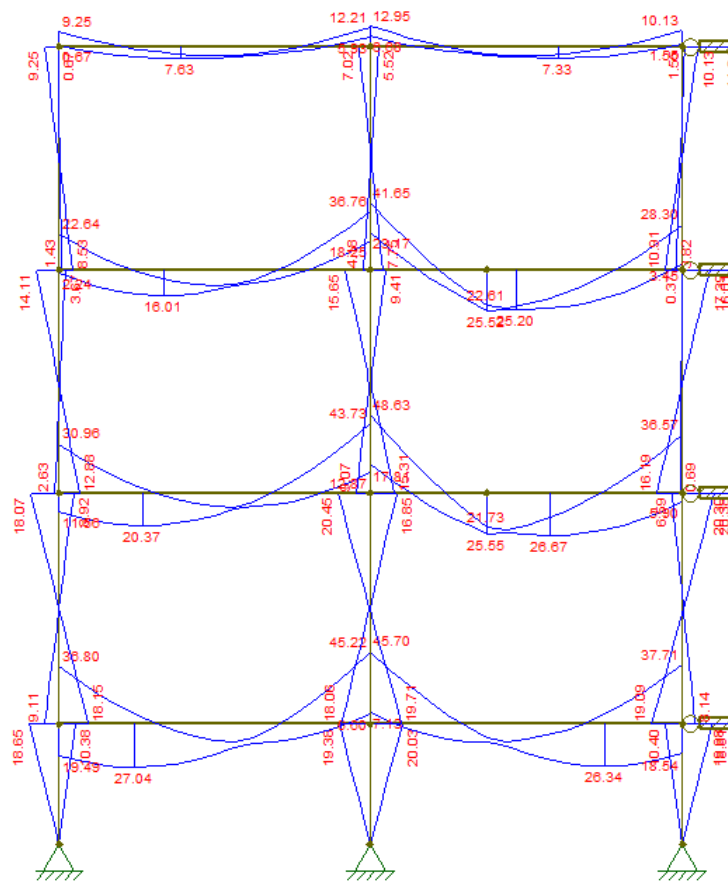
Observando o pórtico no qual está contida a viga V6 e a combinações de esforços para o estado limite último, considerando a situação mais crítica a partir da análise das 8 combinações desenvolvidas anteriormente.

Figura 65 - Envoltória de esforço cortante para viga V6 (ELU)



Fonte: Autor

Figura 66 - Momento máximo viga V6



Fonte: Autor

## 9.1 DIMENSIONAMENTO

### 9.1.1 Armadura Longitudinal

Tendo dimensionado os esforços atuantes no elemento, é necessário então calcular a área de aço necessária a resistir a tal esforço, assim, utiliza-se o mesmo procedimento de dimensionamento feito para as lajes no capítulo 7.5, agora para a viga estudada.

#### 9.1.1.1 Cálculo da altura da linha neutra

Observando as características da viga, calcula-se então a altura da linha neutra, utilizando a equação 40, de Carvalho e Figueiredo Filho (2014), apresentada durante o dimensionamento das lajes.

$$x = \frac{\sqrt{d^2 - 2x * \frac{M_d}{b_w * \alpha_c * f_{cd}}}}{\lambda} \quad 120$$

Onde:

$d$  = distância entre a armadura tracionada e a face superior.

$M_d$  = momento fletor de cálculo.

$b_w$  = largura da seção (1,00 metro para o caso das lajes).

$\alpha_c$  = 0,85 para concretos até C50.

$\lambda$  = 0,80 para concreto até C50.

#### 9.1.1.2 Cálculo da altura útil ( $d$ )

A distância útil, quando considerada apenas uma camada de barras, é calculada da mesma maneira realizada para as barras das lajes, medindo-se a distância entre o centro de gravidade da barra, até a fibra mais comprimida do concreto, como apresentado na equação 121.

$$d = h - c - \emptyset_t - \frac{\emptyset_l}{2} \quad 121$$

Onde:

$\emptyset_t$  = diâmetro da armadura transversal

$\emptyset_l$  = diâmetro da armadura longitudinal

Em situações onde exista mais de uma camada de armadura, situação mais comum no dimensionamento das vigas, é necessário se considerar a posição do centro de gravidade do conjunto de barras, de maneira a expressar esta diferença, é necessário se adaptar o cálculo da altura útil, para situações onde sejam consideradas duas camadas de armadura, é utilizada a equação 122.

$$d = h - \frac{n_1 * A\emptyset_l * \left(c + \emptyset_t + \frac{\emptyset_l}{2}\right) + n_2 * A\emptyset_l * \left(c + \emptyset_t + \emptyset_l + ev + \frac{\emptyset_l}{2}\right)}{(n_1 + n_2) * A\emptyset_l} \quad 122$$

Onde:

$A\emptyset_l$  = área da barra longitudinal.

$ev$  = espaçamento vertical entre as camadas de barras.

$n_x$  = quantidade de barras na camada x.

$\emptyset_l$  = diâmetro da barra longitudinal.

$\emptyset_t$  = diâmetro da barra transversal.

Durante o procedimento de dimensionamento das barras para a viga estudada adotou-se inicialmente que as barras estariam organizadas em apenas uma camada, sendo realizada a verificação para a segunda camada apenas quando necessário.

### 9.1.2 Área de aço

Tendo determinado a altura da linha neutra e o momento de cálculo a ser utilizado, passa-se então ao dimensionamento da área de aço necessária a resistir tal esforço, assim, como realizado anteriormente, Conforme apresentado por Carvalho e Figueiredo Filho (2014), através da equação 123 .

$$A_s = \frac{M_d}{f_{yd} * (d - 0,5 * \lambda * x)} \quad 123$$

#### 9.1.2.1 Área de aço mínima

Buscando evitar a ruptura frágil da seção em função do surgimento de fissuras, é exigido por norma que seja considerado um momento mínimo de dimensionamento para a seção de todos os elementos de concreto armado, logo, tal momento resulta em uma área de aço mínima exigida por norma.

Os valores para área de aço mínima são descritos na tabela 17.3 da norma apresentada a seguir.

Tabela 103 – Área de aço mínima.

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

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

Fonte: ABNT NBR 6118:2023, Tabela 17.3

Assim, a área de aço máxima será obtida para cada trecho de viga em função da altura do elemento.

### 9.1.2.2 Área de aço máxima

A determinação da área de aço máxima, por sua vez, é dada em função da área de concreto bruta da seção ( $A_c$ ), não podendo a área de aço ultrapassar 4% desta área.

$$A_{s,max} = A_c * 0,04 \quad 124$$

### 9.1.3 Espaçamentos

#### 9.1.3.1 Espaçamento vertical

$$e_v \geq \begin{cases} 2cm \\ \emptyset_l \\ 0,5 * \emptyset_{agregado} \end{cases} \quad 125$$

#### 9.1.3.2 Espaçamento horizontal

$$e_h \geq \begin{cases} 2cm \\ \emptyset_l \\ 1,2 * \emptyset_{agregado} \end{cases} \quad 126$$

### 9.1.4 Cálculo das armaduras positivas

#### • Cálculo para o trecho entre P7 e P13

Aplicando os valores de momentos para a viga V6, do 1º pavimento tipo, apresentados na Figura 66, é possível, através das equações 120, 121 e 122, determinar os valores para a altura da linha neutra da seção.

Admitindo-se a utilização de armadura transversal ( $\emptyset_t$ ) com diâmetro de **5,0 mm**.

Adotando armaduras longitudinais ( $\emptyset_l$ ) com diâmetro de **10,0 mm**.

$$d = 40 - 4,0 - 0,5 - \frac{1,0}{2} = 35,0 \text{ cm}$$

#### • Determinação da altura da linha neutra

$$x = \frac{0,35 - \sqrt{0,35^2 - 2 * \frac{26,67}{0,19 * 0,85 * 21,43 * 10^3}}}{0,8} = 2,84 \text{ cm}$$

$$\frac{x}{d} = \frac{2,84}{35,0} = 0,08 < 0,45$$

$$A_s = \frac{26,67}{434,78 * 10^3 * (0,35 - 0,5 * 0,8 * 0,0284)} = 1,81 \text{ cm}^2$$

- Área de aço mínima

Analisando o trecho 1 da viga V6, observa-se que o mesmo possui altura de 40 cm, portanto, de acordo com a Tabela 103 , taxa mínima de armadura de 0,179%.

$$A_{s,min} = 0,179\% * 0,19 * 0,4 = 1,36 \text{ cm}^2$$

Logo, como a área de aço calculada para essa situação é inferior a área de aço mínima adota-se,  $A_s = 1,36 \text{ cm}^2$ .

- Área de aço máxima

$$A_{s,max} = A_c * 0,04 = 19 * 40 * 0,04 = 30,4 \text{ cm}^2$$

- Espaçamento vertical

$$\left\{ \begin{array}{l} 2 \text{ cm} \\ \emptyset_l = 1,0 \text{ cm} \\ 0,5 * \emptyset_{agregado} = 0,5 * 1,9 = 0,95 \text{ cm} \end{array} \right.$$

- Espaçamento horizontal

$$e_h \geq \left\{ \begin{array}{l} 2 \text{ cm} \\ \emptyset_l = 1,0 \text{ cm} \\ 1,2 * \emptyset_{agregado} = 1,2 * 1,9 = 2,28 \text{ cm} \end{array} \right.$$

A Tabela 104 apresenta o cálculo das armaduras positivas dos trechos que compõe a viga 6, a Tabela 105, por sua vez, apresenta o cálculo dos detalhamentos destes trechos.

Tabela 104 – Dimensionamento armadura positiva V6

Viga	Trecho	h (cm)	bw (cm)	M <sub>máx</sub> (kN.m)	c (cm)	Øl (cm)	Øt (cm)	d (cm)	αc	λ	fcd (kPa)	x (cm)	x/d	f <sub>yd</sub> (kPa)	As calc (cm <sup>2</sup> /m)	As mín (cm <sup>2</sup> )	As,max (cm <sup>2</sup> )	Verificação As (cm <sup>2</sup> )
V6a	P13- P7	40,00	19,00	26,67	4	1,0	0,5	35	0,85	0,8	21428,57	2,84	0,08	434782,61	1,81	1,36	30,4	Ok
V6b	P7-P1	40,00	19,00	20,37	4	1,0	0,5	35	0,85	0,8	21428,57	2,16	0,06	434782,61	1,37	1,36	30,4	Ok

Fonte: Autor

Tabela 105 – Detalhamento armadura positiva V6

Viga	Trecho	Øl (cm)	Ø <sub>agreg.</sub> (cm)	eh (cm)	ev (cm)	As (cm <sup>2</sup> )	As,uni (cm <sup>2</sup> )	N° barras	N° camadas	As,ef. (cm <sup>2</sup> )
V6a	P13-P7	1,0	1,9	2,28	2,00	1,37	0,79	2,00	1,0	1,57
V6b	P1-P7	1,0	1,9	2,28	2,00	1,81	0,79	3,00	1,0	2,36

Fonte: Autor



### 9.1.5 Cálculo das armaduras negativas

Utilizando o mesmo procedimento de cálculo apresentado anteriormente para determinação da altura da linha neutra e da área de aço das armaduras em 9.1.

- **Cálculo da armadura negativa para o pilar P1**

$$d = 40 - 4,0 - 0,5 - \frac{1,25}{2} = 34,9 \text{ cm}$$

- Determinação da altura da linha neutra

$$x = \frac{0,349 - \sqrt{0,349^2 - 2 * \frac{30,96}{0,19 * 0,85 * 21,43 * 10^3}}}{0,8} = 3,33 \text{ cm}$$

$$\frac{x}{d} = \frac{3,33}{34,9} = 0,1 < 0,45$$

- Cálculo da área de aço

$$A_s = \frac{30,96}{434,78 * 10^3 * (0,349 - 0,5 * 0,8 * 0,033)} = 2,12 \text{ cm}^2$$

- Área de aço mínima

$$A_{s,min} = 0,179\% * 0,19 * 0,4 = 1,36 \text{ cm}^2$$

- Área de aço máxima

$$A_{s,max} = A_c * 0,04 = 19 * 40 * 0,04 = 30,4 \text{ cm}^2$$

- Espaçamento vertical

$$\left\{ \begin{array}{l} 2 \text{ cm} \\ \emptyset_l = 1,25 \text{ cm} \\ 0,5 * \emptyset_{agregado} = 0,5 * 1,9 = 0,95 \text{ cm} \end{array} \right.$$

- Espaçamento horizontal

$$e_h \geq \left\{ \begin{array}{l} 2 \text{ cm} \\ \emptyset_l = 1,25 \text{ cm} \\ 1,2 * \emptyset_{agregado} = 1,2 * 1,9 = 2,28 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Realizando o mesmo procedimento de cálculo para os demais apoios da viga V6 obtém-se os resultados de dimensionamento e detalhamento contidos na Tabela 106 e Tabela 107 respectivamente.

Tabela 106 – Dimensionamento armadura negativa V6

Viga	Apoio	h (m)	bw(cm)	Mmáx (kN.m)	c (cm)	Øl (cm)	Øt (cm)	d (cm)	αc	λ	fcd (kPa)	x(cm)	x/d	fyd (kPa)	As calc (cm²)	As mín (cm²)	As,max (cm²)	Verificação As (cm²)
V6	P1	40,00	19,00	30,96	4	1,25	0,5	34,9	0,85	0,8	21428,57	3,33	0,10	434782,61	2,12	1,14	30,4	Ok
V6	P7	40,00	19,00	48,63	4	1,25	0,5	34,9	0,85	0,8	21428,57	5,37	0,15	434782,61	3,42	1,14	30,4	Ok
V6	P13	40,00	19,00	35,16	4	1,25	0,5	34,9	0,85	0,8	21428,57	3,81	0,11	434782,61	2,42	1,14	30,4	Ok

Fonte: Autor

Tabela 107 – Detalhamento armadura negativa V6

Viga	Apoio	Øl (cm)	Øagreg. (cm)	eh (cm)	ev (cm)	As (cm²)	As,uni (cm²)	Nº barras	Nº camadas	As,ef. (cm²)
V6	P1	1,25	1,9	2,28	2,00	2,12	1,23	2,00	1,0	2,45
V6	P7	1,25	1,9	2,28	2,00	3,42	1,23	3,00	1,0	3,68
V6	P13	1,25	1,9	2,28	2,00	2,42	1,23	2,00	1,0	2,45

Fonte: Autor

### 9.1.6 Comprimento de Ancoragem

Assim como realizado durante o dimensionamento das lajes de concreto armado, dimensionada no capítulo 7.5.4, determina-se o comprimento de ancoragem necessário às barras das vigas, assim, da mesma maneira que realizado anteriormente, são definidos os comprimentos de ancoragem básico e necessário, sendo então verificado o comprimento mínimo e os comprimentos de ancoragem disponíveis no elemento.

O comprimento de ancoragem básico é dado pela equação 57, rerepresentada a seguir.

$$l_b = \frac{\emptyset f_{yd}}{4 f_{bd}} \geq 25\emptyset$$

Onde:

$f_{yd}$  = tensão de cálculo do escoamento do aço.

$f_{bd}$  = resistência de aderência de cálculo da armadura passiva.

A determinação dos coeficientes  $f_{yd}$  e  $f_{bd}$  se dão da mesma maneira realizada nos itens 4.5.2.2 e 7.5.5.5 deste trabalho.

A determinação do coeficiente de ancoragem necessário por sua vez se dá através equação 61, rerepresentada a seguir.

$$l_{b,nec} = \alpha * l_b \frac{A_{s,calc}}{A_{s,ef}} \geq l_{b,min}$$

A determinação do comprimento de ancoragem mínimo é dada através da equação 60, apresentada para o cálculo da ancoragem das lajes.

$$l_{b,min} \geq \begin{cases} 0,3 * l_b \\ 10 * \emptyset_l \\ 100\text{mm} \end{cases}$$

#### • Cálculo para o comprimento de ancoragem do trecho P13 - P7

Os valores dos coeficientes  $f_{yd}$  determinado anteriormente assume o valor a seguir para o caso da viga V6.

Comprimento de ancoragem mínimo.

$$f_{yd} = 434,78 \text{ MPa}$$

Para a determinação de  $f_{bd}$  é necessário se determinar os coeficientes  $\eta_1$ ,  $\eta_2$  e  $\eta_3$ .

$\eta_1 = 2,25$  para barras nervuradas

$\eta_2 = 1,0$  para situações de boa aderência

$\eta_2 = 0,7$  para situações de má aderência

$\eta_3 = 1,0$  para  $\emptyset < 32$  mm

$\alpha = 1,0$  para barras sem gancho;

$\alpha = 0,7$  para barras tracionadas com gancho  $\geq 3 \emptyset$ ;

$f_{ctd} = 1,45$  MPa

$$f_{bd} = 3,26 \text{ MPa}$$

Comprimento de ancoragem básico:

$$l_b = \frac{1,0}{4} * \frac{434,78}{3,26} = 33,36 \text{ cm} \geq 25 \text{ cm}$$

Comprimento de ancoragem necessário:

$$l_{b,nec} = \alpha * l_b \frac{A_{s,calc}}{A_{s,ef}} \geq l_{b,min}$$

Assumindo os seguintes valores para a viga V6.

$$\alpha = 1,0$$

$$\eta_1 = 2,25$$

$$\eta_3 = 1,0$$

Para o coeficiente  $\eta_2$ , considerou-se região de boa aderência para as armaduras positivas localizadas nos vãos entre os pilares, visto que as barras se encontram a uma distância inferior a 30 cm do fundo da viga e o elemento possui altura inferior a 60 cm, no caso das armaduras negativas, como estas se localizam a mais de 30 cm do fundo foi considerada situação de má aderência, conforme estipulado pelo item 9.3.1 da NBR6118:2023, assim:

$$\eta_2 = 1,0 \text{ (armaduras positivas)}$$

$$A_{s,calc} = 1,81 \text{ cm}^2$$

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

$$l_{b,nec} = \alpha * l_b \frac{A_{s,calc}}{A_{s,ef}} = 1,0 * 33,36 * \frac{1,81}{2,36} = 17,95 \text{ cm}$$

$$l_{b,min} \geq \begin{cases} 0,3 * 33,36 = 10,0 \text{ cm} \\ 10 * 1,0 = 10,0 \text{ cm} \\ 100\text{mm} \end{cases}$$

Logo:

$$l_{b,efetivo} = 18 \text{ cm}$$

Realizou-se na Tabela 108 o mesmo procedimento de cálculo para os demais trechos entre os apoios, bem como para as ancoragens junto aos pilares, obtendo-se os valores apresentados.

Tabela 108 – Comprimento para Ancoragem viga V6

Viga	Trecho/Apoio	Øl (cm)	d (cm)	f <sub>yd</sub> (MPa)	f <sub>ctd</sub> (MPa)	n1	n2	n3	f <sub>bd</sub> (MPa)	α	As calc (cm <sup>2</sup> )	As ef (cm <sup>2</sup> )	lb (cm)	lb nec (cm)	lb min (cm)	lb ef. (cm)
V6a	P13-P7	1,00	35,0	434,7826	1,45	2,25	1,00	1,00	3,26	0,70	1,81	2,36	33,36	17,95	10,0	18,00
V6b	P7-P1	1,00	35,0	434,7826	1,45	2,25	1,00	1,00	3,26	0,70	1,37	1,57	33,36	20,40	10,0	21,00
V6	P1	1,25	34,9	434,7826	1,45	2,25	0,70	1,00	2,28	0,70	2,12	2,45	59,57	36,07	17,9	37,00
V6	P7	1,25	34,9	434,7826	1,45	2,25	0,70	1,00	2,28	0,70	3,42	3,68	59,57	38,71	17,9	39,00
V6	P13	1,25	34,9	434,7826	1,45	2,25	0,70	1,00	2,28	0,70	2,42	2,45	59,57	41,19	17,9	42,00

Fonte: Autor

### 9.1.6.1 Decalagem do diagrama de momento fletor

O diagrama do momento fletor elaborado, leva em consideração apenas os efeitos de flexão simples e pura, porém, quando se observa a situação real para a viga de um edifício, o efeito de cisalhamento sempre se faz presente, de maneira a adequar o dimensionamento levando em conta este fator, utiliza-se então o modelo da treliça de Morsch.

Neste modelo, se considera para efeitos de cálculo, como o carregamento sendo aplicado a uma treliça, levada ao estado limite de ruptura pelo esforço de cisalhamento, tal consideração, entretanto, leva a obtenção de um esforço atuando em uma região inferior à necessária.

De maneira a sanar tal problema, translada-se o diagrama dos momentos fletores das vigas de maneira a aumentar o comprimento das armaduras dimensionadas para combater os esforços presentes, assim, calcula-se a distância de traslado do diagrama ( $a_l$ ), que deverá ser somada ao comprimento de ancoragem das barras, de maneira a obter o comprimento necessário da armadura.

A decalagem do diagrama de momentos fletores pode ser realizada por meio de dois modelos, dependendo da inclinação das diagonais de compressão consideradas para o dimensionamento da viga.

### 9.1.6.2 Decalagem de acordo com o modelo II

O modelo II, diferente do modelo I, admite que as diagonais de compressão terão inclinação ( $\theta$ ) que pode variar entre  $30^\circ$  e  $45^\circ$ , nesta situação o valor do deslocamento ( $a_l$ ) será dado, conforme a NBR6118:2023, pela equação 127.

$$a_l = 0,5 * d * \frac{V_{Sd,m\acute{a}x}}{(V_{Sd,m\acute{a}x} - V_c)} (\cot \theta - \cot \alpha) - \cot g \alpha \leq d \quad 127$$

Onde:

$$a_l = |V_{Sd,m\acute{a}x}| \leq |V_c|$$

$V_{Sd,m\acute{a}x}$  = força cortante de cálculo máxima, na seção

$V_c$  = parcela do esforço cortante absorvida pelos mecanismos complementares.

$d$  = altura útil da viga.

$\theta$  = inclinação das bielas de compressão.

$\alpha$  = inclinação das armaduras transversais.

### 9.1.6.3 Cálculo da decalagem

Para realização da decalagem, considerou-se que as bielas de compressão teriam inclinação diferente de  $45^\circ$ , sendo então adotado o modelo II, foram adotadas também armaduras transversais inclinadas a  $90^\circ$  da armadura longitudinal.

$$\alpha = 90^\circ$$

Considerou-se também que o ângulo de inclinação das bielas de compressão será de  $30^\circ$ , assim a determinação do comprimento de traslado do diagrama de momentos fletores para a situação considera será dada pela equação 128.

$$a_l = 0,5 * d * \frac{V_{sd,m\acute{a}x}}{(V_{sd,m\acute{a}x} - V_c)} (\cot \theta - \cot \alpha) - \cot g \alpha \leq d \quad 128$$

Onde o valor de  $d$  é dado pela equação 41, apresentada anteriormente, durante o dimensionamento das lajes.

$$d = h - c - \emptyset_t - 0,5 * \emptyset_l$$

• **Cálculo do comprimento de decalagem para o pilar P1 positivo:**

$$h = 40 \text{ cm}$$

$$c = 4,0 \text{ cm}$$

$$\emptyset_l = 10 \text{ mm} = 1 \text{ cm}$$

$$d = 40 - 4,0 - 0,5 - 0,5 * 1,0 = 35,0 \text{ cm}$$

$$V_{sd,m\acute{a}x} = 45,06 \text{ kN}$$

$$V_c = 57,78 \text{ kN}$$

$$a_l = 0,5 * 35,5 * \frac{45,06}{(45,06 - 57,78)} (\cot 30 - \cot 90) - \cot 90$$

Como o valor calculado para  $V_c$  possui valor em módulo superior ao valor obtido para o esforço cortante máximo da seção, adota-se comprimento de decalagem igual a altura útil da seção, assim.

$$a_l = d = 35 \text{ cm}$$

Os valores obtidos para o dimensionamento do comprimento para decalagem dos demais trechos do pilar P1 se encontram descritos na Tabela 109.



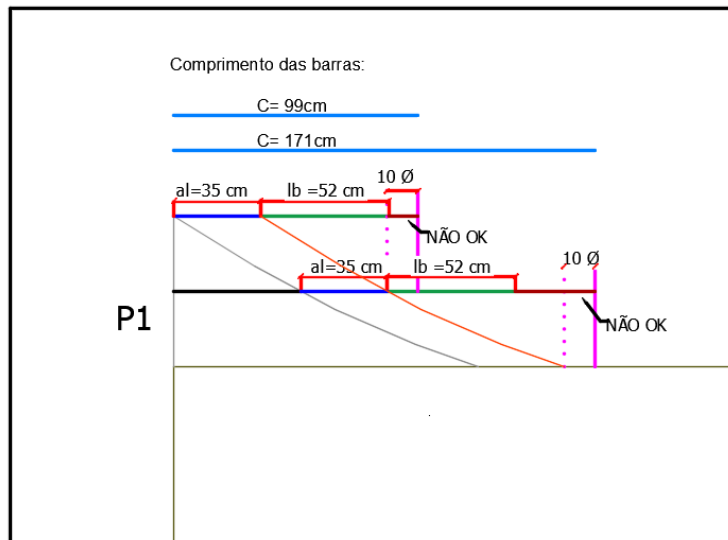
Tabela 109 – Comprimento para decalagem P1

Viga	Trecho	d (cm)	bw (cm)	fctd (Mpa)	Vc0 (kN)	Vc (kN)	Vsd,máx (kN)	$\alpha$	$\theta$	al (cm)
V6a	P13- P7	35,00	19,00	1,45	57,78	57,78	57,76	90	30	35,00
V6b	P7-P1	35,00	19,00	1,45	57,78	57,78	45,06	90	30	35,00
V6	P1	34,88	19,00	1,45	57,58	57,58	32,01	90	30	35,00
V6	P7	34,88	19,00	1,45	57,58	57,58	57,76	90	30	35,00
V6	P13	34,88	19,00	1,45	57,58	57,58	43,95	90	30	35,00

Fonte: Autor

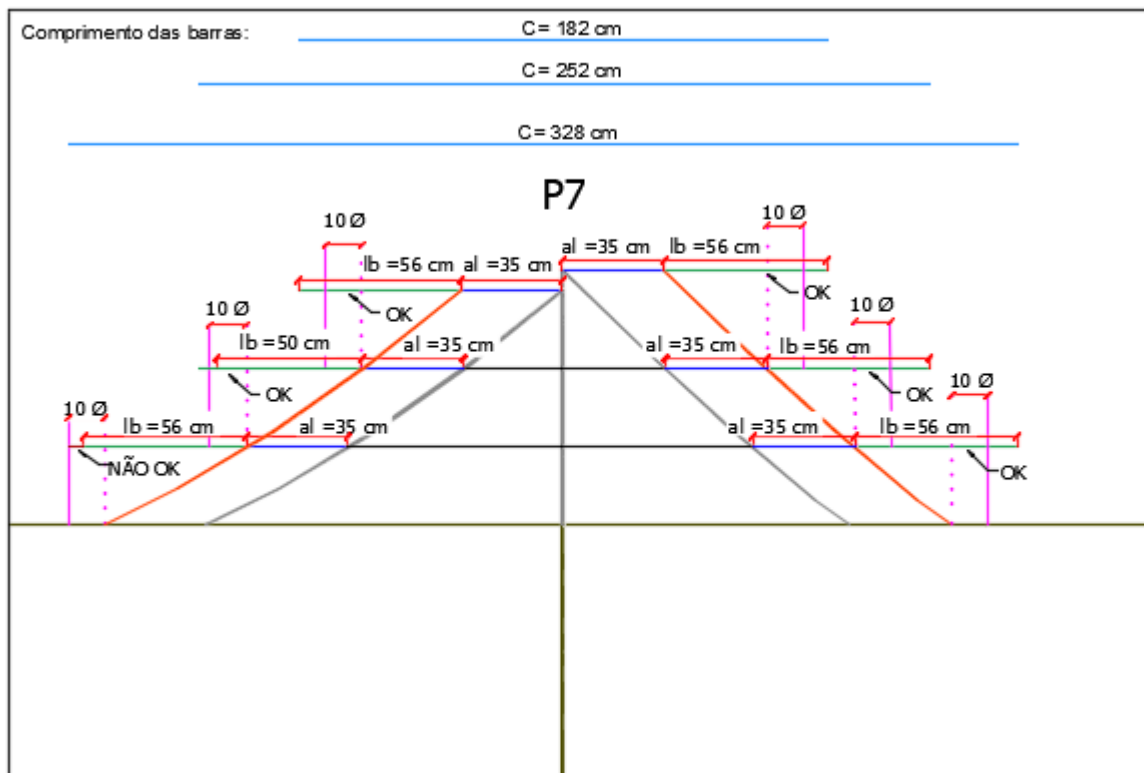
Tendo sido definidos os comprimentos de decalagem para os vãos e apoios da viga V6, realiza-se então o deslocamento do diagrama de momento fletor para os esforços obtidos em cada um dos vãos e apoios.

Figura 67 - Decalagem do Apoio P1



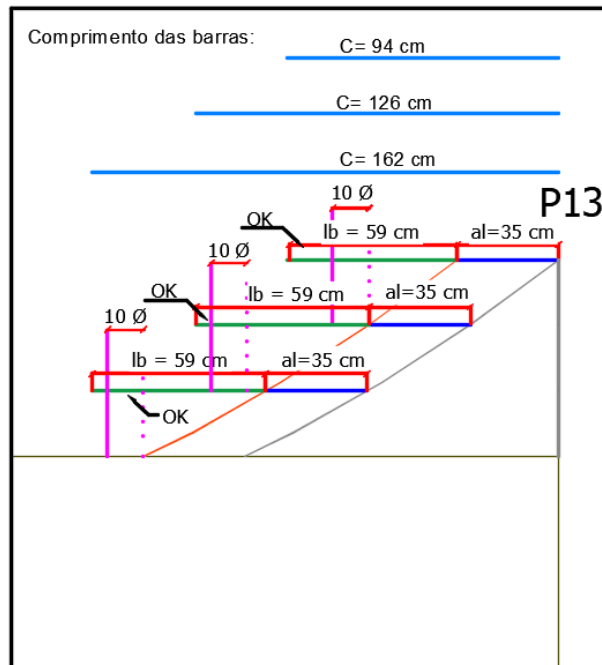
Fonte: Autor

Figura 68 - Decalagem do Apoio P7



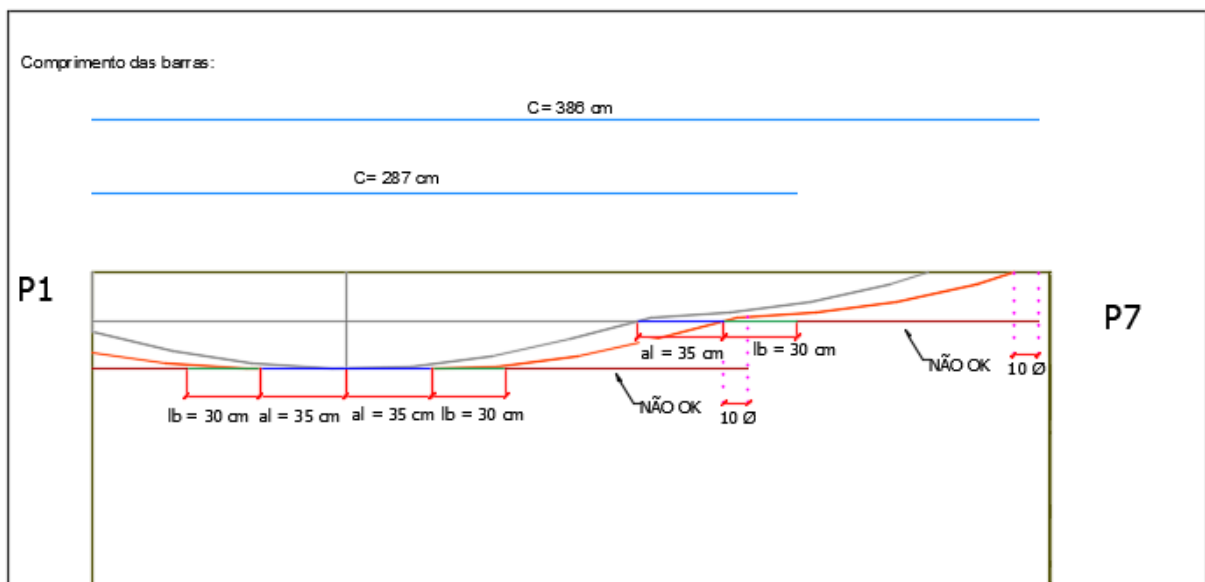
Fonte: Autor

Figura 69 - Decalagem do Apoio P13



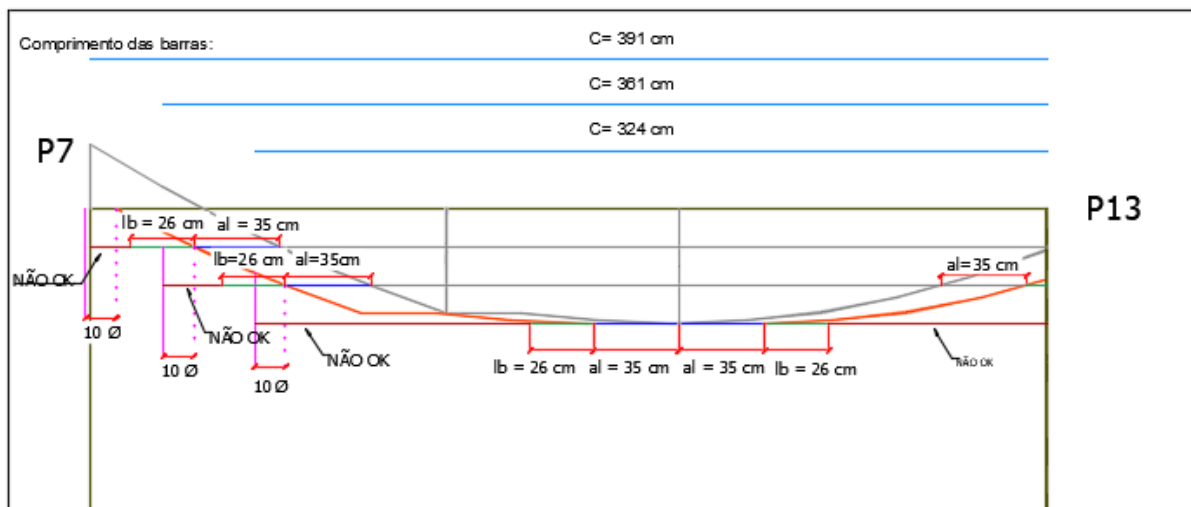
Fonte: Autor

Figura 70 - Decalagem do trecho P1-P7



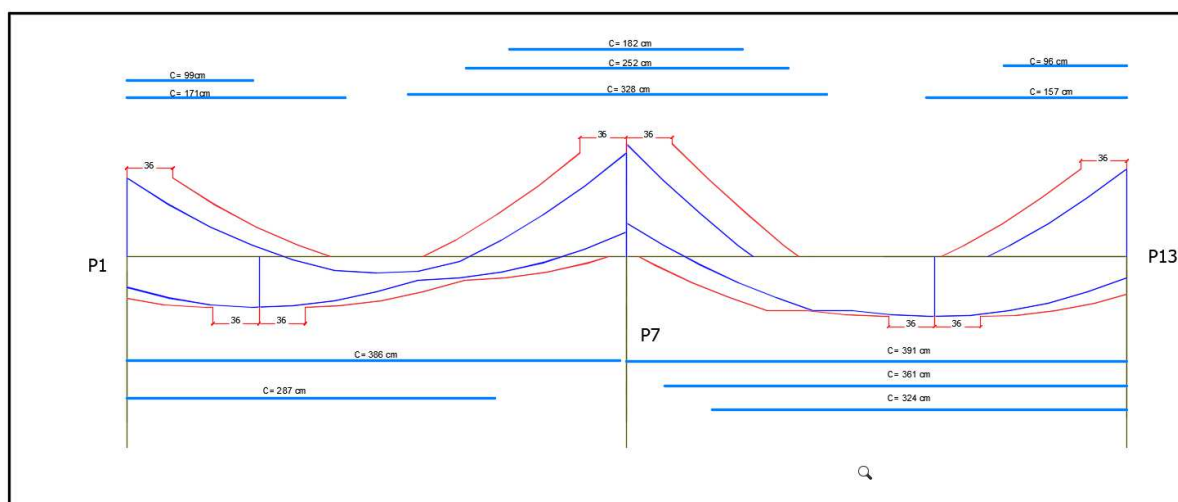
Fonte: Autor

Figura 71 - Decalagem do trecho P7-P13



Fonte: Autor

Figura 72 - Resumo da decalagem da viga V6



Fonte: Autor

Desta maneira, observando os comprimentos das barras após o processo de decalagem, optou-se por unir as barras da armadura positiva, considerando que nesta situação a simplificação no processo de armação justificaria o aumento na utilização de aço, assim, duas das barras foram consideradas contínuas ao longo de todo o elemento.

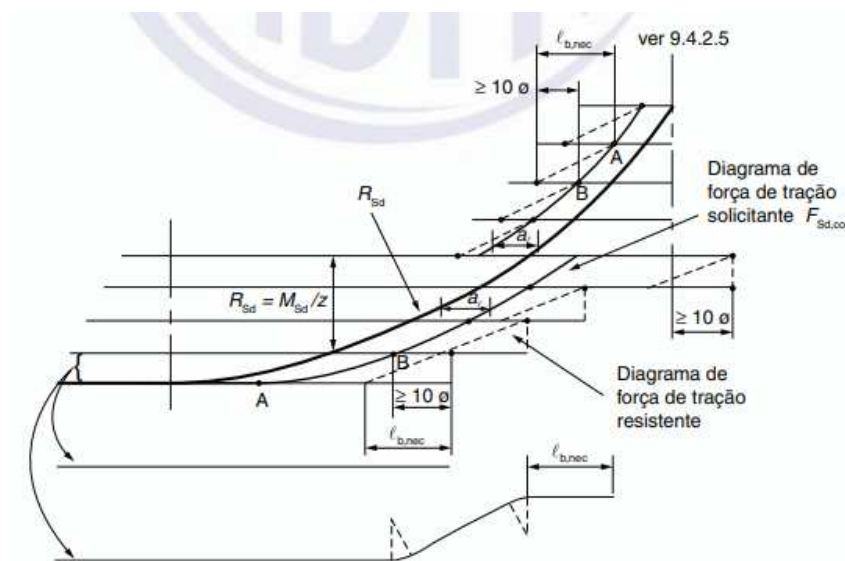
Observando as armaduras negativas junto aos apoios, em função dos pequenos vãos e da facilidade de execução, optou-se por também utilizar duas barras contínuas de armadura, facilitando a execução e evitando a necessidade da utilização de armaduras construtivas.

### 9.1.7 Ancoragem da armadura junto aos apoios

Além da verificação da ancoragem das barras realizadas anteriormente, é necessário ainda realizar a verificação das ancoragens junto aos apoios extremos, desta forma seguindo o proposto pela NBR6118:2023, são realizados os procedimentos de verificação apresentados a seguir:

Caso os momentos juntos aos apoios possuam valores positivos, devem ser respeitados os critérios da Figura 73.

Figura 73 - Ancoragem junto aos apoios no caso de momentos positivos



Fonte: ABNT NBR 6118:2023, Figura 18.3

Buscando garantir a ancoragem nas bielas de compressão, a armadura dimensionada deve resistir a força de tração  $F_{sd}$ , dada pela equação 129.

$$F_{sd} = \frac{a_l}{d} * V_d + N_d \quad 129$$

Assim, calcula-se a área de aço necessária a resistir tal esforço, como demonstrado na equação 123.

$$A_{s,apoi} = \frac{\frac{a_l}{d} * V_d + N_d}{f_{yd}} \quad 130$$

Onde:

$V_d$  = força cortante no apoio.

$N_d$  = força de tração existente.

$d$  = altura útil do elemento.

Deve-se também verificar a área de aço, dimensionada de acordo com os momentos fletores presentes nos apoios e entre eles, as equações 131 e 132 apresentam as áreas mínimas para cada uma das duas situações.

$$A_{s,apoio} \geq \frac{A_{s,v\tilde{a}o}}{3} \rightarrow se M_{apoio} \leq 0, |M_{apoio}| \leq 0,5 * M_{v\tilde{a}o} \quad 131$$

$$A_{s,apoio} \geq \frac{A_{s,v\tilde{a}o}}{4} \rightarrow se M_{apoio} < 0 e |M_{apoio}| \geq 0,5 * M_{v\tilde{a}o} \quad 132$$

Comprimento de ancoragem

Para ancoragem de apoios extremos, é exigido também pela norma que sejam respeitados os comprimentos apresentados na equação 133.

$$l_{b,min,apoio} \geq \begin{cases} l_{b,nec} \\ r + 5,5 \emptyset \\ 60 \text{ mm} \end{cases} \quad 133$$

Onde:

$r$  = raio de curvatura dos ganchos.

As características dos ganchos para armadura de tração são dadas pela NBR6118:2023, assim, o comprimento do gancho, deve ser superior a  $2\emptyset$  para ganchos semicirculares,  $4\emptyset$  para ganchos com ângulo interno de  $45^\circ$  e  $8\emptyset$  para ganchos retos.

O raio de curvatura quando utilizado ganchos é dado em função da resistência do aço e da bitola empregada nas barras, para o caso de aço CA-50 e barras com  $\emptyset < 20$  mm, adota-se raio mínimo de  $5\emptyset$ , e para o caso de diâmetros superiores deve ser adotado valor mínimo de  $8\emptyset$ .

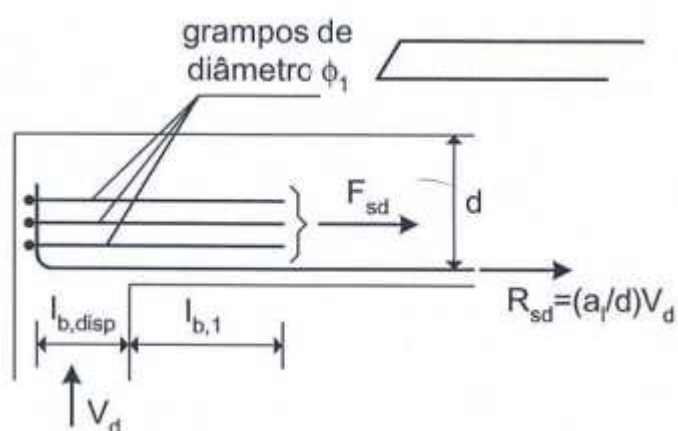
Quando utilizados aços com valores diferentes de resistência devem-se ser verificados os valores contidos na tabela 9.2 da NBR 6118:2023.

Assumindo ainda que o gancho ocupe todo o espaço disponível até a face do elemento, tem-se que o comprimento do gancho é dado pela soma do comprimento reto e comprimento retificado, como apresentado pela equação 134.

$$l_{gancho} = \frac{\pi * (5 * \phi + \phi)}{4} + 8 * \phi \quad 134$$

Caso o comprimento de ancoragem disponível não seja suficiente, como ocorre mais usualmente no caso de pilares de pequena dimensão, localizados na extremidade das vigas, são utilizados grampos nas armaduras de maneira a ampliar a área de aço no engaste e assim promover uma melhor ancoragem.

Figura 74 - Grampos de ancoragem em apoios de extremidade



Fonte: (Araújo. 2010)

Caso utilizados nas armaduras de tração, os grampos devem ser dimensionados para a força mínima dada pela equação 135, de maneira a resistir aos esforços que chegam ao apoio ( $R_{sd}$ ).

$$F_{sd} = R_{sd} * \left(1 - \frac{l_{b,disp}}{l_{b,nec}}\right) \quad 135$$

A determinação da área de aço dos grampos por sua vez será dada através da equação

$$A_{s1} = \frac{F_{sd}}{f_{yd,gancho}} \quad 136$$

Por fim o comprimento de ancoragem dos grampos será dado através da equação .

$$l_{b,1} = \frac{\phi_l f_{yd}}{4 f_{bd}} \quad 137$$

O comprimento total do grampo será dado então pelo somatório do comprimento de ancoragem disponível e comprimento de ancoragem do grampo.

$$l_{grampo} = l_{b,1} + l_{b,disp} \quad 138$$

• **Cálculo da ancoragem da armadura de tração no pilar P13.**

• Armadura positiva

Inicialmente determina-se a área de aço necessária para ancoragem das barras no apoio, através da equação 130.

$$A_{s,apoio} = \frac{\frac{31}{35,0} * +0}{43,478} = 0,78 \text{ cm}^2$$

Verificando então a área de aço mínima, conforme a relação entre os momentos no apoio e no vão, como observado um maior valor de momento para o apoio em relação ao vão, tem-se que a área mínima de aço será dada pela equação 132.

$$\begin{aligned} M_{vão} &= 26,67 \\ M_{apoio} &= 35,16 \\ M_{apoio} &\geq M_{vão} \\ A_{s,apoio} &\geq \frac{A_{s,vão}}{4} = \frac{2,36}{4} = 0,82 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

A área de aço da ancoragem da viga V6 ao pilar P13 é dada pela soma das áreas das barras de aço chegando ao apoio, neste caso, 2  $\varnothing$  10,0 mm.

Assim, tem-se que a armadura efetiva será:

$$A_{s,ef} = \pi * \frac{1,0}{4} * 3 = 2,36 \text{ cm}^2$$

Tendo definido a área de aço na ancoragem, determina-se então o comprimento de ancoragem da viga sobre o apoio, utilizando as equações apresentadas anteriormente.

Comprimento de ancoragem básico.

$$l_b = \frac{\varnothing f_{yd}}{4 f_{bd}} = \frac{10 \cdot 43,48}{4 \cdot 3,26} = 33,36 \text{ cm}$$



Realizando a verificação do comprimento de ancoragem considerando barras retas não se verificou espaço suficiente,  $l_{b,nec} < l_{b,disp}$ , sendo necessária a adoção de ganchos, desta forma o comprimento de ancoragem necessário se encontra apresentado a seguir.

Comprimento de ancoragem necessário.

$$l_{b,nec} = 0,7 * 33,36 * \frac{0,78}{1,57} = 11,57 \text{ cm}$$

Realizando a verificação de ancoragem proposta pelo item 18.3.2.4.1, para situações de apoio de extremidade.

$$l_{b,nec} \geq \begin{cases} r + 5,5 \varnothing \rightarrow 5 * 1,0 + 5,5 * 1,0 = 10,5 \text{ cm} \\ 60 \text{ mm} \end{cases}$$

Verificando o comprimento de ancoragem mínima:

$$l_{b,mín} \geq \begin{cases} 0,3 * 33,36 = 10 \text{ cm} \\ 10 * 1,0 = 10 \text{ cm} \\ 100 \text{ mm} = 10 \text{ cm} \end{cases}$$

O comprimento do gancho, é apresentado na equação 134, sendo dado por:

$$l_{gancho} = \frac{\pi * (5 * 1,0 + 1,0)}{4} + 8 * 1,0 = 12,71 \text{ cm}$$

Logo a ancoragem será feita através da utilização de um gancho com comprimento de 13 cm.

O comprimento de ancoragem disponível, por sua vez é apresentado na equação 64, para o dimensionamento das lajes, sendo utilizado o mesmo procedimento para ancoragem das vigas.

$$l_{b,disp} = lado_{pilar} - c = 19 - 4,0 = 15,0 \text{ cm}$$

Portanto, como  $l_{b,nec} < l_{gancho} < l_{b,disp}$ , não é necessário se adotar grampos para a ancoragem da seção.

• Armadura negativa

$$l_b = \frac{\varnothing f_{yd}}{4 f_{bd}} = \frac{12,5}{4} * \frac{43,48}{3,26} = 59,57 \text{ cm}$$

$$l_{b,nec} = 0,7 * 59,57 * \frac{1,01}{2,45} = 18 \text{ cm}$$

$$l_{b,min,apoio} \geq \begin{cases} l_{b,nec} \rightarrow 18 \text{ cm} \\ r + 5,5 \varnothing \rightarrow 5 * 1,25 + 5,5 * 1,25 = 14 \text{ cm} \\ 60 \text{ mm} \end{cases}$$

Observando que o valor do comprimento de ancoragem necessário para ancorar a armadura negativa com a utilização de gancho no pilar P13, com comprimento 18 cm, como este valor é superior ao comprimento disponível no apoio de 15,5 cm, é necessário então nesta situação a utilização de grampos para a ancoragem das barras.

Assim, cabe determinar a área necessária aos grampos, para isso serão calculadas a força a ser resistida, a área de aço necessária e por fim os detalhes dos grampos.

$$R_{sd} = \frac{a_l}{d} * V_d = \frac{35}{34,9} * 43,95 = 44,11 \text{ kN/cm}^2$$

$$F_{sd} = R_{sd} * \left(1 - \frac{l_{b,disp}}{l_{b,nec}}\right) = 44,11 * \left(1 - \frac{15,0}{18}\right) = 5,72 \text{ kN}$$

$$A_{s1} = \frac{F_{sd}}{f_{yd,gancho}} = \frac{5,72}{43,78} = 0,13 \text{ cm}^2$$

São apresentados na Tabela 110 e Tabela 111, o cálculo e o detalhamento das armaduras para os ganchos utilizados na ancoragem das armaduras negativas da viga V6.

Tabela 110 – Dimensionamento da área de aço dos grampos

Viga	Apoio	al (cm)	d (cm)	Vd (kN)	Rsd (kN/cm <sup>2</sup> )	lb,disp (cm)	lb nec (cm)	Fsd	f <sub>yd</sub> (kN/cm <sup>2</sup> )	As1 (cm <sup>2</sup> )
V6	P1	35,00	34,88	32,01	32,12	15,00	14,00	-2,29	43,48	NÃO NECESSÁRIO
V6	P13	35,00	34,88	43,95	44,11	15,00	17,23	5,72	43,48	0,13

Fonte: Autor

Tabela 111 – Detalhamento dos grampos

Viga	Apoio	Øg (cm)	As,uni. (cm <sup>2</sup> )	Asl (cm <sup>2</sup> )	N° grampos	Asl.ef (cm <sup>2</sup> )	fyd (kN/cm <sup>2</sup> )	fbd (kN/cm <sup>2</sup> )	lb,l (cm)	lb,disp (cm)	l grampos (cm)
V6	P13	0,5	0,39	0,13	1	0,79	43,48	0,23	23,83	15,0	39,00

Fonte: Autor

## 9.2 ARMADURAS TRANSVERSAIS

### 9.2.1 Verificação do estado-limite último

A verificação da resistência de um elemento de concreto ao esforço cortante se dá pela análise da resistência do elemento frente aos esforços-limite para a tração e compressão em sua seção.

$$V_{sd} \leq \begin{cases} V_{Rd2} \\ V_{Rd3} \end{cases} \quad 139$$

Onde:

$V_{sd}$  = força cortante de solitação de cálculo.

$V_{Rd2}$  = força cortante de cálculo, referente as diagonais comprimidas do concreto.

$V_{Rd3}$  = força cortante de cálculo, referente a ruína por tração diagonal.

### 9.2.2 Verificação das diagonais de compressão

Como considerado o modelo de cálculo II, tem-se que as diagonais de compressão, já apresentadas anteriormente, possuirão inclinação  $\theta = 30^\circ$ , assim para este modelo de cálculo é admitido que a parcela complementar ( $V_c$ ), sofre redução de acordo com o aumento de  $V_{sd}$ .

Portanto, a verificação da compressão diagonal do concreto nesta situação é feita através da equação 140.

$$V_{rd2} = 0,54 * \alpha_{v2} * f_{cd} * b_w * d * \text{sen}^2\theta * (\cot \alpha + \cot \theta) \quad 140$$

Onde:

$V_{rd2}$  = Esforço cortante resistente de cálculo

O valor do coeficiente  $\alpha_{v2}$ , é calculado pela equação 141, com o valor da resistência do concreto dado em MPa.

$$\alpha_{v2} = \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \quad 141$$

#### • Cálculo diagonais de compressão trecho P7-P13

$$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$$

$$\alpha_{v2} = \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = \left(1 - \frac{30}{250}\right) = 0,88$$

$$f_{cd} = 21,43 \text{ MPa}$$

$$b_w = 19 \text{ cm}$$

$$\alpha = 90^\circ$$

$$\theta = 30^\circ$$

$$V_{rd2} = 0,54 * 0,88 * 21,43 * 10^3 * 0,19 * 35,0 * \text{sen}^2 30 * (\cot 90 + \cot 30) = 293,22 \text{ kN}$$

$$V_{sd} < V_{rd2}$$

Realizando o mesmo procedimento de cálculo para as outras seções da viga V6, obtiveram-se os resultados apresentados na Tabela 112.

Tabela 112 – diagonais de compressão V6

Viga	Trecho	fck (MPa)	$\alpha$	fcd (MPa)	b <sub>w</sub> (cm)	d (cm)	$\alpha$	$\theta$	V <sub>rd2</sub>	V <sub>sd</sub>	Verificação
V6a	P13-P7	30,00	0,88	21,43	19,00	35,0	90	30	293,22	57,76	OK
V6b	P7-P1	30,00	0,88	21,43	19,00	35,0	90	30	293,22	45,06	OK

Fonte: Autor

### 9.2.3 Dimensionamento dos estribos

A verificação da resistência a tração diagonal da seção, considerando a utilização do Modelo de cálculo II, onde segundo a NBR, o dimensionamento é feito através da determinação da força resistente de cálculo, obtida pelo produto da soma da parcela resistida pela armadura transversal e mecanismos complementares, apresentada na equação 142.

$$V_{Rd3} = (V_c + V_{sw}) \quad 142$$

Onde:

$V_c$  = parcela dos esforços absorvidos pelos mecanismos complementares.

$V_{sw}$  = parcela dos esforços absorvidos pela armadura transversal.

A parcela resistida pela armadura transversal, é dada pela expressão a seguir.

$$V_{sw} = \left( \frac{A_{sw}}{s} \right) * 0,9 * d * f_{ywd} (\cot \alpha + \cot \theta) * \text{sen } \alpha \quad 143$$

Onde:

$f_{ywd}$  = tensão na armadura transversal passiva, limitada ao valor de  $f_{yd}$  para o caso específico dos estribos, e não podendo em nenhuma situação assumir valor superior a 435 MPa.

Já a parcela absorvida pelos mecanismos complementares deve respeitar as seguintes equações 144 e 145.

$$V_c = V_{c0} \rightarrow V_{sd} \leq V_{c0} \quad 144$$

$$V_c = 0 \rightarrow V_{sd} \leq V_{Rd2} \quad 145$$

Caso  $V_{sd}$  possua um valor intermediário, é indicado em norma que deve ser realizada interpolação para obtenção do resultado, como indicado na equação 146.

$$V_{c0} < V_{sd} \leq V_{Rd2} \rightarrow V_c = \frac{V_{c0} * (V_{Rd2} - V_{sd})}{V_{Rd2} - V_{c0}} \quad 146$$

O valor de referência ( $V_{c0}$ ), por sua vez, é aquele calculado considerando  $\theta = 45^\circ$ , sendo calculado através da equação 147.

$$V_{c0} = 0,6 * f_{ctd} * b_w * d \quad 147$$

Reorganizando a equação 143, e substituindo o valor de  $V_{sw}$  para a situação crítica, obtém-se a equação 148 para o cálculo da área de aço por metro necessária para o trecho da viga.

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{sd} - V_c}{0,9 * d * f_{yd} * \text{sen } \alpha * (\text{cot } \alpha + \text{cot } \theta)} \quad 148$$

Faz-se necessário ainda verificar a área de aço mínima, seu valor é estabelecido por norma em 17.4.1.1.1, apresentado através da equação 149.

$$\frac{A_{sw,min}}{s} = 0,2 * b * \text{sen } \alpha * \frac{f_{ctm}}{f_{ywk}} \quad 149$$

#### • Cálculo da armadura transversal para o trecho P7-P13

Para o dimensionamento da área de aço necessária para a armadura transversal da viga V6, é necessário verificar os esforços cortantes de cálculo absorvidos pela armadura transversal ( $V_{sw}$ ) e pelos mecanismos complementares ( $V_c$ ).

$$b_w = 19 \text{ cm}$$

$$f_{ctd} = 1,45 \text{ MPa}$$

$$d = 35,0 \text{ cm}$$

$$V_{c0} = 0,6 * 1,45 * 10^3 * 35,0 * 19 = 57,78 \text{ kN}$$

Assim utilizam-se as equações 144 e 145, para determinação da parcela absorvida pelos mecanismos complementares.

Como o valor obtido para  $V_{c0} > V_{sd}$ , o valor absorvido pelos mecanismos complementares será dado pela relação apresentada na equação 144, logo  $V_{c0} = V_c$ .

Como neste trecho da viga o esforço absorvido pelos mecanismos complementares possui valor superior ao do esforço atuante,  $V_c > V_{sd}$ , a área de armadura presente nesta seção será dada pela armadura mínima, logo aplicando a equação 149, obtém-se o valor para área de aço apresentado a seguir:

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{A_{sw,min}}{s} = 0,2 * b * \text{sen } \alpha * \frac{f_{ctm}}{f_{ywk}} = 0,2 * 0,19 * \text{sen } 30^\circ * \frac{2,9}{435} = 2,53 \text{ cm}^2/m$$

## 9.2.4 Espaçamento entre os elementos da armadura transversal

O espaçamento entre os estribos é calculado através da equação 150, levando em consideração a relação entre a área de aço necessária e a área unitária de cada estribo, lembrando a consideração dos dois segmentos de armadura do grampo na seção do elemento.

$$S_t = \left( \frac{2 * A_{\emptyset t}}{A_{sw}/s} \right) \quad 150$$

### 9.2.4.1 Espaçamentos máximos e mínimos

Tendo sido definido o espaçamento para a armadura transversal é necessário ainda verificar os limites máximos estabelecidos pela norma, tais limites se encontram apresentados nas equações 151 e 152.

$$S_{max} = 0,6 * d \leq 300 \text{ mm} \rightarrow \text{se } V_{sd} \leq 0,67 * V_{Rd2} \quad 151$$

$$S_{max} = 0,3 * d \leq 200 \text{ mm} \rightarrow \text{se } V_{sd} > 0,67 * V_{Rd2} \quad 152$$

#### • Cálculo dos espaçamentos entre das armaduras transversais trecho P7-P13

Por fim, para determinação do espaçamento entre os estribos das vigas utiliza-se a equação 150.

Tendo definido o diâmetro das armaduras transversais como sendo  $\emptyset t = 5 \text{ mm}$ , calcula-se a área de aço para seção, neste caso  $0,196 \text{ cm}^2$ , e então é possível determinar o espaçamento, como apresentado a seguir.

$$\varnothing_t = 0,5 \text{ cm}$$

$$A_{\varnothing t} = 0,196 \text{ cm}^2$$

$$A_{sw/s} = 2,53 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$S_t = \left( \frac{2 * A_{\varnothing t}}{A_{sw/s}} \right) = \left( \frac{2 * 0,196}{2,53} \right) = 15,52 \text{ cm} \rightarrow 15 \text{ cm}$$

É exigido também pela NBR 6118:2023, a verificação do espaçamento máximo para a armadura transversal, apresentado pelas equações 151 e 152.

Para o trecho entre os pilares P7 e P13, observam-se os seguintes valores para os esforços cortantes.

$$V_{sd} = 42,03 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 297,41$$

Logo  $V_{sd} \leq 0,67 * V_{Rd2}$ , portanto o valor para o espaçamento máximo é dado por

$$S_{max} = 0,6 * d \leq 300 \text{ mm} = 0,6 * 35,5 = 21,3 \text{ cm}$$

Logo, o espaçamento calculado anteriormente se encontra dentro do limite admitido pela norma.



Tabela 113 – Cálculo da área de aço da armadura transversal

Viga	Trecho	d (cm)	bw (cm)	fctd (Mpa)	Vc0 (kN)	Vsd (kN)	Vrd2 (kN)	Vc (kN)	fywd (Mpa)	$\alpha$	fctk,m (Mpa)	Asw/s (cm <sup>2</sup> /m)	Asw,min/s (cm <sup>2</sup> /m)
V6a	P13-P7	35,0	19,0	1,45	57,78	57,76	293,22	57,78	435	90	2,90	Asw,min	2,53
V6b	P7-P1	35,0	19,0	1,45	57,78	45,06	293,22	57,78	435	90	2,90	Asw,min	2,53

Fonte: Autor

Tabela 114 – Cálculo de espaçamento dos estribos

Viga	Vsd (kN)	Vrd2 (kN)	d (cm)	Smáx (cm)	$\phi t$ (cm)	A $\phi t$ (cm <sup>2</sup> )	Asw/s (cm <sup>2</sup> /m)	St (cm)
V6a	57,76	293,22	35,0	21	0,5	0,196	2,53	15,00
V6b	45,06	293,22	35,0	21	0,5	0,196	2,53	15,00

Fonte: Autor

Tabela 115 – Comprimento das armaduras transversais

Pavimento	b (cm)	h (cm)	c (cm)	l, base (cm)	l, h (cm)	$\phi t$ (mm)	l, curva (cm)	l, gancho 45° (cm)	l, projeção (cm)	l, t (cm)
V6	19,00	40,00	4,00	11,00	32	5	1,57	5,75	1,25	93,00

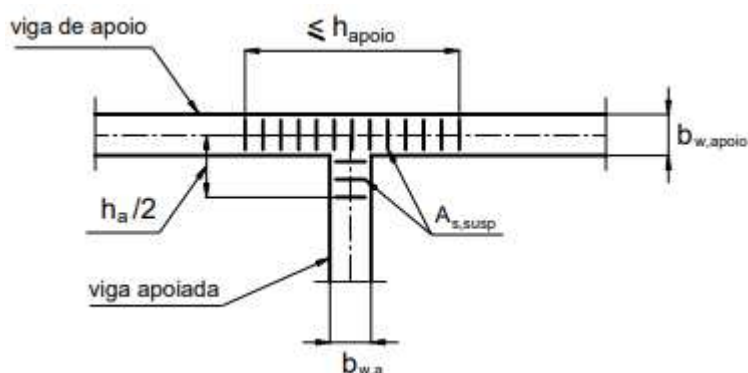
Fonte: Autor

### 9.3 ARMADURA DE SUSPENSÃO

Caso existam cargas concentradas aplicadas à viga, o carregamento atua no banzo inferior da viga, sendo necessário transferi-lo para a parte superior, de maneira a restaurar as condições necessárias à consideração da analogia da treliça de Morsch, utilizada para o dimensionamento dos esforços.

A distribuição da armadura de suspensão deve ser feita num comprimento máximo igual à altura da viga de apoio, sendo possível ser colocado 30% desta armadura na viga apoiada e 70% na viga de apoio.

Figura 75 - Posicionamento da armadura de suspensão



Fonte: (Bastos. 2021)

Existem três possíveis situações para utilização das armaduras de suspensão, dependendo da relação entre as alturas das bordas inferiores das vigas de apoio e apoiada, caso o nível de ambas as vigas seja o mesmo, a área de aço da armadura de suspensão é dada pela equação 153.

$$A_{s,susp} = \frac{V_d}{f_{yd}} \quad 153$$

Onde:

$V_d$  = força de cálculo aplicada sobre a viga de apoio pela viga apoiada.

$f_{yd}$  = resistência de cálculo de início de escoamento do aço.

Caso a borda inferior da viga apoiada acima da borda inferior da viga de apoio, a área de aço será dada pela equação 154.

$$A_{s,susp} = \frac{h_a}{h_{apoio}} * \frac{V_d}{f_{yd}} \quad 154$$

Onde:

$h_a$  = altura da viga apoiada

$h_{apoio}$  = altura da viga de apoio

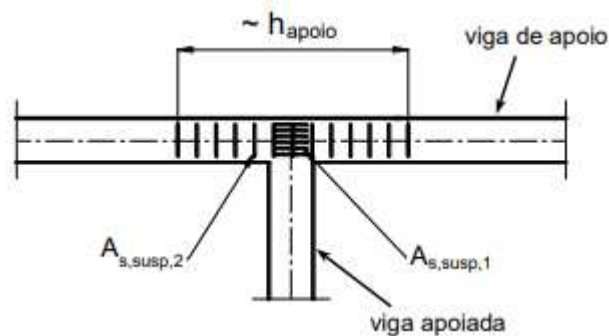
Existe também a possibilidade de que a altura da borda inferior da viga apoiada esteja abaixo da borda inferior da viga de apoio, esta situação deve ser evitada sempre que possível, caso seja necessária à sua utilização, os esforços são transferidos a viga de apoio por estribos colocados com pequeno espaçamento na região de encontro das duas vigas e a área de aço necessária é dada pela equação 155.

$$A_{s,susp,1} = \frac{V_d}{f_{yd}} \quad 155$$

É necessário ainda, nestes casos, calcular o reforço da viga de apoio, através da adição de estribos ao longo de seu comprimento, na região adjacente ao encontro, sendo a área de aço necessária para este reforço é dada pela equação 156.

$$A_{s,susp,2} = \frac{V_d}{2 * f_{yd}} \quad 156$$

Figura 76 - Armadura de suspensão + reforço



Fonte: (Bastos. 2021)

#### • Cálculo da armadura de suspensão para a viga V6

A viga V6, possui descarregando em seu trecho “a” a viga V3, que suporta a alvenaria que faz a separação entre o banheiro e a cozinha da unidade habitacional, assim, como existe a descarga pontual de uma viga sobre outra, é necessário se utilizar armaduras de suspensão no encontro entre elas.

Observando as características geométricas das vigas V6a e V3, obtêm-se os seguintes valores de altura:

$$h_{V6} = h_{apoio} = 40 \text{ cm}$$

$$h_{V3} = h_a = 35 \text{ cm}$$

Assim, constata-se que a borda inferior da viga V3 se encontra 5 cm acima da borda da viga V6, portanto será utilizada a equação 154 para determinação da área de aço necessária.

$$V_d = 38,62 \text{ kN}$$

$$f_{yd} = 434,78 \text{ MPa}$$

$$A_{s,susp} = \frac{h_a}{h_{apoio}} * \frac{V_d}{f_{yd}} = \frac{35}{40} * \frac{38,62}{434,78 * 10^3} = 0,78 \text{ cm}^2$$

Realizando a distribuição da armadura de suspensão como demonstrado na Figura 75, Adotando-se estribos com diâmetro de 5,0 mm.

$$A_{s,uni} = 0,196 \text{ cm}^2$$

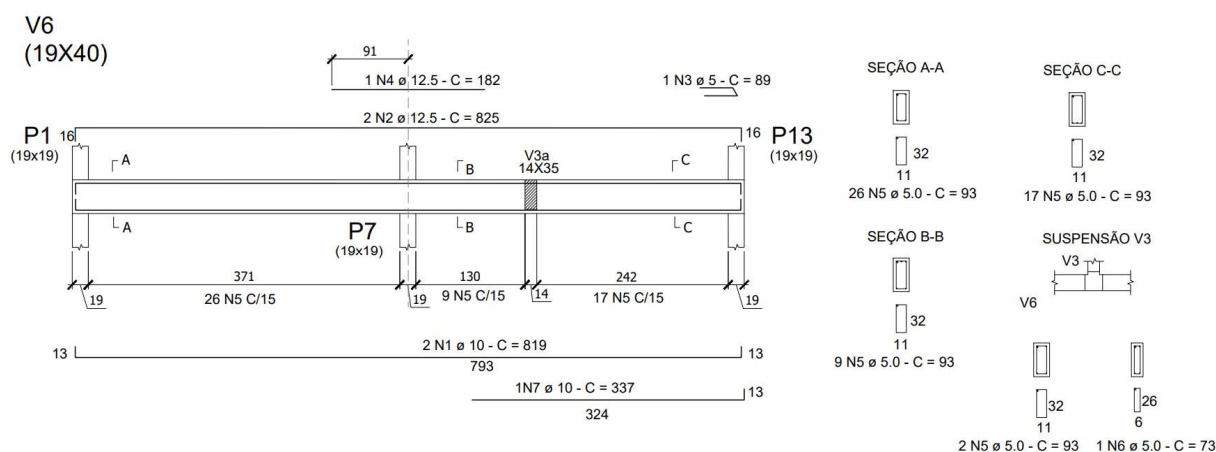
Considerando que cada estribo contribuirá com duas vezes a área de aço unitária na seção, portanto, 0,392 cm<sup>2</sup>, a quantidade necessária de estribos seria dada por:

$$n = \frac{0,78}{0,392} = 1,99 \rightarrow 2 \text{ estribos}$$

Seguindo a disposição dos estribos apresentada na Figura 82, optou-se por colocar 2 estribos na viga de apoio (V6) e 1 estribo na viga apoiada (V3).

#### 9.4 DETALHAMENTO DA ARMADURA DA VIGA V6

Figura 77 - Detalhamento das armaduras da viga V6



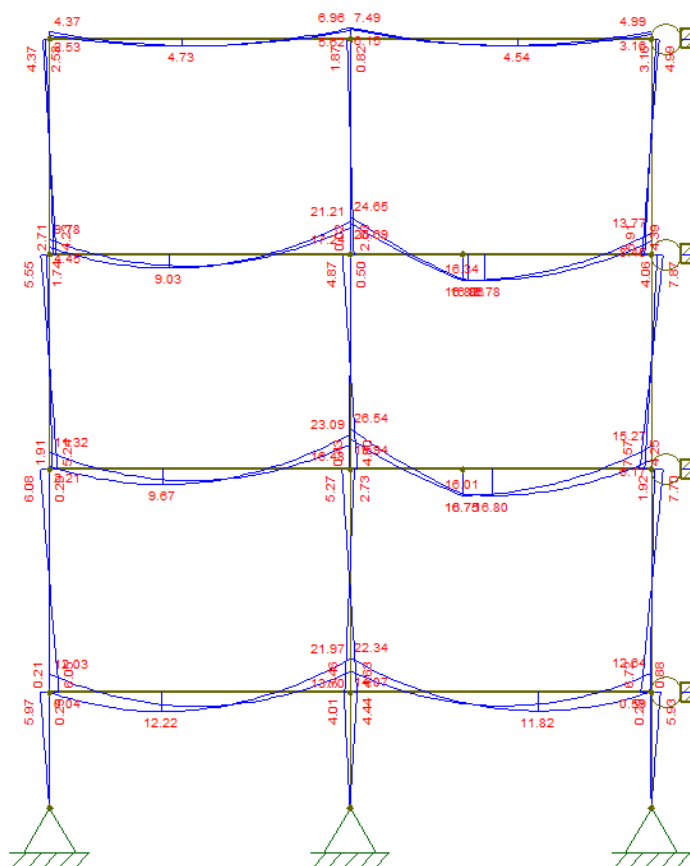
Fonte: Autor

## 9.5 VERIFICAÇÕES NO ESTADO LIMITE DE SERVIÇO

Da mesma maneira que realizado durante o dimensionamento das lajes, vigas também são avaliadas quanto ao estado limite de serviço, para esta situação, é recomendado por norma que seja utilizado a combinação de carregamento frequente apresentada em 7.3.3.4.

Aplicando os coeficientes para combinações frequentes no software Ftool, obteve-se a envoltória de esforços apresentada na Figura 78.

Figura 78 - Envoltória de momentos fletores para combinação frequente



Fonte: Autor

### 9.5.1 Análise de fissuração

Realizando processo similar ao apresentado no tópico 7.7 para as lajes, realizam-se as mesmas verificações para o caso das vigas de concreto armado, desta forma, verifica-se o estágio de deformação da seção, bem como as flechas e deformações nos elementos.

Assim, inicialmente determina-se o momento resistente da seção ( $M_r$ ), caso o momento atuante na seção ( $M_a$ ) seja superior ao momento resistente ( $M_r$ ), é necessário calcular o momento de inércia equivalente para a seção através da equação de Branson, caso o valor obtido seja inferior ao momento resistente, utiliza-se o valor do momento de inércia da seção de concreto bruta para o cálculo da flecha imediata, como apresentado na equação 158.

O valor para o momento resistente foi calculado anteriormente no capítulo 7.7, sendo reapresentado na equação 157, utilizado agora para o dimensionamento das vigas.

$$M_r = \frac{\alpha * f_{ct} * I_h}{y_h} \quad 157$$

Onde:

$\alpha$  = fator que correlaciona aproximadamente a resistência à tração na flexão com a resistência à tração direta.

Para seções retangulares  $\alpha = 1,5$

$f_{ct}$  = resistência a tração do concreto.

$I_h$  = momento de inércia da seção homogeneizada do elemento.

$y_h$  = distância entre a linha neutra e a borda tracionada da seção homogeneizada.

$$f_0 = \frac{\alpha}{100} * \frac{p * l_x^4}{E * h^3} \quad 158$$

Caso seja constatada fissuração na seção, portanto estágio II, calcula-se então o momento de inércia equivalente para seção, neste caso se faz necessário o cálculo dos parâmetros considerando a seção homogeneizada do elemento, dada pela equação 159.

$$A_h = b_w * h + A_s * (\alpha_e - 1) \quad 159$$

Onde:

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cs}} \quad 160$$

O valor para o momento de inércia para seção homogeneizada por sua vez é apresentado pela equação 161.

$$I_h = \frac{b * h^3}{12} + b * h * \left( y_h - \frac{h}{2} \right)^2 + A_s * (y_h - d)^2 * (\alpha_e - 1) \quad 161$$

Onde:

$$y_h = \frac{b_w * \frac{h^2}{2} + A_s * (\alpha_e - 1) * d}{A_h} \quad 162$$

### 9.5.2 Homogeneização V6

Para o cálculo da seção homogeneizada, é inicialmente realizado o cálculo do coeficiente de relação entre a área de aço e área de concreto ( $\alpha_e$ ), utilizando os módulos de elasticidade para o concreto e aço apresentados no tópico 4.5 deste trabalho.

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cs}} = \frac{210000}{26838,41} = 7,8246$$

Aplicando o coeficiente  $\alpha_e$ , é possível determinar propriedades da seção homogeneizada, sendo elas, a área, altura da linha neutra, e o momento de inércia.

Calculando as propriedades para o apoio P7.

- Área:

$$A_s = 3,68 \text{ cm}^2$$

$$A_h = 0,19 * 0,4 + 3,68 * (7,82 - 1) = 785,13 \text{ cm}^2$$

- Altura da linha neutra:

$$h = 40 \text{ cm}$$

$$b_w = 19 \text{ cm}$$

$$y_h = \frac{19 * \frac{40^2}{2} + 3,68 * (7,82 - 1) * 34,9}{785,13} = 20,48 \text{ cm}$$

- Momento de inércia:

$$f_{ct} = 2,90 \text{ MPa}$$

$$I_h = \frac{19 * 40^3}{12} + 19 * 40 * \left( 20,48 - \frac{40}{2} \right)^2 + 3,68 * (20,48 - 34,9)^2 * (7,82 - 1)$$

$$I_h = 106714,76 \text{ cm}^4$$

Realizando o mesmo procedimento de cálculo para a homogeneização de todas as seções da viga V6, são obtidos os valores contidos na Tabela 116.



Tabela 116 – Propriedades da seção homogeneizada V6

Viga	Trecho	Es (MPa)	Ecs (MPa)	$\alpha_e$	bw (cm)	h (cm)	As (cm <sup>2</sup> )	Ah (cm <sup>2</sup> )	d (cm)	yh (cm)	Ih (cm <sup>4</sup> )
V6a	P13-P7	210000	26838,41	7,82	19,00	40,00	2,36	776,08	35,0	20,31	104876,39
V6b	P7-P1	210000	26838,41	7,82	19,00	40,00	1,57	770,72	35,0	20,21	103711,80
V6	P1	210000	26838,41	7,82	19,00	40,00	2,45	776,75	34,9	20,32	104959,63
V6	P7	210000	26838,41	7,82	19,00	40,00	3,68	785,13	34,9	20,48	106714,76
V6	P13	210000	26838,41	7,82	19,00	40,00	2,45	776,75	34,9	20,32	104959,63

Fonte: Autor

Após determinar as informações da seção homogeneizada, é possível então calcular o momento de fissuração e se a seção se encontrará fissurada ou não.

$$\alpha = 1,5$$

$$f_{ct} = 2,9 \text{ MPa}$$

$$y_t = 20,48 \text{ cm}$$

$$I_h = 106714,76 \text{ cm}^4$$

$$M_r = \frac{\alpha * f_{ct} * I_h}{y_t} = \frac{1,5 * 2,9 * 10^3 * 106714,76}{0,2048} = 22,64 \text{ kN.m}$$

Realizando o mesmo procedimento de cálculo para os demais trechos da viga V6, são obtidos os valores de momento de fissuração, e estado de fissuração apresentados na Tabela 117.

Tabela 117 – Momento de fissuração V6

Viga	Trecho	Ma (kN*m)	$\alpha$	fctk,m (MPa)	yh (cm)	Ih (cm <sup>4</sup> )	Mr (kN*m/m)	Verificação fissuração
V6a	P13-P7	13,92	1,5	2,90	20,22	103873,01	22,32	Não Fissura
V6b	P7-P1	9,25	1,5	2,90	20,32	105116,53	22,47	Não Fissura
V6	P1	11,01	1,5	2,90	20,33	105207,52	22,48	Não Fissura
V6	P7	23,18	1,5	2,90	20,49	107082,62	22,70	Fissura
V6	P13	13,51	1,5	2,90	20,33	105207,52	22,48	Não Fissura

Fonte: Autor

Como foi verificada a presença de fissuração na seção entre P7-P13, faz-se necessário se calcular o momento de inércia equivalente para seção através da equação de Branson, apresentada em 7.7.

$$I_{eq} = \left(\frac{M_r}{M_a}\right) * I_c + \left[1 - \left(\frac{M_r}{M_a}\right)^3\right] I_{II} \leq I_c \quad 163$$

Onde:

$$I_{II} = \frac{b * X_{ii}^3}{3} * \alpha_E * A_s * (X_{ii} - d)^2 \quad 164$$

$$X_{ii} = \frac{-a2 + \sqrt{a2^2 - 4 * a1 * a3}}{2 * a1} \quad 165$$

$$a1 = \frac{b_w}{2} \quad 166$$

$$a2 = \alpha_E * A_s \quad 167$$

$$a3 = -d * \alpha_E * A_s \quad 168$$

Utilizando o modelo de Branson para o cálculo do momento equivalente para a viga V6:

$$a1 = \frac{19}{2} = 9,5 \text{ cm}$$

$$\alpha_E = 7,82$$

$$A_s = 3,68 \text{ cm}^2$$

$$a2 = 7,823,68 = 28,81 \text{ cm}^2$$

$$a3 = -34,9 * 7,82 * 3,68 = -1004,63$$

$$X_{ii} = \frac{-28,81 + \sqrt{28,81^2 - 4 * 9,5 * (-1004,63)}}{2 * 9,5} = 8,88 \text{ cm}$$

$$I_{ii} = \frac{19 * 8,88^3}{3} * 7,82 * 3,68 * (8,88 - 35,5)^2 = 23900,6$$

$$M_a = 26,54 \text{ kN} * \text{m}$$

$$I_c = 19 * \frac{40^3}{12} = 101333,33 \text{ cm}^4$$

$$I_{eq} = \left( \frac{22,32}{13,92} \right) * 101333,33 + \left[ 1 - \left( \frac{22,32}{13,92} \right)^3 \right] 12060,8 \geq I_c = 101333,333$$

Calculando os momentos para os apoios P7 e P13:

$$I_{P7} = 96701,87 \text{ cm}^4$$

$$I_{P13} = 101333,33 \text{ cm}^4$$

$$I_{final} = 0,15 * I_{P7} + 0,7 * I_{P7-P13} + 0,15 I_{P13} = 100638,6$$

A Tabela 118 apresenta os dimensionamentos para os demais trechos e apoios da viga V6.

Tabela 118 – Momentos de inércia estádio II (V6)

Viga	Trecho	bw (cm)	h (cm)	a1 (cm)	αe	As (cm <sup>2</sup> )	a2	d (cm)	a3	Xii (cm)	Iii (cm <sup>4</sup> )	Mr (kN*m/m)	Ma (kN*m)	Ic (cm <sup>4</sup> )	Ieq	Ifinal (cm <sup>4</sup> )
V6a	P13-P7	19,00	40,00	9,5	7,82	2,36	18,44	35,0	-645,27	7,33	16609,6	22,43	13,92	101333,33	101333,33	100545,0
V6b	P7-P1	19,00	40,00	9,5	7,82	1,57	12,29	35,0	-430,18	6,11	11703,0	22,30	9,25	101333,33	101333,33	101333,33
V6	P1	19,00	40,00	9,5	7,82	2,45	19,20	34,9	-669,76	7,45	17063,1	22,44	11,01	101333,33	101333,33	101333,33
V6	P7	19,00	40,00	9,5	7,82	3,68	28,81	34,9	-1004,63	8,88	23900,6	22,64	23,18	101333,33	96077,98	100545,03
V6	P13	19,00	40,00	9,5	7,82	2,45	19,20	34,9	-669,76	7,45	17063,1	22,44	13,51	101333,33	101333,33	100545,03

Fonte: Autor

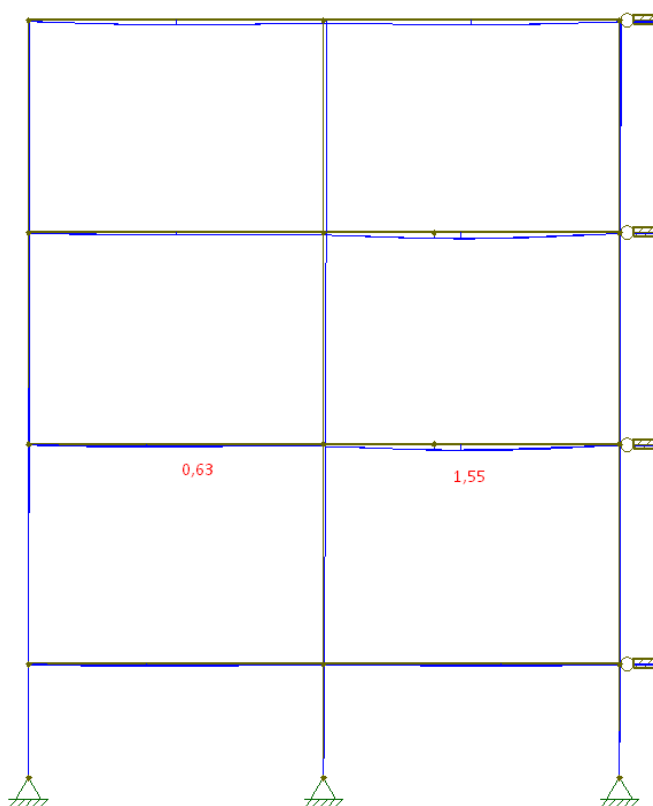
### 9.5.3 Cálculo das flechas

A verificação das flechas imediatas e diferidas no tempo é uma verificação exigida pela norma tanto para as lajes quanto para as vigas, o procedimento de cálculo é similar em ambos, sendo inicialmente determinada a flecha inicial, e a partir dela a determinação da flecha diferida no tempo em função do efeito da fluência do concreto, por fim, realiza-se a verificação dos limites por norma, para as vigas, entretanto, sendo necessário ainda verificar a abertura de fissuras indicada no item 17.3.3 da NBR6118:2023.

#### 9.5.3.1 Flecha imediata

Aplicando os valores para o momento de inércia considerando a fissuração junto ao apoio P7 no trecho P7-P13, e carregamentos atuando no estado limite de serviço, na combinação de carregamento quase permanente, apresentada na equação 22, juntamente aos coeficientes de ponderação apresentados na Tabela 30, não sendo considerados neste momento os carregamentos provenientes das alvenarias, obtém-se os valores de flecha imediata apresentados na Figura 79.

Figura 79 - Flechas imediatas pórtico D (CQP)



Fonte: Autor

Os valores para as flechas imediatas observadas nos trechos da viga V6, pertencente ao pórtico “D” da estrutura, se encontram apresentados numericamente na Tabela 119.

Tabela 119 – Flechas imediatas V6

Viga	Trecho	Flecha imediata (mm)
V6a	P13-P7	1,55
V6b	P7-P1	0,63

Fonte: Autor

### 9.5.3.2 Flecha diferida no tempo

Levando em consideração o efeito da fluência do concreto também no dimensionamento das vigas, considera-se, assim como nas demais situações, um período de 28 dias para determinação de  $\xi(t)$ , é realizado então o mesmo procedimento de cálculo apresentado em , obtendo-se os valores para a deformação inicial e após o período desejado e então determinando-se o fator  $\alpha_f$ , através das equações 92,93 e 94 reapresentadas a seguir.

$$\alpha_f = \frac{\Delta\xi}{1 + 50\rho'} \quad 169$$

$$\xi(t) = 0,68 * (0,996^t) * t^{0,32} \quad t < 70 \text{ meses} \quad 170$$

$$\xi(t) = 2 \quad t \geq 70 \text{ meses} \quad 171$$

#### • Cálculo para flecha diferida no tempo trecho P7-P13

$$\xi\left(\frac{28}{30}\right) = 0,68 * \left(0,996^{\frac{28}{30}}\right) * \left(\frac{28}{30}\right)^{0,32} = 1,34$$

$$\alpha_f = \frac{(2 - 1,34)}{1} = 0,66$$

$$f = f_0 * (1 + \alpha_f) = 1,55 * (1 + 0,66) = 2,58 \text{ mm}$$

Aplicando o mesmo procedimento aos demais trechos da viga V6, são obtidos os valores contidos na Tabela 120.

Tabela 120 – Flechas diferidas no tempo para viga V6

Viga	Trecho	f0 (mm)	t0 (meses)	$\xi_0$	$\xi$	$\Delta\xi$	$\alpha_f$	f (mm)
V6a	P13-P7	1,55	0,93	0,66	2	1,34	0,66	2,58
V6b	P7-P1	0,63	0,93	0,66	2	1,34	0,66	1,05

Fonte: Autor

#### 9.5.4 Verificação dos limites de deformação propostos por norma

Outra das verificações feitas para o estado-limite de serviço das vigas, é a dos deslocamentos-limite, apresentados pela tabela 13.3 da norma. São feitas as verificações quanto ao limite sensorial visual e de vibrações, e também os efeitos em elementos não estruturais, neste caso as alvenarias posicionadas sobre as vigas.

Os valores para os limites sensorial visual e de vibrações foram apresentados no tópico 7.7.4 deste trabalho, e são reapresentadas a seguir, a equação 174 apresenta o valor limite para deformação na presença de elementos não estruturais.

$$\frac{l}{250} \quad 172$$

$$\frac{l}{350} \quad 173$$

$$\frac{l}{500} \leq 10mm \quad 174$$

Onde:

$l$  = comprimento efetivo do vão da viga

#### • Cálculo das deformações limite vão P7-P13

$$l = 397,5 \text{ cm}$$

**Limite visual:**

$$\frac{l}{250} = \frac{397,5}{250} = 1,59 \text{ cm}$$

**Limite de vibrações:**

$$\frac{l}{350} = \frac{397,5}{350} = 1,14 \text{ cm}$$

**Limite para elementos não estruturais (Alvenaria):**

$$\frac{l}{500} = \frac{397,5}{500} = 0,8 \text{ cm} \leq 10mm$$

Como o valor para flecha é menor que todos os valores limite, a flecha obtida é considerada aceitável pelo critério apresentado pela norma.

A Tabela 121 apresenta o cálculo dos valores limite para todas as seções da viga V6.

Tabela 121 – Limites de deformação para viga V6

Viga	Trecho	$l_x$ (cm)	$f_0$ (cm)	$f$ (cm)	Limite Visual (cm)	Limite Vibrações (cm)	Limite Alvenaria (cm)	Verificação deformações
V6a	P13-P7	397,5	0,155	0,26	1,59	1,14	0,8	OK
V6b	P7-P1	400,5	0,063	0,10	1,602	1,14	0,8	OK

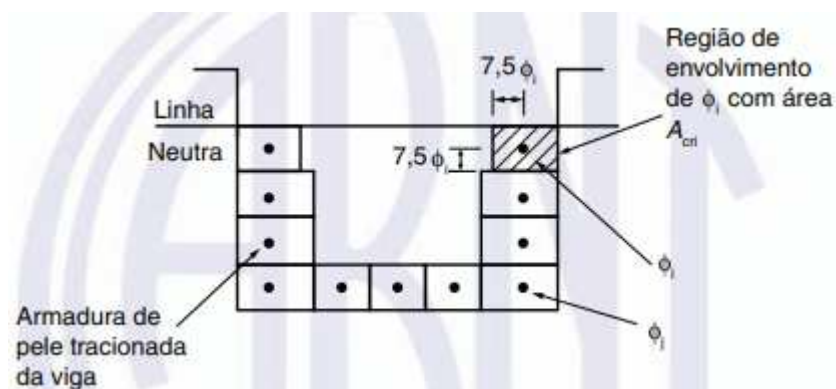
Fonte: Autor

### 9.5.5 Verificação da abertura de fissuras

Além das verificações relacionadas aos deslocamentos máximos, é determinado pela NBR6118:2023, que durante o dimensionamento das vigas seja também verificada a fissuração presente nos elementos, tal verificação ocorre em função da baixa resistência do concreto frente aos esforços de tração e da heterogeneidade natural do material.

O procedimento a ser realizado é estabelecido em 17.3.3 da norma, esta avaliação é feita para cada elemento ou grupo de elementos das armaduras que controlam a fissuração do elemento, a análise da abertura das fissuras considera a área protegida por cada barra ( $A_{crit}$ ), no entorno das barras, a uma distância máxima de  $7,5 \phi_i$  do eixo da barra, como indicado na Figura 80.

Figura 80 - Concreto de envolvimento da armadura



Fonte: ABNT NBR6118:2023 (Figura 17.3)

A determinação do tamanho da abertura das fissuras é dada pelo menor valor das equações apresentadas na expressão 175.



$$w_k = \text{menor valor entre} \left\{ \begin{array}{l} \frac{\emptyset_i * \sigma_{si} * 3 * \sigma_{si}}{12,5 * \eta_1 * E_{si} * f_{ctk,m}} \\ \frac{\emptyset_i * \sigma_{si}}{12,5 * \eta_1 * E_{si}} * \left( \frac{4}{\rho_{ri}} + 45 \right) \end{array} \right. \quad 175$$

Onde:

$\emptyset_i$  = diâmetro da barra que protege a região de envolvimento considerada.

$\sigma_{si}$  = tensão de tração no centro de gravidade da armadura considerada (Estádio II).

$\eta_1$  = coeficiente de conformação superficial da armadura considerada.

$E_{si}$  = módulo de elasticidade do aço da barra considerada.

$f_{ctk,m}$  = resistência média do concreto a tração.

$\rho_{ri}$  = taxa de armadura em relação a área  $A_{cri}$ .

$A_{cri}$  = área da região de envolvimento protegida pela barra  $\emptyset_i$ .

A determinação da tensão no centro de gravidade da armadura da seção, por sua vez é calculada através da equação 176.

$$\sigma_{si} = \frac{M_{d,freq}}{A_s * \left( d - \frac{X_{ii}}{3} \right)} \quad 176$$

Para determinação dos esforços a serem utilizados nos cálculos das aberturas das fissuras, a norma estabelece na tabela 13.4 a combinação de esforços a ser utilizada, para este caso em específico, a combinação frequente, são também estabelecidos os valores máximos admitidos para fissuras, neste caso sendo de 0,3 mm.

Tabela 122 – Exigências de durabilidade relacionada à fissuração e à proteção da armadura, em função das classes de agressividade ambiental

Tipo de concreto estrutural	Classe de agressividade ambiental (CAA) e tipo de protensão	Exigências relativas à fissuração	Combinação de ações em serviço a utilizar
Concreto simples	CAA I a CAA IV	Não há	–
Concreto armado	CAA I	ELS-W $w_k \leq 0,4$ mm	Combinação frequente
	CAA II e CAA III	ELS-W $w_k \leq 0,3$ mm	
	CAA IV	ELS-W $w_k \leq 0,2$ mm	
Concreto protendido nível 1 (protensão parcial)	Pré-tração com CAA I ou Pós-tração com CAA I e II	ELS-W $w_k \leq 0,2$ mm	Combinação frequente
Concreto protendido nível 2 (protensão limitada)	Pré-tração com CAA II ou Pós-tração com CAA III e IV	Verificar as duas condições abaixo	
		ELS-F	Combinação frequente
		ELS-D <sup>a</sup>	Combinação quase permanente
Concreto protendido nível 3 (protensão completa)	Pré-tração com CAA III e IV	Verificar as duas condições abaixo	
		ELS-F	Combinação rara
		ELS-D <sup>a</sup>	Combinação frequente
<sup>a</sup> A critério do projetista, o ELS-D pode ser substituído pelo ELS-DP com $a_p = 50$ mm (Figura 3.1). NOTAS 1 As definições de ELS-W, ELS-F e ELS-D encontram-se em 3.2. 2 Para as classes de agressividade ambiental CAA-III e IV, exige-se que as cordoalhas não aderentes tenham proteção especial na região de suas ancoragens. 3 No projeto de lajes lisas e cogumelo protendidas, basta ser atendido o ELS-F para a combinação frequente das ações, em todas as classes de agressividade ambiental.			

Fonte: ABNT NBR6118:2023 (Tabela 13.4)

• **Cálculo da fissuração máxima para viga V6 trecho P7-P13.**

Utilizando os valores já calculados anteriormente para a seção no estágio II.

$$X_{ii} = 7,33 \text{ cm}$$

$$d = 35,0 \text{ cm}$$

$$M_{d,req} = 16,8 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{si} = \frac{16,8}{2,36 * (35,0 - \frac{7,33}{3})} = 419,84 \text{ MPa}$$

A determinação da área protegida por cada barra é calculada considerando o valor limite de  $7,5\phi_i$ , medido do centro da barra, tanto na direção horizontal quanto vertical.

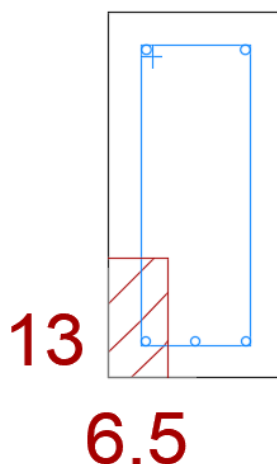
$$\phi_i = 10,0 \text{ mm}$$

$$7,5 * \phi_i = 7,5 * 10,0 = 75,0 \text{ mm} = 7,5 \text{ cm}$$

Logo, observando as dimensões da seção do elemento, observa-se que para o lado interno da seção será adotado o comprimento total de 7,5 cm, porém para o lado externo da barra a seção nos limita à distância da face do elemento, assim o valor de  $A_{cri}$  será dado pela expressão a seguir:

$$A_{cri} = (4,0 + 0,5 + 1,0 + 7,5 * 1,0) * (4,0 + 0,5 + 1,0 + \frac{2,28}{2}) = 86,32 \text{ cm}^2$$

Figura 81 - Região de envolvimento do concreto



Fonte: Autor

Desta forma, o valor para taxa de armadura para a região protegida pela barra será:

$$\rho_{ri} = \frac{\pi * 1,0^2}{4} = 0,9\%$$

$$\eta_1 = 2,25$$

$$E_{si} = 210 \text{ GPa}$$

$$w_{k1} = \frac{1,0 * 419,84 * 3 * 419,84}{12,5 * 2,25 * 210 * 10^3 * 2,9 * 10^3} = 0,03 \text{ mm}$$

$$w_{k2} = \frac{1,0 * 419,84}{12,5 * 2,25 * 210 * 10^3} * \left( \frac{4}{0,09} + 45 \right) = 0,03 \text{ mm}$$

Assim, o máximo valor adotado para  $W_k$ , será de 0,03 mm, verificando ainda o resultado obtido, é possível constatar que o tamanho máximo de fissura é inferior ao limite estipulado pela tabela 13.4, de 0,3 mm.

O mesmo procedimento realizado acima para o trecho entre os pilares P1 e P7 foi realizado para os demais trechos da viga V6, estando seus resultados apresentados na Tabela 123.

Tabela 123 – Dimensionamento tamanho máximo de fissuração

Viga	Trecho	As (cm <sup>2</sup> )	d (cm)	Xii (cm)	Iii (cm <sup>4</sup> )	M,freq. (MPa)	$\alpha e$	$\sigma_{si}$ (MPa)	fctk,m (MPa)	$\phi_i$ (cm)	n1	Esi (MPa)	$\phi_t$ (cm)	Acri (cm)	$\rho_{,ri}$	wk1 (mm)	wk2 (mm)	wk (mm)	Verificação limite
V6a	P13-P7	2,36	35,0	7,33	16609,6	16,8	15,00	419,84	2,90	1,0	2,25	210000	0,5	86,32	0,9%	0,03	0,03	0,03	OK
V6b	P7-P1	1,57	35,0	6,11	11703,0	9,67	15,00	358,03	2,90	1,0	2,25	210000	0,5	114,24	0,7%	0,02	0,04	0,02	OK

Fonte: Autor

## 10 DIMENSIONAMENTO E DETALHAMENTO DE PILARES

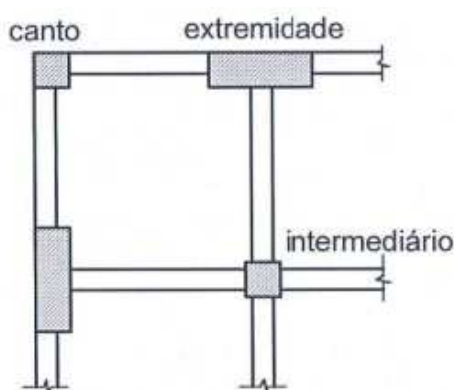
Pilares são elementos estruturais geralmente dispostos no sentido vertical, e submetido principalmente a esforços de compressão, são elementos de grande importância estrutural, pois recebem os esforços provenientes das lajes e vigas e os encaminham em direção à fundação, tem como principais variáveis para a definição de suas dimensões: a posição do pilar na estrutura, o tipo de solicitação ao qual está submetido, a esbeltez do elemento, os tipos de excentricidade, características geométricas e condições de contorno dos apoios.

### 10.1 POSICIONAMENTO EM PLANTA DOS PILARES

Como apresentado anteriormente, a posição do pilar na estrutura é um dos fatores que influenciam no dimensionamento da estrutura, podendo os pilares serem divididos em intermediários, de extremidade e de canto.

- Pilares intermediários: são aqueles recebem ações da viga, representam a situação de cálculo mais simples, por estarem submetidos a compressão centrada.
- Pilares de extremidade: são aqueles que se encontram em um dos extremos de uma viga, estando estes submetidos a flexão composta reta.
- Pilares de canto: são a situação de cálculo mais complexa, pois se encontram na extremidade de duas vigas, estando submetidos então a flexão composta oblíqua.

Figura 82 - Posicionamento dos pilares na estrutura



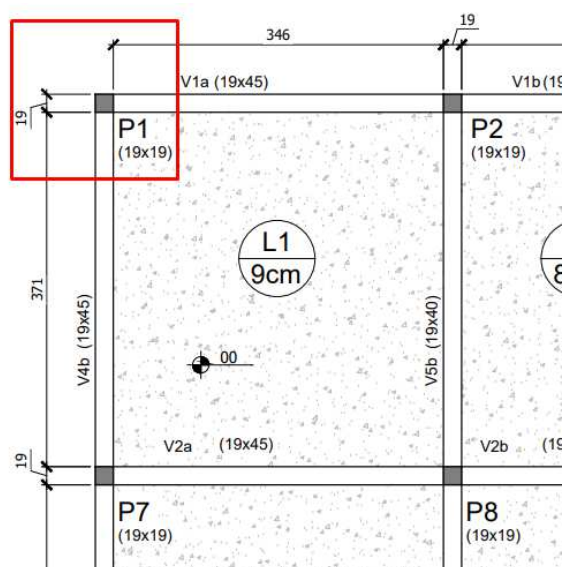
Fonte: (Araújo, 2010).

### 10.2 DIMENSIONAMENTO DO PILAR P1

Para a etapa de dimensionamento do pilar da edificação, de maneira a representar a situação mais completa de dimensionamento, optou-se pela escolha de um pilar de canto, visto

que nesta situação existirão momentos atuando no eixo x e y simultaneamente, desta forma o pilar P1 foi selecionado.

Figura 83 - Pilar escolhido para o dimensionamento.

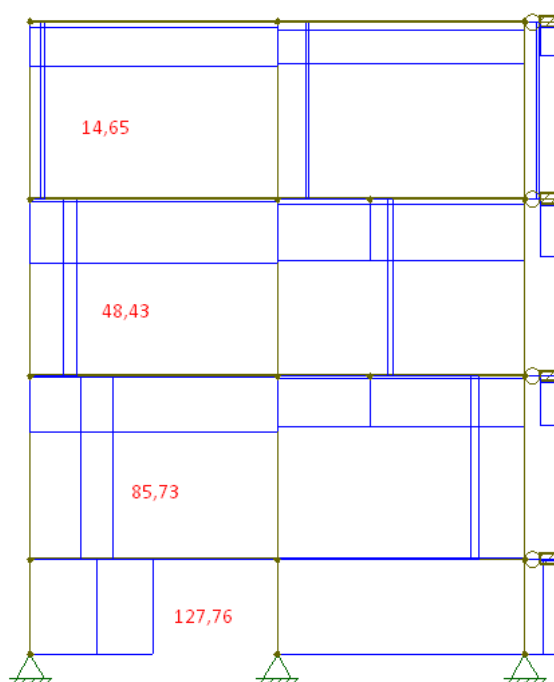


Fonte: Autor

### 10.3 ESFORÇOS DE 1ª ORDEM

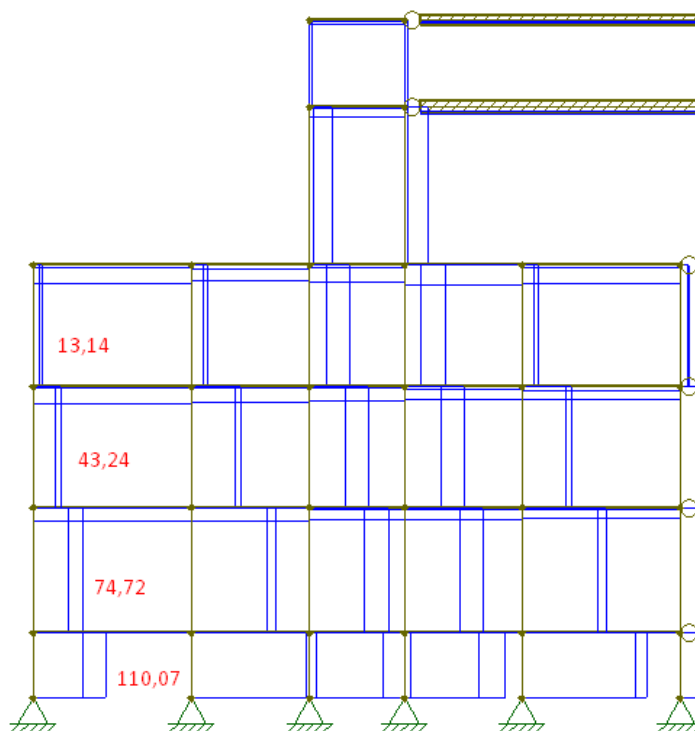
Observando a envoltória de esforços para os pórticos A e D da edificação, dos quais faz parte o pilar P1, é possível se definir os esforços axiais e momentos fletores atuando no pilar em cada um dos pavimentos.

Figura 84 - Envoltória de esforços normais pórtico A (ELU)



Fonte: Autor

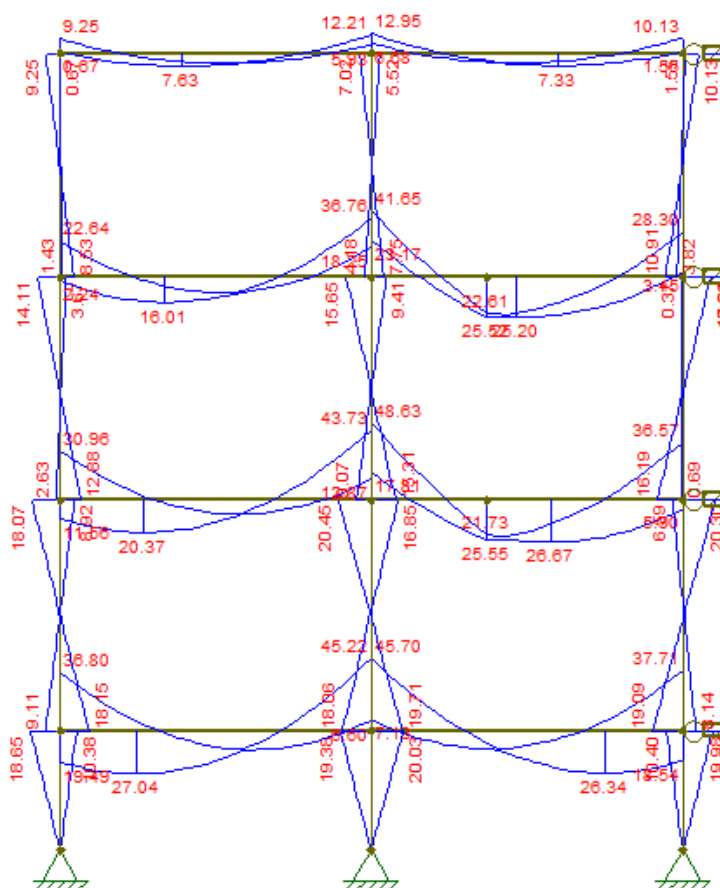
Figura 85 - Envoltória de esforços axiais pórtico D



Fonte: Autor

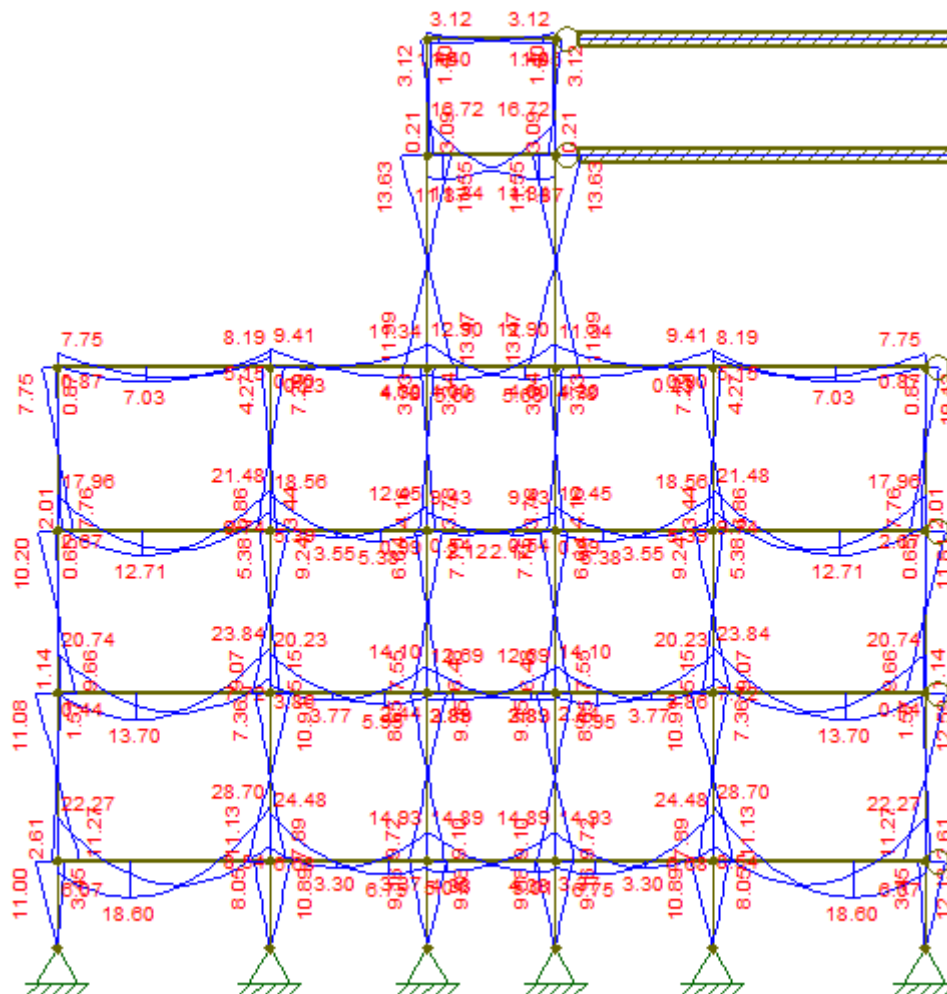


Figura 86 - Envoltória de momentos fletores pórtico A



Fonte: Autor

Figura 87 - Envoltória de momentos fletores pórtico D



Fonte: Autor

Os valores de esforços axiais e momentos fletores na base e no topo para o pilar P1, nas direções x e y se encontram organizados na Tabela 124.

Tabela 124 – Esforços de 1ª ordem aplicados ao pilar P1

Pavimento	Ndx máx	Ndy máx	Nd	Mdx base	Mdx topo	Mdy base	Mdy topo
Baldrame	110,07	127,76	237,83	0,00	11	0,00	18,65
Térreo	74,72	85,73	160,45	11,27	11,08	18,15	18,07
1º Tipo	43,24	48,43	91,67	9,66	10,2	12,88	14,11
2º Tipo	13,14	14,65	27,79	7,76	7,75	8,53	9,25

Fonte: Autor

#### 10.4 ÍNDICE DE ESBELTEZ

Índice de esbeltez ( $\lambda$ ) é a grandeza que relaciona as dimensões do pilar, assim é determinado o valor para os dois eixos do pilar, possuindo valores dados pelas equações 177 e 178.

$$\lambda_x = \frac{l_{e,x}}{i_y} \quad 177$$

$$\lambda_y = \frac{l_{e,y}}{i_x} \quad 178$$

Onde:

$l_e$  = comprimento de flambagem

$i$  = raio de giração

O valor de  $l_e$  é dado para cada uma das direções analisadas, variando conforme os elementos aos quais se encontra vinculado, a equação 179 apresenta a equação para análise no eixo x, e 180 na direção y.

$$l_{e,x} \leq \begin{cases} l_0 + h_x \\ l \end{cases} \quad 179$$

$$l_{e,y} \leq \begin{cases} l_0 + h_y \\ l \end{cases} \quad 180$$

Onde:

$l_0$  = distância entre as faces dos elementos horizontais que vinculam o pilar.

$h$  = altura da seção transversal do pilar, medida no plano da estrutura.

$l$  = distância entre eixos dos elementos estruturais ao qual o pilar se encontra vinculado.

A outra componente necessária para determinação da esbeltez do pilar é o raio de giração  $i$ , calculado para cada uma das direções do elemento, seu valor é determinado pela norma, pelas equações 181 e 182 para os eixos x e y, respectivamente.

$$i_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} \quad 181$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} \quad 182$$

Onde:

$I$  = momento de inércia da seção para o eixo

$A$  = área da seção transversal do pilar

• **Cálculo de esbeltez pilar P1:**

**Raio de giração:**

$$i_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = \sqrt{\frac{0,19 * 0,19^3}{12}} = 0,055$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{0,19 * 0,19^3}{12}} = 0,055$$

Tendo determinado os raios de giração, é possível então se determinar o índice de esbeltez para o pilar tanto para a direção x quanto para a direção y:

$$\lambda_x = \frac{l_{e,x}}{i_y} = \frac{0,19}{0,055}$$

Aplicando o mesmo procedimento de cálculo aos demais trechos do pilar P1 obtém-se os valores para o índice de esbeltez contidos na Tabela 125 para a direção x e na direção y pela Tabela 126.

Tabela 125 – Índice de esbeltez do pilar P1 na direção x

Pavimento	$l_0$ (m)	$l$ (m)	$h_x$ (m)	$l_e$ (m)	$I$ (m <sup>4</sup> )	$A$ (m <sup>2</sup> )	$i$	$\lambda_x$
Baldrame	1,5	1,55	0,19	1,55	0,00011	0,036	0,055	28
Térreo	2,9	2,99	0,19	2,99	0,00011	0,036	0,055	55
1º Tipo	2,8	2,88	0,19	2,88	0,00011	0,036	0,055	53
2º Tipo	2,8	2,89	0,19	2,89	0,00011	0,036	0,055	53

Fonte: Autor

Tabela 126 – Índice de esbeltez do pilar P1 na direção y

Pavimento	l0 (m)	l (m)	hy (m)	le (m)	I (m <sup>4</sup> )	A (m <sup>2</sup> )	i	λy
Baldrame	1,5	1,55	0,19	1,55	0,00011	0,036	0,055	28
Térreo	2,9	2,99	0,19	2,99	0,00011	0,036	0,055	55
1º Tipo	2,8	2,88	0,19	2,88	0,00011	0,036	0,055	53
2º Tipo	2,8	2,885	0,19	2,89	0,00011	0,036	0,055	53

Fonte: Autor

#### 10.4.1 Classificação dos pilares quanto a esbeltez

- Pilares curtos

$$\lambda \leq \lambda_1$$

A análise dos efeitos locais de segunda ordem pode ser dispensada.

- Pilares medianamente esbeltos

$$\lambda_1 \leq \lambda \leq 90$$

Utilizam-se os métodos do pilar padrão com curvatura aproximada e método do pilar padrão com rigidez k aproximada.

- Pilares esbeltos

$$90 \leq \lambda \leq 140$$

Nestes casos é necessário se considerar os efeitos da fluência, sendo utilizada o método do pilar padrão com curvatura real acoplado aos diagramas M, N e 1/r.

- Pilares muito esbeltos

$$140 \leq \lambda \leq 200$$

Neste caso, também é necessário considerar a fluência e o método a ser utilizado é o método geral.

- Pilares com  $\lambda \leq 200$

O maior valor admissível para a esbeltez do pilar é 200, em situações onde se encontrarem valores superiores ao mesmo é necessário redimensionar a seção de maneira a respeitar a norma.

• **Classificação da esbeltez do pilar P1:**

Observando os valores para o índice de esbeltez obtidos nos trechos pilar P1, segundo a classificação apresentada em 10.4.1, são classificados como demonstrado na Tabela 127.

Tabela 127 – Classificação dos pilares quanto a esbeltez

Pavimento	Direção x	Direção y
	Classificação	
Baldrame	Pilar curto	Pilar curto
Térreo	Pilar curto	Pilar curto
1º Tipo	Pilar curto	Pilar curto
2º Tipo	Pilar curto	Pilar curto

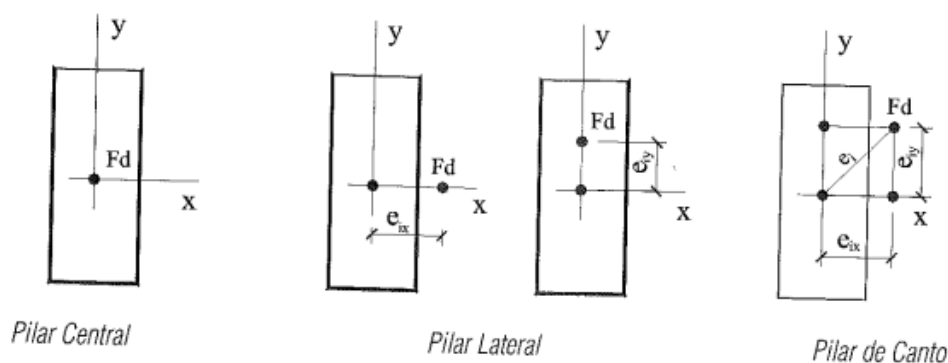
Fonte: Autor

## 10.5 EXCENTRICIDADES

Excentricidade é a denominação dada a distância entre o centro geométrico do pilar e o ponto de aplicação da força no elemento, essa disparidade pode ocorrer por diversos motivos, dando origem aos diversos tipos de excentricidades.

### 10.5.1 Excentricidade inicial ( $e_1$ )

Excentricidade inicial, é aquela ocasionada pela ligação rígida entre a viga e o pilar, para pilares canto ocorre nos sentidos dos dois eixos, já em pilares de extremidade apenas uma das direções.

Figura 88 - Excentricidades iniciais ( $e_1$ )

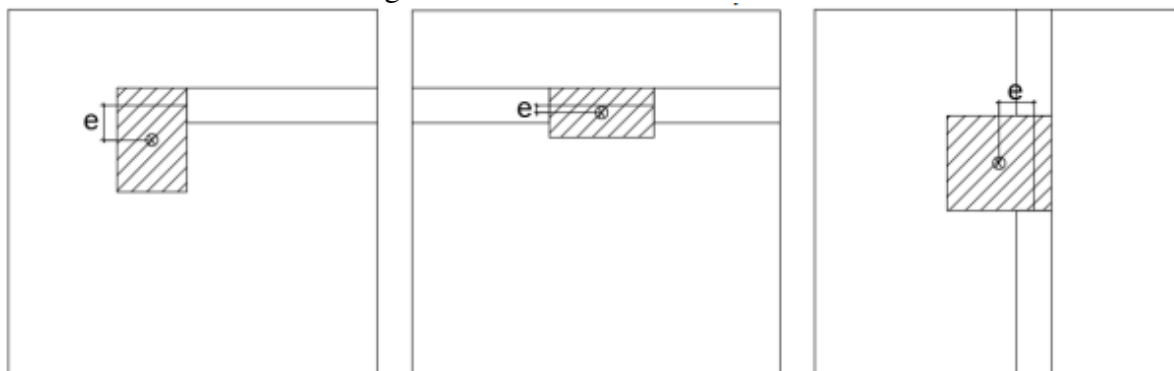
Fonte: (Carvalho, Pinheiro.2009)

### 10.5.2 Excentricidade de forma

Em função da possível disparidade entre os eixos das vigas e pilares é possível que os carregamentos não sejam aplicados diretamente ao centroide dos pilares, nestas situações é gerado um momento fletor adicional, caso exista uma viga no sentido ortogonal, este novo momento é parcialmente absorvido, podendo então ser desconsiderado para o dimensionamento, em situações onde não existir este elemento é necessário então levar este momento adicional em consideração nos cálculos do pilar.

Excentricidades de forma são observadas mais frequentemente em pilares de canto, podendo nestas situações serem desconsideradas, visto que esta simplificação se dá a favor da segurança, outra situação onde estes esforços adicionais se mostram presentes é a situação de redução de seção dos pilares, nestes casos, sendo necessário considerar o momento adicional gerado.

Figura 89 - Excentricidades de forma



Fonte: (Perlin et al. 2020).

### 10.5.3 Excentricidade acidental ( $e_a$ )

Excentricidades acidentais, são aquelas causadas pelas incertezas do processo construtivo, podendo estar relacionadas a posição dos esforços ou do eixo geométrico dos elementos.

Tais imprecisões, são muitas vezes admitidas sanadas pelos coeficientes de segurança, porém nos casos de imperfeições relacionadas a posição geométrica do elemento, é exigido pela NBR6118:2023 que este seja levado em consideração, em função da relevância do momento gerado, assim, para estruturas usuais de concreto a norma estabelece um momento mínimo de dimensionamento, que garante a segurança da estrutura nas situações onde se fazem presentes tais imperfeições.

### 10.5.4 Momento mínimo de 1ª ordem

O valor para o momento mínimo de 1ª ordem é estabelecido pelo item 11.3.3.4.3 da NBR6118:2023, para estruturas reticuladas usuais de concreto armado, tem valor dado pelas expressões 183 e 184, para os eixos x e y, respectivamente:

$$M_{d1,min,x} = N_d * (0,015 + 0,03 * hx) \quad 183$$

$$M_{d1,min,y} = N_d * (0,015 + 0,03 * hy) \quad 184$$

#### • Momento mínimo P1-Térreo:

$$N_d = 160,45 \text{ kN}$$

$$hx = hy = 0,19 \text{ m}$$



$$M_{d1,min,x} = 160,45 * (0,015 + 0,03 * 0,19) = 3,32 \text{ kN} * \text{m}$$

$$M_{d1,min,y} = 160,45 * (0,015 + 0,03 * 0,19) = 3,32 \text{ kN} * \text{m}$$

Como se trata de um pilar de formato quadrado, tem-se que os valores para o momento mínimo será igual em ambas as direções, os valores adotados para os momentos mínimos em cada um dos trechos do pilar P1 se encontram apresentados na Tabela 128.

Tabela 128 – Momentos mínimos de 1ª ordem.

Pavimento	hx (cm)	hy (cm)	Ndx máx (kN)	M1d,mín,x (kN.m)	M1d,mín,y (kN.m)
Baldrame	0,19	0,19	237,83	4,92	4,92
Térreo	0,19	0,19	160,45	3,32	3,32
1º Tipo	0,19	0,19	91,67	1,90	1,90
2º Tipo	0,19	0,19	27,79	0,58	0,58

Fonte: Autor

### 10.5.5 Correção dos momentos obtidos

Corrigindo os valores de momento fletor inferiores ao momento mínimo dimensionado em 10.5.4, obtém-se os valores apresentados na Tabela 129, que serão então utilizados para os dimensionamentos do pilar P1.

Tabela 129 – Momentos fletores corrigidos

Pavimento	Mdx base (kN.m)	Mdx topo (kN.m)	Mdy base (kN.m)	Mdy topo (kN.m)
Baldrame	4,92	11,00	4,92	18,65
Térreo	11,27	11,08	18,15	18,07
1º Tipo	9,66	10,20	12,88	14,11
2º Tipo	7,76	7,75	8,53	9,25

Fonte: Autor

### 10.5.6 Excentricidade de 2ª ordem

Excentricidades de segunda ordem são aquelas ocasionadas pelo fenômeno de flambagem presente nos pilares, que fazem com que devido à deformação do elemento o esforço axial ocorra fora do centro geométrico do pilar.

### 10.5.6.1 Excentricidade Suplementar

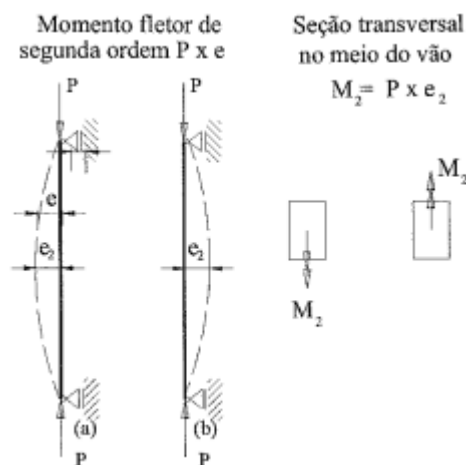
Excentricidade suplementar, é aquela ocasionada pela fluência do concreto, este tipo de excentricidade deve ser considerado obrigatoriamente para pilares com índice de esbeltez  $\lambda > 90$ , podendo ter seu valor dado de maneira aproximada por meio de um valor complementar, o procedimento de cálculo para consideração da excentricidade suplementar é descrito na seção 15.8.4 da NBR6118:2023, não sendo abordado ao longo deste trabalho.

Para o caso do pilar P1 dimensionado neste trabalho, a excentricidade suplementar não foi levada em consideração, visto que o índice de esbeltez ( $\lambda$ ) assumiu como valor mais elevado 55, logo não sendo obrigatória a consideração da fluência segundo a norma vigente.

### 10.6 ESFORÇOS LOCAIS DE 2ª ORDEM

Pilares são elementos que se encontram usualmente submetidos a compressão, assim estão sujeitos aos efeitos da flambagem, desta forma é exigido pela NBR 6118:2023, em seu capítulo 15, que sejam verificados os efeitos deste fenômeno sobre este tipo de elemento que ultrapassem determinado valor de esbeltez.

Figura 90 - Flambagem de uma haste submetida a compressão



Fonte: (Carvalho, Figueiredo Filho.2013).

#### 10.6.1 Dispensa da análise dos efeitos e 2ª ordem

Considerando a análise dos elementos isolados, a NBR6118:2023, em 15.8.2 estabelece que os esforços de 2ª ordem podem ser desprezados caso o coeficiente de esbeltez ( $\lambda$ ) possua valor inferior ao valor limite  $\lambda_1$ , sendo este limite determinado em função de fatores

como a excentricidade relativa de 1ª ordem ( $e_1$ ), tipos de vinculação da coluna e a forma do diagrama de momentos de 1ª ordem, como demonstrado pela equação 185:

$$\lambda_1 = \frac{25 + 12,5 * (\frac{e_1}{h})}{\alpha_b} \begin{cases} \leq 90 \\ \geq 35 \end{cases} \quad 185$$

Onde:

$e_1$  = excentricidade de 1ª ordem.

$\alpha_b$  = coeficiente relacionado ao engastamento.

$h$  = dimensão ortogonal do pilar na direção do eixo analisado.

#### 10.6.1.1 Excentricidade de 1ª ordem

A excentricidade de 1ª ordem é calculada pela relação entre o maior momento presente na seção e o esforço de compressão presente no trecho do pilar, sendo seu valor expresso pela equação 186.

$$e_1 = \frac{M_{ad}}{N_d} \quad 186$$

Onde:

$M_{ad}$  = maior momento de 1ª ordem atuando no trecho do pilar.

$N_d$  = esforço normal.

#### 10.6.1.2 Coeficiente ( $\alpha_b$ )

A determinação do coeficiente ( $\alpha_b$ ), por sua vez, considera a situação de engastamento das extremidades do pilar, e seu valor é expresso pelas equações 187 a 190 para cada uma das possíveis situações.

• Situação 1: caso o pilar considerado for biapoiado e sem cargas transversais aplicadas ao longo de seu comprimento, seu valor será expresso pela equação 187.

$$\alpha_b = 0,6 + 0,4 * \frac{M_B}{M_A} \begin{cases} \geq 0,40 \\ \leq 1,00 \end{cases} \quad 187$$

Onde:

$M_A$  = maior valor absoluto para o momento de 1ª ordem na extremidade do pilar.

$M_B$  = valor absoluto para outra extremidade do pilar, terá valor positivo se tracionar a mesma face que  $M_A$  e negativo caso contrário.

- Situação 2: caso existam cargas transversais significativas aplicadas:

$$\alpha_b = 1,0 \quad 188$$

- Situação 3: em situações onde os pilares sejam considerados em balanço:

$$\alpha_b = 0,8 + 0,2 * \frac{M_C}{M_A} \begin{cases} \geq 0,85 \\ \leq 1,00 \end{cases} \quad 189$$

Onde:

$M_A$  = maior valor absoluto para o momento de 1ª ordem na extremidade do pilar.

$M_C$  = momento de 1ª ordem no meio do pilar.

- Situação 4: caso os momentos obtidos sejam menores que o momento mínimo, tanto para pilares biapoiados quanto em balanço:

$$\alpha_b = 1,0 \quad 190$$

Da mesma forma que ocorre com os valores de esbeltez, os valores de esbeltez limite ( $\lambda_1$ ) também serão calculados para ambas as direções do pilar, realizando as substituições dos valores da equação 185 em 186, considerado as direções x e y obtém-se os valores apresentados nas equações 191 e 192, respectivamente.

$$\lambda_{1,x} = \frac{25 + 12,5 * \left(\frac{M_{ad,x}}{N_d}\right)/h_x}{\alpha_{b,x}} \quad 191$$

$$\lambda_{1,y} = \frac{25 + 12,5 * \left(\frac{M_{ad,y}}{N_d}\right)/h_y}{\alpha_{b,y}} \quad 192$$

- **Cálculo do índice de esbeltez limite para o pavimento térreo:**

- Cálculo da excentricidade de 1ª ordem:

$$M_A = 11,27 \text{ kN} * \text{m}$$

$$N_d = 160,45 \text{ kN}$$

$$e_1 = \frac{M_{ad}}{N_d} = \frac{11,27}{160,45} = 0,07$$

- Cálculo do coeficiente  $\alpha_b$

Por tracionar a face oposta do pilar foi considerado valor negativo para o momento MB.

$$M_B = -11,08 \text{ k} * \text{m}$$

$$\alpha_b = 0,6 + 0,4 * \frac{-11,08}{11,27} = 0,21$$

Como o valor obtido para o coeficiente  $\alpha_b$  deve possuir um valor no intervalo  $0,4 \leq \alpha_b \leq 1,0$ , adotou-se o valor mínimo de 0,4 par este trecho do pilar P1.

$$\alpha_b = 0,4$$

Calculando o valor para o índice de esbeltez limite na direção x:

$$\lambda_{1,x} = \frac{25 + 12,5 * (\frac{11,27}{160,45}) / 0,19}{0,4} = 74,0$$

Aplicando o mesmo procedimento de cálculo para os demais trechos do pilar P1, nas duas direções, obtém-se os valores apresentados na Tabela 130, para direção x e Tabela 131 para direção y.

Tabela 130 – índice de esbeltez limite, direção x

Pavimento	MA,x (kN.m)	MB,x (kN.m)	$\alpha_{bx}$	Nd (kN)	e1	h (m)	$\lambda_{1,x}$
Baldrame	11	-4,92	1,00	237,83	0,05	0,19	35
Térreo	11,27	-11,08	0,40	160,45	0,07	0,19	74
1º Tipo	10,2	-9,66	0,40	91,67	0,11	0,19	81
2º Tipo	7,76	-7,75	0,40	27,79	0,28	0,19	90

Fonte: Autor

Tabela 131 – índice de esbeltez limite, direção y

Pavimento	MA,y (kN.m)	MB,y (kN.m)	$\alpha_{by}$	Nd (kN)	e1	h (m)	$\lambda_{1,y}$
Baldrame	18,65	-4,92	1,00	237,83	0,08	0,19	35
Térreo	18,15	-18,07	0,40	160,45	0,11	0,19	81
1º Tipo	14,11	-12,88	0,40	91,67	0,15	0,19	88
2º Tipo	9,25	-8,53	0,40	27,79	0,33	0,19	90

Fonte: Autor

Verificando os valores de esbeltez limite obtidos para o pilar P1 para as duas direções, apresentados na Tabela 130 e Tabela 131, e os comparando ao valor de esbeltez calculados

anteriormente, não foi verificada nenhuma situação onde o valor limite foi excedido, sendo assim desconsiderados os esforços locais de 2ª ordem, como determinado por norma.

Tabela 132 – Verificação dos esforços locais de 2ª ordem na direção x

Pavimento	$\lambda_x$	$\lambda_{1,x}$	Consideração 2ª ordem
Baldrame	28	35	Desconsiderado
Térreo	55	74	Desconsiderado
1º Tipo	53	81	Desconsiderado
2º Tipo	53	90	Desconsiderado

Fonte: Autor

Tabela 133 – Verificação dos esforços locais de 2ª ordem na direção y

Pavimento	$\lambda_y$	$\lambda_{1,y}$	Consideração 2ª ordem
Baldrame	28	35	Desconsiderado
Térreo	55	81	Desconsiderado
1º Tipo	53	88	Desconsiderado
2º Tipo	53	90	Desconsiderado

Fonte: Autor

## 10.7 CÁLCULO DOS EFEITOS DE SEGUNDA ORDEM

A determinação dos efeitos de segunda ordem pode ser realizada por meio de diferentes métodos, que levam em consideração os efeitos de primeira e segunda ordem, além dos efeitos da não linearidade física e geométrica apresentados anteriormente em 8.3.1 e 8.3.2.

- Método geral.
- Método aproximado: Pilar-padrão com curvatura aproximada.
- Método aproximado: Pilar-padrão com rigidez k aproximada.
- Método aproximado: Pilar-padrão acoplado a diagramas M, N, 1/r.

Alguns dos métodos podem ser utilizados apenas em pilares com valores de esbeltez inferiores a 90, como no caso dos métodos do pilar-padrão com curvatura aproximada e rigidez k aproximada, os outros métodos podem ser utilizados em situações de índices de esbeltez maiores.

### 10.7.1 Método aproximado-Pilar-padrão com curvatura aproximada

O Cálculo dos momentos de segunda ordem de acordo com o método do pilar-padrão com curvatura aproximada pode ser realizado em pilares com índice de esbeltez máximo de 90, considerando armadura simétrica ao longo de seus trechos em cada pavimento.

Considera-se ainda a não linearidade geométrica, através de uma deformação senoidal da barra, e a não linearidade física por meio de uma expressão aproximada.

O momento de 2ª ordem nesta situação é dado pela equação 193.

$$M_{2d} = N_d * \frac{P_e^2}{10} * \frac{1}{r} \quad 193$$

Onde:

$N_d$  = esforço axial de cálculo

$P_e$  = comprimento equivalente do pilar

$\frac{1}{r}$  = curvatura da seção crítica

$$\frac{1}{r} = \frac{0,005}{h(v_d + 0,5)} \leq \frac{0,005}{h} \quad 194$$

$h$  = altura da seção

$v_d$  = esforço normal adimensional, dado por:

$$v_d \leq \frac{N_d}{A_c * f_{cd}} \quad 195$$

## 10.8 SITUAÇÕES DE CÁLCULO

A armadura adotada para cada um dos pilares será constante, sendo então necessário verificar a seção do pilar mais crítica, de maneira a atender as solicitações dos esforços ao longo de todo o comprimento do pilar, assim, se é necessário determinar onde o somatório dos esforços atuante apresentará o maior valor, são avaliados para cada um dos trechos, os momentos na base, no topo e na seção intermediária, como apresentado na Tabela 134.

Tabela 134 – Somatório dos momentos de cálculo para cada seção

Seção	Eixo X	Eixo y
Topo	$M_{x,topo,total} \geq \begin{cases} M_{1x,topo} \\ M_{1x,min} \end{cases}$	$M_{y,topo,total} \geq \begin{cases} M_{1y,topo} \\ M_{1y,min} \end{cases}$
Inter.	$M_{x,int,total} \geq \begin{cases} \alpha_{b,x}M_{A,x} + M_{2x} + M_{fx} \\ M_{1x,min} + M_{2x} + M_{fx} \end{cases}$	$M_{y,int,total} \geq \begin{cases} \alpha_{b,y}M_{A,y} + M_{2y} + M_{fy} \\ M_{1y,min} + M_{2y} + M_{fy} \end{cases}$
Base	$M_{x,base,total} \geq \begin{cases} M_{1x,base} \\ M_{1x,min} \end{cases}$	$M_{y,base,total} \geq \begin{cases} M_{1y,base} \\ M_{1y,min} \end{cases}$

Fonte: (Perlin et al. 2020).

São definidas então as 4 situações de cálculo apresentadas na Tabela 135 ,para o dimensionamento dos momentos mais críticos ao longo do pilar em cada um dos pavimentos.

Tabela 135 – Situações de cálculo

Situação		Nd	Mx	My
1	Topo	Nd	$M_{x,topo,total}$	$M_{y,topo,total}$
2	Inter	Nd	<i>Maior</i> ( $\alpha_{b,x}M_{A,x}; M_{1x,min}$ )	$M_{y,int,total}$
3	Inter	Nd	$M_{y,int,total}$	<i>Maior</i> ( $\alpha_{b,y}M_{A,y}; M_{1y,min}$ )
4	Base	Nd	$M_{x,base,total}$	$M_{y,base,total}$

Fonte: Autor

Os valores para o cálculo dos momentos mais críticos do pilar P1 se encontram na Tabela 140 e Tabela 141 para as direções x e y respectivamente, sendo apresentados na Tabela 138, Tabela 139, Tabela 140 e Tabela 141 os valores obtidos para cada uma das situações de cálculo do pilar P1.



Tabela 136 – Situações de cálculo x

Pavimento	Nd (kN)	M1d,mín,x (kN.m)	Mx,topo,total (kN.m)	$\alpha_{bx}$	MA,x (kN.m)	$\alpha_{bx} * MA,x$ (kN.m)	M2,x (kN.m)	Mx,int,total (kN.m)	Mx,base,total (kN.m)
Baldrame	237,83	4,92	11,00	1,00	11	11,00	0,00	11,00	4,92
Térreo	160,45	3,32	11,08	0,40	11,27	4,51	0,00	4,51	11,27
1º Tipo	91,67	1,90	10,20	0,40	10,2	4,08	0,00	4,08	9,66
2º Tipo	27,79	0,58	7,75	0,40	7,76	3,10	0,00	3,10	7,76

Fonte: Autor

Tabela 137 – Situações de cálculo y

Pavimento	Nd (kN)	M1d,mín,y (kN.m)	My,topo,total (kN.m)	$\alpha_{by}$	MA,y (kN.m)	$\alpha_{by} * MA,y$ (kN.m)	M2,y (kN.m)	My,int,total (kN.m)	My,base,total (kN.m)
Baldrame	237,83	4,92	18,65	1,00	18,65	18,65	0,00	18,65	4,92
Térreo	160,45	3,32	18,07	0,40	18,15	7,26	0,00	7,26	18,15
1º Tipo	91,67	1,90	14,11	0,40	14,11	5,644	0,00	5,64	12,88
2º Tipo	27,79	0,58	9,25	0,40	9,25	3,7	0,00	3,70	8,53

Fonte: Autor

Tabela 138 – Situação 1 de cálculo

Pavimento	Nd (kN)	Mx (kN.m)	My (kN.m)
Baldrame	237,83	11,00	18,65
Térreo	160,45	11,08	18,07
1º Tipo	91,67	10,20	14,11
2º Tipo	27,79	7,75	9,25

Fonte: Autor

Tabela 139 – Situação 2 de cálculo

Pavimento	Nd (kN)	Mx (kN.m)	My (kN.m)
Baldrame	237,83	11,00	18,65
Térreo	160,45	4,51	7,26
1º Tipo	91,67	4,08	5,64
2º Tipo	27,79	3,10	3,70

Fonte: Autor

Tabela 140 – Situação 3 de cálculo

Pavimento	Nd (kN)	Mx (kN.m)	My (kN.m)
Baldrame	237,83	11,00	18,65
Térreo	160,45	4,51	7,26
1º Tipo	91,67	4,08	5,64
2º Tipo	27,79	3,10	3,70

Fonte: Autor

Tabela 141 – Situação 4 de cálculo

Pavimento	Nd (kN)	Mx (kN.m)	My (kN.m)
Baldrame	237,83	4,92	4,92
Térreo	160,45	11,27	18,15
1º Tipo	91,67	9,66	12,88
2º Tipo	27,79	7,76	8,53

Fonte: Autor

## 10.9 DIMENSIONAMENTO DAS ARMADURAS

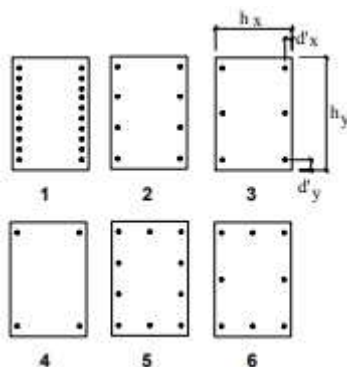
### 10.9.1 Armadura Longitudinal

Buscando dimensionar as armaduras longitudinais para pilares de canto, uma das possíveis soluções é a utilização dos ábacos de flexão oblíqua, elaborados por Pinheiro, Baraldi e Porem (2009), nos quais, a partir da definição do arranjo das armaduras e dos esforços

reduzidos adimensionais, obtém-se a taxa mecânica de armadura ( $\omega$ ), utilizada para determinação da área de aço necessária ao elemento.

Determina-se inicialmente qual o arranjo das barras a ser utilizado para o elemento, apresentados na Figura 91.

Figura 91 - Arranjos de armadura



Fonte: (Pinheiro, et al.2009)

De maneira a se determinar o ábaco a ser utilizado calcula-se a posição relativa das armaduras nas direções x e y por meio das equações 196 e 197.

$$\frac{d'_x}{h_x} \quad 196$$

$$\frac{d'_y}{h_y} \quad 197$$

Onde:

$d'$  = distância entre a borda comprimida e a armadura comprimida, seu valor é dado pela equação 198.

$$d' = c - \varnothing_t - \frac{\varnothing_l}{2} \quad 198$$

• **Cálculo das posições relativas para o pavimento térreo.**

$$d' = 4,0 - 0,63 - \frac{0,10}{2} = 2,87 \text{ cm}$$

$$\frac{d'_x}{h_x} = \frac{d'_y}{h_y} = \frac{2,87}{19} = 0,15$$

Tendo sido calculadas as posições relativas, é possível então através do resumo apresentado na Figura 92, determinar o ábaco a ser utilizado para obtenção da taxa mecânica de armadura.

Figura 92 - Relação dos ábacos

Arranjo	$\frac{d'_y}{h_y}$	$\frac{d'_x}{h_x}$	Ábaco
1	0,05	0,25	1
2	0,05	0,25	2
3	0,05	0,25	3
1	0,10	0,25	4
2	0,10	0,25	5
3	0,10	0,25	6
4	0,10	0,25	7
2	0,15	0,25	8
3	0,15	0,25	9
4	0,15	0,25	10
1	0,05	0,20	11
2	0,05	0,20	12
3	0,05	0,20	13
1	0,10	0,20	14
2	0,10	0,20	15
3	0,10	0,20	16
4	0,10	0,20	17
2	0,15	0,20	18
3	0,15	0,20	19
4	0,15	0,20	20
1	0,05	0,15	21
2	0,05	0,15	22
3	0,05	0,15	23

Arranjo	$\frac{d'_y}{h_y}$	$\frac{d'_x}{h_x}$	Ábaco
5	0,05	0,15	24
1	0,10	0,15	25
2	0,10	0,15	26
3	0,10	0,15	27
4	0,10	0,15	28
6	0,10	0,15	29
5	0,10	0,15	30
2	0,15	0,15	31
3	0,15	0,15	32
4	0,15	0,15	33
6	0,15	0,15	34
5	0,15	0,15	35
2	0,05	0,10	36
6	0,05	0,10	37
5	0,05	0,10	38
1	0,10	0,10	39
2	0,10	0,10	40
3	0,10	0,10	41
4	0,10	0,10	42
6	0,10	0,10	43
5	0,10	0,10	44
6	0,05	0,05	45
5	0,05	0,05	46

Fonte: (Pinheiro, et al.2009)

A Tabela 142 apresenta os cálculos de determinação da posição relativa das armaduras nas direções x e y, bem como o arranjo selecionado para determinação da taxa mecânica de armadura em cada um dos trechos do pilar.

Tabela 142 – Determinação dos ábacos

Pavimento	Øl (mm)	Øt (mm)	c (cm)	d' (cm)	hx (cm)	hy (cm)	d'x/hx	d'y/hy	Ábacos
Baldrame	10,0	6,3	4,5	3,37	19,0	19,0	0,18	0,18	33
Térreo	10,0	6,3	4	2,87	19,0	19,0	0,15	0,15	33 e 42
1º Tipo	10,0	6,3	4	2,87	19,0	19,0	0,15	0,15	33 e 42
2º Tipo	10,0	6,3	4	2,87	19,0	19,0	0,15	0,15	33 e 42

Fonte: Autor

Como observado para cada um dos trechos do pilar P1, tem-se que apenas no trecho entre a fundação e o pavimento térreo o valor obtido corresponde diretamente a uma das combinações tabeladas pelos ábacos, adotando-se neste caso os valores obtidos de maneira direta. No caso dos trechos do pavimento térreo e tipos, de maneira a obter valor mais preciso para as taxas mecânicas, realizou-se o interpolamento entre os valores obtidos pelos ábacos 33 e 42.

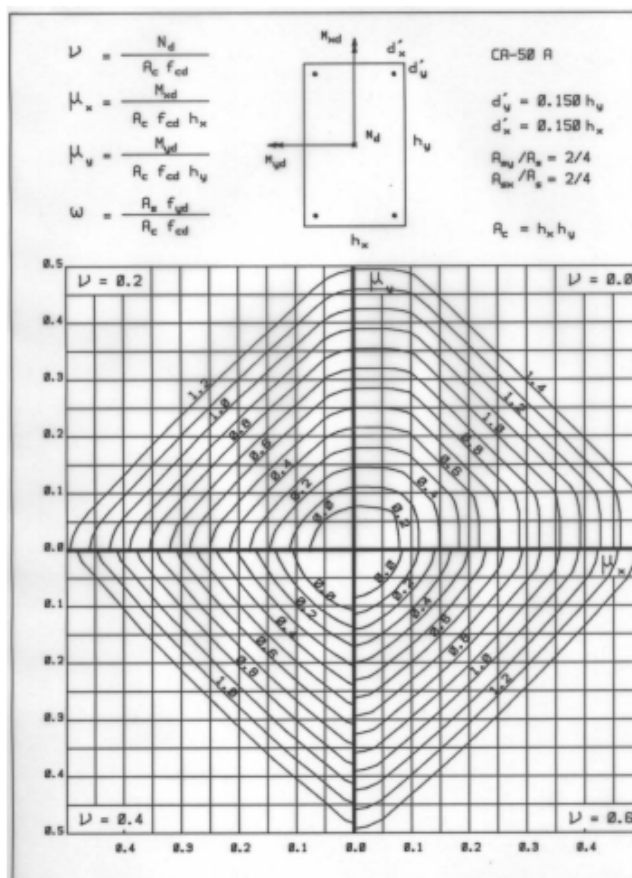
Tendo determinado o número do ábaco a ser utilizado passa-se então a definição dos fatores adimensionais ( $\mu_x, \mu_y$  e  $v$ ), necessários a determinação da taxa mecânica, os valores para cada um desses fatores é descrito pelas equações 199, 200 e 201.

$$v = \frac{N_d}{A_c * f_{cd}} \quad 199$$

$$\mu_x = \frac{M_{xd}}{A_c * f_{cd} * h_x} \quad 200$$

$$\mu_y = \frac{M_{yd}}{A_c * f_{cd} * h_y} \quad 201$$

Figura 93 - Ábaco 33 A



Fonte: (Pinheiro, et al.2009)

• **Determinação dos fatores adimensionais para o pilar P1, pavimento térreo**

$$N_d = 153,14 \text{ kN}$$

$$f_{cd} = 21,43 \text{ MPa}$$

$$A_c = 0,19 * 0,19 = 0,0361 \text{ m}^2$$

$$v = \frac{153,14}{0,0361 * 21,43 * 10^3} = 0,20$$

$$M_{xd} = 10,69 \text{ kN.m}$$

$$\mu_x = \frac{10,69}{0,0361 * 21,43 * 10^3 * 0,19} = 0,07$$

$$M_{yd} = 17,82 \text{ kN.m}$$

$$\mu_y = \frac{17,82}{0,0361 * 21,43 * 10^3 * 0,19} = 0,12$$

Aplicando os valores de momento obtidos em cada uma das 4 situações de cálculo nas equações dos fatores  $\mu_x$ ,  $\mu_y$  e  $v$ ; no ábaco 33A obtém-se os valores de taxa mecânica de armadura apresentados nas 4 tabelas seguintes.

Tabela 143 – Taxa mecânica de armadura, situação 1 (33A)

Pavimento	$\mu_x$	$\mu_y$	v	$\omega$	$\omega$	$\omega$	$\omega$
				0,0	0,2	0,4	
Baldrame	0,07	0,13	0,31	-	0,2	0,2	0,20
Térreo	0,08	0,12	0,21	0,30	0,20	-	0,20
1º Tipo	0,07	0,10	0,12	0,28	0,18	-	0,22
2º Tipo	0,05	0,06	0,04	0,00	0,03	-	0,01

Fonte: Autor

Tabela 144 – Taxa mecânica de armadura, situação 2 (33A)

Pavimento	$\mu_x$	$\mu_y$	v	$\omega$	$\omega$	$\omega$	$\omega$
				0,0	0,2	0,4	
Baldrame	0,07	0,13	0,31	-	0,2	0,2	0,20
Térreo	0,03	0,05	0,21	0	0	-	0,00
1º Tipo	0,03	0,04	0,12	0	0	-	0,00
2º Tipo	0,02	0,03	0,04	0	0	-	0,00

Fonte: Autor

Tabela 145 – Taxa mecânica de armadura, situação 3 (33A)

Pavimento	$\mu_x$	$\mu_y$	v	$\omega$	$\omega$	$\omega$	$\omega$
				0,0	0,2	0,4	

Baldrame	0,07	0,13	0,31	-	0,2	0,2	0,20
Térreo	0,03	0,05	0,21	0	0	-	0,00
1º Tipo	0,03	0,04	0,12	0	0	-	0,00
2º Tipo	0,02	0,03	0,04	0	0	-	0,00

Fonte: Autor



Tabela 146 – Taxa mecânica de armadura, situação 4 (33A)

Pavimento	$\mu_x$	$\mu_y$	v	$\omega$	$\omega$	$\omega$	$\omega$
				0,0	0,2	0,4	
Baldrame	0,03	0,03	0,31	-	0	0	0,00
Térreo	0,08	0,12	0,21	0,32	0,2	-	0,20
1º Tipo	0,07	0,09	0,12	0,28	0,15	-	0,20
2º Tipo	0,05	0,06	0,04	0,18	0	-	0,15

Fonte: Autor

Após a determinação da taxa mecânica de armadura, para cada uma das situações de cálculo, considerou-se então a situação mais crítica para determinação da área de aço necessária, desta forma utilizou-se então este valor para toda a seção do pilar de maneira a manter a homogeneidade das armaduras do elemento, assim, a taxa mecânica de aço adotada foi para o pilar P1 foi  $\omega = 0,2$ .

A partir da taxa de aço obtida, realiza-se então a relação entre a taxa mecânica de armadura e área de aço, apresenta na equação 202, para determinação da área de aço necessária ao pilar.

$$\omega = \frac{A_s * f_{yd}}{A_c * f_{cd}} \quad 202$$

Desta forma, rearranjando a equação 202 obtém-se os valores a seguir para área de aço da seção de cada um dos pavimentos para o pilar P1.

$$A_s = \frac{\omega * A_c * f_{cd}}{f_{yd}} \quad 203$$

**para o pilar P1 no pavimento Térreo:**

$$\omega = 0,2$$

$$A_c = 19 * 19 = 361 \text{ cm}^2$$

$$f_{cd} = 21,43 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = 434,78 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{\omega * A_c * f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0,2 * 361 * 21,43 * 0,1}{434,78 * 0,1} = 3,56 \text{ cm}^2$$

- **Cálculo da área de aço para o pilar P1 no pavimento Térreo:**

$$\omega = 0,2$$

$$A_c = 19 * 19 = 361 \text{ cm}^2$$

$$f_{cd} = 21,43 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = 434,78 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{\omega * A_c * f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0,2 * 361 * 21,43 * 0,1}{434,78 * 0,1} = 3,56 \text{ cm}^2$$

## 10.10 DETALHAMENTO DAS ARMADURAS

### 10.11 ARMADURA LONGITUDINAL

#### 10.11.1 Área de aço mínima

Assim como para os demais elementos estruturais, os pilares também possuem valores mínimos para a taxa de aço, segundo a NBR6118:2023, a área de aço mínima para pilares é dada pela equação 204.

$$A_{s,min} = \frac{0,15 * N_d}{f_{yd}} > 0,004 * A_c \quad 204$$

Onde:

$A_c$  = área bruta da seção transversal

#### • Área de aço máxima

A área de aço máxima permitida por norma para pilares deve ser respeitada mesmo em locais de emenda, sendo seu valor dado pela equação 205.

$$A_{s,max} = 0,08 * A_c \quad 205$$

#### • Cálculo das áreas aço mínima e máxima do pilar P1:

Considerando o valor mais crítico para de terminação da área de aço mínima, para o pilar P1, tem-se os resultados obtidos a seguir:

$$N_d = 237,83 \text{ kN}$$

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

$$A_c = 0,19 * 0,19 = 0,0361 \text{ m}^2 = 361 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,min} = \frac{0,15 * 237,83}{43,48} > 0,004 * 361 = 1,44 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,max} = 0,08 * 361 = 28,88 \text{ cm}^2$$

A Tabela 147 apresenta os cálculos das áreas de aço para as armaduras do pilar P1 em cada um dos pavimentos da edificação.

Tabela 147 – Área de aço pilar P1

Pavimento	A,conc (cm <sup>2</sup> )	fcd (MPa)	fyd (MPa)	$\omega$	As,calc (cm <sup>2</sup> )	Nd (kN)	As,min (cm <sup>2</sup> )	As,max (cm <sup>2</sup> )	Øl (mm)	n	As,ef (cm <sup>2</sup> )
Baldrame	361	21,43	434,78	0,22	3,95	237,83	1,44	28,88	12,5	4	4,91
Térreo	361	21,43	434,78	0,22	3,95	160,45	1,44	28,88	12,5	4	4,91
1° Tipo	361	21,43	434,78	0,22	3,95	91,67	1,44	28,88	12,5	4	4,91
2° Tipo	361	21,43	434,78	0,22	3,95	27,79	1,44	28,88	12,5	4	4,91

Fonte: Autor

### 10.11.2 Diâmetros máximos e mínimos

#### 10.11.2.1 Diâmetro mínimo

O valor de diâmetro mínimo é determinado em norma, no item 18.4.2.1 da NBR6118:2023, sendo de 10 mm.

$$\varnothing_{l,min} = 10,0 \text{ mm} \quad 206$$

#### 10.11.2.2 Diâmetro máximo

O diâmetro máximo, por sua vez, é determinado também em 18.4.2.1, limitado a 1/8 da menor dimensão transversal da seção do elemento.

$$\varnothing_{l,max} = \frac{b}{8} \quad 207$$

Onde:

$b$  = menor lado do pilar

#### • Cálculo dos diâmetros máximos e mínimos para o pilar P1

Como apontado por norma o diâmetro mínimo para todas as situações é de 10 mm.

A definição do diâmetro máximo se dá através da utilização da equação 210.

$$b = 19 \text{ cm}$$

$$\varnothing_{l,max} = \frac{b}{8} = \frac{19}{8} = 2,375 \text{ cm}$$

### 10.11.3 Espaçamentos máximos e mínimos

Buscando facilitar a execução dos elementos e o processo de vibração do concreto, evitando a presença de espaços não preenchidos, a NBR 6118:2023 estabelece em 18.4.2.2 o valor mínimo para o espaçamento entre as faces das barras das armaduras longitudinais, sendo tal valor dado através da equação 208, apresentada abaixo.

$$S_l \geq \begin{cases} 20 \text{ mm} \\ \varnothing_l \\ 1,2 * \varnothing_{agregado} \end{cases} \quad 208$$

O limite máximo, por sua vez, é estipulado entre os eixos das barras, apresentado também em 18.4.2.2, como sendo o maior dos valores apresentados na equação 209.

$$S_{l,max} \leq \begin{cases} 2 * b \\ 400 \text{ mm} \end{cases} \quad 209$$

O espaçamento entre as faces das barras longitudinais da seção transversal do pilar é calculado através da equação 210.

$$S_{faces} = \frac{h - 2 * c - 2 * \varnothing_t - 2 * \frac{\varnothing_l}{2}}{n - 1} \quad 210$$

O espaçamento entre os eixos das barras por sua vez é dado pela equação 211.

$$S_{eixos} = \frac{h - 2 * c - 2 * \varnothing_t - n * \varnothing_l}{n - 1} \quad 211$$

Onde:

$h$  = dimensão do elemento na direção do eixo analisado.

$n$  = número de barras na direção do eixo analisado.

• **Espaçamentos e diâmetro das armaduras do pilar P1 no pavimento Térreo.**

Aplicando a equação 208, para os valores de diâmetro do pilar no pavimento térreo, obtém-se os valores apresentados a seguir:

$$S_l \geq \begin{cases} 20 \text{ mm} \\ \varnothing_l \rightarrow 12,5 \text{ mm} \\ 1,2 * \varnothing_{agregado} \rightarrow 1,2 * 19 = 22,8 \text{ mm} \end{cases}$$

Logo para o pavimento térreo o espaçamento mínimo entre as faces das armaduras será de 22,8 mm.

Calculando o espaçamento máximo através da equação 209:

$$S_{l,max} \leq \begin{cases} 2 * b \rightarrow 2 * 19 = 38 \text{ cm} \\ 400 \text{ mm} \end{cases}$$

O espaçamento máximo adotado para o pavimento térreo será de 40 cm.

O espaçamento entre as faces será dado pela equação 210.

$$S_{faces} = \frac{19 - 2 * 4,0 - 2 * 0,63 - 2 * \frac{12,5}{2}}{2 - 1} = 8,49 \text{ cm}$$

O espaçamento entre os eixos por sua vez será dado pela equação 211.

$$S_{eixos} = \frac{19 - 2 * 4,0 - 2 * 0,63 - 2 * 12,5}{2 - 1} = 7,24 \text{ cm}$$

Assim, verifica-se que os espaçamentos obtidos se encontram dentro dos valores limite apresentados anteriormente.

Aplicando o mesmo procedimento de cálculo para os espaçamentos nos demais pavimentos da edificação são obtidos os valores descritos na Tabela 148.

Tabela 148 – Espaçamentos entre as barras

Pavimento	Øl (mm)	Ø agregado (mm)	Sl,min (cm)	b (cm)	Sl,max (cm)	c (cm)	Øt (mm)	nx (un)	ny (un)	S,faces (cm)	S,eixos (cm)
Baldrame	12,5	19	2,28	19	38	4	6,3	2	2	8,49	7,24
Térreo	12,5	19	2,28	19	38	4	6,3	2	2	8,49	7,24
1º Tipo	12,5	19	2,28	19	38	4	6,3	2	2	8,49	7,24
2º Tipo	12,5	19	2,28	19	38	4	6,3	2	2	8,49	7,24

Fonte: Autor

#### 10.11.4 Emendas por traspasse

Dada a limitação comercial para as barras de aço, disponíveis em comprimento de 12 m, é necessário considerar a necessidade de emendas na armadura, assim, a norma estipula em seu item 9.5.2.3, que para barras comprimidas, o comprimento de traspasse deve respeitar a relação apresentada pela equação 212.

$$l_{oc} = l_{b,nec} \geq l_{oc,min} \quad 212$$

Onde:

$$l_{oc,min} \geq \begin{cases} 0,6 * l_b \\ 15 * \varnothing l \\ 200 \text{ mm} \end{cases} \quad 213$$

A determinação do comprimento de ancoragem mínimo foi definida em 7.5.5.5, para o detalhamento das armaduras das lajes, sendo procedimento similar aplicado para definição do comprimento de ancoragem no caso dos pilares.

#### • Cálculo do comprimento de traspasse pilar P1 pavimento térreo.

$$l_{b,nec} = 33,56 \text{ cm}$$

$$l_{b,min} = 12,51 \text{ cm}$$

$$l_{oc,min} \geq \begin{cases} 0,6 * l_b \rightarrow 0,6 * 41,7 = 25,02 \text{ cm} \\ 15 * \varnothing l \rightarrow 15 * 1,25 = 18,75 \text{ cm} \rightarrow 26 \text{ cm} \\ 200 \text{ mm} \end{cases}$$

$$l_{oc} = 34 \geq 26 \rightarrow 34 \text{ cm}$$

Assim, tem-se que o comprimento de traspasse mínimo a ser adotado será de 34 cm, são apresentados na Tabela 149, os comprimentos de traspasse necessário para emendas em cada um dos pavimentos.



Tabela 149 – Emendas das barras

Pavimento	n1	n2	n3	$\alpha$	fctd (MPa)	fbd (MPa)	fyd (MPa)	Øl (cm)	As calc. (cm <sup>2</sup> )	As ef. (cm <sup>2</sup> )	lb (cm)	lb,nec (cm)	lb,mín (cm)	l0c,min (cm)	l0c (cm)
Baldrame	2,25	1,00	1,00	1,0	1,45	3,26	434,78	1,25	3,95	4,91	41,70	33,56	12,51	26,00	34,00
Térreo	2,25	1,00	1,00	1,0	1,45	3,26	434,78	1,25	3,95	4,91	41,70	33,56	12,51	26,00	34,00
1º Tipo	2,25	1,00	1,00	1,0	1,45	3,26	434,78	1,25	3,95	4,91	41,70	33,56	12,51	26,00	34,00
2º Tipo	2,25	1,00	1,00	1,0	1,45	3,26	434,78	1,25	3,95	4,91	41,70	33,56	12,51	26,00	34,00

Fonte: Autor

## 10.12 ARMADURA TRANSVERSAL

### 10.12.1 Diâmetro mínimo

O diâmetro mínimo das armaduras transversais, assim como no caso das demais armaduras, é estabelecido por norma, tendo seus valores apresentados pela equação 214.

$$\varnothing_{t,min} = \begin{cases} 5,0 \text{ mm} \\ \frac{\varnothing_l}{4} \end{cases} \quad 214$$

### 10.12.2 Espaçamento das armaduras

As armaduras transversais em pilares são tratadas pelo item 18.4.3 da NBR 6118: 2023, onde são definidas bitolas e espaçamentos adequados para este tipo de elemento estrutural, conforme apresentado pela equação 215, e visa evitar o fenômeno de flambagem que possa a vir ocorrer do pilar.

$$S_{t,min} \leq \begin{cases} 200 \text{ mm} \\ b \\ 12 * \varnothing_l \end{cases} \quad 215$$

Onde:

$b$  = menor dimensão da seção

Foi considerado ao longo deste trabalho somente a utilização de aço CA-50, não sendo empregados aços com diferente resistência, assim foi adotado o valor de  $12\varnothing_l$ , para determinação do espaçamento mínimo dos estribos, caso utilizado aço CA-25, conforme a norma deve-se considerar espaçamento mínimo de  $24 \varnothing_l$ .

### 10.12.3 Quantidade de estribos

A quantidade de estribos para cada pilar será calculada em função da altura do pilar e do espaçamento adotado para os estribos conforme a equação 216.

$$n = \frac{h_{pilar}}{S_t} \quad 216$$

Onde:

$h_{pilar}$  = Altura do pilar entre os pavimentos

$S_t$  = espaçamento da armadura transversal

#### 10.12.4 Comprimento dos estribos

O comprimento de cada estribo é dado pelo somatório do comprimento de cada um de seus trechos, sendo eles, seus lados, curvas e ganchos, descontando-se então as projeções dos trechos curvos.

$$lado = b - 2c \quad 217$$

$$l_{curva} = \frac{\pi * (3 * \emptyset_t + \emptyset_t)}{4} \quad 218$$

$$l_{gancho,45} = 5 + \frac{\pi * (3 * \emptyset_t + \emptyset_t) * 3}{8} \quad 219$$

$$l_{projeção} = 2,5 * \emptyset_t \quad 220$$

$$l_t = 4 * lado + 3 * l_{curva} + 2 * l_{gancho,45} - 8 * l_{projeção} \quad 221$$

- **Cálculo das armaduras para o pilar P1, pavimento Térreo**

Diâmetro mínimo:

$$\emptyset_{t,min} = \begin{cases} 5,0 \text{ mm} \\ \frac{\emptyset_l}{4} = \frac{12,5}{4} = 3,125 \end{cases}$$

Logo, o diâmetro mínimo a ser adotado para as armaduras transversais do pilar P1 será de 5,0 mm.

- **Espaçamentos:**

$$S_{t,min} \leq \begin{cases} 200 \text{ mm} \\ b \rightarrow 19 \text{ cm} \\ 12 * \emptyset_l \rightarrow 12 * 1,25 = 15 \text{ cm} \end{cases}$$

Como no pilar P1 não houve alteração de seção, nem da bitola das armaduras utilizadas entre os diferentes pavimentos da edificação, tem-se que será adotado um espaçamento mínimo de 20 cm para as armaduras transversais ao longo de toda a sua extensão.

- **Quantidade de estribos:**

$$h_{pilar} = 290 \text{ cm}$$

$$S_t = 20 \text{ cm}$$

$$n = \frac{h_{pilar}}{S_t} = \frac{290}{20} = 14,5 \rightarrow 15 \text{ estribos}$$

- Comprimento dos estribos:

$$h = 19 \text{ cm}$$

$$c = 4,0 \text{ cm}$$

$$lado = h - 2c = 19 - 2 * 4,0 = 11 \text{ cm}$$

$$\emptyset_t = 0,63 \text{ cm}$$

$$l_{curva} = \frac{\pi * (3 * \emptyset_t + \emptyset_t)}{4} = \frac{\pi * (3 * 0,63 + 0,63)}{4} = 1,98 \text{ cm}$$

$$l_{gancho,45} = 5 + \frac{\pi * (3 * \emptyset_t + \emptyset_t) * 3}{8} = 5 + \frac{\pi * (3 * 0,63 + 0,63) * 3}{8} = 5,95 \text{ cm}$$

$$l_{projecção} = 2,5 * 0,63 = 2,5 * 0,63 = 1,58 \text{ cm}$$

$$l_t = 4 * 11 + 3 * 1,98 + 2 * 5,95 - 8 * 1,58 = 50,0 \text{ cm}$$

Os cálculos para as características dos estribos nos demais pavimentos da edificação foram realizados de maneira semelhante ao pavimento térreo, constando na Tabela 150 e Tabela 151 os valores obtidos para quantidade de estribos e as características de cada um deles.

Tabela 150 – Quantidade de estribos

Pavimento	b (cm)	$\phi_l$ (mm)	$\phi_t$ ,min (mm)	St,min (cm)	h,pilar (cm)	Nº estribos (un)
Baldrame	19	12,5	5,0	20,00	150	8
Térreo	19	12,5	5,0	20,00	290	15
1º Tipo	19	12,5	5,0	20,00	280	14
2º Tipo	19	12,5	5,0	20,00	280	14

Fonte: Autor

Tabela 151 – Características das armaduras transversais

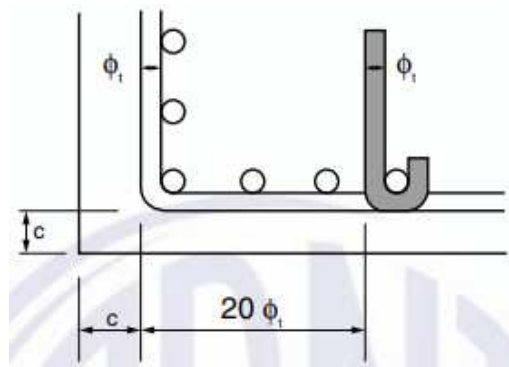
Pavimento	b (cm)	c (cm)	l, lado (cm)	$\phi_t$ (mm)	l,curva (cm)	l,gancho 45º (cm)	l, projeção (cm)	l,t (cm)
Baldrame	19	4	11,00	6,3	1,98	5,95	1,58	50,00
Térreo	19	4	11,00	6,3	1,98	5,95	1,58	50,00
1º Tipo	19	4	11,00	6,3	1,98	5,95	1,58	50,00
2º Tipo	19	4	11,00	6,3	1,98	5,95	1,58	50,00

Fonte: Autor

### 10.12.5 Proteção contra flambagem das barras

Outra das exigências feitas pela NBR6118:2023, é que sejam tomadas precauções para proteger os elementos sempre que exista a possibilidade de flambagem, sendo assim, devem ser adicionados estribos suplementares sempre que existirem barras afastadas a uma distância superior a 20 vezes o diâmetro da armadura transversal ( $\phi_t$ ), nas situações em que houver até duas barras no trecho, sendo obrigatória a sua utilização nas situações em que houverem mais de duas barras neste trecho ou barras fora dele.

Figura 94 - Proteção contra flambagem das barras



Fonte: ABNT NBR 6118:2023, figura 18.2

Para o caso do pilar P1 foram consideradas apenas 4 barras localizadas nos cantos do pilar, logo não existe a necessidade da utilização de estribos suplementares, visto que os estribos poligonais atuam na proteção contra o fenômeno da flambagem.

### 10.13 VERIFICAÇÃO POR ENVOLTÓRIA

Visando assegurar a segurança no dimensionamento dos pilares, a NBR6118:2023 estabelece o uso da envoltória resistente de 1ª ordem, e, quando necessário, de 2ª ordem, como uma ferramenta para verificar os cálculos de dimensionamento, observando se as envoltórias de controle englobam a envoltória calculada para o elemento analisado.

$$\left(\frac{M_{rd,x}}{M_{rd,xx}}\right)^2 + \left(\frac{M_{rd,y}}{M_{rd,yy}}\right)^2 = 1 \quad 222$$

Onde:

$M_{rd,x}$  e  $M_{rd,y}$  = Componentes em flexão composta oblíqua.

$M_{rd,xx}$  e  $M_{rd,yy}$  = Componentes em flexão composta normal.

A obtenção dos momentos resistentes é feita através da utilização dos ábacos de dimensionamento utilizados para o cálculo das armaduras, entretanto, nessa situação invertem-se os dados de entrada e saída, utilizando a área de aço efetiva da seção para obtenção dos momentos.

Assim, aplicando o valor de área de aço efetiva na equação 205, apresentada anteriormente, obtém-se o valor de 0,28 para taxa mecânica de aço, a partir da qual, utilizando novamente os ábacos 33 A, obtém-se os valores para os coeficientes  $\mu_x$  e  $\mu_y$ .

Calcula-se então o valor para as envoltórias para os momentos de 1ª e 2ª ordem através das equações 223 e 224.

$$\left(\frac{M_{1d,min x}}{M_{1d,min xx}}\right)^2 + \left(\frac{M_{1d,min y}}{M_{1d,min yy}}\right)^2 = 1 \quad 223$$

Onde:

$M_{1d,min x}, M_{1d,min y}$  = componentes em flexão normal oblíqua

$M_{1d,min xx}, M_{1d,min yy}$  = componentes em flexão composta normal

Já para determinação da envoltória resistente de 2ª ordem utiliza-se a equação 224.

$$\left( \frac{M_{d,tot,min,x}}{M_{d,tot,min,xx}} \right)^2 + \left( \frac{M_{d,tot,min,y}}{M_{d,tot,min,yy}} \right)^2 = 1 \quad 224$$

Onde:

$M_{d,tot,min,x}$  e  $M_{d,tot,min,y}$  = componentes em flexão composta oblíqua.

$M_{d,tot,min,xx}$  e  $M_{d,tot,min,yy}$  = componentes em flexão composta normal.

#### • Verificação da envoltória resistente para o pilar P1

$$A_{s,ef} = 4,91 \text{ cm}^2$$

$$* f_{yd} = 434,78 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} = 21,43 \text{ MPa}$$

$$A_c = 361 \text{ cm}^2$$

$$\omega = \frac{A_s * f_{yd}}{A_c * f_{cd}} = \frac{4,91 * 434,78}{361 * 21,43} = 0,28$$

Utilizando o valor da taxa mecânica no ábaco 33 A, é possível então obter o valor para os coeficientes  $\mu_y$  e  $\mu_x$ . Este procedimento é feito considerando ora  $\mu_x = 0$ , encontrando nesta situação o valor para  $\mu_y$ , e posteriormente considerando-se  $\mu_y = 0$ , para obtenção de  $\mu_x$ , este procedimento foi feito considerando-se  $V=0,2$  e  $V=0,4$  no ábaco sendo realizado o interpolação para obtenção do valor final para  $\mu_x$  e  $\mu_y$ , realizando este procedimento obtiveram-se os seguintes valores:

$$\mu_x = 0,1745$$

$$\mu_y = 0,1745$$

Utilizando as equações 200 e 201, é possível determinar os valores para os momentos resistentes nas direções x e y.

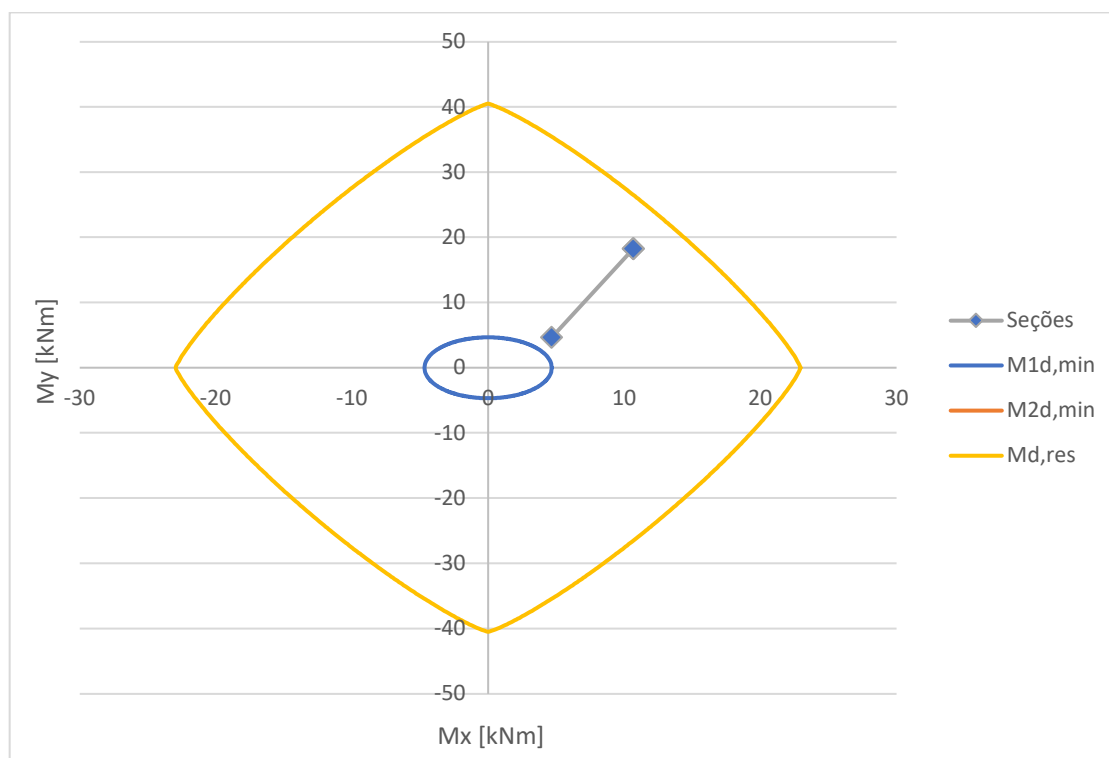
$$\mu_x = \frac{M_{xd}}{A_c * f_{cd} * h_x} \rightarrow M_{xd} = \mu_x * A_c * f_{cd} * h_x = 40,5$$

$$\mu_y = \frac{M_{yd}}{A_c * f_{cd} * h_y} \rightarrow M_{yd} = \mu_y * A_c * f_{cd} * h_y = 22,95$$

A Figura 95 apresenta a verificação da envoltória resistente e envoltórias de 1ª e 2ª ordem para o pilar P1.



Figura 95 - Verificação da envoltória resistente

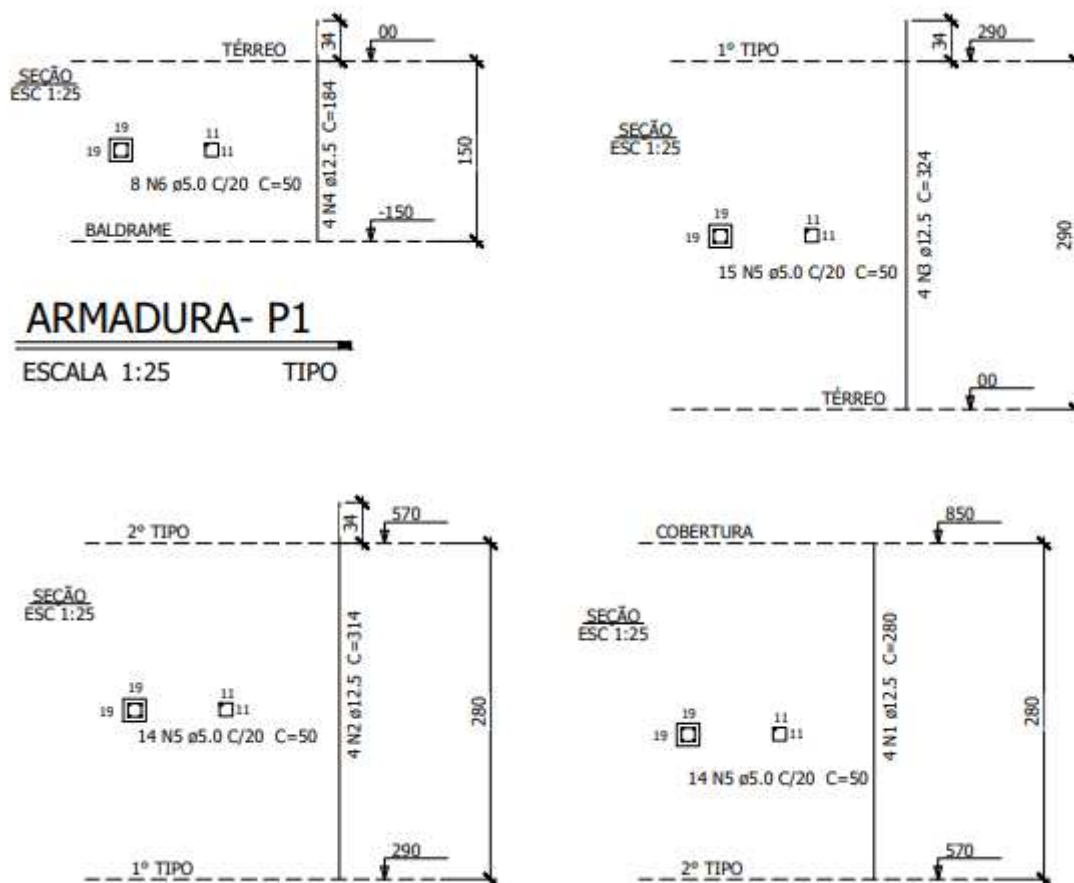


Fonte: Autor

Logo como a envoltória do momento resistente engloba a envoltória de 1ª ordem calculada para o pilar P1, o pilar passa na verificação.

## 10.14 DETALHAMENTO DA ARMADURA DO PILAR P1

Figura 96 - Detalhamento das armaduras P1



Fonte: Autor

## 11 CONCLUSÃO

A elaboração do projeto estrutural da edificação estudada ajudou a fixar os assuntos vistos nas disciplinas da graduação, principalmente no que tange aos elementos isolados, e se apresentou ainda como uma oportunidade de compreender o comportamento da estrutura de maneira mais generalizada, através da análise dos esforços horizontais e da estabilidade global.

A utilização de *Softwares* auxilia na elaboração dos projetos estruturais, realizando grande parte das verificações necessárias de maneira automatizada, cabendo ao engenheiro nesta situação a análise dos resultados obtidos, a realização de cada etapa de cálculo de maneira manual, por outro lado, auxiliou na compreensão dos efeitos de cada uma das decisões tomadas ao longo do dimensionamento da estrutura e seu impacto sobre o dimensionamento dos diferentes elementos do projeto.

Ao longo do desenvolvimento do trabalho, foi possível atingir tanto o objetivo geral, quanto os objetivos específicos, sendo realizado o dimensionamento e detalhamento das lajes do pavimento tipo, de um dos pilares e uma das vigas da edificação, observando tanto seu funcionamento frente aos limites últimos quanto ao estado limite de serviço.

A realização da análise de estabilidade global, determinou a edificação como uma estrutura de nós fixos, resultado este já esperado, em função dos pequenos valores dos vãos e dos deslocamentos obtidos, bem como a necessidade de utilização de elementos mais robustos frente ao ambiente de maior agressividade.

Ao longo do desenvolvimento do trabalho observou-se também que o valor sugerido pelo pré-dimensionamento dos elementos foi mantido na maioria dos elementos, em alguns casos sendo optado por reduzi-lo para o valor mínimo proposto pela norma.

Por fim cabe salientar que a elaboração de um dimensionamento da maneira abordada neste trabalho, leva o autor a ampliar sua base de conhecimento, por ser necessário compreender os diferentes processos de dimensionamento e verificação utilizados, bem como os diferentes fatores que influenciam em cada uma dessas decisões, assim a utilização tanto do material normativo quanto da bibliografia pertinente ao assunto, quanto do auxílio do professor orientador levou a construção de uma maior bagagem, levada para o desenvolvimento de futuros projetos.

## 12 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto – Procedimento. Rio de Janeiro, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto. Rio de Janeiro, 2023.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6123**: Forças devido ao vento em edificações. Rio de Janeiro, 2013.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 8681**: Ações e segurança nas estruturas- Procedimento. Rio de Janeiro, 2004.

REBELLO, Yopanan Conrado Pereira. **A concepção estrutural e a arquitetura**. São Paulo, 2000.

PERLIN, Lourenço Panosso; PINTO, Roberto Caldas de Andrade; PADARATZ, Ivo j. **Apostila da disciplina de estruturas de concreto armado II**. Florianópolis, 2020.

PINHEIRO, Libânio Miranda; BARALDI, Lívio Túlio; POREM, Marcelo Eduardo. **Estruturas de concreto: Ábacos para flexão Oblíqua**. São Carlos, 2014.

ARAÚJO, José Milton. **Curso de concreto armado. Volume 1**. Rio Grande, 2014.

ARAÚJO, José Milton. **Curso de concreto armado. Volume 2**. Rio Grande, 2014.

ARAÚJO, José Milton. **Curso de concreto armado. Volume 3**. Rio Grande, 2010.

ARAÚJO, José Milton. **Projeto estrutural de edifícios de concreto armado**. Rio Grande, 2009.

BASTOS, Paulo Sérgio. **Lajes de Concreto**. Bauru, 2015.

GIONGO, José Samuel. **Concreto armado: Projeto estrutural de edifícios**. São Carlos, 2007.

CARNEIRO, Francisco; MARTINS, João Guerra. **Análise de Estruturas: Contraventamento de Edifícios**. 2008.

GARCIA, Leonardo Serafim. **Projeto estrutural de residência multifamiliar-análise da estabilidade global e dimensionamento de elementos estruturais**. Florianópolis, 2022.

AMBROS, Guilherme Estacia. **Análise de estabilidade global e dimensionamento estrutural de edifício multifamiliar sob ação do vento**. Florianópolis, 2022.

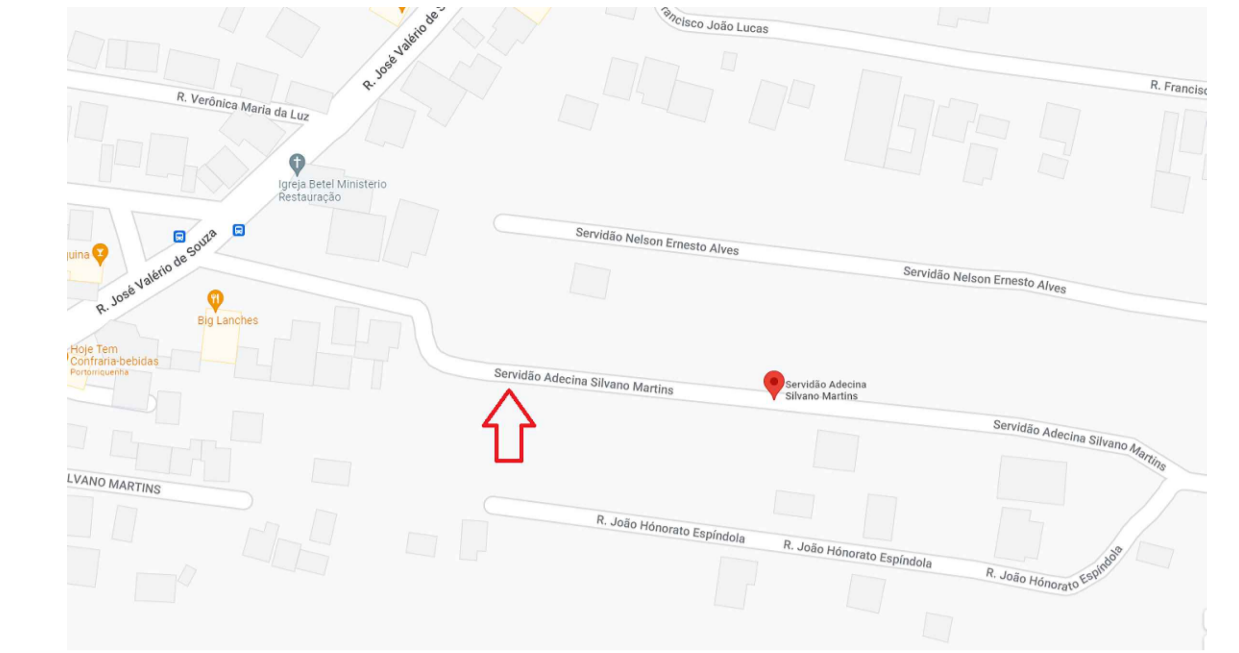
SOUSA, André Luiz Vieira. **Projeto estrutural em concreto armado de uma residência unifamiliar**. Florianópolis, 2022.

CARVALHO, Roberto Chust; FIGUEIREDO FILHO, Jasson Rodrigues de. **Cálculo e Detalhamento de Estruturas Usuais de Concreto Armado**. São Carlos, 2020.

CARVALHO, Roberto Chust; PINHEIRO, Libânio Miranda. **Cálculo e Detalhamento de Estruturas Usuais de Concreto Armado: Volume 2**. São Paulo, 2009.

## **13 APÊNDICES**

### **APÊNDICE A – PROJETO ARQUITETÔNICO**

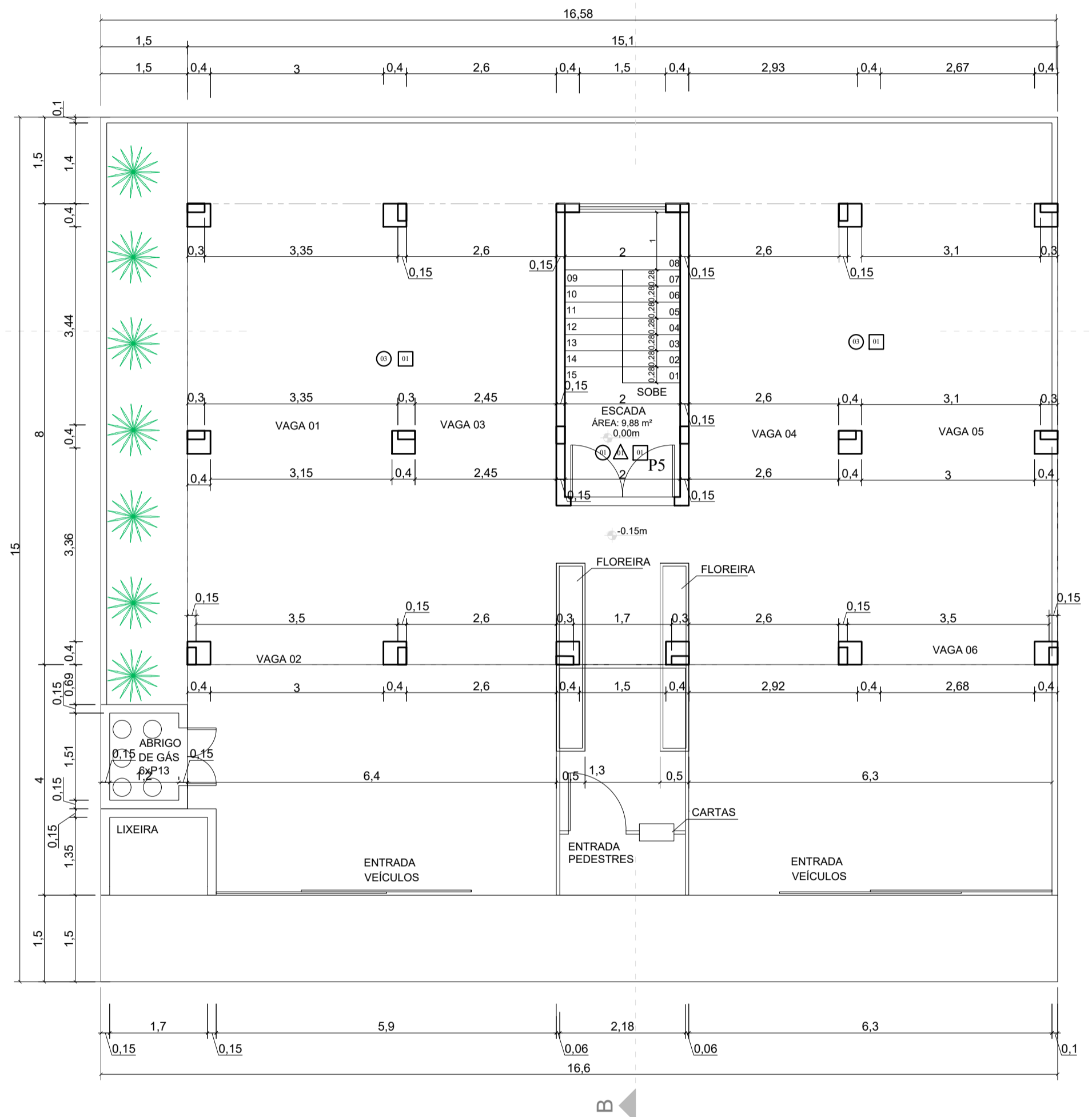


**SITUAÇÃO**  
SEM ESCALA

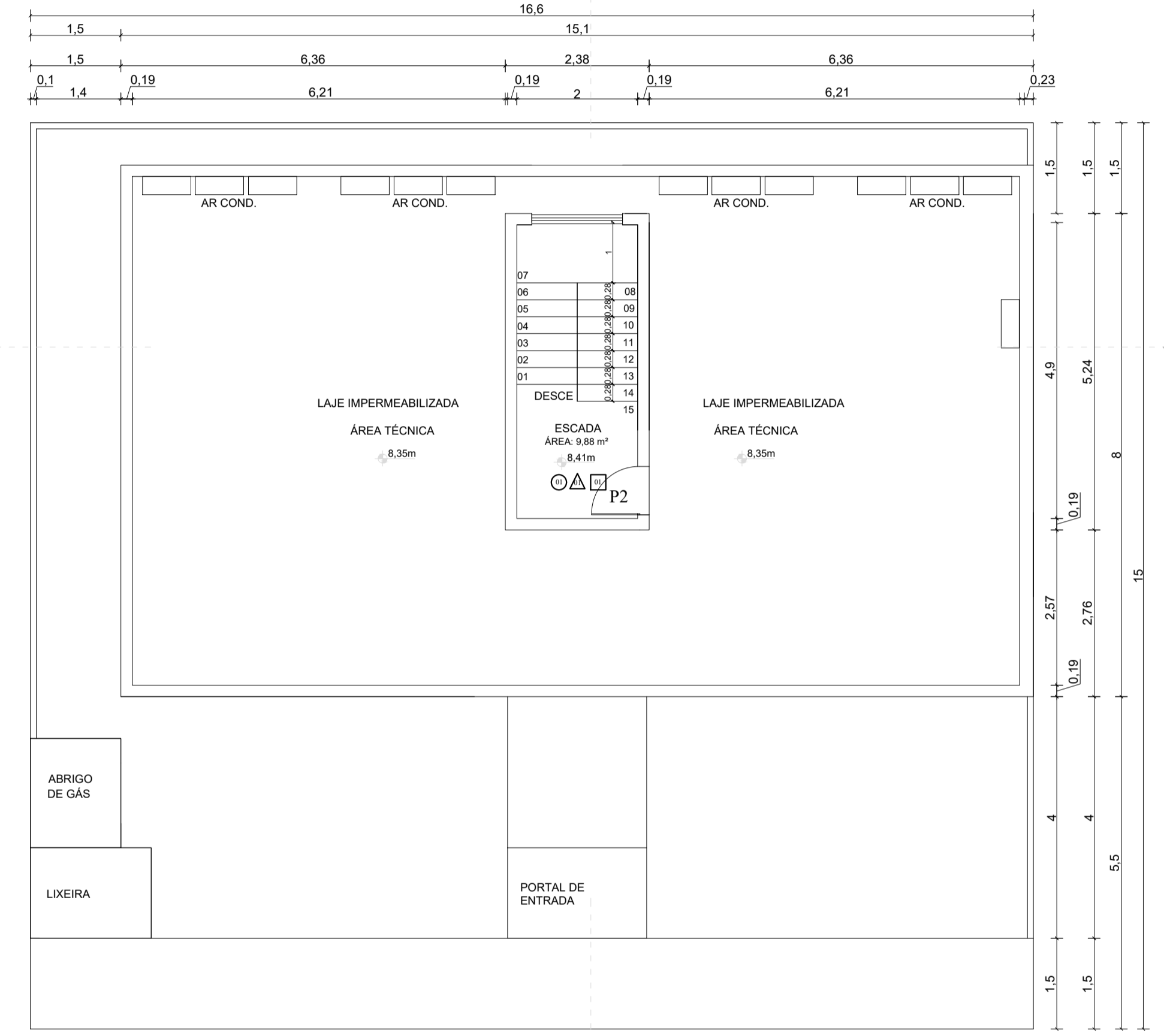
ESPECIFICAÇÃO SUMÁRIA-MEMORIAL REVESTIMENTOS	
<b>PISOS</b>	
01	PORCELANATO
02	PISO LAMINADO COR MADEIRA
03	BLOCO SEXTAVADO
<b>PAREDES</b>	
01	ALVENARIA REBOCADA E PINTADA COM TINTA ACRÍLICA INTERNA
02	ALVENARIA REBOCADA E PINTADA COM TINTA ACRÍLICA EXTERNA
03	PORCELANATO
<b>TETOS</b>	
01	PINTURA SOBRE REBOCO COR BRANCA
02	PINTURA COR BRANCA SOBRE FORRO DE GESSO

ESPECIFICAÇÃO SUMÁRIA-MEMORIAL REVESTIMENTOS	
<b>PISOS</b>	
01	PORCELANATO
02	PISO LAMINADO COR MADEIRA
03	BLOCO SEXTAVADO
<b>PAREDES</b>	
01	ALVENARIA REBOCADA E PINTADA COM TINTA ACRÍLICA INTERNA
02	ALVENARIA REBOCADA E PINTADA COM TINTA ACRÍLICA EXTERNA
03	PORCELANATO
<b>TETOS</b>	
01	PINTURA SOBRE REBOCO COR BRANCA
02	PINTURA COR BRANCA SOBRE FORRO DE GESSO

	Áreas Totais				Área total
	PAV. TÉRREO	PRIMEIRO PAV.	SEGUNDO PAV.	COBERTURA	
Área construída	12,60m²	128,80m²	120,80m²	12,85m²	265,70m²
	Terreno Escriturado		TO Após Ampl	IA Após Ampl	
TERRENO	249,00m²		48,51%	1,06	
UNIDADES AUTÔNOMAS					ÁREAS
UNIDADES AUTÔNOMAS: 01 - 02 - 03 - 04					46,20 m²



**PLANTA BAIXA -TÉRREO + GARAGEM**  
ESCALA 1:75



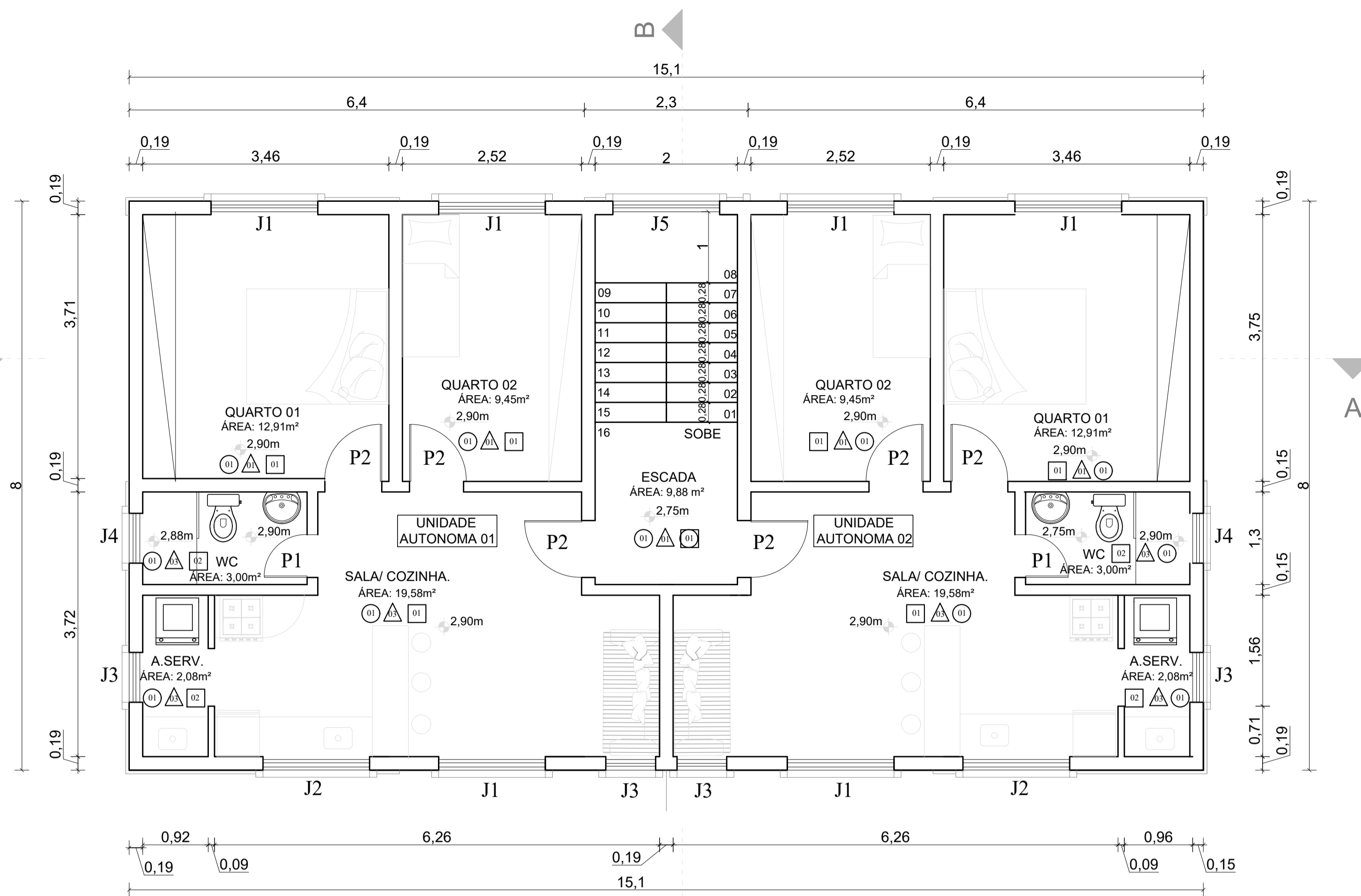
**PLANTA BAIXA - COBERTURA + LOCAÇÃO**  
ESCALA 1:75

R00 Nº	PROJETO EXECUTIVO	DESCRIÇÃO	11/11/2023
			DATA

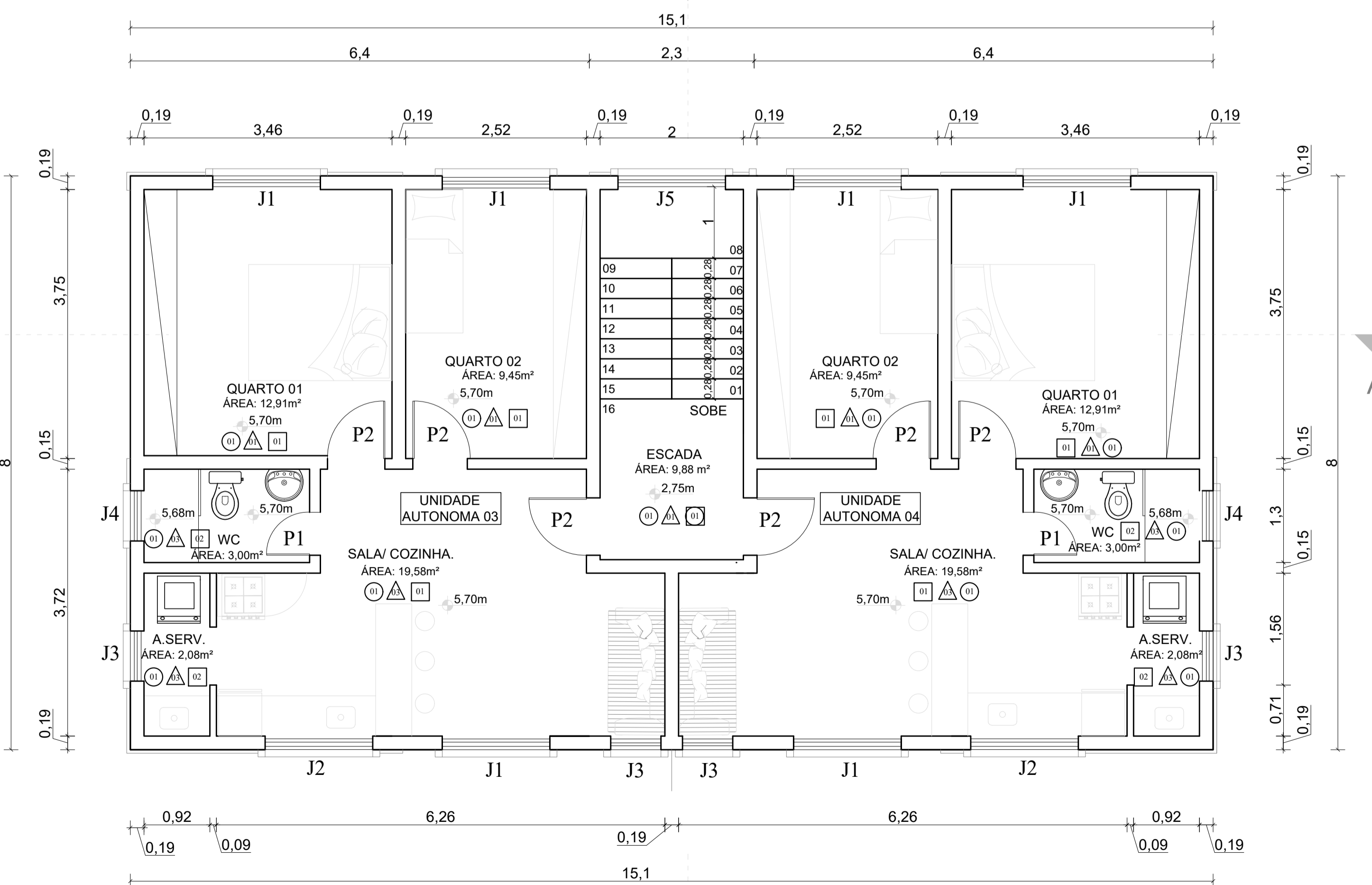
**PROJETO ARQUITETÔNICO**



OBRAS:	<b>RESIDENCIA MULTIFAMILIAR</b>	ART:	
ENDEREÇO:	Serviçáo Adecina Silvano Martine, Barra do Aririú-Palhoça-SC		
CONTEÚDO:	PLANTA BAIXA -TÉRREO	ETAPA:	EXECUTIVO
	PLANTA DE COBERTURA	ESCALA:	INDICADA
DESENHISTA:	EDIFICAÇÃO-TCC-R01.dwg		<b>01/03</b>



**PLANTA BAIXA 1 PAV**  
ESCALA 1:50



**PLANTA BAIXA 2 PAV**  
ESCALA 1:50

ESPECIFICAÇÃO SUMÁRIA-MEMORIAL REVESTIMENTOS	
○	PISOS
01	PORCELANATO
02	PISO LAMINADO COR MADEIRA
03	BLOCO SEXTAVADO
△	PAREDES
01	ALVENARIA REBOCADA E PINTADA COM TINTA ACRÍLICA INTERNA
02	ALVENARIA REBOCADA E PINTADA COM TINTA ACRÍLICA EXTERNA
03	PORCELANATO
□	TETOS
01	PINTURA SOBRE REBOCO COR BRANCA
02	PINTURA COR BRANCA SOBRE FORRO DE GESSO

ESPECIFICAÇÃO SUMÁRIA-MEMORIAL REVESTIMENTOS	
○	PISOS
01	PORCELANATO
02	PISO LAMINADO COR MADEIRA
03	BLOCO SEXTAVADO
△	PAREDES
01	ALVENARIA REBOCADA E PINTADA COM TINTA ACRÍLICA INTERNA
02	ALVENARIA REBOCADA E PINTADA COM TINTA ACRÍLICA EXTERNA
03	PORCELANATO
□	TETOS
01	PINTURA SOBRE REBOCO COR BRANCA
02	PINTURA COR BRANCA SOBRE FORRO DE GESSO

QUADRO DE ÁREAS				
Área construída	Áreas Totais			Área total
	PAV. TERREO	PRIMEIRO PAV.	SEGUNDO PAV.	
	12,85m²	120,80m²	120,80m²	12,85m²
				265,70m²
TERRENO		Terreno Escriturado	TO Após Ampl.	IA Após Ampl.
		249,00m²	48,51%	1,06
UNIDADES AUTÔNOMAS				ÁREAS
UNIDADES AUTONOMAS: 01 - 02 - 03 - 04				46,20 m²

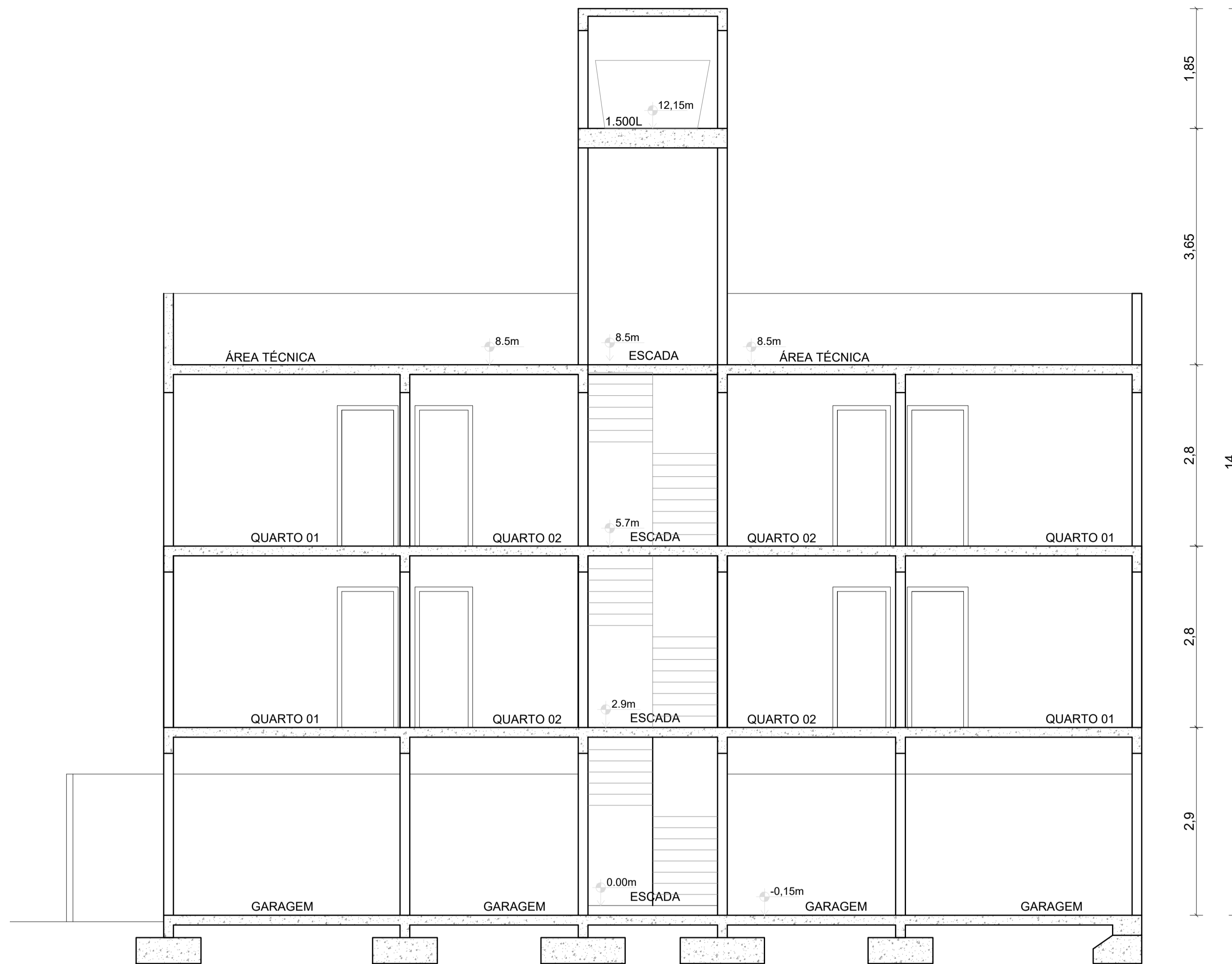
R00	PROJETO EXECUTIVO	DESCRIÇÃO	11/11/2023
Nº			DATA

**PROJETO ARQUITETÔNICO**

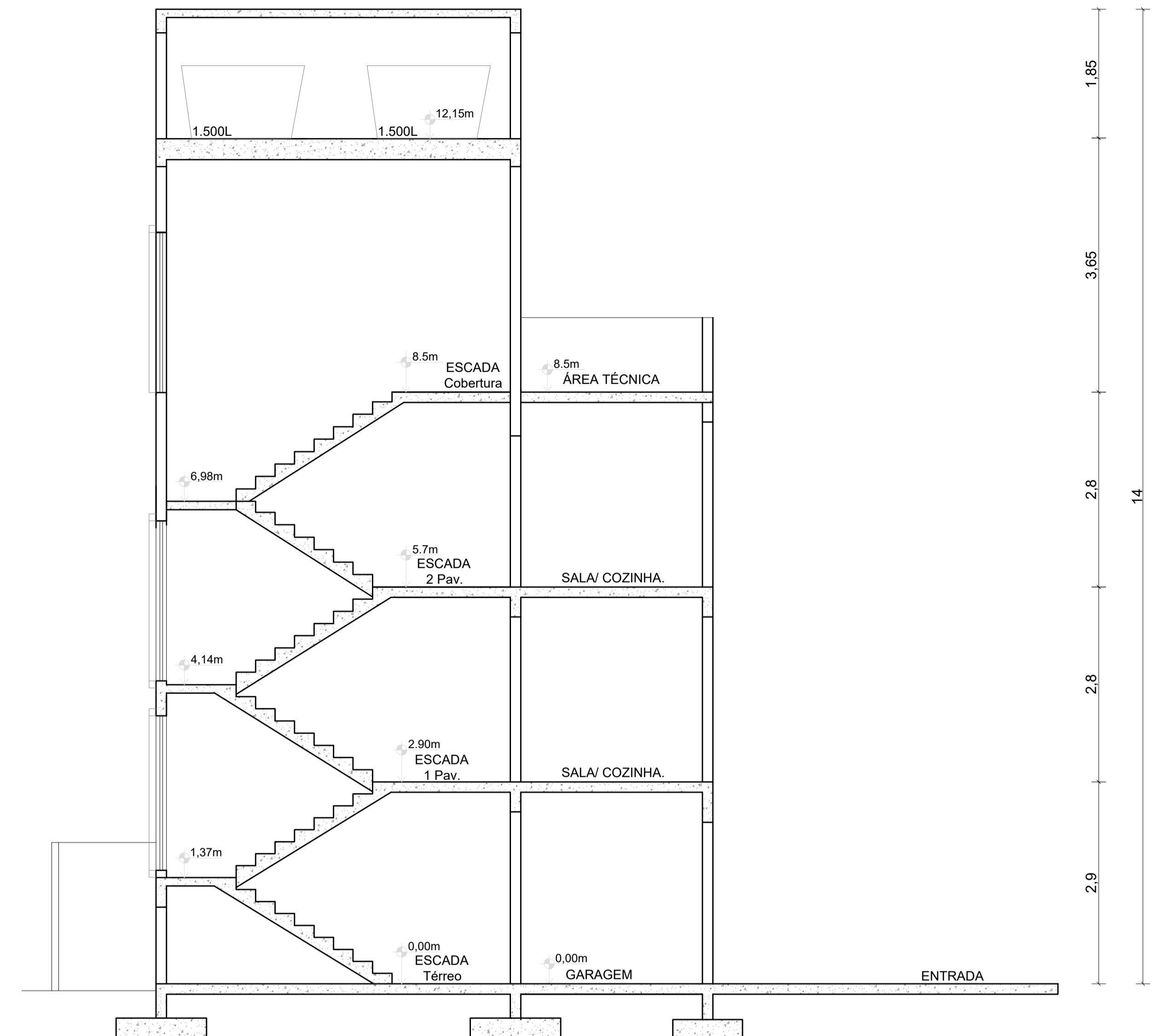


OBRAS:	<b>RESIDENCIA MULTIFAMILIAR</b>	ART:	
ENDEREÇO:	Serviçáo Adecina Silvano Martine, Barra do Aririú-Palhoça-SC	PRANCHAS:	
CONTEÚDO:	PLANTA BAIXA 1 TIPO PLANTA BAIXA 2 TIPO	ETAPA:	EXECUTIVO
DESENHISTA:	EDIFICAÇÃO-TCC-R01.dwg	ESCALA:	INDICADA





**CORTE A-A**  
ESCALA 1:50



**CORTE B-B**  
ESCALA 1:50

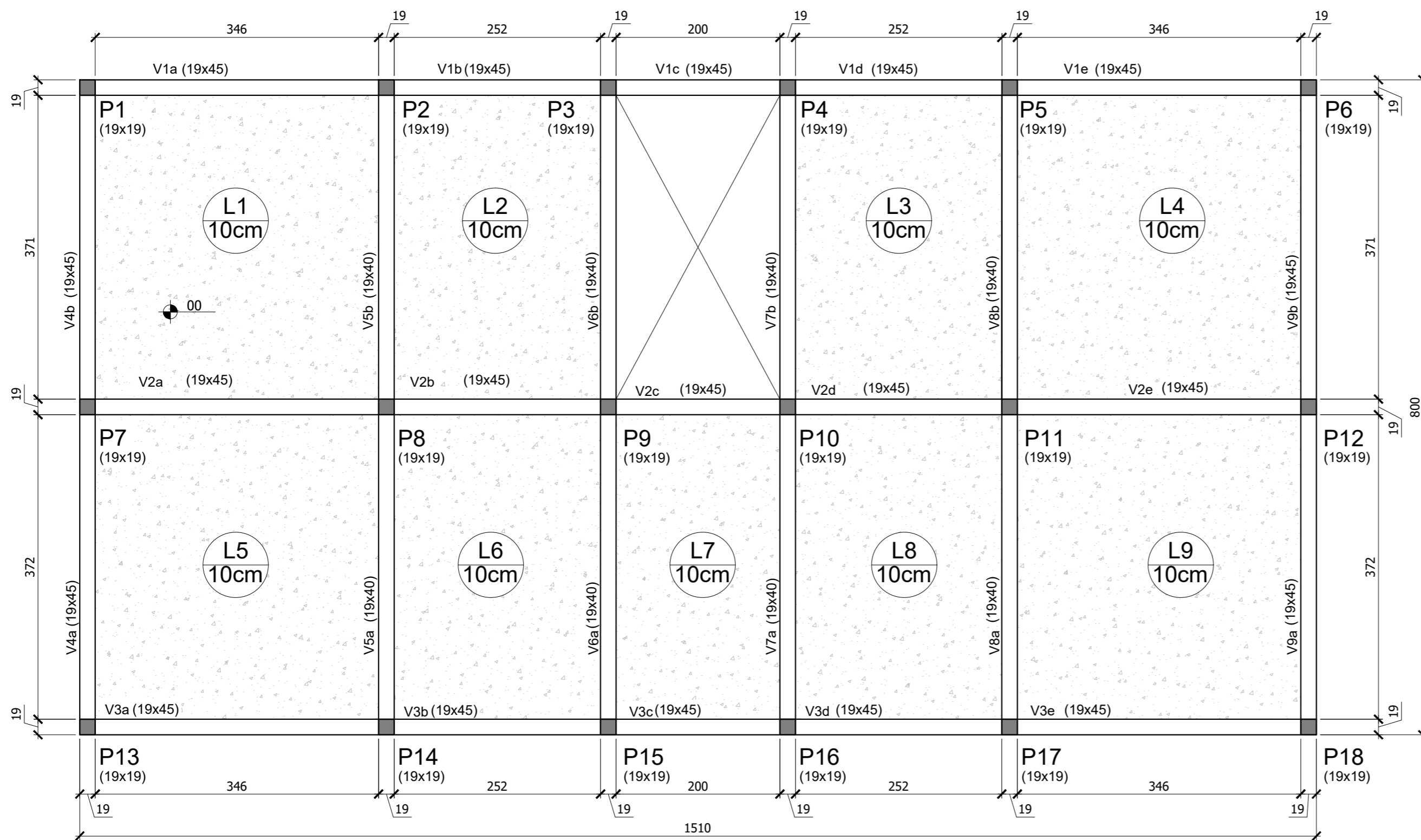
R00	PROJETO EXECUTIVO	11/11/2023
Nº	DESCRIÇÃO	DATA

**PROJETO ARQUITETÔNICO**



OBRA: <b>RESIDENCIA MULTIFAMILIAR</b>		ART:
ENDEREÇO: Serviçáo Adecina Silvano Martine, Barra do Aririú-Palhoça-SC		
CONTEÚDO: CORTE A-A CORTE B-B	ETAPA: EXECUTIVO	PRANCHA: <b>03/03</b>
DESENHISTA: EDIFICAÇÃO-TCC-R01.dwg	ESCALA: INDICADA	

## **APÊNDICE B – PROJETO DE FÔRMAS**



## FORMAS PAVIMENTO TERREO

ESCALA 1:50

### LEGENDA

- PILAR - PASSA
- LAJE MACIÇA
- P PILAR
- V VIGAS

### CARACTERÍSTICAS GERAIS

Características dos Materiais:

Elemento	Fck (MPa)	Ecs (kgf/cm <sup>2</sup> )
Todos	30	30672

Cobrimentos mínimo adotados (controle rigoroso + uso de espaçadores)

- Lajes = 3,5 cm (4,0 cm em contato com solo)
- Vigas = 4,0 cm (4,0 cm em contato com solo)
- Pilares = 4,0 cm (4,0 cm em contato com solo)

CLASSE DE AGRESSIVIDADE AMBIENTAL = III (FORTE)

### NOTAS GERAIS

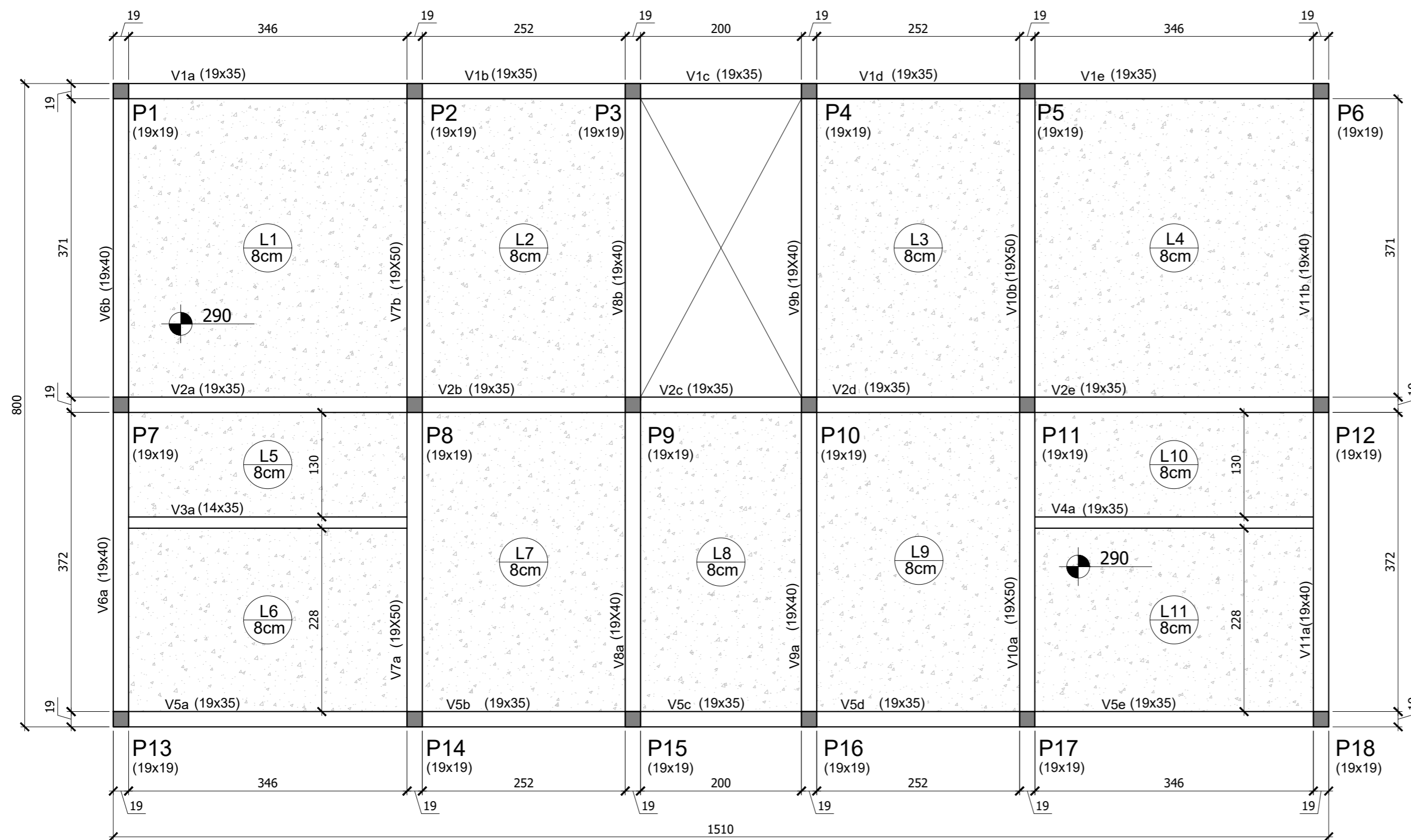
1. Todas as dimensões na planta estão em centímetros, exceto quando indicado;
  2. A execução da estrutura deverá obedecer as prescrições das normas NBR-6118, NBR-6120, NBR-6123 E NBR-14931;
  3. Todas as medidas, especificações e interferências deverão ser verificadas na obra e cotejadas com os projetos arquitetônicos e complementares antes da execução;
  4. A dosagem do concreto deverá ter como base a resistência característica "fck" deste projeto e relação água/cimento = 0,55;
  5. Dimensão máxima dos agregados 19mm;
  6. Abertura máxima de fissuras de 0,3mm;
  7. As formas e escoramentos deverão ser projetados de modo a não sofrerem deformações excessivas devidas ao seu peso, ao peso do concreto lançado e as cargas acidentais que possam atuar durante a execução da obra;
  8. Sugestão para o tempo de permanência das escoras (7, 14, 21 e 28 dias):
    - Até 7 dias - 100%
    - De 7 até 14 dias - 75%
    - De 14 até 21 dias - 50%
    - De 21 até 28 dias - 25%
    - Após 28 dias - sem escoramento
- A retirada total das escoras só pode ser realizada quando o concreto atingir a resistência de cálculo. Estas devem ser retiradas sempre do meio do vão em direção aos apoios e, no caso dos balanços da extremidade em direção ao apoio;
9. Nos primeiros 7 dias a partir do lançamento deverá ser feita a cura do concreto, mantendo a superfície umedecida ou protegendo-a com película invisível;
  10. Utilizar dispositivos distanciadores e espaçadores que garantam o cobrimento e posicionamento da armadura;
  11. As armaduras deverão estar limpas e isentas de qualquer substância que prejudique a aderência ao concreto;
  12. Limpar e vedar adequadamente a forma. Não realizar concretagem sobre pó, pedaços de madeira ou corpo estranho;
  13. Realizar controle tecnológico do concreto;

R00	PROJETO EXECUTIVO	11/11/2023
Nº	DESCRIÇÃO	DATA

## PROJETO ESTRUTURAL






OBRA: <b>RESIDENCIA MULTIFAMILIAR</b>		ART:
ENDEREÇO: Servidão Adecina Silvano Martine, Barra do Aritiú-Palhoça-SC		
CONTEÚDO: FORMAS LAJES TERREO	ETAPA: EXECUTIVO	PRANCHA: <b>01/03</b>
DESENHISTA: JONATHAN MARIANO DA SILVA	ESCALA: INDICADA	



### FORMAS PAVIMENTO TIPO

ESCALA 1:50

### LEGENDA

-  PILAR - MORRE
-  PILAR - PASSA
-  LAJE MACIÇA

### CARACTERÍSTICAS GERAIS

Características dos Materiais:

Elemento	Fck (MPa)	Ecs (kgf/cm <sup>2</sup> )
Todos	30	30672

Cobrimentos mínimo adotados (controle rigoroso + uso de espaçadores)

- Lajes = 3,5 cm (4,0 cm em contato com solo)
- Vigas = 4,0 cm (4,0 cm em contato com solo)
- Pilares = 4,0 cm (4,0 cm em contato com solo)

CLASSE DE AGRESSIVIDADE AMBIENTAL = III (FORTE)

### NOTAS GERAIS

1. Todas as dimensões na planta estão em centímetros, exceto quando indicado;
  2. A execução da estrutura deverá obedecer as prescrições das normas NBR-6118, NBR-6120, NBR-6123 e NBR-14931;
  3. Todas as medidas, especificações e interferências deverão ser verificadas na obra e cotejadas com os projetos arquitetônicos e complementares antes da execução;
  4. A dosagem do concreto deverá ter como base a resistência característica "fck" deste projeto e relação água/cimento = 0,55;
  5. Dimensão máxima dos agregados 19mm;
  6. Abertura máxima de fissuras de 0,3mm;
  7. As formas e escoramentos deverão ser projetados de modo a não sofrerem deformações excessivas devidas ao seu peso, ao peso do concreto lançado e as cargas acidentais que possam atuar durante a execução da obra;
  8. Sugestão para o tempo de permanência das escoras (7, 14, 21 e 28 dias):
    - Até 7 dias - 100%
    - De 7 até 14 dias - 75%
    - De 14 até 21 dias - 50%
    - De 21 até 28 dias - 25%
    - Após 28 dias - sem escoramento
- A retirada total das escoras só pode ser realizada quando o concreto atingir a resistência de cálculo. Estas devem ser retiradas sempre do meio do vão em direção aos apoios e, no caso dos balanços da extremidade em direção ao apoio;
9. Nos primeiros 7 dias a partir do lançamento deverá ser feita a cura do concreto, mantendo a superfície umedecida ou protegendo-a com película invisível;
  10. Utilizar dispositivos distanciadores e espaçadores que garantam o cobrimento e posicionamento da armadura;
  11. As armaduras deverão estar limpas e isentas de qualquer substância que prejudique a aderência ao concreto;
  12. Limpar e vedar adequadamente a forma. Não realizar concretagem sobre pó, pedaços de madeira ou corpo estranho;
  13. Realizar controle tecnológico do concreto;

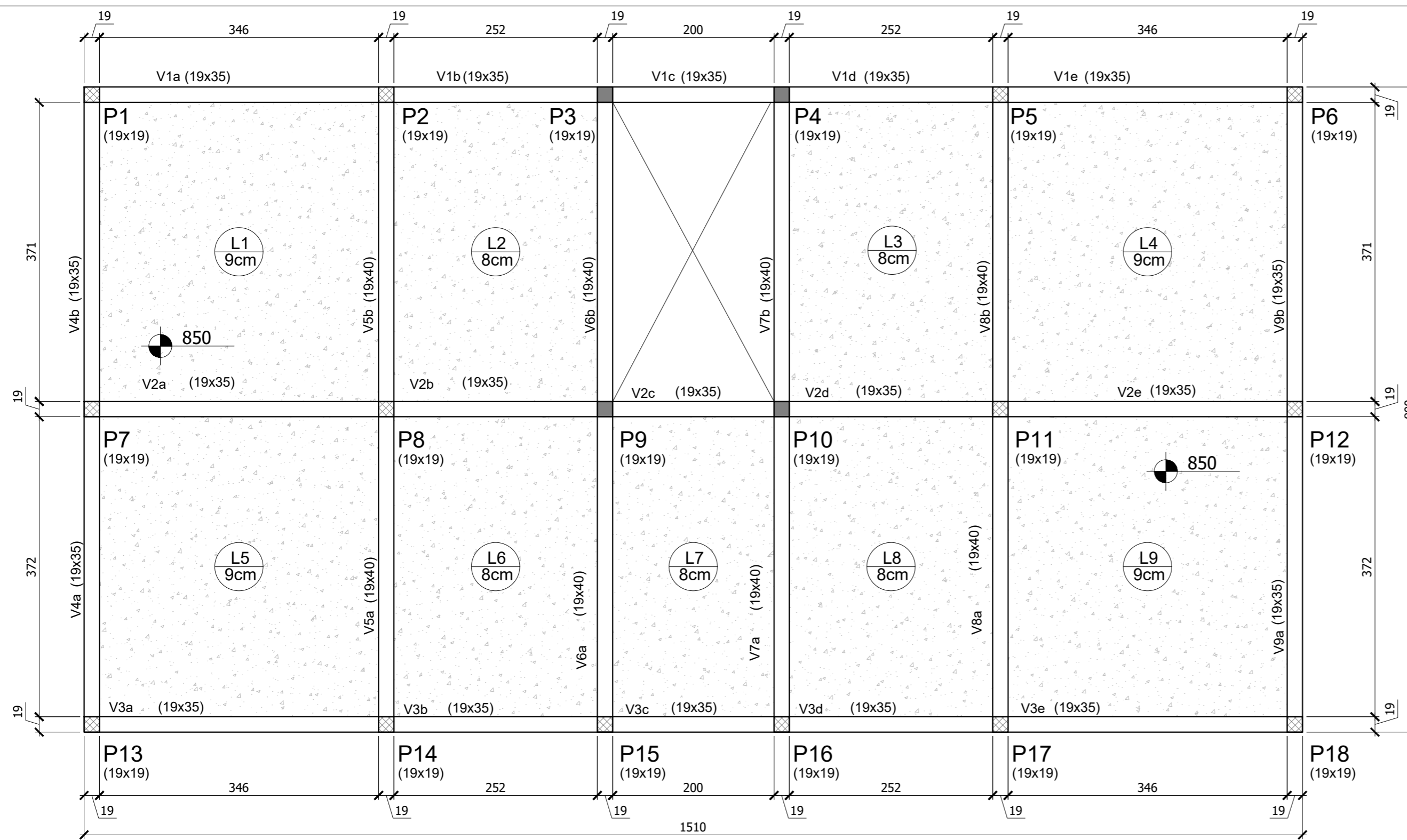
R00	PROJETO EXECUTIVO	11/11/2023
Nº	DESCRIÇÃO	DATA

## PROJETO ESTRUTURAL



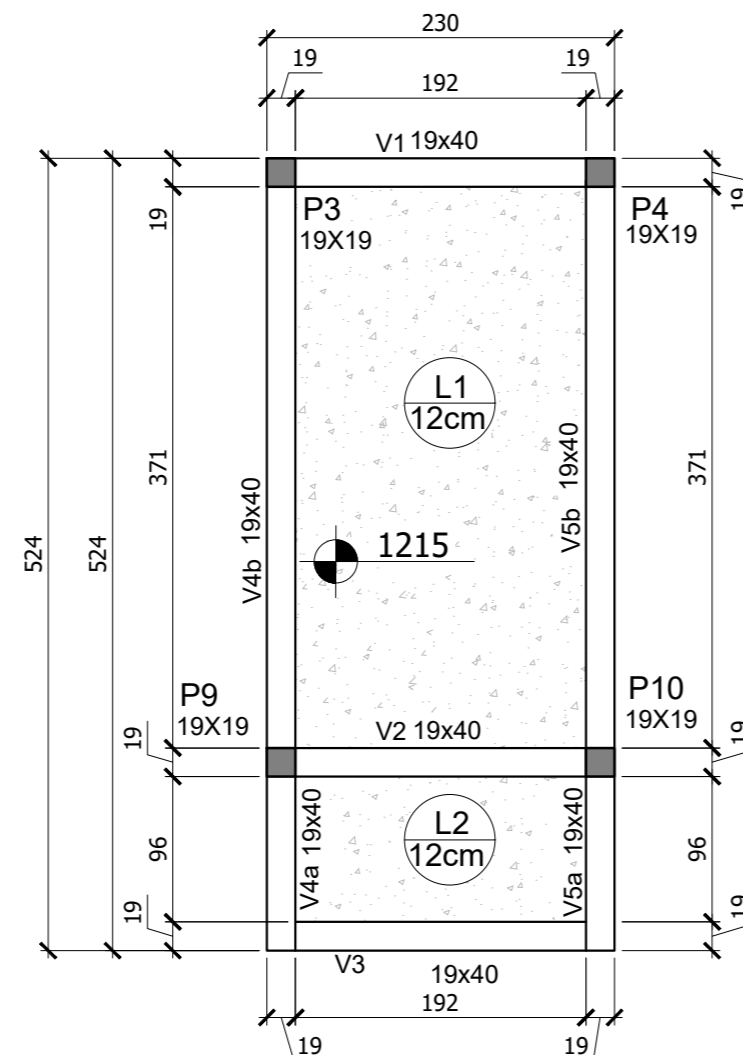
OBRA: <b>RESIDENCIA MULTIFAMILIAR</b>		ART:
ENDEREÇO: Servidão Adecina Silvano Martine, Barra do Aritiú-Palhoça-SC		PRANCHA:
CONTEÚDO: FORMAS LAJES TIPO	ETAPA: EXECUTIVO	<b>02/03</b>
DESENHISTA: JONATHAN MARIANO DA SILVA	ESCALA: INDICADA	





## FORMAS COBERTURA

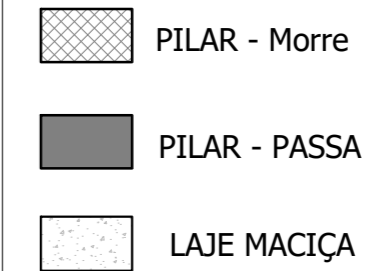
ESCALA 1:50



## FORMAS CAIXA D'ÁGUA

ESCALA 1:50

## LEGENDA



## CARACTERÍSTICAS GERAIS

Características dos Materiais:

Elemento	Fck (MPa)	Ecs (kgf/cm <sup>2</sup> )
Todos	30	30672

Cobrimentos mínimo adotados (controle rigoroso + uso de espaçadores)

- Lajes = 3,5 cm (4,0 cm em contato com solo)
- Vigas = 4,0 cm (4,0 cm em contato com solo)
- Pilares = 4,0 cm (4,0 cm em contato com solo)

CLASSE DE AGRESSIVIDADE AMBIENTAL = III (FORTE)

## NOTAS GERAIS

- Todas as dimensões na planta estão em centímetros, exceto quando indicado;
- A execução da estrutura deverá obedecer as prescrições das normas NBR-6118, NBR-6120, NBR-6123 e NBR-14931;
- Todas as medidas, especificações e interferências deverão ser verificadas na obra e cotejadas com os projetos arquitetônicos e complementares antes da execução;
- A dosagem do concreto deverá ter como base a resistência característica "fck" deste projeto e relação água/cimento = 0,55;
- Dimensão máxima dos agregados 19mm;
- Abertura máxima de fissuras de 0,3mm;
- As formas e escoramentos deverão ser projetados de modo a não sofrerem deformações excessivas devidas ao seu peso, ao peso do concreto lançado e as cargas acidentais que possam atuar durante a execução da obra;
- Sugestão para o tempo de permanência das escoras (7, 14, 21 e 28 dias):
  - Até 7 dias - 100%
  - De 7 até 14 dias - 75%
  - De 14 até 21 dias - 50%
  - De 21 até 28 dias - 25%
  - Após 28 dias - sem escoramento
- A retirada total das escoras só pode ser realizada quando o concreto atingir a resistência de cálculo. Estas devem ser retiradas sempre do meio do vão em direção aos apoios e, no caso dos balanços da extremidade em direção ao apoio;
- Nos primeiros 7 dias a partir do lançamento deverá ser feita a cura do concreto, mantendo a superfície umedecida ou protegendo-a com película invisível;
- Utilizar dispositivos distanciadores e espaçadores que garantam o cobrimento e posicionamento da armadura;
- As armaduras deverão estar limpas e isentas de qualquer substância que prejudique a aderência ao concreto;
- Limpar e vedar adequadamente a forma. Não realizar concretagem sobre pó, pedaços de madeira ou corpo estranho;
- Realizar controle tecnológico do concreto;

R00	PROJETO EXECUTIVO	11/11/2023
Nº	DESCRIÇÃO	DATA

## PROJETO ESTRUTURAL



OBRA: <b>RESIDENCIA MULTIFAMILIAR</b>	ART:
ENDEREÇO: Servidão Adecina Silvano Martine, Barra do Ariú-Palhoça-SC	PRANCHA:
CONTEÚDO: FORMAS COBERTURA FORMAS CAIXA D'ÁGUA	ETAPA: EXECUTIVO
DESENHISTA: JONATHAN MARIANO DA SILVA	ESCALA: INDICADA
<b>03/03</b>	

**APÊNDICE C – PROJETO DE ARMADURAS DAS LAJES DO PAVIMENTO  
TIPO**

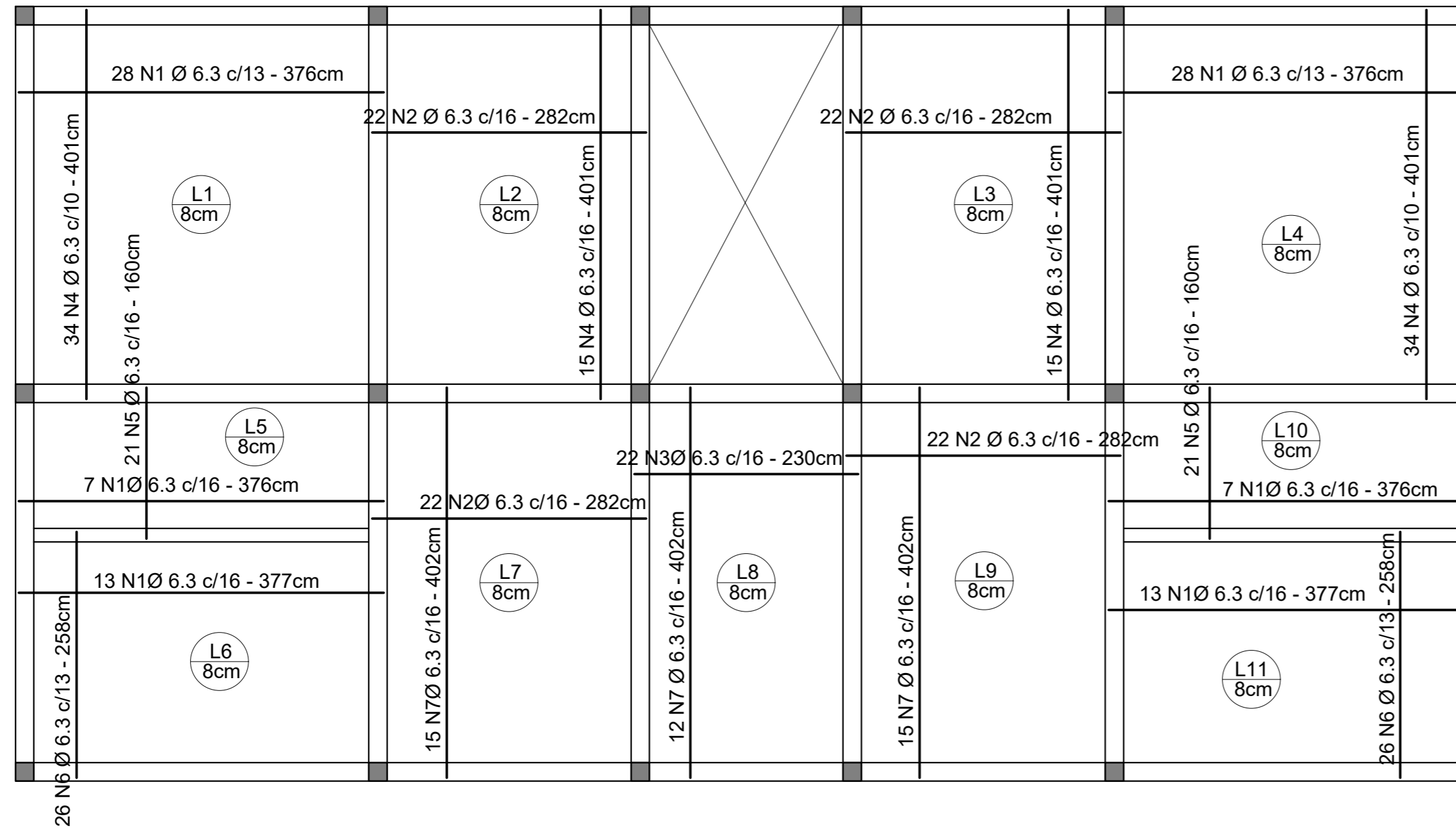
## Relação do aço

As Positiva

AÇO	N	DIAM (mm)	QUANT	C.UNIT (cm)	C.TOTAL (cm)
CA50	1	6.3	68	376	25568
	2	6.3	89	282	25098
	3	6.3	22	230	5060
	4	6.3	98	401	39298
	5	6.3	42	160	6720
	6	6.3	52	258	13416
	7	6.3	42	402	16884

## Resumo do aço

AÇO	DIAM (mm)	C.TOTAL (m)	QUANT (Barras)	PESO (kg)
CA50	6.3	1320.5	101	324
PESO TOTAL (kg)				
CA50	324			



## ARMADURAS POSITIVAS

ESCALA 1:50

TIPO

### CARACTERÍSTICAS GERAIS

Características dos Materiais:

Elemento	Fck (MPa)	Ecs (kgf/cm <sup>2</sup> )
Todos	30	30672

Cobrimentos mínimo adotados (controle rigoroso + uso de espaçadores)

- Lajes = 3,5 cm (4,0 cm em contato com solo)
- Vigas = 4,0 cm (4,0 cm em contato com solo)
- Pilares = 4,0 cm (4,0 cm em contato com solo)

CLASSE DE AGRESSIVIDADE AMBIENTAL = III (FORTE)

### NOTAS GERAIS

1. Todas as dimensões na planta estão em centímetros, exceto quando indicado;
2. Dimensões de bitolas de armadura realizadas em mm.
3. Fyk das armaduras = 500 MPA

R00 Nº	PROJETO EXECUTIVO	DESCRIÇÃO	11/11/2023 DATA
--------	-------------------	-----------	-----------------

## PROJETO ESTRUTURAL



OBRA: <b>RESIDENCIA MULTIFAMILIAR</b>	ART:
ENDEREÇO: Servidão Adecina Silvano Martine, Barra do Ariú-Palhoça-SC	
CONTEÚDO: ARMAÇÃO POSITIVA LAJES TIPO	ETAPA: EXECUTIVO
DESENHISTA: JONATHAN MARIANO DA SILVA	PRANCHA: <b>01/02</b>

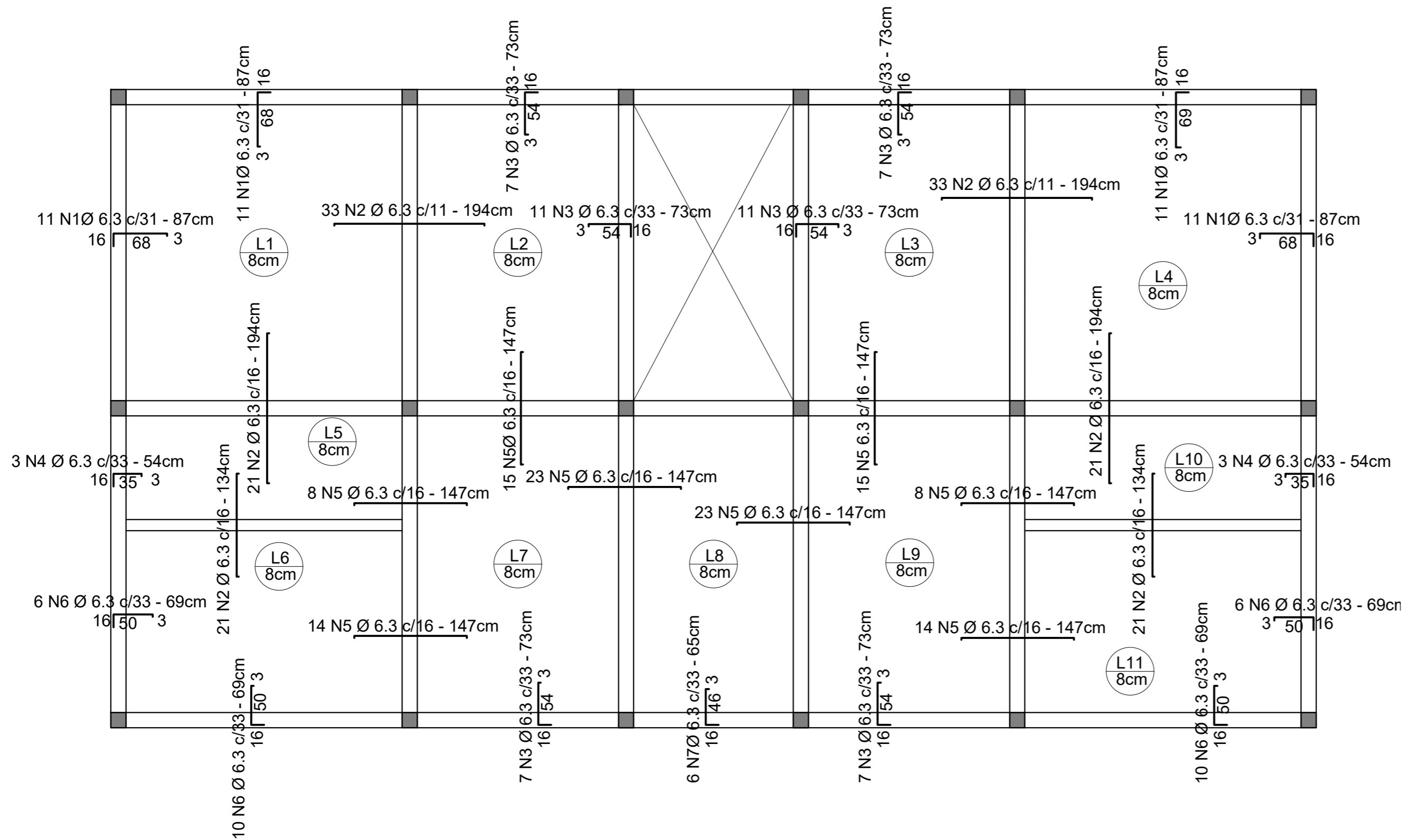
## Relação do aço

As Negativa

AÇO	N	DIAM (mm)	QUANT	C.UNIT (cm)	C.TOTAL (cm)
CA50	1	6.3	42	87	3654
	2	6.3	88	193	16984
	3	6.3	72	73	5256
	4	6.3	6	54	324
	5	6.3	120	147	17640
	6	6.3	32	69	2208
	7	6.3	6	65	390

## Resumo do aço

AÇO	DIAM (mm)	C.TOTAL (m)	QUANT (Barras)	PESO (kg)
CA50	6.3	464.56	39	113,82
<b>PESO TOTAL (kg)</b>				
CA50		113,82		



## ARMADURAS NEGATIVAS

ESCALA 1:50

TIPO

### CARACTERÍSTICAS GERAIS

Características dos Materiais:

Elemento	Fck (MPa)	Ecs (kgf/cm <sup>2</sup> )
Todos	30	30672

Cobrimentos mínimo adotados (controle rigoroso + uso de espaçadores)

- Lajes = 3,5 cm (4,0 cm em contato com solo)
- Vigas = 4,0 cm (4,0 cm em contato com solo)
- Pilares = 4,0 cm (4,0 cm em contato com solo)

CLASSE DE AGRESSIVIDADE AMBIENTAL = III (FORTE)

### NOTAS GERAIS

1. Todas as dimensões na planta estão em centímetros, exceto quando indicado;
2. Dimensões de bitolas de armadura realizadas em mm.
3. Fyk das armaduras = 500 MPA

R00	PROJETO EXECUTIVO	11/11/2023
Nº	DESCRIÇÃO	DATA

## PROJETO ESTRUTURAL

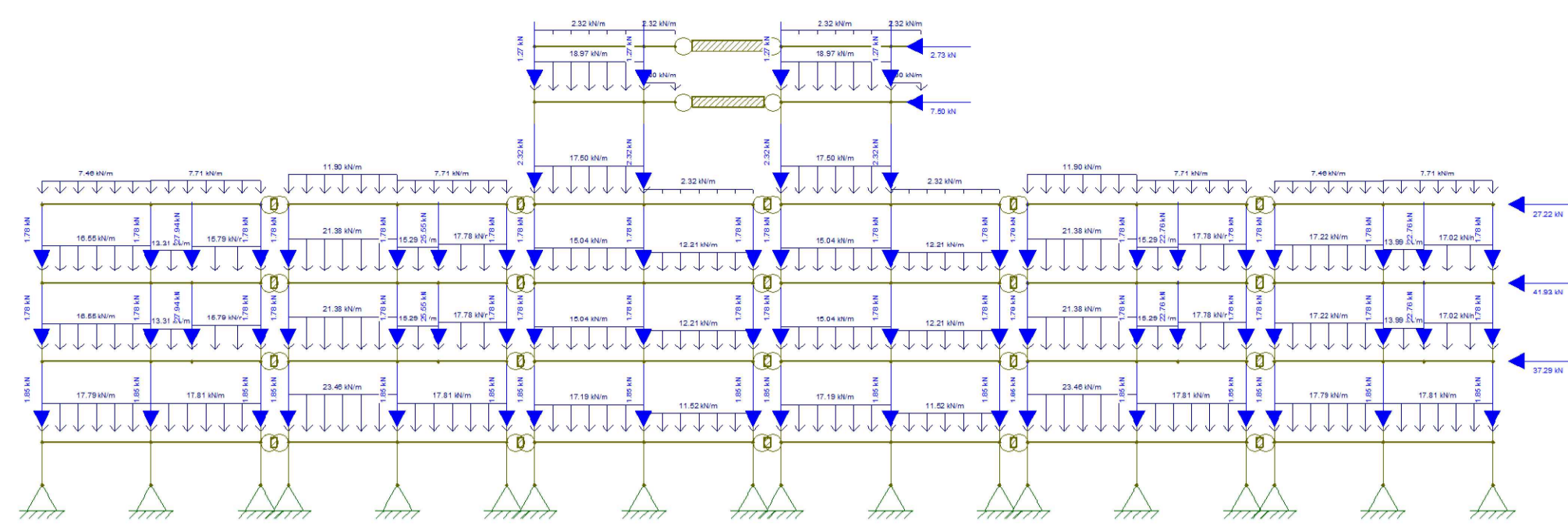


OBRA: <b>RESIDENCIA MULTIFAMILIAR</b>	ART:
ENDEREÇO: Servidão Adecina Silvano Martine, Barra do Ariú-Palhoça-SC	PRANCHA:
CONTEÚDO: ARMAÇÃO NEGATIVA LAJES TIPO	ETAPA: EXECUTIVO
DESENHISTA: JONATHAN MARIANO DA SILVA	ESCALA: INDICADA
	<b>02/02</b>

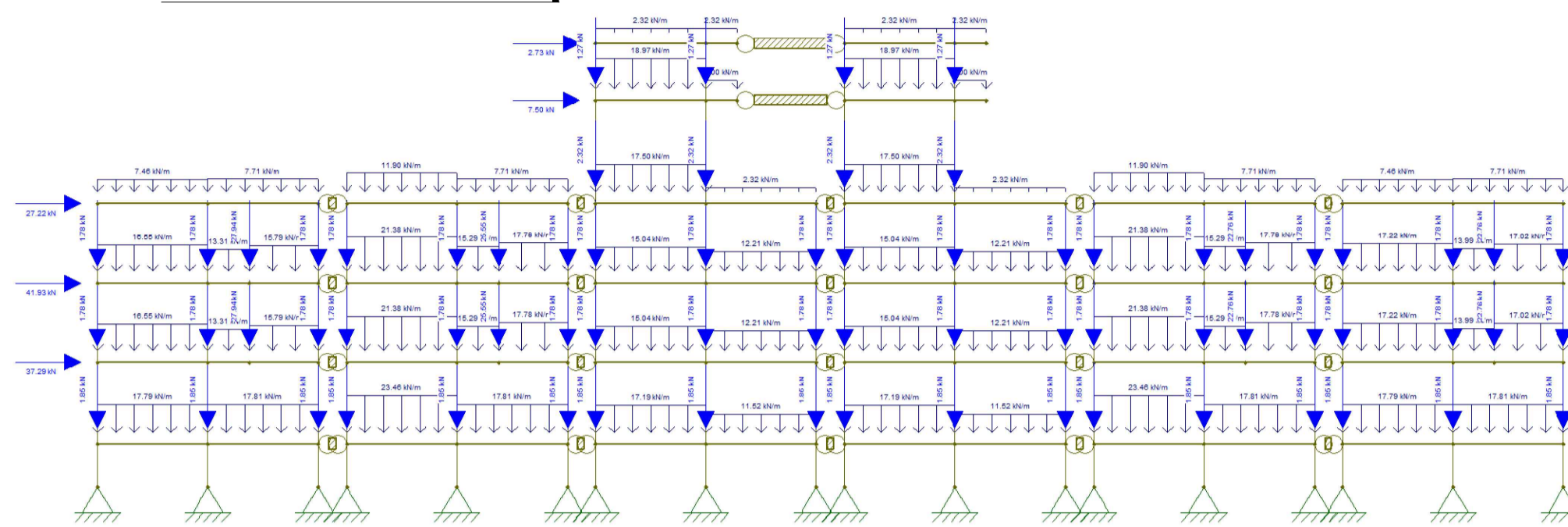


**APÊNDICE D – COMBINAÇÕES DE CARREGAMENTO NOS PÓRTICOS DA  
EDIFICAÇÃO**

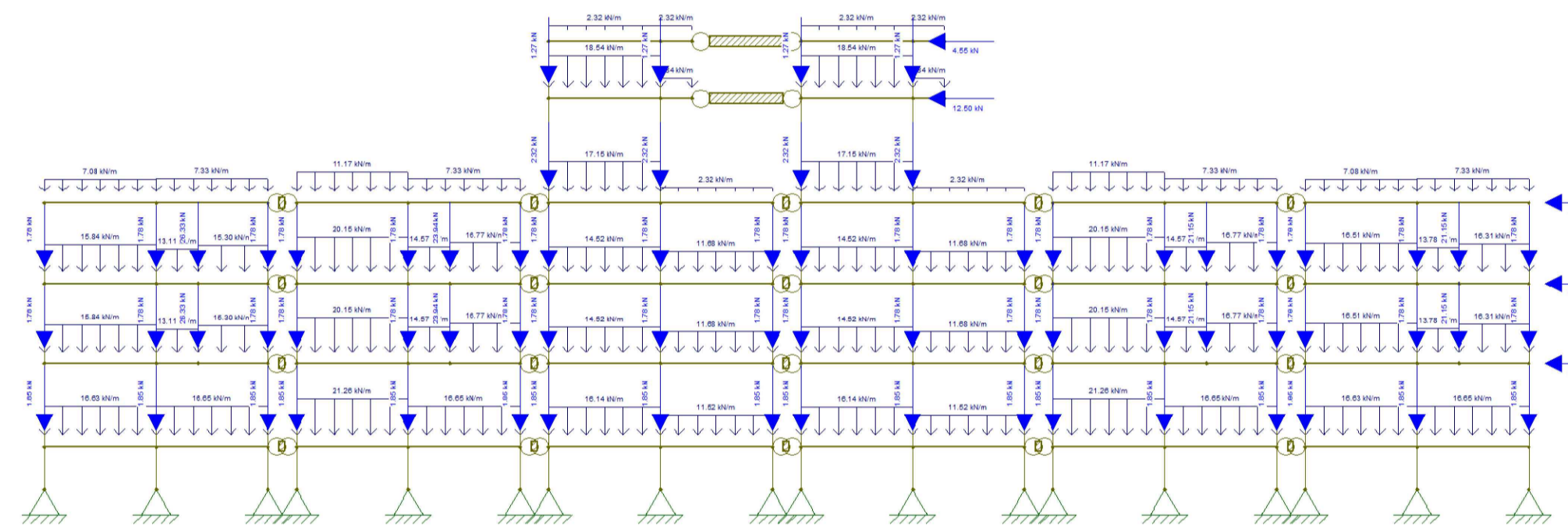




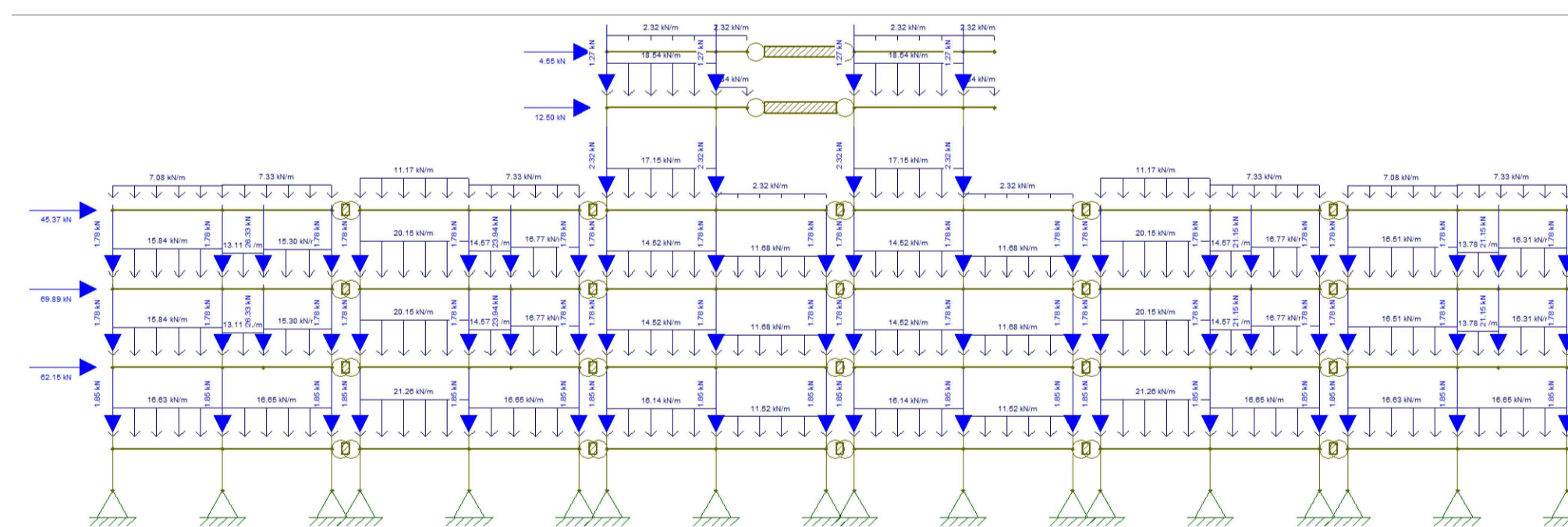
PÓRTICOS DIREÇÃO Y - COMBINAÇÃO FD1



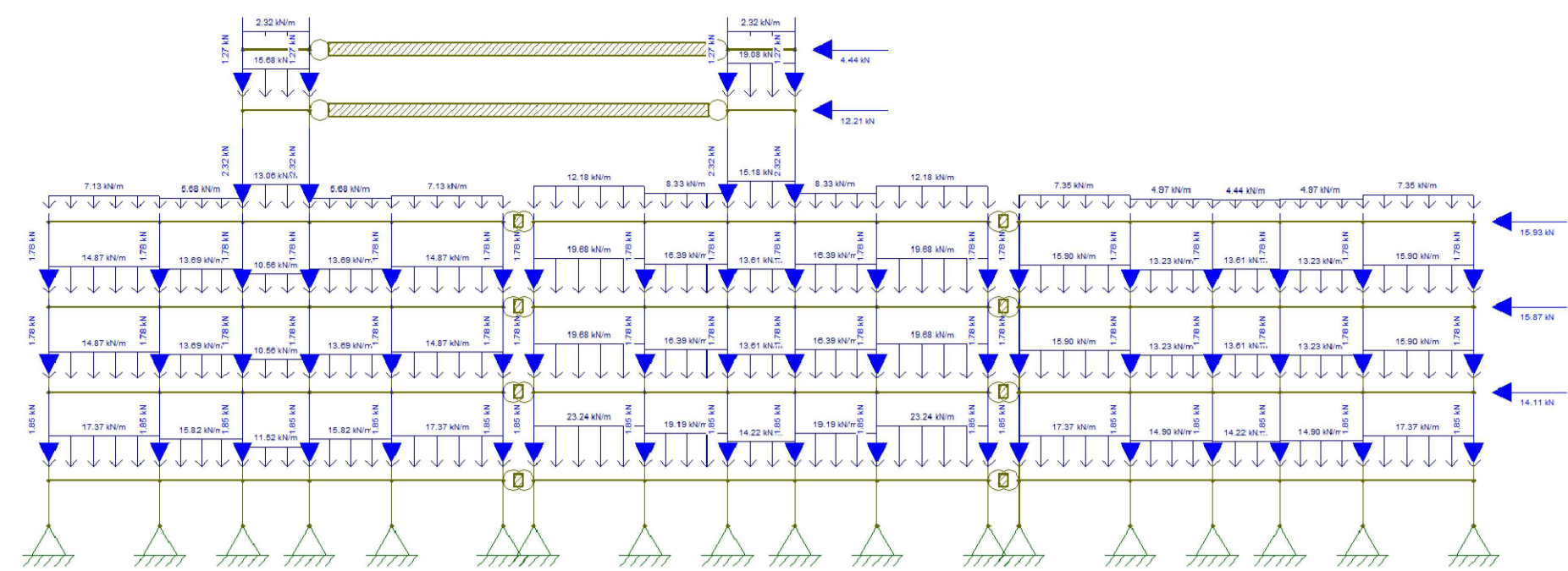
PÓRTICOS DIREÇÃO Y - COMBINAÇÃO FD2



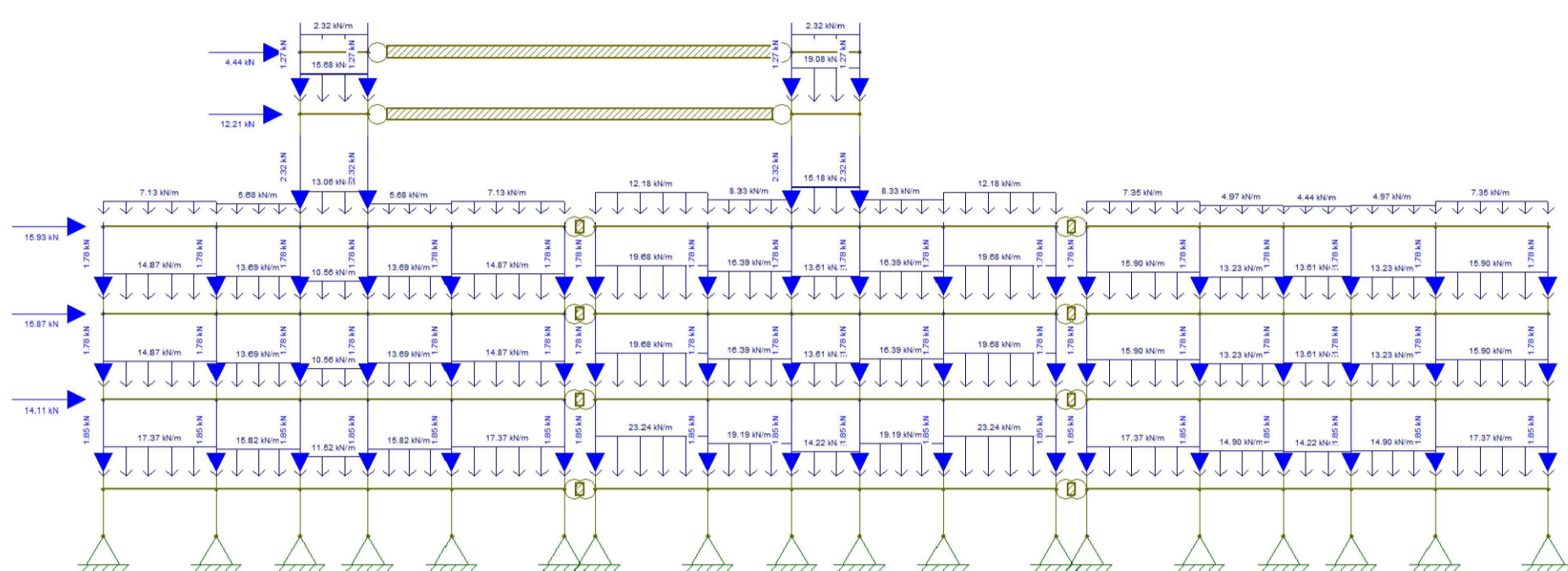
PÓRTICOS DIREÇÃO Y - COMBINAÇÃO FD3



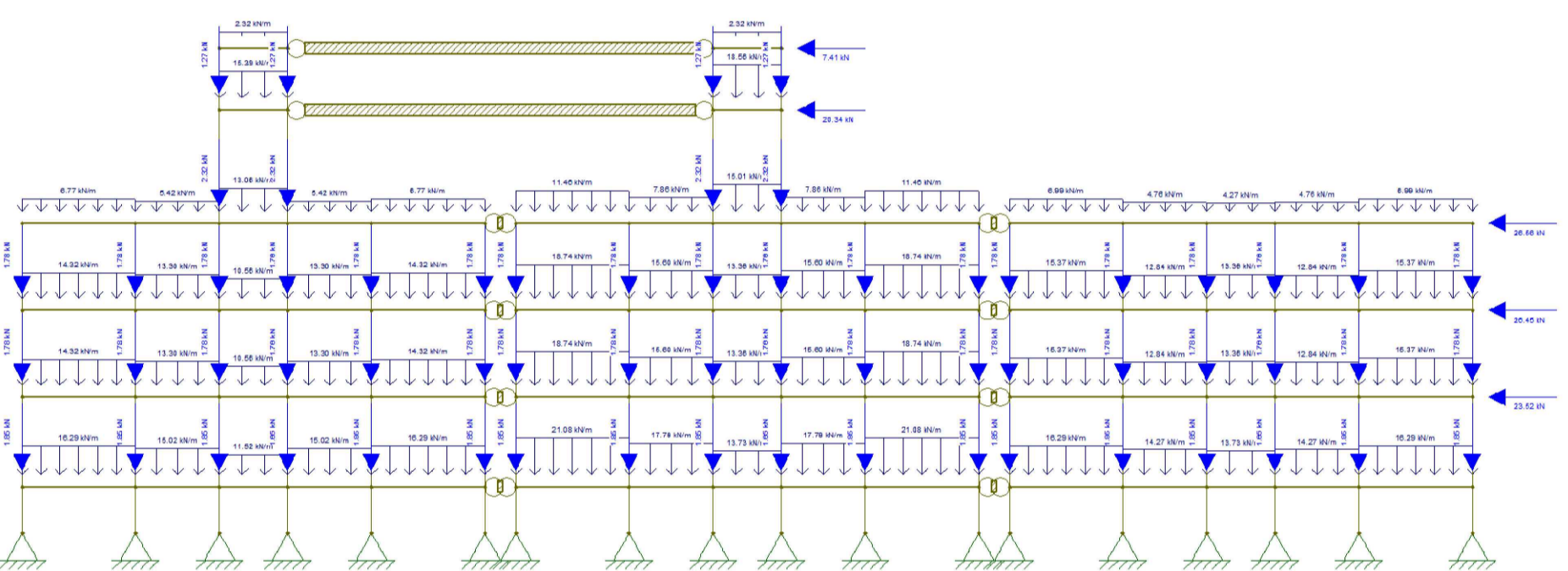
PÓRTICOS DIREÇÃO Y - COMBINAÇÃO FD4



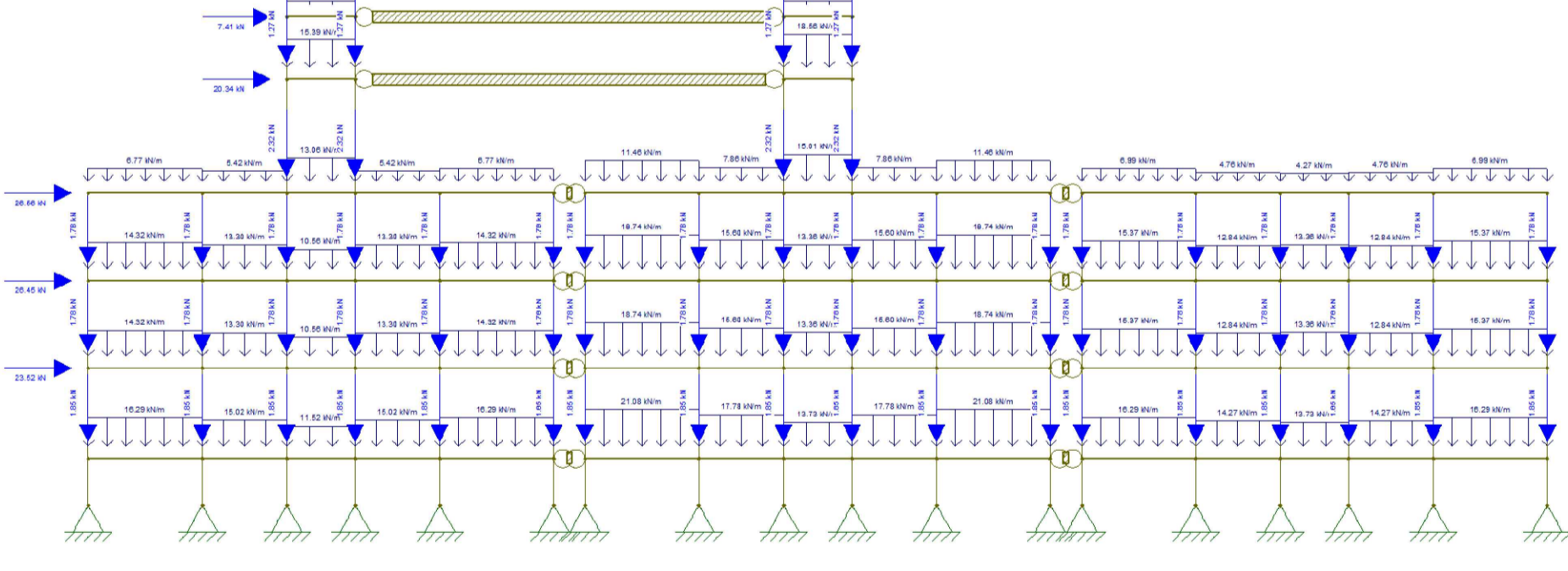
PÓRTICOS DIREÇÃO X - COMBINAÇÃO FD1



PÓRTICOS DIREÇÃO X - COMBINAÇÃO FD2



PÓRTICOS DIREÇÃO X - COMBINAÇÃO FD3



PÓRTICOS DIREÇÃO X - COMBINAÇÃO FD4

R00	PROJETO EXECUTIVO	DESCRIÇÃO	11/11/2023
Nº			DATA

**PROJETO ESTRUTURAL**



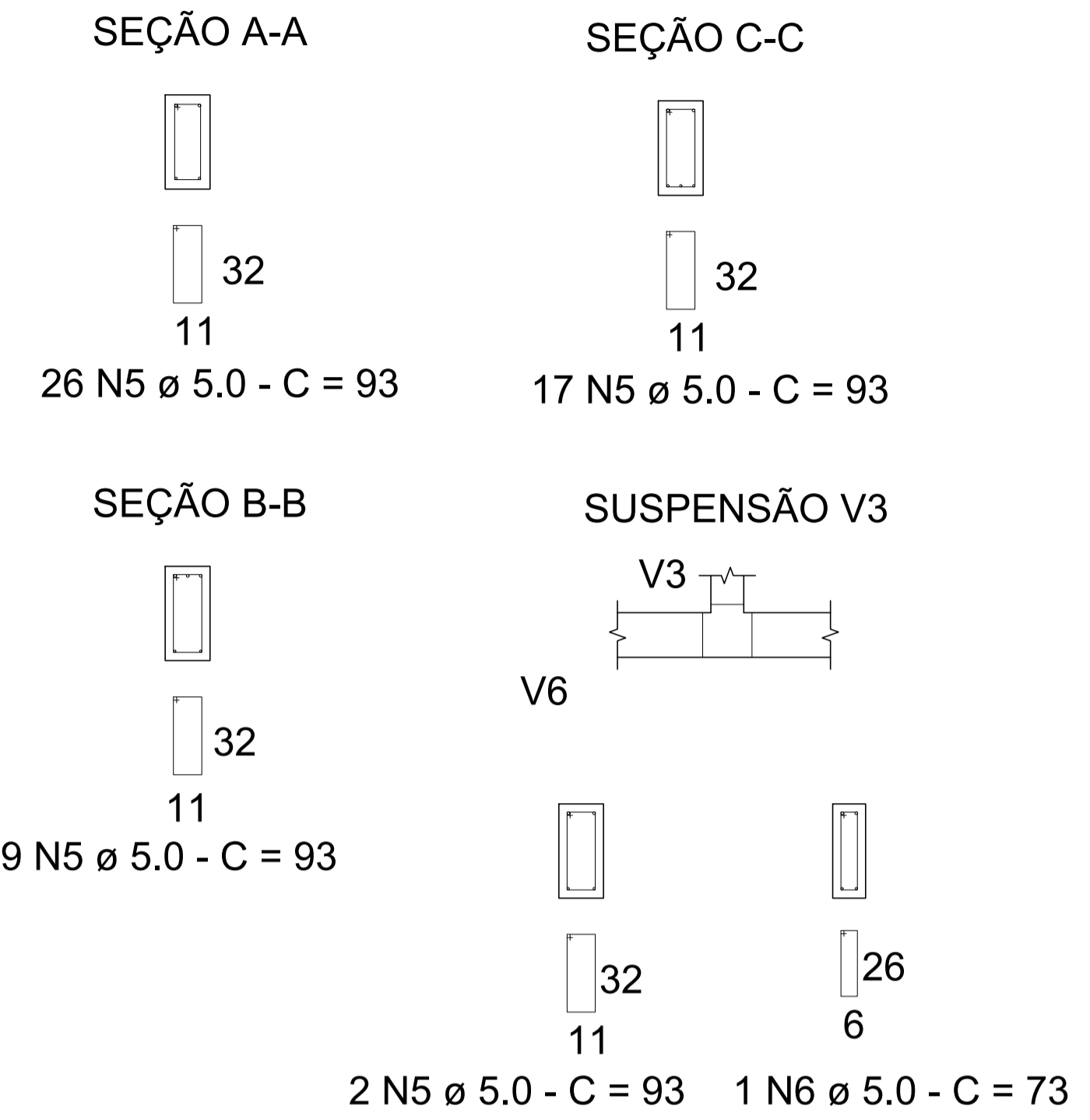
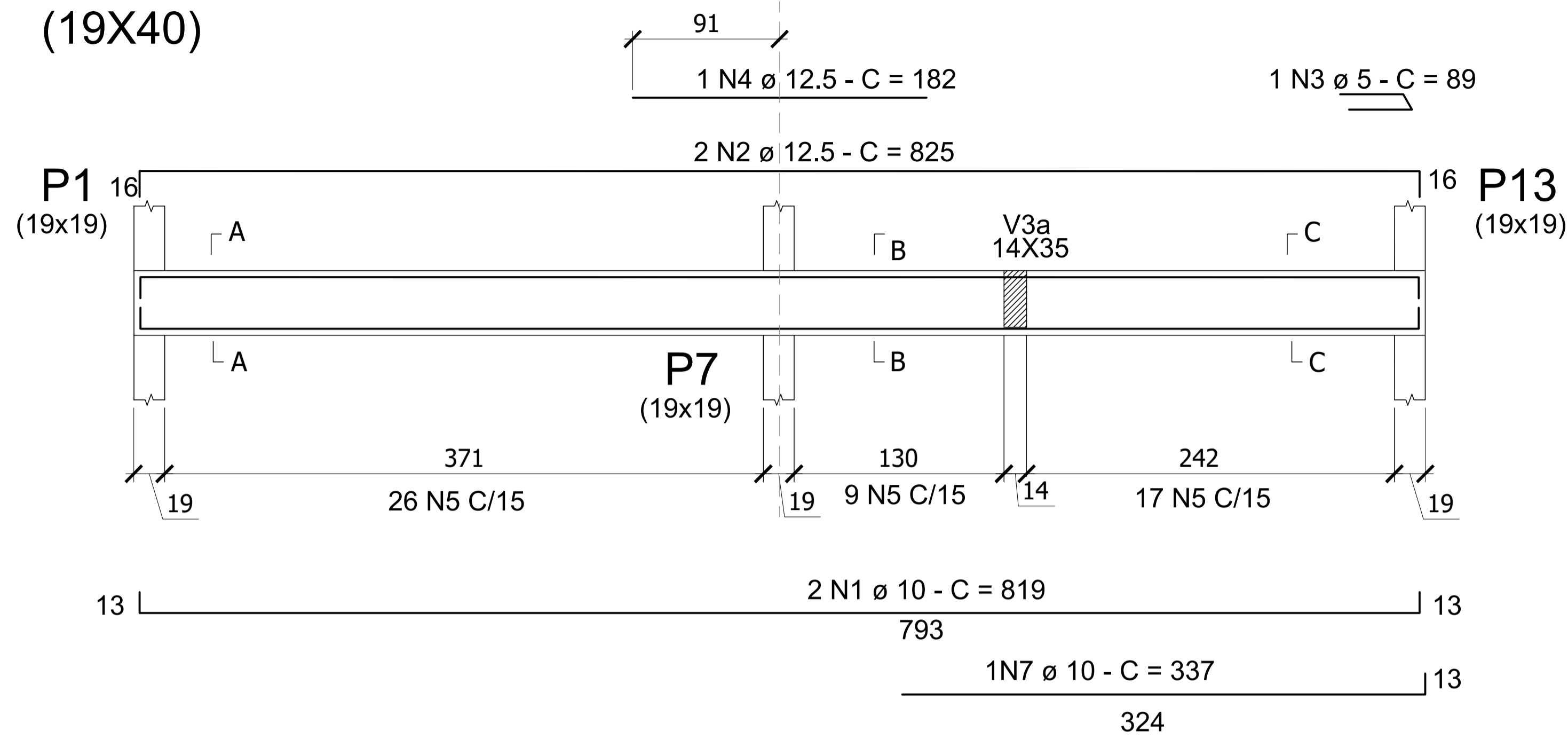
UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA

OBRAS:	<b>RESIDENCIA MULTIFAMILIAR</b>	ART:
ENDEREÇO:	Serviário Adeçina Silvano Martine, Barra do Aririú-Palhoça-SC	
CONTEÚDO:	COMBINAÇÕES DE CARREGAMENTO	PRANCHA:
	ETAPA: EXECUTIVO	
	ESCALA: INDICADA	
DESENHISTA:	EDIFICAÇÃO-TCC-R01.dwg	<b>01/01</b>



**APÊNDICE E – PROJETO E DETALHAMENTO DO PILAR P1 E VIGA V6**

# V6 (19X40)



### Relação do aço

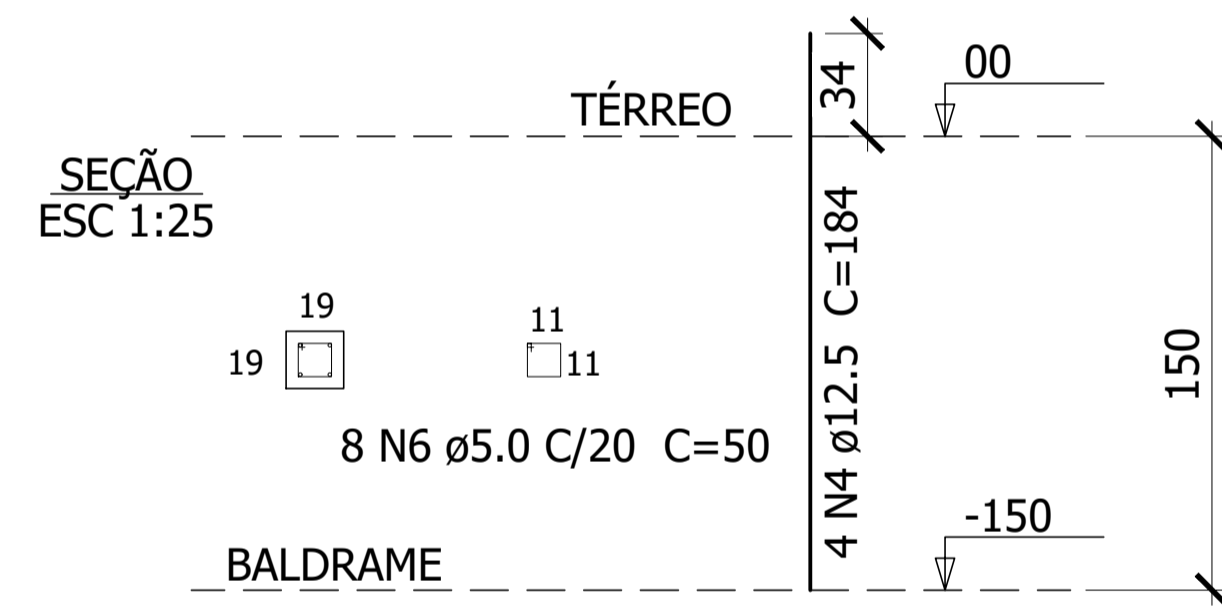
AÇO	N	DIAM (mm)	QUANT	C.UNIT (cm)	C.TOTAL (cm)
CA50	1	10.0	2	819	1638
	2	12.5	2	825	1650
	4	12.5	1	182	182
	7	10.0	1	337	337
CA60	3	12.5	1	89	89
	5	5.0	54	93	2538
	6	5.0	1	73	77

### Resumo do aço

AÇO	DIAM (mm)	C.TOTAL (m)	QUANT (Barras)	PESO (kg)
CA50	12.5	18.32	2	17.65
CA50	10.0	19.75	2	12.18
CA60	5.0	27.05	3	4.16
<b>PESO TOTAL (kg)</b>				
CA50				29.82
CA60				4.16

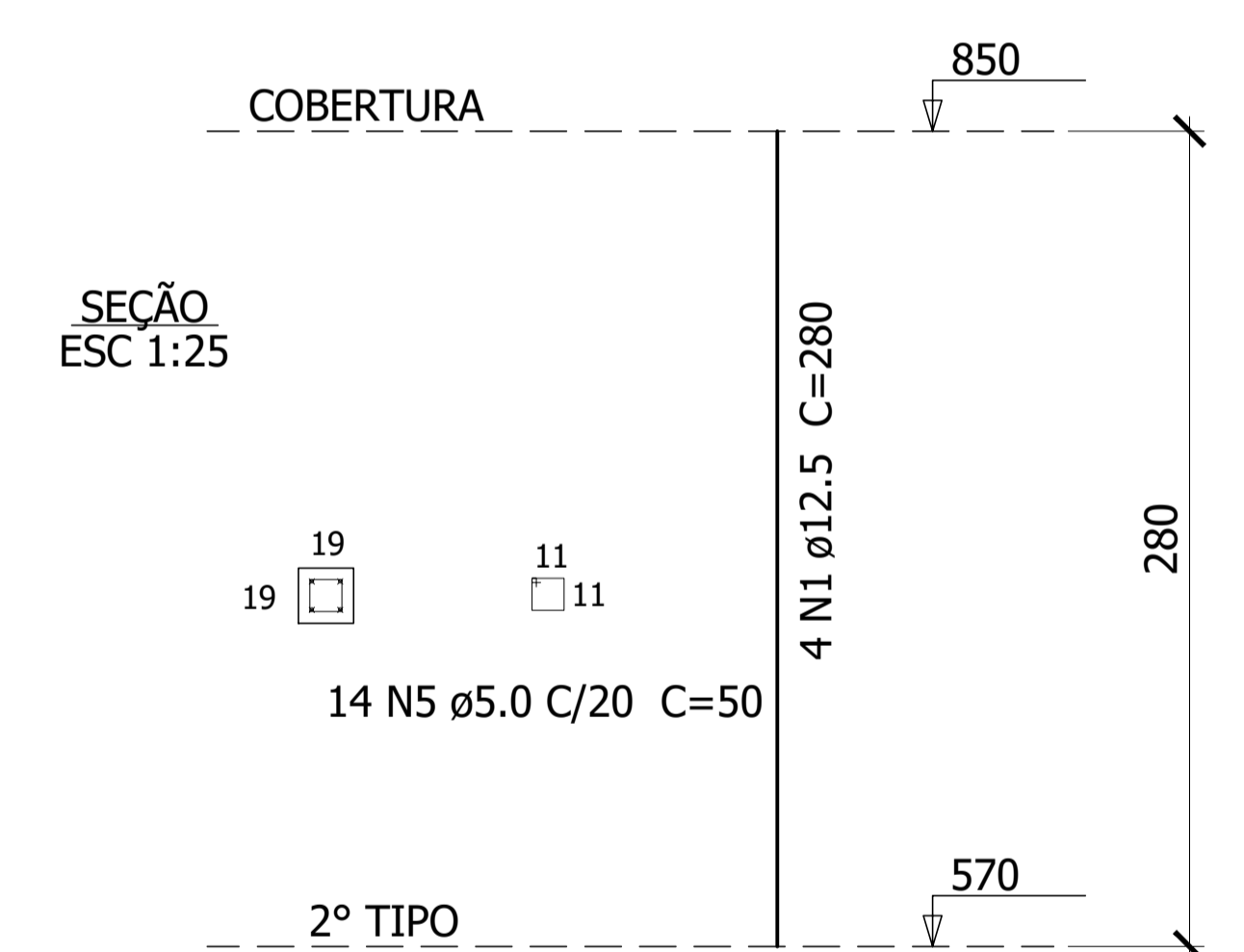
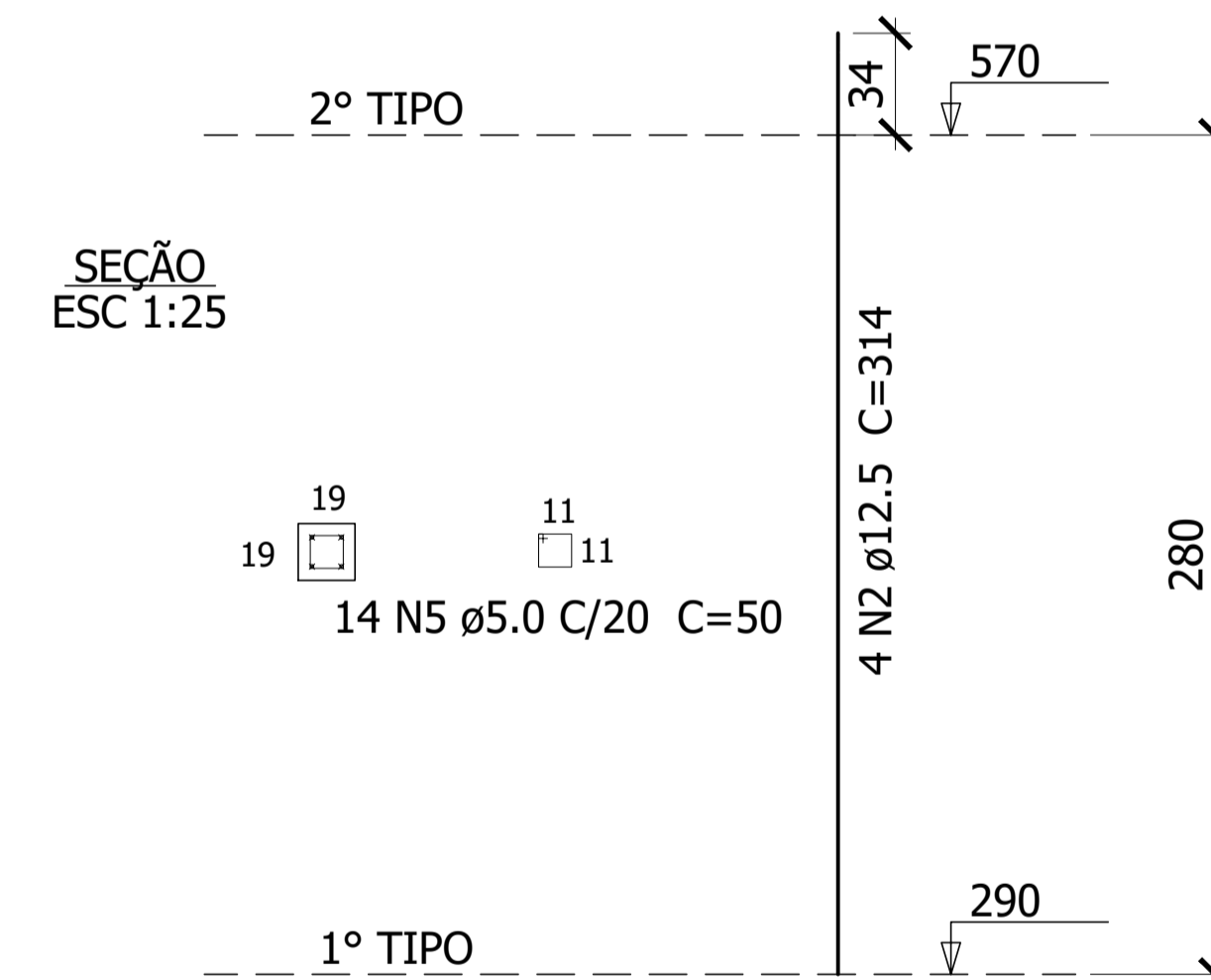
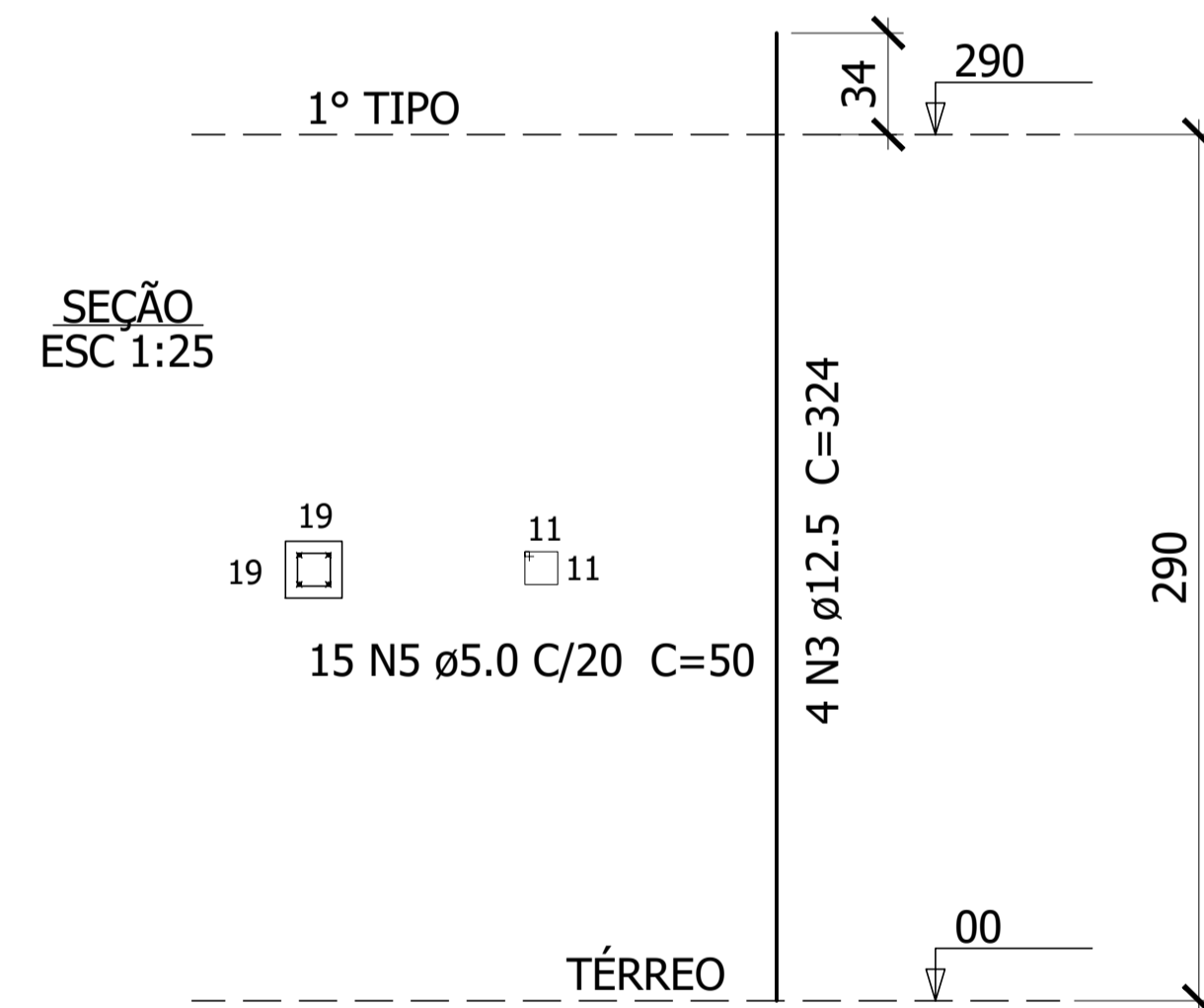
## ARMADURA- V6

ESCALA 1:25 TIPO



## ARMADURA- P1

ESCALA 1:25 TIPO



### Relação do aço

AÇO	N	DIAM (mm)	QUANT	C.UNIT (cm)	C.TOTAL (cm)
CA50	1	12.5	4	280	1120
	2	12.5	4	314	1256
	3	12.5	4	324	1296
	4	12.5	4	184	736
	5	5.0	51	50	2550

### Resumo do aço

AÇO	DIAM (mm)	C.TOTAL (m)	QUANT (Barras)	PESO (kg)
CA50	12.5	44.08	4	42.45
CA50	5.0	25.5	3	3.93
<b>PESO TOTAL (kg)</b>				
CA50				42.45
CA60				3.93

### CARACTERÍSTICAS GERAIS

Características dos Materiais:

Elemento	Fck (MPa)	Ecs (kgf/cm <sup>2</sup> )
Todos	30	30672

Cobrimentos mínimo adotados (controle rigoroso + uso de espaçadores)

- Lajes = 3,5 cm (4,0 cm em contato com solo)
- Vigas = 4,0 cm (4,0 cm em contato com solo)
- Pilares = 4,0 cm (4,0 cm em contato com solo)

CLASSE DE AGRESSIVIDADE AMBIENTAL = III (FORTE)

- ### NOTAS GERAIS
- Todas as dimensões na planta estão em centímetros, exceto quando indicado;
  - Dimensões de bitolas de armadura realizadas em mm.
  - Fyk das armaduras = 500 MPA

R00	PROJETO EXECUTIVO	11/11/2023
Nº	DESCRIÇÃO	DATA

## PROJETO ESTRUTURAL

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA

OBRA: RESIDENCIA MULTIFAMILIAR

ENDEREÇO: Servidão Adequina Silvano Martine, Barra do Atriiú-Palhoça-SC

CONTEÚDO: ARMAÇÃO - P1

ETAPA: EXECUTIVO

ESCALA: INDICADA

PRANCHAS: 01/01

DESENHISTA: JONATHAN MARIANO DA SILVA