



UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA
CENTRO TECNOLÓGICO
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Karoliny de Carvalho Nascimento

**CONCEPÇÃO ESTRUTURAL E DIMENSIONAMENTO DE ELEMENTOS
ESTRUTURAIS EM CONCRETO ARMADO DE UMA RESIDÊNCIA
UNIFAMILIAR SEGUNDO A NBR 6118:2014**

Florianópolis/SC

2023

Karoliny de Carvalho Nascimento

**CONCEPÇÃO ESTRUTURAL E DIMENSIONAMENTO DE ELEMENTOS
ESTRUTURAIS EM CONCRETO ARMADO DE UMA RESIDÊNCIA
UNIFAMILIAR SEGUNDO A NBR 6118:2014**

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 Engenheira Civil
Orientador: Prof. Lourenço Panosso Perlin, Dr.

Florianópolis/SC

2023

Ficha de identificação da obra elaborada pelo autor, através do Programa de Geração Automática da Biblioteca Universitária da UFSC

de Carvalho Nascimento, Karoliny
CONCEPÇÃO ESTRUTURAL E DIMENSIONAMENTO DE ELEMENTOS
ESTRUTURAIS EM CONCRETO ARMADO DE UMA RESIDÊNCIA UNIFAMILIAR
SEGUNDO A NBR 6118:2014 / Karoliny de Carvalho Nascimento ;
orientador, Lourenço Panosso Perlin, 2023.
256 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. Concepção estrutural. 3. Concreto
armado. 4. NBR 6118:2014. I. Panosso Perlin, Lourenço. II.
Universidade Federal de Santa Catarina. Graduação em Engenharia
Civil. III. Título.

Karoliny de Carvalho Nascimento

**CONCEPÇÃO ESTRUTURAL E DIMENSIONAMENTO DE ELEMENTOS
ESTRUTURAIS EM CONCRETO ARMADO DE UMA RESIDÊNCIA
UNIFAMILIAR SEGUNDO A NBR 6118:2014**

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

Florianópolis, 4 de julho de 2023.

Prof.^a Liane Ramos da Silva, Dra.
Coordenadora do Curso

Banca Examinadora:

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

Prof. Jano D'Araujo Coelho, Dr.
Avaliador
Universidade Federal de Santa Catarina

Prof. Tiago Morkis Siqueira, Dr.
Avaliador
Universidade Federal de Santa Catarina

Prof. Wellison José de Santana Gomes, Dr.
Avaliador
Universidade Federal de Santa Catarina

Dedico este trabalho a minha avó, Naysa Costa de Carvalho.

AGRADECIMENTOS

À UFSC: que durante todos esses anos ao longo da graduação muito bem me recebeu nos mais variados centros, departamentos e espaços.

A todo o corpo docente e administrativo do curso de Engenharia Civil: pelos conhecimentos compartilhados e por constantemente incentivar o desenvolvimento técnico, profissional e pessoal de seus alunos.

Aos professores: Lourenço Panosso Perlin, que apesar da intensa rotina de sua vida acadêmica aceitou me orientar nesta monografia e pelas valiosas contribuições dadas durante todo o processo; Wellison José de Santa Gomes, Jano Coelho D'Araujo e Tiago Morkis Siqueira, pela leitura atenta e recomendações que contribuíram para a melhoria deste trabalho.

Aos engenheiros Fabrício Kremer de Souza e Jorge Henrique da Silva Schreiber, líderes das equipes da CONGE/MPSC e da Schreiber Engenharia S.S, que me proporcionaram vivenciar experiências de estágio diversas, as quais ajudaram a aplicar os conteúdos vistos em sala de aula na prática, e até mesmo conhecer novas frentes de trabalho na área da construção civil.

Ao Centro Acadêmico Livre de Engenharia Civil e demais colegas da graduação.

Ao grupo de estudos literários Mulheres na Engenharia.

As minhas amigas de longa data Jennifer Helena de Jesus e Lisiane Moralles Cardoso.

À médica especialista em geriatria, Dra. Sonia Tessmann.

A minha mãe, Ester de Carvalho: pelo amor, paciência e imensurável apoio.

RESUMO

O trabalho visa resgatar aspectos técnicos e teóricos acerca da realização de projetos estruturais vistos ao longo do Curso de Graduação em Engenharia Civil por intermédio da aplicação desses conceitos em um caso prático. Realizou-se, portanto, a concepção estrutural de uma edificação unifamiliar em concreto armado de dois pavimentos, cuja localização de implantação hipotética situa-se no bairro Campeche, em Florianópolis-SC. A partir desse lançamento, foi efetuado posterior dimensionamento e detalhamento das lajes maciças que compõem o segundo pavimento da edificação, bem como, de uma viga e de um pilar. Todas as peças escolhidas foram projetadas de modo a atender o Estado Limite Último. Nas lajes foram efetuadas verificações quanto ao atendimento dos seguintes Estados Limites de Serviço normativos: deslocamentos (flechas), estado de fissuração, aceitabilidade sensorial visual e em relação aos deslocamentos provocados em razão da vibração do piso por efeito das ações variáveis e considerando a presença de elementos não estruturais. Já na viga, foram avaliados: o estado de fissuração e o grau de abertura das fissuras assim como a aceitabilidade sensorial visual. O trabalho ainda valida a concepção criada enquanto estrutura de nós fixos pelo cálculo do coeficiente de instabilidade global $\Gamma-Z$, parâmetro este que considera os efeitos de 2ª ordem provocados pela ação do vento na avaliação da estabilidade da estrutura. O dimensionamento do pilar selecionado contou, ainda, com a verificação de segurança por envoltória de momentos previsto pela ABNT NBR 6118:2014.

Palavras-chave: Concepção estrutural. Concreto armado. ABNT NBR 6118:2014.

ABSTRACT

This work aims to address technical and theoretical aspects about the structural design seen throughout the Civil Engineering under Graduation Course through the application of these concepts in a practical case. Therefore, the structural design of a single-family building in reinforced concrete with two floors was carried out, hypothetically located in the Campeche neighborhood, in Florianópolis-SC. The sizing and detailing of the solid slabs of second floor of the building, as well as of a beam and of a pillar, were carried out. All chosen parts were designed to meet the ultimate limit state. Checks were carried out on the slabs regarding compliance with the following normative service conditions: displacements, state of cracking, visual sensory acceptability and in relation to the displacements caused due to the vibration of the floor due to the effect of variable actions and considering the presence of elements not structural. On the beam, the following were evaluated: the state of cracking, the visual sensory acceptability and the degree of crack opening. The assumption of a structure of fixed nodes was verified by calculating the Gamma-Z global instability coefficient, a parameter that considers the 2nd order effects caused by the action of the wind in the evaluation of the stability of the structure. The dimensioning of the selected column also complies with the safety verification by enveloping moments provided for by ABNT NBR 6118:2014.

Keywords: Structural design. Reinforced concrete. ABNT NBR 6118:2014.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Perspectiva do projeto.....	17
Figura 2 - Local de implantação do projeto (vista 1)	19
Figura 3 - Local de implantação do projeto (vista 2)	19
Figura 4 - Modelagem estrutural com destaque para os elementos estruturais especiais.....	28
Figura 5 – Sequência de passos para a determinação geométrica da área de influência dos pilares	32
Figura 6 - Classificação quanto aos tipos de pilares.....	33
Figura 7 – Área de influência dos pilares no pavimento Térreo	35
Figura 8 – Área de influência dos pilares no pavimento Superior	36
Figura 9 – Área de influência dos pilares no pavimento de Cobertura	37
Figura 10 – Área de influência dos pilares nos pavimentos Reservatório (à esquerda) e Topo (à direita).....	38
Figura 11 - Estimativa da altura das vigas do pavimento Térreo	43
Figura 12 - Estimativa da altura das vigas do pavimento Superior	44
Figura 13 - Estimativa da altura das vigas do pavimento de Cobertura	45
Figura 14 - Estimativa da altura das vigas dos pavimentos do Reservatório (à esquerda) e do Topo (à direita).....	46
Figura 15 - Perspectivas em 3D da estrutura.....	48
Figura 16 - Variáveis para determinação do vão efetivo.....	50
Figura 17 - Identificação dos bordos das lajes para avaliação das condições de apoio	54
Figura 18 - Classificação dos bordos das lajes que compõe a prancha de formas do pavimento Térreo.....	56
Figura 19 - Situações de vinculação das placas isoladas para uso das tabelas de Bares	67
Figura 20 - Disposição dos momentos fletores positivos	70
Figura 21 - Disposição dos momentos fletores negativos	71
Figura 22 - Variáveis do cálculo da compatibilização dos momentos fletores negativos entre lajes engastadas.....	72
Figura 23 - Compatibilização de momentos fletores negativos e correção de momentos fletores positivos.....	73
Figura 24 - Momentos fletores finais de cálculo	77

Figura 25 - Identificação das variáveis do cálculo das alturas úteis das armaduras positiva e negativa.....	80
Figura 26 - Parâmetros para cálculo do comprimento das armaduras positivas	94
Figura 27 - Comprimento da armadura negativa.....	95
Figura 28 - Armadura de borda	106
Figura 29 - Bordas livres e aberturas em lajes maciças.....	109
Figura 30 – Detalhamento abertura (vista superior).....	110
Figura 31 - Detalhamento abertura (maior vão)	110
Figura 32 - Detalhamento abertura (menor vão)	110
Figura 33 - Áreas de influência de cada apoio pela teoria das charneiras.....	127
Figura 34 - Deslocamentos nas estruturas e efeito de 2ª ordem	139
Figura 35 – Digrama tensão-deformação do concreto: (a) Linear e (b) Não-linear	140
Figura 36 - Pórticos horizontais (a) e verticais (b) associados	144
Figura 37 - Pórticos verticais associados.....	144
Figura 38 - Pórticos verticais associados.....	145
Figura 39 - Isopletas da velocidade básica (m/s).....	146
Figura 40 - Coeficiente de arrasto para edificações (vento de alta turbulência)	151
Figura 41 – Determinação do coeficiente de arrasto por lado de fachada.....	152
Figura 42 - Viga selecionada para o dimensionamento e detalhamento	162
Figura 43 - Envoltória de momentos fletores (PV1)	164
Figura 44 - Envoltória de esforços cortantes (PV1)	165
Figura 45 - Armadura de Suspensão.....	178
Figura 46 - Cobertura do diagrama de força de tração solicitante pelo resistente.....	181
Figura 47 - Decalagem apoio P1	183
Figura 48 - Decalagem apoio P4	184
Figura 49- Decalagem apoio P7	185
Figura 50 - Decalagem apoios P10 e P13.....	186
Figura 51 - Decalagem apoios P18.....	187
Figura 52 - Arranjo das barras negativas ao longo da viga em função dos resultados obtidos a partir do processo de decalagem do diagrama de momentos fletores	188
Figura 53 - Barra ancorada com gancho na extremidade	191
Figura 54 - Envoltória de momentos de serviço (combinação frequente).....	196

Figura 55 - Flechas imediatas no pórtico (combinação quase permanente).....	199
Figura 56 - Concreto de envolvimento da armadura	202
Figura 57 - Área de envolvimento do concreto (viga VT15)	204
Figura 58 - Pilar de canto P1 em planta.....	205
Figura 59 - Pórtico vertical (PV1) e localização do pilar P1	206
Figura 60 – Pórtico horizontal (PH1) e localização do pilar P1	206
Figura 61 - Esforços axiais em P1 (pórtico vertical PV1).....	207
Figura 62 - Esforços axiais em P1 (pórtico horizontal PH1).....	207
Figura 63 - Momentos fletores em P1 (pórtico vertical PV1)	208
Figura 64 - Momentos fletores em P1 (pórtico horizontal PH1).....	208
Figura 65 - Convenção adotada para a ação dos momentos fletores mínimos.....	210
Figura 66 - Efeitos locais de segunda ordem.....	215
Figura 67 - Possibilidades de arranjo das barras longitudinais na seção transversal do pilar	219
Figura 68 - Sequência dos ábacos.....	220
Figura 69 - Ábacos para flexão composta oblíqua (8A).....	223
Figura 70 - Ábacos para flexão composta oblíqua (8B)	224
Figura 71 - Região de abrangência de ω para os dados de entrada calculados (Ábaco 8A) ..	225
Figura 72 - Disposição da armadura longitudinal	228
Figura 73 - Proteção contra flambagem das barras	232
Figura 74 – Variável a de cálculo do estribo suplementar na seção genérica do pilar P1	233
Figura 75 - Procedimento para levantamento de dados para construção da envoltória de momentos resistentes no trecho do pavimento térreo do pilar P1(Ábaco 8A)	235
Figura 76 - Envoltória do pilar P1 no térreo.....	236

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Classes de agressividade ambiental.....	18
Tabela 2 - Relação entre classe de agressividade ambiental (CAA) e a classe do concreto	20
Tabela 3 - Cobrimentos mínimos normativos	21
Tabela 4 - Características das barras de aço	25
Tabela 5 - Valores do coeficiente adicional γ_n para pilares e pilares-parede.....	29
Tabela 6 – Levantamento da área de influência total por pilar	34
Tabela 7 – Pré-dimensionamento dos pilares usando o método da área de influência	38
Tabela 8 - Pré-dimensionamento dos pilares usando o método da área de influência (continuação).....	39
Tabela 9 – Pré-dimensionamento das vigas	42
Tabela 10 – Pré-dimensionamento das lajes.....	47
Tabela 11 - Vãos efetivos no menor vão (L_x)	51
Tabela 12 - Vãos efetivos no maior vão (L_y)	51
Tabela 13 - Classificação quanto ao tipo de armação	52
Tabela 14 - Avaliação da condição de apoio – Pavimento Térreo	54
Tabela 15 - Avaliação da condição de apoio – Pavimento Térreo (continuação).....	55
Tabela 16 - Dados para levantamento das cargas atuantes na estrutura.....	61
Tabela 17 - Ações permanentes e variáveis para cálculo das lajes	61
Tabela 18 - Combinações últimas ABNT NBR 6118:2014	62
Tabela 19 - Combinações últimas ABNT NBR 6118:2014 (continuação).....	63
Tabela 20 – Combinações em serviço ABNT NBR 6118:2014.....	63
Tabela 21 - Coeficientes de ponderação das ações - ELU	64
Tabela 22 - Coeficientes de ponderação das ações - ELS	64
Tabela 23 - Combinações de ações para o cálculo das lajes	65
Tabela 24 - Momentos fletores das lajes unidirecionais.....	66
Tabela 25 - Momentos fletores de cálculo das lajes isoladas.....	68
Tabela 26 - Coeficientes para o cálculo dos momentos máximos em lajes retangulares uniformemente carregadas (casos 4, 5 e 6).....	69
Tabela 27- Compatibilização dos momentos negativos das lajes isoladas.....	76
Tabela 28 - Correção dos momentos fletores positivos das lajes	76

Tabela 29 - Taxa mínima de armadura de flexão para vigas.....	80
Tabela 30 - Valores mínimos de armadura para lajes	81
Tabela 31 - Área de armadura positiva das lajes (menor vão)	91
Tabela 32 - Área de armadura positiva das lajes bidirecionais (maior vão).....	91
Tabela 33 - Área de armadura positiva das lajes unidirecionais (maior vão).....	92
Tabela 34 - Área de armadura negativa das lajes	92
Tabela 35 - Valores de <i>Deltaganchos</i> para o cálculo do comprimento de barras	96
Tabela 36 - Detalhamento armaduras positivas no menor vão – Espaçamento, quantidade de barras e áreas de aço efetivas.....	102
Tabela 37 - Detalhamento armaduras positivas no menor vão – Comprimento das barras ...	103
Tabela 38 - Detalhamento armaduras positivas no maior vão (lajes bidirecionais) – Espaçamento, quantidade de barras e áreas de aço efetivas	103
Tabela 39 - Detalhamento armaduras positivas no maior vão (lajes bidirecionais) – Comprimento das barras	104
Tabela 40 - Detalhamento armaduras positivas no maior vão (lajes unidirecionais) – Espaçamento, quantidade de barras e áreas de aço efetivas	104
Tabela 41 - Detalhamento armaduras positivas no maior vão (lajes unidirecionais) – Comprimento das barras	104
Tabela 42 - Detalhamento armaduras negativas - Espaçamento, quantidade de barras e áreas de aço efetivas	105
Tabela 43 - Detalhamento armaduras negativas – Comprimento das barras	105
Tabela 44 - Armadura de borda das lajes do pavimento em estudo	108
Tabela 45 - Verificação da fissuração nas lajes.....	116
Tabela 46 - Flechas imediatas de lajes unidirecionais.....	117
Tabela 47 - Coeficientes α para cálculo de flechas elásticas em lajes retangulares uniformemente carregadas.....	118
Tabela 48 – Flechas totais das lajes.....	121
Tabela 49 - Limites para deslocamentos	124
Tabela 50 - Verificação dos limites sensoriais e de efeitos em elementos não estruturais	126
Tabela 51 - Coeficientes para o cálculo das reações nas vigas de apoio de lajes retangulares uniformemente carregadas (Casos 4, 5 e 6).....	130
Tabela 52 - Levantamento do esforço cortante máximo nas vigas de apoio.....	131

Tabela 53 - Verificação do cisalhamento nas lajes.....	134
Tabela 54 - Verificação do comprimento de ancoragem.....	137
Tabela 55 - Combinações de carregamento.....	142
Tabela 56 - Parâmetros meteorológicos	148
Tabela 57 - Cálculo Fator S2.....	149
Tabela 58 - Valores mínimos do fator estatístico S3.....	150
Tabela 59 – Dados para o cálculo do coeficiente de arrasto e resultado.....	151
Tabela 60 - Velocidade do vento característico e pressão dinâmica	152
Tabela 61 - Áreas efetivas dos pavimentos	153
Tabela 62 - Força de arrasto atuante por pavimento	153
Tabela 63 - Peso próprio dos pilares	154
Tabela 64 - Peso próprio das vigas.....	154
Tabela 65 - Peso próprio das alvenarias	154
Tabela 66 – Transferência de carga lajes-vigas devido ações permanentes.....	155
Tabela 67- Transferência de carga lajes-vigas devido ações variáveis	156
Tabela 68 - Cargas pontuais sobre vigas	157
Tabela 69 – Cálculo dos momentos de tombamento e γz na direção X (Fd1).....	158
Tabela 70 - Cálculo dos momentos de tombamento e γz na direção direção X (Fd2).....	158
Tabela 71 - Cálculo dos momentos de tombamento e γz na direção direção X (Fd3).....	159
Tabela 72 - Cálculo dos momentos de tombamento e γz na direção direção X (Fd4).....	159
Tabela 73 - Cálculo dos momentos de tombamento e γz na direção Y (Fd1)	159
Tabela 74 - Cálculo dos momentos de tombamento e γz na direção Y (Fd2)	160
Tabela 75 - Cálculo dos momentos de tombamento e γz na direção Y (Fd3)	160
Tabela 76 - Cálculo dos momentos de tombamento e γz na direção Y (Fd4)	160
Tabela 77 - Vãos efetivos de cada trecho da viga VT14-VT15	161
Tabela 78 - Momentos fletores máximos na viga V14-VT15	163
Tabela 79 - Momentos fletores nos apoios.....	165
Tabela 80 - Estimativa de armadura positiva nos vãos da viga em análise.....	168
Tabela 81 - Cálculo da altura útil (armaduras positivas).....	169
Tabela 82 - Cálculo das áreas de aço (armaduras positivas).....	170
Tabela 83 - Estimativa de armadura negativa nos apoios da viga em análise.....	170
Tabela 84 - Cálculo da altura útil (armaduras negativas).....	172

Tabela 85 - Cálculo das áreas de aço (armaduras negativas)	172
Tabela 86 - Verificação diagonais de compressão da viga VT14-VT15.....	174
Tabela 87 - Dimensionamento dos Etribos	175
Tabela 88 - Detalhamento dos estribos.....	176
Tabela 89 - Comprimento de ancoragem e decalagem da viga.....	182
Tabela 90- Valores do coeficiente $\alpha_0 t$	189
Tabela 91 - Cálculo área de aço ancoragem nos apoios	193
Tabela 92 - Verificação armadura positiva nos apoios.....	193
Tabela 93 - Verificação armadura negativa nos apoios.....	193
Tabela 94 - Ancoragem nos apoios extremos.....	194
Tabela 95 - Verificação da fissuração na viga.....	197
Tabela 96 - Flechas imediatas na viga.....	199
Tabela 97 - Flechas diferidas no tempo na viga	200
Tabela 98 - Verificações nas flechas da viga	201
Tabela 99 - Exigências de durabilidade relacionadas à fissuração.....	202
Tabela 100 - Valores do coeficiente adicional γ_m para pilares e pilares-parede.....	209
Tabela 101 - Esforços internos de cálculo atuantes no pilar P1	209
Tabela 102 - Momentos fletores mínimos de 1ª ordem no pilar P1	210
Tabela 103 - Cálculo e verificação da esbeltez do pilar P1 na direção X	214
Tabela 104 - Cálculo e verificação da esbeltez do pilar P1 na direção Y	214
Tabela 105 - Momentos finais de cálculo por seção dos pilares	216
Tabela 106 - Situações de cálculo para pilares de canto	217
Tabela 107 - Momentos totais calculados	218
Tabela 108 - Situações de cálculo para o dimensionamento do pilar P1	218
Tabela 109 - Definição dos ábacos para dimensionamento do pilar P1	221
Tabela 110 – Cálculo dos parâmetros de entrada nos ábacos.....	222
Tabela 111 - Verificação da área de aço.....	226
Tabela 112 - Verificação espaçamento entre eixos	228
Tabela 113 - Verificação espaçamento entre faces	228
Tabela 114 - Detalhamento dos estribos ao longo do pilar P1	231
Tabela 115 – Avaliação quanto a pertinência de uso de estribos suplementares	233
Tabela 116 - Cálculo dos momentos resistentes.....	236

LISTA DE ABREVIATURAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
BIM	<i>Building Information Modeling</i> ou, em português, Modelagem/Modelo da Informação da Construção
ELU	Estado Limite Último
ELS	Estado Limite de Serviço

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	15
1.1	OBJETIVOS	15
1.1.1	Objetivo Geral.....	15
1.1.2	Objetivos Específicos	16
1.2	METODOLOGIA.....	16
2	APRESENTAÇÃO DA EDIFICAÇÃO E CONSIDERAÇÕES INICIAIS SOBRE DO DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL.....	17
2.1	PROJETO ARQUITETÔNICO	17
2.2	MATERIAIS E ASPECTOS RELACIONADOS À DURABILIDADE DAS ESTRUTURAS	18
2.2.1	Classe de agressividade ambiental (CAA).....	18
2.2.2	Qualidade do concreto e cobrimento das armaduras.....	20
2.2.3	Propriedades do concreto.....	22
2.2.4	Propriedades do aço estrutural	24
2.3	CONCEPÇÃO ESTRUTURAL	26
2.3.1	Pré-dimensionamento dos pilares	29
2.3.2	Pré-dimensionamento das vigas	40
2.3.3	Pré-dimensionamento das lajes	46
3	ETAPAS DE EXECUÇÃO DO PROJETO ESTRUTURAL DAS LAJES MACIÇAS	49
3.1	DEFINIÇÃO DOS PARÂMETROS DO MODELO DE CÁLCULO DAS LAJES.	50
3.1.1	Vãos efetivos.....	50
3.1.2	Classificação quanto ao tipo de armação	51
3.1.3	Condições de apoio	52

3.1.4	Levantamento das cargas.....	56
3.1.5	Combinação das ações.....	61
3.2	MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO DAS LAJES ISOLADAS	65
3.3	COMPATIBILIZAÇÃO DOS MOMENTOS FLETORES NEGATIVOS	72
3.4	DIMENSIONAMENTO DAS ARMADURAS LONGITUDINAIS.....	78
3.5	DETALHAMENTO DAS ARMADURAS LONGITUDINAIS	92
3.6	ARMADURA DE BORDA.....	106
3.7	BORDAS LIVRES E ABERTURAS.....	109
3.8	VERIFICAÇÕES DO ESTADO LIMITE DE SERVIÇO	111
3.8.1	Caracterização das lajes quanto ao estado de fissuração.....	111
3.8.2	Determinação da flecha total	116
3.8.3	Limites de aceitabilidade sensorial.....	123
3.9	VERIFICAÇÃO QUANTO AO ESTADO LIMITE ÚLTIMO DE CISALHAMENTO.....	127
3.9.1	Reação de apoio das lajes nas vigas	127
3.9.2	Cálculo do esforço cortante resistente	131
3.9.3	Verificação do comprimento de ancoragem das armaduras positivas principais.....	134
4	ANÁLISE DE ESTABILIDADE GLOBAL.....	138
4.1	NÃO LINEARIDADE GEOMÉTRICA (NLG)	138
4.2	NÃO LINEARIDADE FÍSICA (NLF).....	140
4.3	COEFICIENTE GAMMA- Z (γ_z)	141
4.4	COMBINAÇÃO DE AÇÕES	141
4.5	PÓRTICOS ASSOCIADOS.....	142
4.6	CARREGAMENTO HORIZONTAL DEVIDO A AÇÃO DO VENTO	145
4.7	CARREGAMENTOS VERTICAIS	153

4.7.1	Cálculo dos carregamentos verticais.....	153
4.8	RESULTADOS	158
5	DIMENSIONAMENTO E DETALHAMENTO DA VIGA.....	161
5.1	VÃOS EFETIVOS	161
5.2	CARREGAMENTOS NO ELU	163
5.3	DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA LONGITUDINAL	163
5.3.1	Armaduras positivas.....	168
5.3.2	Armaduras negativas	170
5.4	DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL.....	172
5.4.1	Verificação das diagonais de compressão.....	173
5.4.2	Dimensionamento dos estribos	174
5.4.3	Espaçamento entre estribos	176
5.4.4	Armadura de suspensão.....	177
5.5	DETALHAMENTO DA ARMADURA LONGITUDINAL AO LONO DO VÃO.....	178
5.5.1	Comprimento de Ancoragem	179
5.5.2	Decalagem do diagrama de momento fletor.....	180
5.5.3	Traspasse de barras.....	188
5.5.4	Ancoragem nos Apoios	189
5.6	VERIFICAÇÕES DO ESTADO LIMITE DE SERVIÇO	194
5.6.1	Verificação da Fissuração da Viga.....	195
5.6.2	Cálculo das flechas.....	198
<i>5.6.2.1</i>	<i>Flecha diferida no tempo.....</i>	<i>200</i>
5.6.3	Verificação das flechas	200
5.6.4	Verificação da Abertura de Fissuras	201
6	DIMENSIONAMENTO DO PILAR	205

6.1	CARREGAMENTOS.....	205
6.2	ESFORÇOS INTERNOS DE PRIMEIRA ORDEM	206
6.3	IMPERFEIÇÕES LOCAIS	210
6.4	ESBELTEZ DO PILAR	211
6.5	ESBELTEZ LIMITE	212
6.5.1	Efeitos locais de segunda ordem.....	214
6.6	SITUAÇÕES DE CÁLCULO	216
6.7	DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA LONGITUDINAL	218
6.8	DETALHAMENTO DA ARMADURA LONGITUDINAL.....	226
6.8.1	Emenda por transpasse	228
6.9	ARMADURA TRANSVERSAL	231
6.10	VERIFICAÇÃO POR ENVOLTÓRIA	234
7	CONCLUSÃO.....	237
8	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	240
9	APÊNDICE A – PROJETO ARQUITETÔNICO.....	242
10	APÊNDICE B – PLANTA DE FORMAS	244
11	APÊNDICE C – PLANTA DE ARMAÇÃO DAS PEÇAS ESTRUTURAIS DIMENSIONADAS.....	246
12	APÊNDICE D – CARREGAMENTOS DA ESTRUTURA	248

1 INTRODUÇÃO

As estruturas de concreto armado são comuns em todos os países do mundo. A disponibilidade das principais matérias primas que as constituem – comparativamente a outros materiais empregados na execução de estruturas – e a facilidade de aplicação explicam a sua larga escala de utilização. Com elas, os mais variados tipos de construção podem ser concebidos, a exemplo de edifícios de pavimentos, pontes e viadutos, reservatórios, barragens, pisos industriais, pavimentos rodoviários e de aeroportos, paredes de contenção, obras portuárias, canais, etc.

Dentro da prática da execução de projetos estruturais de obras de edificações (residenciais ou comerciais), especificamente, encontram-se o dimensionamento de peças como as lajes, as vigas e os pilares. Essas estruturas surgem no ato da concepção estrutural, onde definem-se suas respectivas dimensões e posicionamentos de modo a atender, da melhor maneira possível, o *layout* de ambientes do projeto arquitetônico. Subsequentemente ocorre a etapa do cálculo estrutural e das avaliações de atendimento às condições limites de integridade e segurança previstos na ABNT NBR 6118:2014.

Este trabalho, portanto, simula a execução de parte de um projeto estrutural, onde são descritas e apresentadas as etapas de cálculo dentro de uma organização lógica sobre o ponto de vista da sequência de transmissão de cargas, assim como revistos os conteúdos basilares ministrados ao longo da graduação, configurando oportunidade para promover a integração de conhecimentos acerca destas temáticas, sob uma perspectiva unificada da elaboração de projetos.

1.1 OBJETIVOS

1.1.1 Objetivo Geral

Desenvolver um projeto estrutural de uma estrutura em concreto armado, de modo que se resgatem aspectos técnicos e teóricos gerais acerca do dimensionamento e do detalhamento

de peças estruturais de uma residência (lajes, viga e pilar), visando, em concomitância, o atendimento aos requisitos normativos da ABNT NBR 6118:2014.

1.1.2 Objetivos Específicos

- Utilizar ferramentas que utilizam a tecnologia BIM para criar o projeto arquitetônico de uma edificação alvo deste estudo e, posteriormente, realizar a sua concepção estrutural;
- Dimensionar e detalhar as lajes da planta de forma do pavimento térreo - ou seja, que compõem o 2º pavimento da edificação -, em conformidade às condições normativas de atendimento ao Estado Limite Último (ELU) de Flexão e de Cisalhamento, bem como às que estão relacionadas aos Estados Limites de Serviço (ELS) de deslocamentos (flechas), estado de fissuração, deslocamentos provocados em razão da vibração do piso por efeito das ações variáveis e considerando a presença de elementos não estruturais;
 - Avaliar a estabilidade global da estrutura utilizando o coeficiente *Gamma-Z* (γ_z);
 - Dimensionar uma viga e um pilar, de modo que ambas as peças resistam à ruptura, e de modo que, na primeira, sejam atendidas as seguintes condições normativas: avaliação do ELS de aceitabilidade sensorial visual; de fissuração e de abertura das fissuras.

1.2 METODOLOGIA

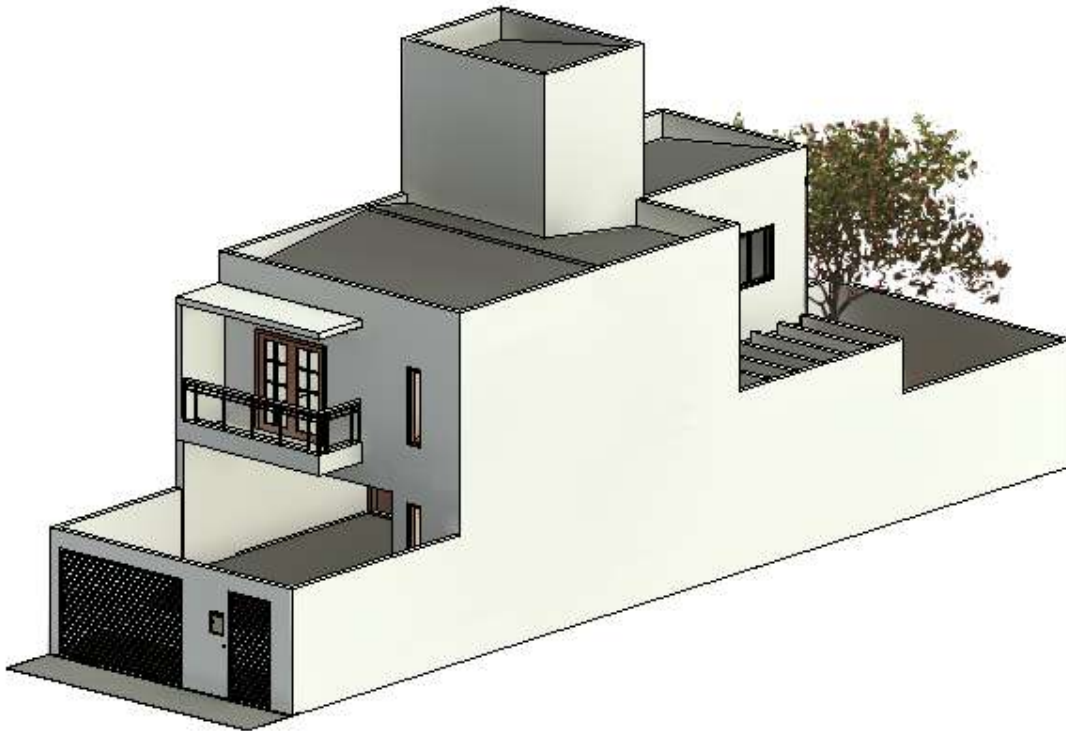
A metodologia aplicada ao desenvolvimento desta pesquisa basear-se-á, essencialmente, em levantamento bibliográfico (consulta às diversas normas, teses, trabalhos acadêmicos, livros e artigos já publicados), destacando-se como categoria de base indispensável as normas da Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) – sobretudo a ABNT NBR 6118:2014 -, e a obra de Roberto Carvalho e Jasson Filho, intitulada “Cálculo e Detalhamento de Estruturas Usuais de Concreto Armado”. Serão utilizados recursos computacionais de auxílio às análises estruturais e execução das pranchas, tais como *softwares* específicos de projeto, tais como Revit® (AUTODESK®, 2021), Eberick® (AltoQI®, 2022) e AutoCAD® (AUTODESK®, 2021), de análise estrutural de pórticos planos Ftool (PUC-RIO, 2018) e planilhas eletrônicas.

2 APRESENTAÇÃO DA EDIFICAÇÃO E CONSIDERAÇÕES INICIAIS SOBRE DO DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL

2.1 PROJETO ARQUITETÔNICO

Trata-se de uma residência unifamiliar de alto padrão, com área construída de 168,29 m² e de dois pavimentos. Apresenta espaço amplo na área comum interna do térreo, além de contar com área de serviço, cozinha e espaço *gourmet* aos fundos da edificação. Contém três dormitórios, sendo uma suíte com varanda. A casa apresenta telhado tipo platibanda, com telhas de fibrocimento ondulada, assim como prevê o uso de caixa d'água com volume comercial de 1500 L. Para fins didáticos, assume-se que a unidade será construída na Rua Florêncio Rocha, bairro Campeche, Florianópolis, Santa Catarina. A Figura 1 apresenta a perspectiva e corte do projeto criado e maiores detalhes podem ser consultados no Apêndice A.

Figura 1 - Perspectiva do projeto



Fonte: Elaborada pela autora (2023)

2.2 MATERIAIS E ASPECTOS RELACIONADOS À DURABILIDADE DAS ESTRUTURAS

2.2.1 Classe de agressividade ambiental (CAA)

O projeto está localizado em ambiente marinho e com forte exposição a sais e cloretos conduzidos pela maresia, dado que encontra-se a cerca de 1 km de distância até o mar, como fica ilustrado nas Figuras Figura 2 e Figura 3. Logo procedimentos devem ser adotados para evitar a deterioração prematura da estrutura em virtude da ação desses agentes patológicos. Como indica o item 6.4.2 da ABNT NBR 6118:2014, a agressividade ambiental deve ser classificada de acordo com o apresentado na Tabela 1, e, portanto, adotou-se a classe de agressividade III, forte, onde o risco de deterioração da estrutura é grande.

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 ^{a, b}	Pequeno
III	Forte	Marinha ^a	Grande
		Industrial ^{a, b}	
IV	Muito forte	Industrial ^{a, c}	Elevado
		Respingos de maré	

^a Pode-se admitir um microclima com uma classe de agressividade mais branda (uma classe 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).

^b Pode-se admitir uma classe de agressividade mais branda (uma classe acima) em obras em regiões de clima seco, com umidade média relativa do ar menor ou igual a 65 %, partes da estrutura protegidas de chuva em ambientes predominantemente secos ou regiões onde raramente chove.

^c Ambientes quimicamente agressivos, tanques industriais, galvanoplastia, branqueamento em indústrias de celulose e papel, armazéns de fertilizantes, indústrias químicas.

Fonte: ABNT NBR 6118:2014, Tabela 6.1 – Editada pela autora (2023).

Figura 2 - Local de implantação do projeto (vista 1)



Fonte: Google Earth (2023)

Figura 3 - Local de implantação do projeto (vista 2)



Fonte: Google Earth (2023)

2.2.2 Qualidade do concreto e cobrimento das armaduras

Tendo em vista que a durabilidade das estruturas é altamente dependente das características do concreto e da espessura e qualidade do material de cobrimento das armaduras, pode-se determinar, a partir da classe de agressividade ambiental, a classe de resistência mínima do concreto, bem como o cobrimento mínimo das armaduras.

De acordo com preconizado na seção 7 da ABNT NBR 6118:2014 se pode estabelecer que a resistência característica à compressão mínima do concreto (f_{ck}) a ser adotado no projeto deve ser maior ou igual a 30 MPa para CAA III, e que a medida de referência para a relação água/cimento em massa de execução desse material corresponde ao valor máximo de 0,55 - conforme apresentado na Tabela 2.

Já o valor de cobrimento mínimo (C_{min}) a ser adotado, tanto para o dimensionamento das vigas quanto para os pilares, deve ser de 4,0 cm e, no caso das lajes, ambas as faces superior e inferior devem receber um cobrimento mínimo de 3,5 cm. Porém, uma exceção ocorre nos casos em que lajes e vigas apresentam revestimento superior em argamassa de contrapiso, com revestimentos finais secos tipo carpete e madeira, com argamassa de revestimento e acabamento como o caso de instalação de pisos cerâmicos, situação em que é permitido adotar cobrimento de concreto mínimo de 1,5 cm na face superior das respectivas peças, seguindo o item b da nota de rodapé da tabela 7.2 da normativa. Essas dimensões podem ser consultadas na Tabela 3 e estão em consonância com os dados de revestimento apresentados no projeto arquitetônico.

Tabela 2 - Relação entre classe de agressividade ambiental (CAA) e a classe do concreto

Concreto ^a	Tipo ^{b, c}	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

^a O concreto empregado na execução das estruturas deve cumprir com os requisitos estabelecidos na ABNT NBR 12655.

^b CA corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto armado.

^c CP corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto protendido.

Fonte: ABNT NBR 6118:2014, Tabela 7.1 – Editada pela autora (2023)

Tabela 3 - Cobrimentos mínimos normativos

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

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

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

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

^d No trecho dos pilares em contato com o solo junto aos elementos de fundação, a armadura deve ter cobrimento nominal ≥ 45 mm.

Fonte: ABNT NBR 6118:2014, Tabela 7.2 – Editada pela autora (2023)

A ABNT NBR 6118:2014 estabelece, ainda, os cobrimentos mínimos levando em consideração uma tolerância de construção de 1 cm. Nos casos em que se tenha controle adequado de qualidade e rigidez na tolerância das medidas durante a execução das peças é permitida redução dos cobrimentos em 0,5 cm desde que devidamente explicitada nos desenhos de projeto. Como não se tem informações disponíveis acerca do grau de qualificação da mão de obra para a construção da edificação projetada, os valores de cobrimento mínimo obtidos não foram modificados.

Ainda sobre aspectos construtivos, a dimensão máxima característica do agregado graúdo utilizado no concreto não pode superar em 20% a espessura nominal do cobrimento, conforme apresentado no item 7.4.7.6 da ABNT NBR 6118:2014. Como o menor cobrimento regular adotado é de 35 mm (para as lajes), o diâmetro máximo do agregado graúdo deve ser de 42 mm, vide Equação 1. Portanto, a classe de agregado graúdo cujas dimensões comerciais atendem a esse critério técnico, e que portanto foi adotado para a elaboração deste

trabalho, é a Brita 1, que apresenta dimensão máxima característica $d_{m\acute{a}x}$ de 19 mm e dimensão mínima característica $d_{m\acute{i}n}$ de 9,5 mm.

$$d_{m\acute{a}x} \leq 1,2 \times C_{m\acute{i}n} = 1,2 \times 35mm \therefore d_{m\acute{a}x} \leq 42mm \quad 1$$

2.2.3 Propriedades do concreto

Uma vez determinada a classe do concreto e assim conhecida a sua resistência característica à compressão, diferentes propriedades podem ser obtidas. Algumas delas são descritas na seção 8.2 da ABNT NBR 6118:2014, e, no que se refere ao concreto pertencente às classes de C20 a C50, utilizam-se as seguintes relações:

- Massa específica do concreto armado: 2500 kg/m³
- Coeficiente de dilatação térmica: 10⁻⁵/ °C
- $f_{ct,m}$ - Resistência característica média do concreto à tração

$$f_{ct,m} = 0,3 \times \sqrt[3]{f_{ck}} = 0,3 \times \sqrt[3]{30^2} = 2,90 \text{ MPa} \quad 2$$

- $f_{ctk,inf}$ - Resistência característica inferior do concreto à tração

$$f_{ctk,inf} = 0,7 \times f_{ct,m} = 0,7 \times 2,90 = 2,03 \text{ MPa} \quad 3$$

- $f_{ctk,sup}$ - Resistência característica superior do concreto à tração

$$f_{ctk,sup} = 1,3 \times f_{ct,m} = 1,3 \times 2,90 = 3,77 \text{ MPa} \quad 4$$

- f_{cd} - Resistência de cálculo do concreto à compressão

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad 5$$

onde γ_c corresponde ao coeficiente de ponderação da resistência do concreto no ELU, que para combinações de ações do tipo normal vale 1,4 (vide Tabela 12.1 ABNT NBR 6118:2014). A resistência de cálculo do concreto à compressão passa a ser, portanto:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{30}{1,4} \cong 21,43 \text{ MPa} \quad 6$$

As demais resistências de cálculo do concreto à tração são obtidas efetuando a razão dos respectivos parâmetros em valores característicos pelo mesmo coeficiente γ_c . Portanto:

- f_{ctd} - Resistência de cálculo do concreto à tração

$$f_{ctd} = \frac{f_{ck,inf}}{\gamma_c} = \frac{2,03}{1,4} = 1,45 \text{ MPa} \quad 7$$

- E_{ci} - Módulo de Elasticidade Inicial

$$E_{ci} = \alpha_E \times 5600 \times \sqrt{f_{ck}} \quad 8$$

onde α_E relaciona-se com a natureza do agregado graúdo que será utilizado na execução do concreto. No caso em questão, adotou-se o agregado tipo granítico devido maior disponibilidade na região, e por isso $\alpha_E = 1,0$ (vide item 8.2.8 da ABNT NBR 6118:2014). Portanto, tem-se que:

$$E_{ci} = \alpha_E \times 5600 \times \sqrt{f_{ck}} = 1,0 \times 5600 \times \sqrt{30} = 30.672,56 \text{ MPa} \quad 9$$

- E_{cs} - Módulo de Elasticidade Secante

$$E_{cs} = \alpha_i \times E_{ci} \quad 10$$

onde α_i é obtido a partir da Equação 11, abaixo:

$$\alpha_i = 0,8 + 0,2 \times \frac{f_{ck}}{80} \leq 1 \quad 11$$

Portanto:

$$\alpha_i = 0,8 + 0,2 \times \frac{30}{80} = 0,875 \leq 1 \rightarrow Ok! \quad 12$$

$$E_{cs} = 0,875 \times 30.672,56 = 26.838,41 \text{ MPa} \quad 13$$

2.2.4 Propriedades do aço estrutural

A sessão 8.3 da ABNT NBR 6118:2014 fornece valores de referência para as propriedades do aço de armadura passiva utilizados em projetos estruturais. O valor característico da resistência de escoamento relaciona-se com a classe à qual o aço é categorizado: se ele é do tipo CA50, sua resistência característica de escoamento (f_{yk}) é de 500 MPa e se é do tipo CA60, 600 MPa. Assim, alguns dados dos aços utilizados são apresentados a seguir.

- Massa específica do aço: 7850 kg/m³
- Coeficiente de dilatação térmica: 10⁻⁵/ °C
- E_s - Módulo de Elasticidade: 210 GPa
- Resistência de cálculo

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \quad 14$$

onde γ_s corresponde ao coeficiente de ponderação da resistência do aço no ELU, que para combinações de ações do tipo normal vale 1,15 (vide Tabela 12.1 ABNT NBR 6118:2014). A resistência de cálculo assume, para cada classe de aço, os seguintes valores:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \begin{cases} \frac{500}{1,15} = 434,78 \text{ MPa} \rightarrow \text{para CA50} \\ \frac{600}{1,15} = 521,74 \text{ MPa} \rightarrow \text{para CA60} \end{cases} \quad 15$$

Ressalta-se ainda que os diâmetros e sessões transversais nominais comerciais do aço podem ser consultados nos catálogos dos fabricantes, devendo contemplar os pressupostos previstos, também, na ABNT NBR 7480:2007. A Tabela 4 contém características das barras com bitolas comerciais mais empregadas no setor da construção civil, destacando-se que os fios (aço de menores calibres) são menos rígidos que as barras.

Tabela 4 - Características das barras de aço

Fios	Barras ϕ (mm)	Diâmetro (cm)	Peso (daN/m-kgf/m)	Perímetro (cm)	Área (cm ²)
3,2	-	0,32	0,063	1,00	0,080
4,0	-	0,40	0,100	1,25	0,125
5,5	5,5	0,55	0,186	1,73	0,240
6,3	6,3(1/4")	0,63	0,248	2,00	0,315
8,0	8(5/16")	0,80	0,393	2,50	0,500
10,0	10(3/8")	1,00	0,624	3,15	0,800
-	12,5 (1/2")	1,25	0,988	4,00	1,250
-	16(5/8")	1,60	1,570	5,00	2,000
-	20(3/4")	2,00	2,480	6,30	3,150
-	22,5(7/8")	2,25	3,120	7,10	4,000
-	25(1")	2,50	3,930	8,00	5,000
-	32(1,25")	3,20	6,240	10,00	8,000

Fonte: CARVALHO e FIGUEIREDO (2021)

2.3 CONCEPÇÃO ESTRUTURAL

A planta de formas apresentada no Apêndice B é fruto do processo de concepção estrutural da edificação em estudo, que buscou, em suma, atender às seguintes recomendações técnicas (PERLIN, PINTO e PADARATZ, 2020):

- a) A disposição das vigas e pilares deve ser tal que minimize a ocorrência de interferências no arranjo arquitetônico.
- b) É recomendado proporcionar às cargas um caminho mais curto até as fundações, o que, em função das necessidades arquitetônicas, pode ser proibitivo.
- c) Deve-se também evitar que a estabilidade global da edificação dependa de um número reduzido de elementos estruturais, pois quanto maior a hiperestaticidade da estrutura, melhor a capacidade de redistribuição dos esforços em caso de colapso de um elemento isolado.
- d) Geralmente é indicado que nas posições das paredes existam vigas, porém em cômodos muito pequenos (2 a 3 m) pode-se dispensar as vigas e a parede fica alojada sobre a laje.
- e) Sempre que possível os eixos das vigas devem coincidir com os eixos dos pilares, assim evitando excentricidades e reduzindo o momento fletor no pilar.
- f) Deve-se cuidar para que as lajes não possuam vãos teóricos muito grandes, o que geralmente ocasiona lajes espessas e, portanto, com maior consumo de concreto e maior peso próprio da estrutura.

A partir dessas instruções e dos preceitos normativos da ABNT NBR 6118:2014 que serão melhor explorados nas próximas subseções, realizou-se a modelagem estrutural (lançamento dos pilares, das vigas e das lajes) no *software* Eberick® (AltoQi®, 2022) após exportação do arquivo de extensão *.ifc* feito no *software* Revit® (AUTODESK®, 2021) - onde foi feita a modelagem arquitetônica - de modo que fossem compatibilizadas as duas categorias de projeto anteriormente citadas. Assim, viabiliza-se a coexistência desses subsistemas da obra ao mesmo tempo em que são mitigados erros executivos gerados em razão da possibilidade de interferência entre tais interfaces de projeto, reduzindo gastos e retrabalhos.

À medida em que as peças eram lançadas no programa, foram sendo fixadas as suas dimensões e posições em detrimento de aspectos não só estéticos (avaliando-se a possibilidade prioritária de embutimento nas alvenarias), mas também dos que estão relacionados à promoção do ganho de estabilidade global da estrutura como um todo. Por exemplo, foram definidas alturas preliminares de 50 cm para os pilares P9, P18 e P20, levando em consideração o comprimento e o tipo das vigas VT22c, VT14-VT15a e VT12, respectivamente. O enrijecimento desses pilares é bem-vindo no sentido de resistir e/ou equilibrar a tendência de

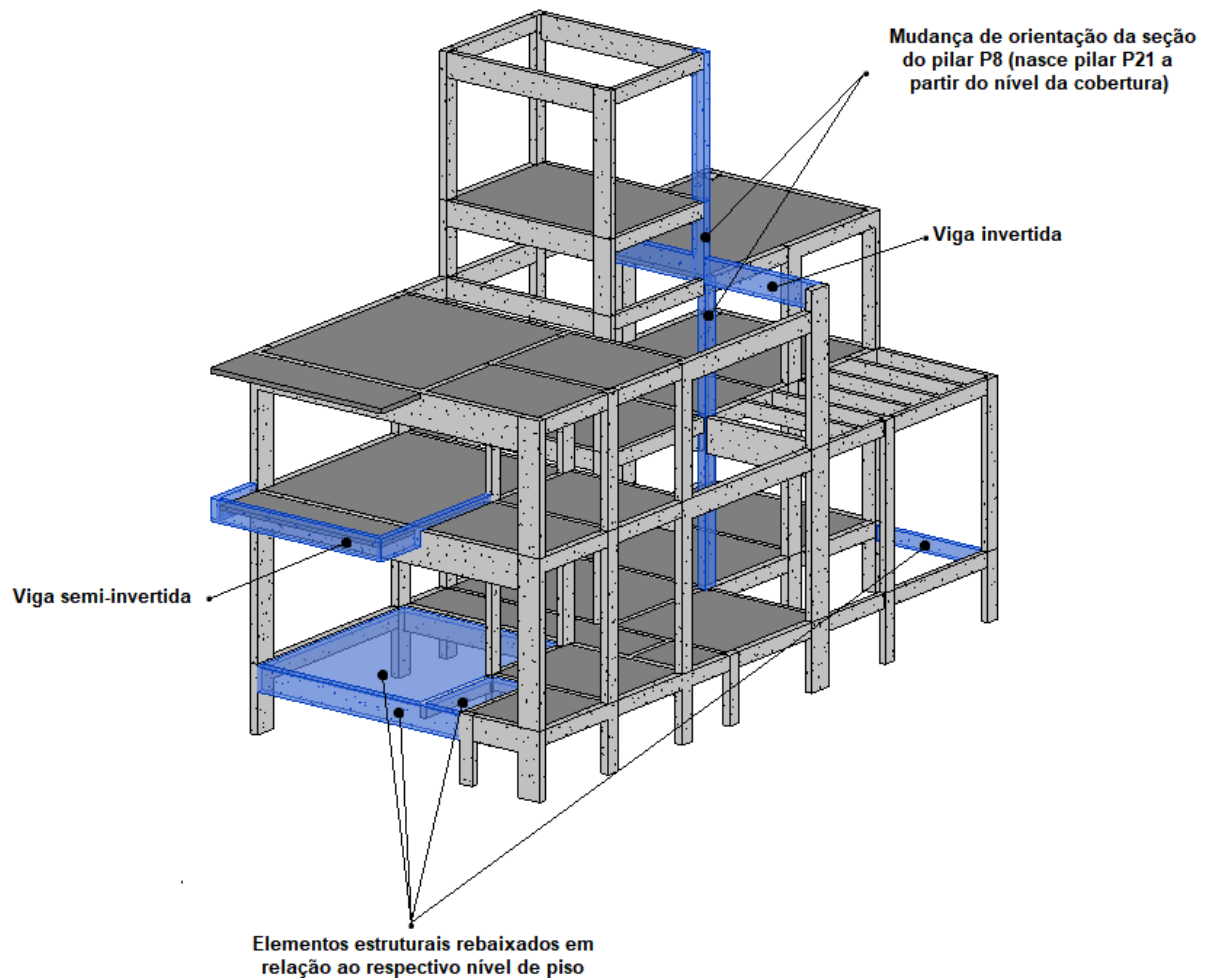
giro das vigas por eles suportadas, bem como de reduzir os deslocamentos (flechas) das mesmas.

Todas as lajes da edificação são do tipo maciças, com exceção das lajes LS2 e LS3 do pavimento de cobertura, que por apresentarem ampla área de vazio e forma geométrica planar não retangular, respectivamente, requerem métodos de análise estrutural mais avançados, não sendo dimensionadas e detalhadas neste estudo. Além disso, as lajes que formam a garagem (LB7 e LB9) são rebaixadas em relação ao nível do pavimento em que estão, assim como as vigas VB8a-b e VB2 - a última devido ao fato de que serve de apoio à instalação de revestimento de *Deck* de madeira previsto na área *gourmet* -, e as lajes LT1 e LS1 preveem espaço para passagem do duto da churrasqueira.

Durante o lançamento estrutural, constatou-se que os pórticos formados pelos pilares P7-P8-P9 e P18-P19-P20 (e as vigas que os interligam) encontram-se em uma região crítica sob uma ótica preliminar de aplicação de cargas, já que recebem: cargas distribuídas de lajes robustas, cargas pontuais de vigas e, sobretudo, precisam ser rígidas o suficiente e estruturalmente bem armadas para estabilizar as lajes LT10 e LS7. Esse arranjo estrutural mais complexo se deve ao *layout* arquitetônico típico desse tipo de edificação, onde não se deseja ter pilares aparentes nas garagens, visando ampliação de espaço.

Outro aspecto observado na concepção estruturas foi que a manutenção da prumada do pilar P8 demandaria, ou o recobrimento em argamassa de espessura superior a 10 cm de toda a fachada noroeste da torre da caixa d'água, ou alterações arquitetônicas, como o engrossamento de parede interna e/ou redução de batente da porta-janela (J03) no pavimento térreo. Tais opções são mais viáveis de serem adotadas e geram baixo impacto na solução estrutural. Porém, optou-se em mudar a orientação daquele a partir do nível de piso da cobertura, onde nasce o pilar P21. Esse novo pilar situa-se sobre a viga VS2 do pórtico P7-P8-P9, que precisa ser invertida (dada a impossibilidade de execução de viga aparente nos ambientes Dormitório 02 e Circulação) e pode apresentar altura de até 80 cm (dimensão esta que depende da altura da platibanda). Além disso é preciso destacar que o pórtico em questão delimita uma área social da casa, dotada de pé-direito duplo, onde os aspectos estéticos são preponderantes.

Figura 4 - Modelagem estrutural com destaque para os elementos estruturais especiais



Fonte: Elaborada pela autora (2023)

Ademais, escolheu-se utilizar viga semi-invertida delimitadora da varanda da Suíte (que recebeu ancoragem diretamente no pilar P16) e, para a execução do projeto, é requisitado um deslocamento de 5 cm da janela J02 do Dormitório 01 (ambiente privativo) e da porta P01 do Hall, no sentido de afastamento dos pilares P5 e P16, respectivamente.

2.3.1 Pré-dimensionamento dos pilares

De acordo com o item 13.2.3 da ABNT NBR 6118:2014, os pilares são elementos estruturais que devem apresentar dimensão mínima de 19 cm e área de seção transversal mínima de 360 cm². No entanto, é permitido adotar dimensão de pelo menos 14 cm desde que os esforços atuantes no elemento sejam majorados pelo coeficiente γ_n , conforme Tabela 5.

Tabela 5 - Valores do coeficiente adicional γ_n para pilares e pilares-parede

b cm	≥ 19	18	17	16	15	14
γ_n	1,00	1,05	1,10	1,15	1,20	1,25
onde $\gamma_n = 1,95 - 0,05 b$; b é a menor dimensão da seção transversal, expressa em centímetros (cm). NOTA O coeficiente γ_n deve majorar os esforços solicitantes finais de cálculo quando de seu dimensionamento.						

Fonte: ABNT NBR 6118:2014, Tabela 13.1 – Editada pela autora (2023).

A fim de se validar a concepção inicial destes elementos, foram comparadas as dimensões resultantes do processo de lançamento estrutural descrito anteriormente (observáveis na prancha de formas) com as dimensões mínimas resultantes do método da estimativa de cargas verticais por áreas de influência.

O processo geométrico para determinação das áreas de influência dos pilares seguiu a sequência de passos apresentado na Figura 5, e como resultado, foram delimitados e calculados os limites de influência de cargas em cada um dos pilares da edificação. Uma vez conhecidas tais áreas, estima-se a força atuante em um pilar k pela Equação 16 (PERLIN, PINTO e PADARATZ, 2020):

$$N_k = p \times A_i \times n \quad 16$$

onde:

p : carga total estimada¹;

A_i : área de influência do pilar i analisado;

n : número de pavimentos atuantes na seção analisada.

O produto de A_i por n equivale ao somatório das áreas de influência de cargas no pilar de análise em cada pavimento da edificação. Ou seja:

$$N_k = p \times (A_{ik_{Pav.Térreo}} \times 1 + A_{ik_{Pav.Superior}} \times 1 + \dots + A_{ik_{Pav.Topo}})$$

$$N_k = p \times A_{ik_{Total}} \quad 17$$

Como os pilares são peças estruturais que podem estar submetidas à compressão centrada, à flexão composta reta de compressão ou à flexão composta oblíqua de compressão, – de modo que além do esforço normal centrado possa haver também momentos fletores atuando em ambas as direções –, para fins de pré-dimensionamento, converte-se a situação real para uma situação equivalente, onde atua apenas o esforço normal. A magnitude deste esforço normal equivalente é fornecido pela Equação 18 (PERLIN, PINTO e PADARATZ, 2020):

$$N_{eq} = \alpha \times N_k \quad 18$$

onde α varia conforme a atuação dos momentos fletores, sendo 1,8 para pilares intermediários, 2,2 para pilares de extremidade e 2,5 para pilares de canto. A Figura 6 ilustra a classificação dos pilares.

Considerando agora que a resistência máxima à compressão centrada de um pilar é dada por:

$$N_{máx} = 0,85 \times f_{cd} \times A_c + A_s \times \sigma_s \quad 19$$

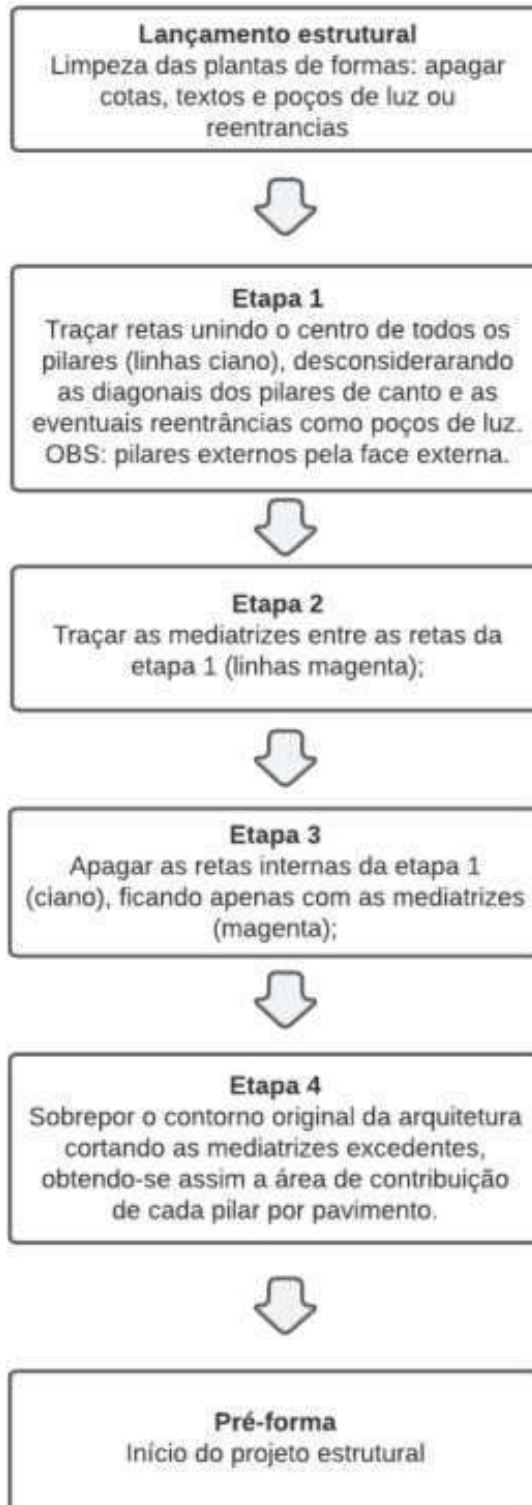
¹ Para edifícios usuais, adota-se 12 kN/m² (PERLIN, PINTO e PADARATZ, 2020).

e que a equação dividida em ambos os lados da igualdade por A_c , adotando taxa de armadura $\rho = \frac{A_s}{A_c}$ e também que $N_{m\acute{a}x} = N_{eq}$, tem-se a Equação 20 para determinação da área da seção transversal dos pilares a partir do isolamento da incógnita A_c (PERLIN, PINTO e PADARATZ, 2020).

$$A_c = \frac{N_{eq}}{0,85 \times f_{cd} + \rho \times \sigma_s} \quad 20$$

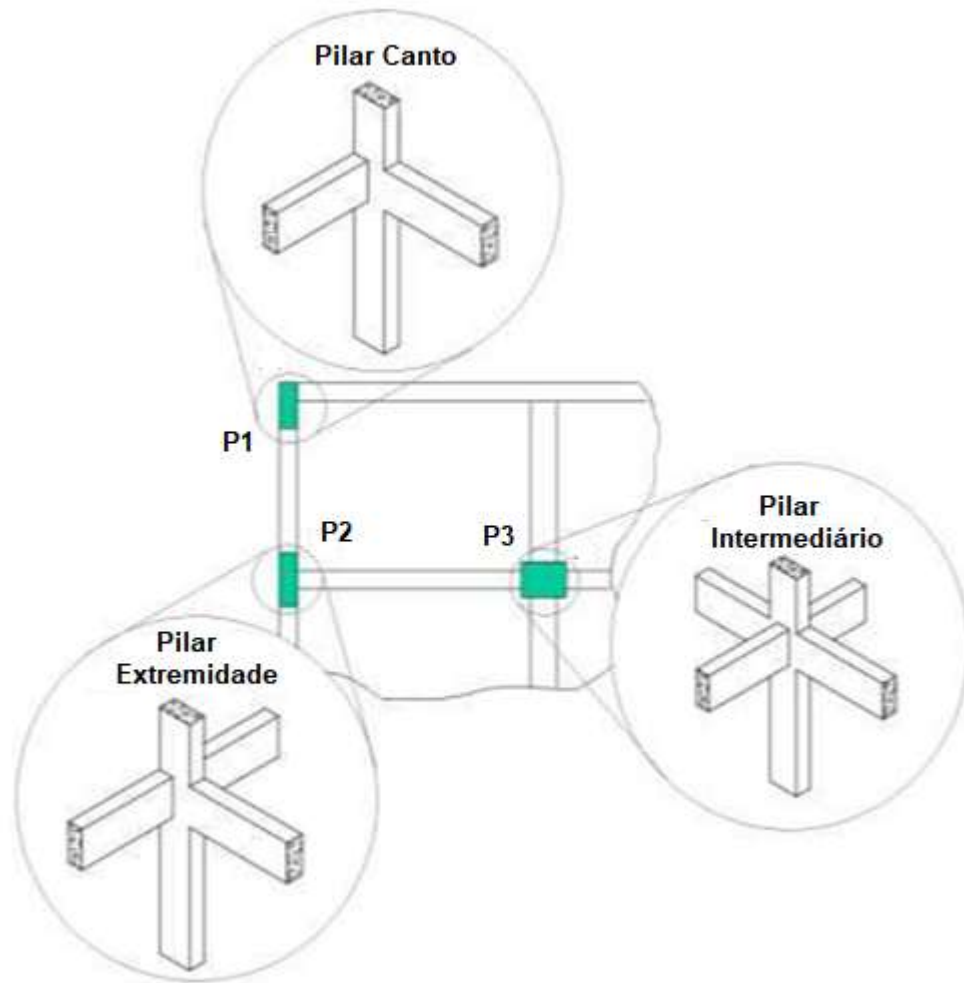
Além disso, admitiu-se taxa de armadura inicial ρ de 2% e a tensão do aço σ_s foi obtida buscando equivalência entre a deformação ϵ_{c2} do concreto - igual a 2‰ para concretos até C50, vide item 8.2.10.1 da ABNT NBR 6118:2014, e a deformação do aço no regime elástico do gráfico de tensão-deformação do último material – vide item 8.3.6 da mesma normativa. Como ϵ_{yd} para aço CA50, classe de aço preponderante nos projetos estruturais, é de 2,07‰ - correspondente à razão entre f_{yd} e seu módulo de elasticidade em MPa (conforme indicado na sessão 2.2.4), logo, a equivalência entre as deformações é obtida para σ_s 420080 kPa.

Figura 5 – Sequência de passos para a determinação geométrica da área de influência dos pilares



Fonte: Elaborado pela autora (2023) e adaptado de Webnar AltoQi (2022)

Figura 6 - Classificação quanto aos tipos de pilares



Fonte: Apostila Estruturas de Concreto Armado II (PERLIN, PINTO e PADARATZ, 2020) – Editada pela autora (2023)

Os resultados são apresentados nas Tabelas Tabela 6, Tabela 7 e 8, assim como são demonstradas as áreas de influência dos pilares existentes na edificação nas Figuras Figura 7 Figura 10. Para aplicação do método, considerou-se que todos os pilares são classificados como de canto, a favor da segurança, e a base da seção do tramo dos pilares é fixa, delimitada em função da espessura das paredes (ou seja, não foram alterados os valores de b_w dos pilares apresentados na prancha de formas).

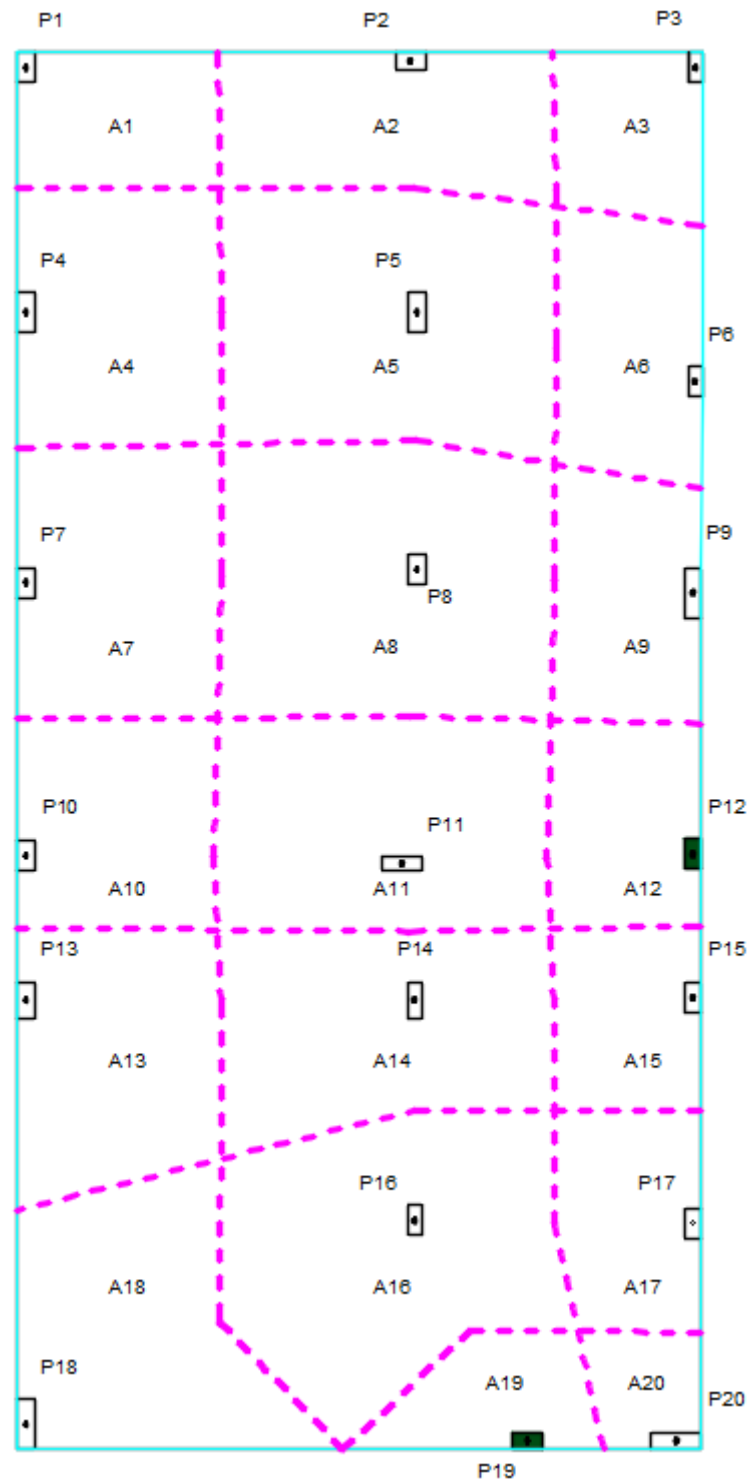
Tabela 6 – Levantamento da área de influência total por pilar

Pilar	Pav. Térreo		Pav. Superior		Pav. Cobertura		Pavts. Reservatório e Topo		Ai Total (m ²)
	Ai (m ²)	n	Ai (m ²)	n	Ai (m ²)	n	Ai (m ²)	n	
P01	2,71	1	2,74	1	2,73	1	-	-	8,18
P02	4,64	1	4,63	1	2,78	1	-	-	12,05
P03	2,40	1	2,41	1	-	-	-	-	4,81
P04	5,23	1	5,20	1	5,20	1	-	-	15,63
P05	8,52	1	8,50	1	5,26	1	-	-	22,28
P06	3,80	1	3,82	1	-	-	-	-	7,62
P07	5,48	1	5,51	1	5,41	1	2,99	2	22,38
P08	9,01	1	9,27	1	7,86	1	-	-	26,14
P09	3,61	1	4,47	1	3,19	1	-	-	11,27
P10	4,15	1	4,14	1	4,11	1	2,95	2	18,30
P11	7,07	1	6,83	1	6,71	1	3,11	2	26,83
P12	3,12	1	-	-	-	-	-	-	3,12
P13	5,19	1	5,24	1	5,17	1	-	-	15,60
P14	6,45	1	6,44	1	6,42	1	-	-	19,31
P15	2,70	1	4,98	1	5,01	1	-	-	12,69
P16	8,44	1	8,38	1	8,40	1	-	-	25,22
P17	3,12	1	3,28	1	3,30	1	-	-	9,70
P18	6,10	1	10,22	1	10,27	1	-	-	26,59
P19	2,17	1	-	-	-	-	-	-	2,17
P20	1,29	1	3,98	1	4,00	1	-	-	9,27
P21	-	-	-	-	7,86	1	3,11	2	14,08

LEGENDA:
Ai = Área de influência

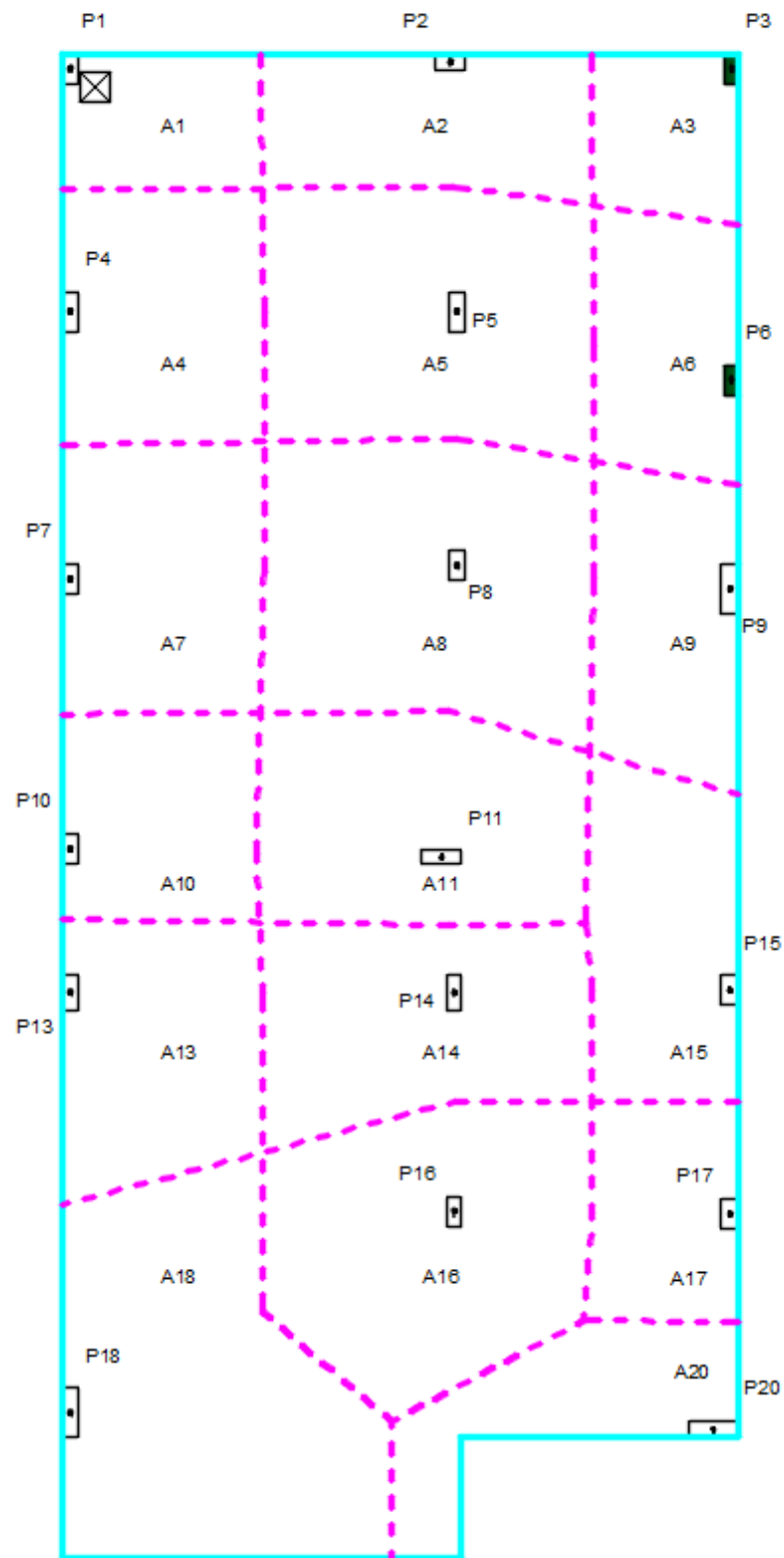
Fonte: Elaborada pela autora (2023)

Figura 7 – Área de influência dos pilares no pavimento Térreo



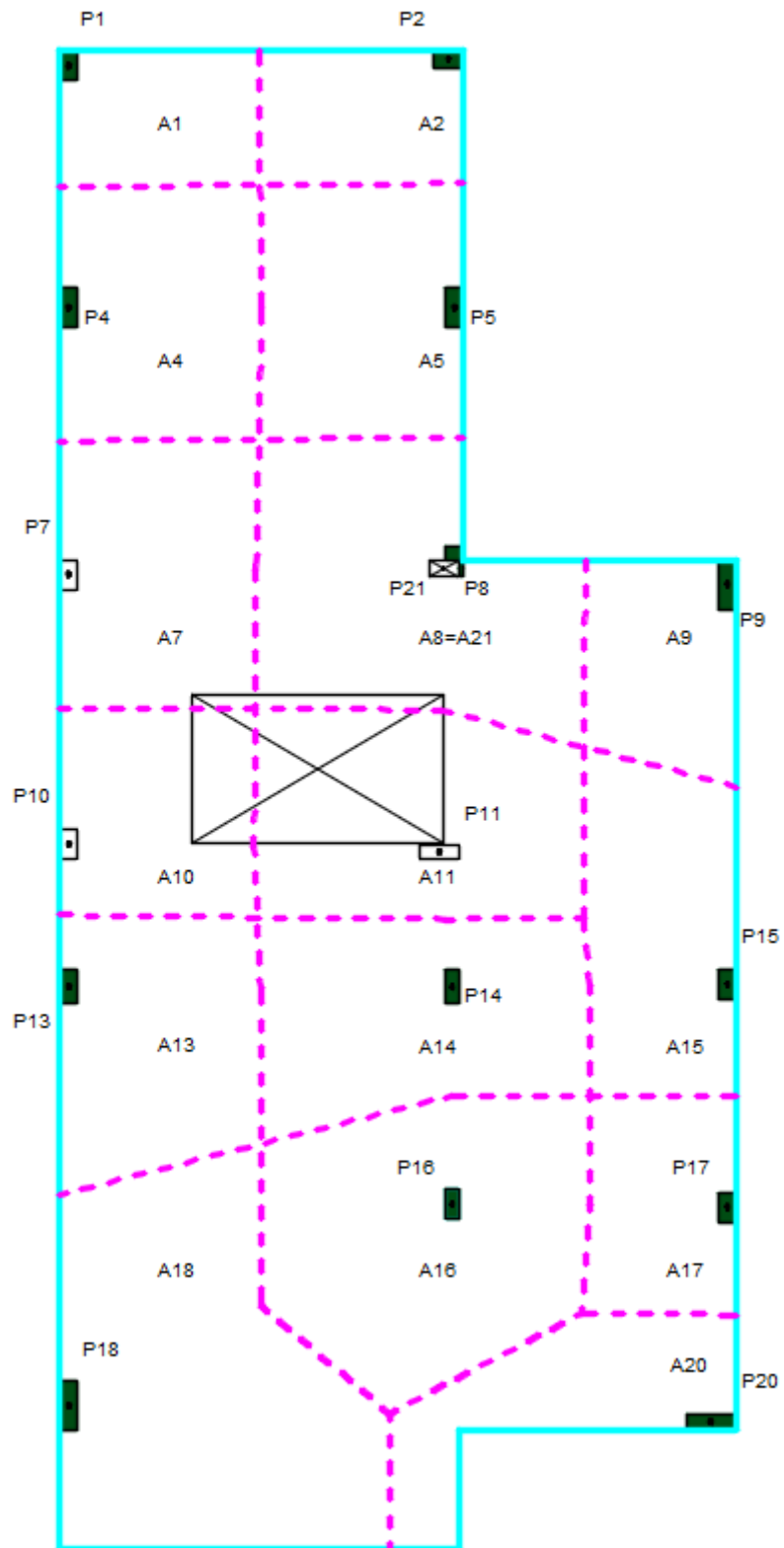
Fonte: Elaborada pela autora (2023)

Figura 8 – Área de influência dos pilares no pavimento Superior



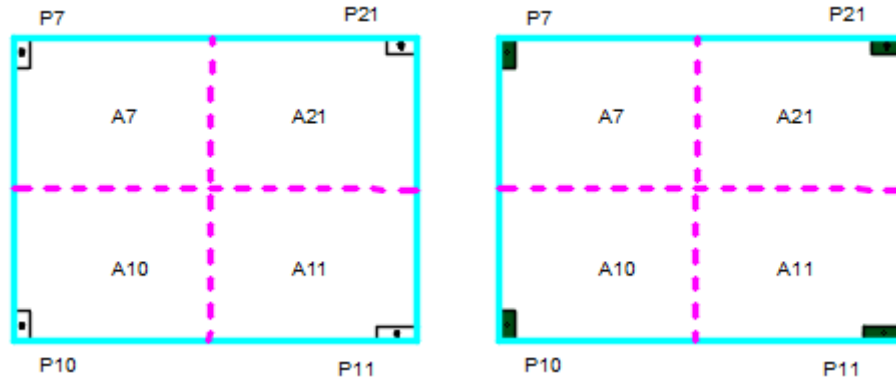
Fonte: Elaborada pela autora (2023)

Figura 9 – Área de influência dos pilares no pavimento de Cobertura



Fonte: Elaborada pela autora (2023)

Figura 10 – Área de influência dos pilares nos pavimentos Reservatório (à esquerda) e Topo (à direita)



Fonte: Elaborada pela autora (2023)

Tabela 7 – Pré-dimensionamento dos pilares usando o método da área de influência

Pilar	Tipo	α	P (kN/m ²)	A_i Total (m ²)	N_k (kN)	N_{eq} (kN)	ρ	f_{cd} (kPa)	σ_s (kPa)	A_c Teo. (m ²)	A_c Adot. *(cm ²)	b (cm)	h Teo. (cm)
P01	C	2,5	12	8,18	98,16	245,4	0,02	21428,57	420079,81	92,20	360	17	22
P02				12,05	144,60	361,5				135,82	360	17	22
P03				4,81	57,72	144,3				54,22	360	14	26
P04				15,63	187,56	468,9				176,17	360	17	22
P05				22,28	267,36	668,4				251,13	360	14	26
P06				7,62	91,44	228,6				85,89	360	17	22
P07				22,38	268,56	671,4				252,26	360	17	22
P08				26,14	313,68	784,2				294,64	360	17	22
P09				11,27	135,24	338,1				127,03	360	17	22
P10				18,30	219,60	549,0				206,27	360	17	22

LEGENDA:

C = Pilar de Canto

A_c e h Teo. = Área de concreto e maior dimensão da seção transversal do pilar (altura), respectivamente

A_c Adot. = Área da seção transversal mínima

OBSERVAÇÕES:

*Atribuição da dimensão mínima da seção transversal, conforme estabelecido na ABNT NBR 6118:2014

Fonte: Elaborada pela autora (2023)

Tabela 8 - Pré-dimensionamento dos pilares usando o método da área de influência
(continuação)

Pilar	Tipo	α	p (kN/m ²)	Ai Total (m ²)	Nk (kN)	Neq (kN)	ρ	f_{cd} (kPa)	σ_s (kPa)	Ac Teo. (m ²)	Ac Adot. (cm ²)	b (cm)	h Teo. (cm)
P11	C	2,5	12	26,83	321,96	804,9	0,02	21428,57	420079,81	302,41	360	14	26
P12				3,12	37,44	93,6				35,17	360	17	22
P13				15,60	187,2	468				175,83	360	17	22
P14				19,31	231,72	579,3				217,65	360	14	26
P15				12,69	152,28	380,7				143,03	360	17	22
P16				25,22	302,64	756,6				284,27	360	14	26
P17				9,70	116,4	291				109,33	360	17	22
P18				26,59	319,08	797,7				299,71	360	17	22
P19				2,17	26,04	65,1				24,46	360	17	22
P20				9,27	111,24	278,1				104,49	360	17	22
P21				14,08	168,96	422,4				158,70	360	17	22

LEGENDA:

C = Pilar de Canto

Ac e h Teo. = Área de concreto e maior dimensão da seção transversal do pilar (altura), respectivamente

Ac Adot. = Área da seção transversal mínima

OBSERVAÇÕES:

*Atribuição da dimensão mínima da seção transversal, conforme estabelecido na ABNT NBR 6118:2014

Fonte: Elaborada pela autora (2023)

Portanto, como a maior dimensão estimada da seção transversal dos pilares (altura teórica – h Teo.) é de 26 cm (para os pilares P03, P05, P11, P14 e P16), e a menor dimensão de altura adotada durante a etapa de concepção estrutural (vide prancha de formas) é de 30 cm, a escolha das dimensões da seção dos pilares da estrutura se mostrou adequada.

2.3.2 Pré-dimensionamento das vigas

Da mesma forma que nos pilares, as vigas são pré-concebidas de modo que não fiquem aparentes nos ambientes, e sua geometria deve estar preferencialmente limitada às espessuras das paredes de alvenaria. Segundo o item 13.2.2 da ABNT NBR 6118:2014, a largura mínima desses elementos deve ser de 12 cm. A menor dimensão dessa peça também se relaciona com a menor dimensão dos pilares que o delimitam, sobretudo quando se quer adquirir agilidade construtiva na fabricação das formas.

A altura foi definida dividindo-se o vão teórico por 10, sendo mantida constante para todos os trechos de continuidade, exceto em casos de grande variação – para vigas em balanço, adotou-se a relação de 1/5 do vão. Esses valores foram arredondados para o múltiplo de 10 superior, com vistas a facilitar o soerguimento da alvenaria, que tem tijolos de 19 cm + 1 cm de assentamento.

Complementando as informações introduzidas na seção 2.3 e aplicando as orientações mencionadas no parágrafo anterior, identificaram-se primeiro as vigas com maiores vãos teóricos em cada pórtico vertical orientado nas direções das linhas de ação (LA) simbolizadas pelas setas verdes na Figura 11, que apresenta um rascunho da prancha de formas do pavimento baldrame. Por exemplo, no pórtico que atua na LA PV1, a viga VB10 apresentou o maior vão teórico (382 cm). O próximo múltiplo inteiro da razão desse valor por 10 é 40 cm. Logo, a espessura de cada trecho de viga compreendido dentro da faixa da linha de cota avermelhada recebe o mesmo valor da espessura anteriormente calculada (continuidade de vigas). O mesmo acontece para os demais pórticos: a viga VB13, que atua na LA PV2, tem 243 cm de vão teórico, requer altura de 30 cm e a viga VB18b, que tem 284 cm de vão teórico, idem. Quanto à altura das demais vigas verticais que estão fora dessas linhas de ação (VB16 e VB15), foi adotado o valor de 30 cm.

Por outro lado, observa-se que as linhas de ação verticais dividem os pórticos horizontais em trechos com valores de comprimento de vigas muito próximos ou idênticos. Logo, as vigas horizontais compreendidas entre os pórticos verticais LAPV1 e LAPV2 receberam a mesma altura que a viga VB1, que tem 360 cm de vão teórico e requer 40 cm de altura. Já para as vigas horizontais compreendidas entre os pórticos verticais LA PV2 e LAPV3 receberam a mesma altura que a viga VB2, que tem 262 cm de vão teórico e requer 30 cm de

altura. Porém, as vigas que mantêm o mesmo alinhamento horizontal, ou seja, mantêm a continuidade com as vigas do trecho entre LA PV1 e LAPV2, receberam o mesmo valor de altura da viga VB1 - a única exceção ocorre na viga VB8a, que tem 476 cm de vão teórico e requer 50 cm de altura, válido para todos os trechos às quais é contínua.

As alturas das vigas do pavimento baldrame até aqui levantadas servem de referência para os demais pavimentos, caso se repitam. As Figuras Figura 11 Figura 14 ilustram apenas o levantamento para a altura das vigas remanescentes nos respectivos níveis das pranchas de formas avaliadas.

No rascunho da forma do pavimento Térreo, ao invés de utilizar a relação de 1/10 do vão para o pré-dimensionamento das vigas VT13, VT14 e VT18a optou-se em classifica-las como vigas semi-invertidas com altura de 45 cm, visando servir de ancoragem para o guarda-corpo e também para esconder possíveis tubulações hidráulicas. Como mencionado, consideram-se as vigas VT18a-b contínuas. Além disso: a viga VT12 apresentou vão teórico de 615, o que demanda uma altura de pelo menos 70 cm; a viga VT16 recebeu a mesma seção transversal da viga VB6 – ambas são apoio para a escada; e a viga VT23, devido aumento do vão provocado pela ausência do pilar P12, demandou altura de 40 cm, restrita ao trecho considerado.

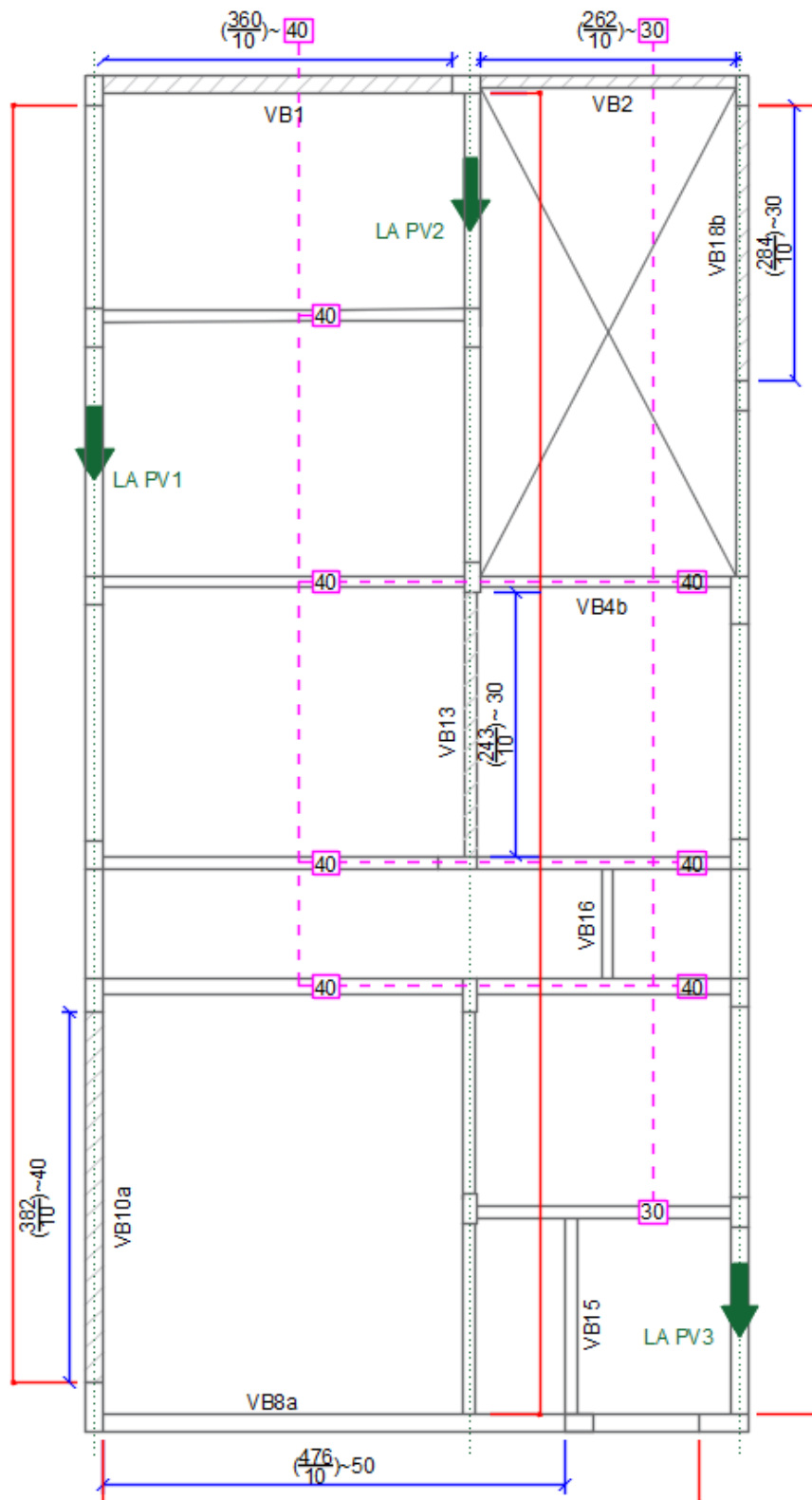
Por fim, e de modo análogo, encontram-se as alturas das vigas dos pavimentos Superior, de Cobertura e Reservatório. A Tabela 9 apresenta a síntese das dimensões inicialmente estimadas e adotadas no projeto, e o aumento computado na altura de algumas vigas, a exemplo da VT1, ocorre em virtude das análises de estabilidade global realizada na estrutura, assunto abordado no Capítulo 4 deste trabalho.

Tabela 9 – Pré-dimensionamento das vigas

Viga	Dimensões estimadas (cm)	Dimensões adotadas (cm)	Viga	Dimensões estimadas (cm)	Dimensões adotadas (cm)	Viga	Dimensões estimadas (cm)	Dimensões adotadas (cm)
VB1	17x40	17x50	VT4	12x30	12x30	VS1	17x40	17x50
VB2	12x30	12x30	VT5	12x30	12x30	VS2a e VS2b	17x40	17x50
VB3	12x40	12x40	VT6a a VT6c	12x30	12x30	VS3	14x40	14x40
VB4a e VB4b	12x40	12x50	VT7	12x30	12x30	VS4a e VS4b	12x40	12x50
VB5a a VB5c	12x40	12x40	VT8	17x40	17x70	VS5	14x30	14x30
VB6a a VB6c	17x40	17x50	VT9 e VT9b	14x40	14x40	VS6a e VS6b	17x70	17x70
VB7a e VB7b	14x30	14x30	VT10a a V10c	12x40	12x70	VS7a a VS8e	17x40	17x40
VB8a e VB8b	17x50	17x50	VT11	14x30	14x30	VS8a e VS8b	14x30	14x30
VB9	17x50	17x50	VT12a e VT12b	17x70	17x70	VS9	12x30	12x30
VB10a a VB10e	17x40	17x40	VT13	12x45	12x45	VS10a e VS10b	17x30	17x30
VB11	12x30	12x30	VT14	14x45	14x45	VS11a e VS11b	17x30	17x30
VB12	12x30	12x30	VT15a a VT15e	17x40	17x40	VS12	17x40	17x40
VB13	12x30	12x30	VT16	12x30	12x30	VC1	14x40	14x50
VB14a e VB14b	17x30	17x30	VT17a e VT17b	12x30	12x30	VC2	14x40	14x50
VB15	12x30	12x30	VT18a e VT18b	14x45	14x45	VC3	17x30	17x30
VB16	12x30	12x30	VT19	14x30	14x30	VC4	12x30	12x30
VB17a a VB17d	17x30	17x30	VT20	12x30	12x30	VR1	14x40	14x50
VB18a e VB18b	12x30	12x30	V21a a VT21e	17x30	17x30	VR2	14x40	14x50
VT1	17x40	17x70	V22a e VT22b	17x30	17x30	VR3	17x30	17x30
VT2	12x30	12x30	VT23	17x40	17x40	VR4	12x30	12x30
VT3	12x30	12x30	V24a a VT24f	12x30	12x30			

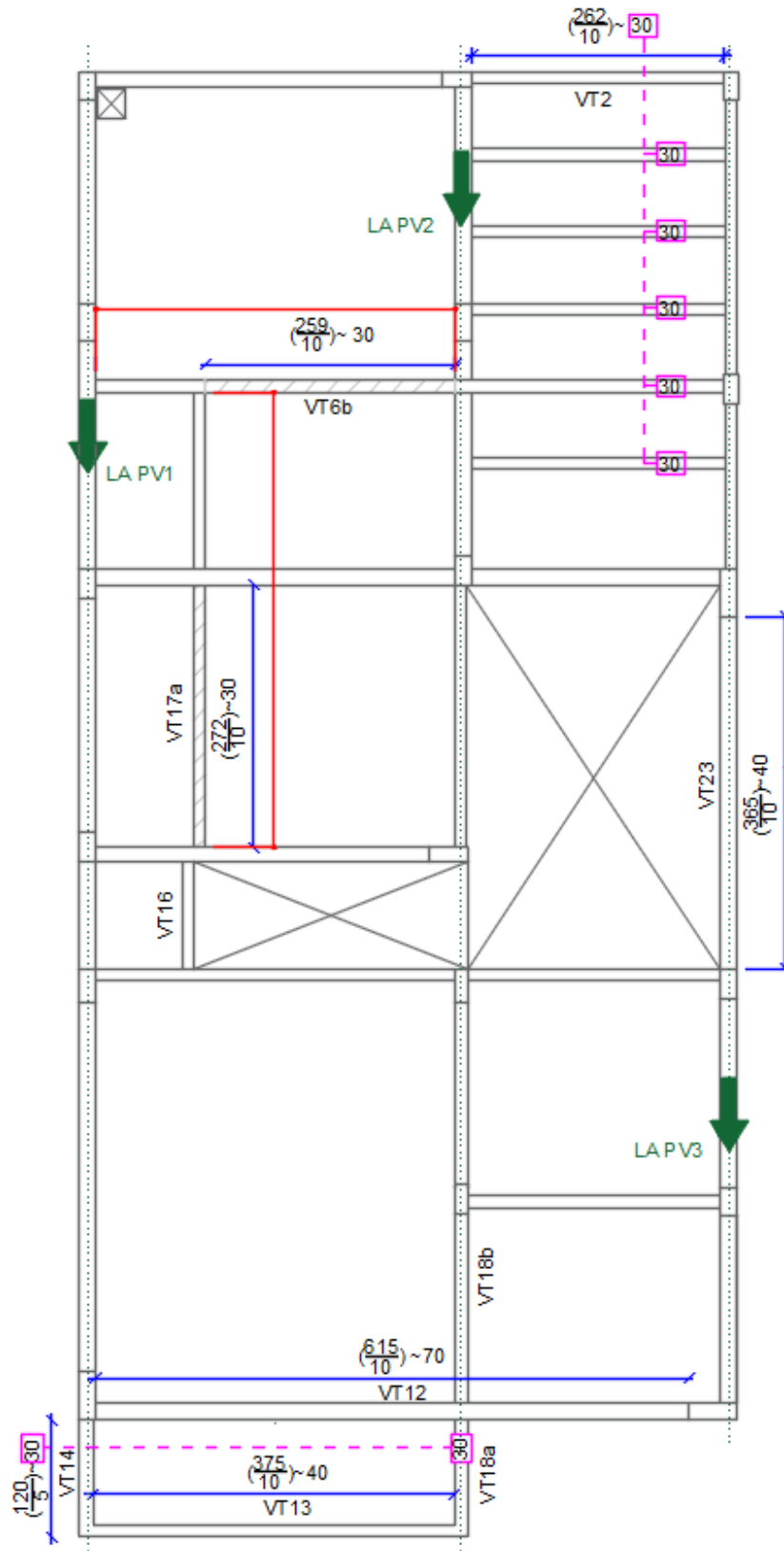
Fonte: Elaborada pela autora (2023)

Figura 11 - Estimativa da altura das vigas do pavimento Térreo



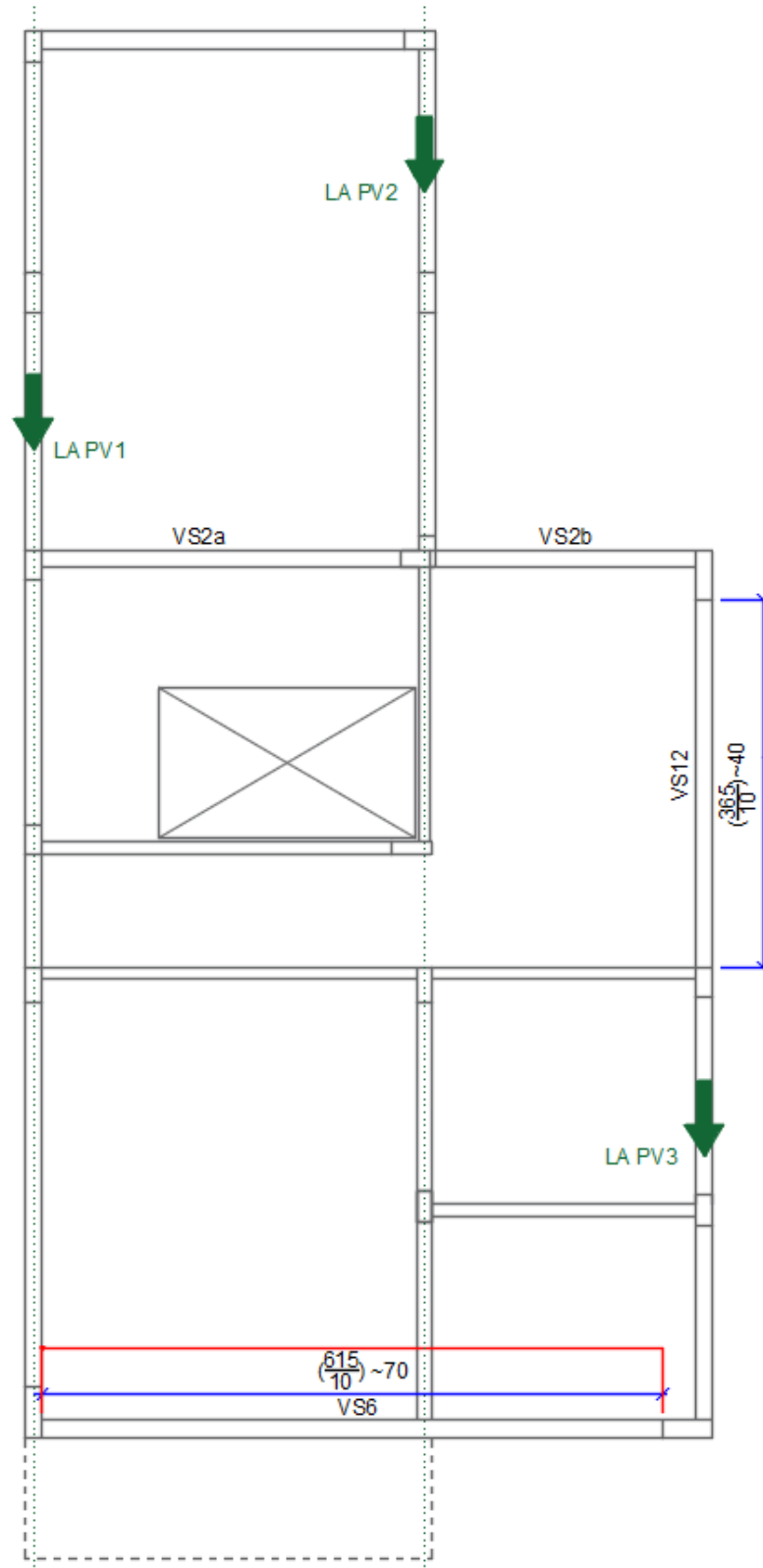
Fonte: Elaborada pela autora (2023)

Figura 12 - Estimativa da altura das vigas do pavimento Superior



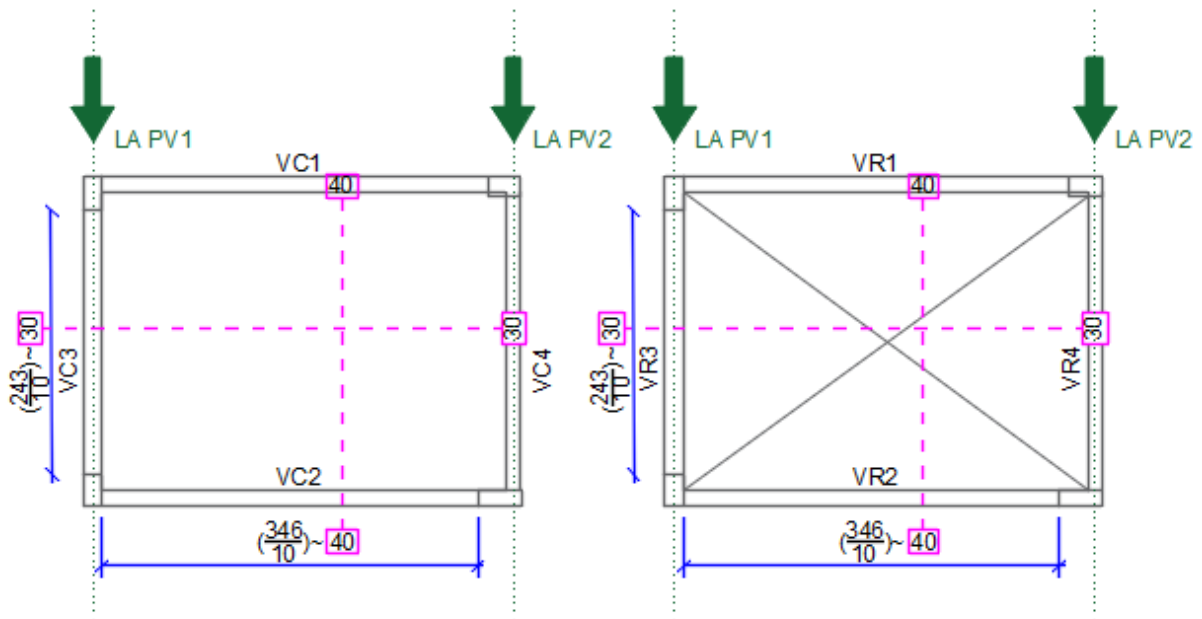
Fonte: Elaborada pela autora (2023)

Figura 13 - Estimativa da altura das vigas do pavimento de Cobertura



Fonte: Elaborada pela autora (2023)

Figura 14 - Estimativa da altura das vigas dos pavimentos do Reservatório (à esquerda) e do Topo (à direita)



Fonte: Elaborada pela autora (2023)

2.3.3 Pré-dimensionamento das lajes

No item 13.2.4.1 da ABNT NBR 6118:2014 é estabelecido que os valores de espessura mínimos para lajes de cobertura não em balanço, de piso não em balanço, em balanço e que suportem veículos de peso total inferior ou igual a 30 kN devem ser, respectivamente, de 7, 8, 10 e 10 cm. Além disso, escolheu-se utilizar, também, a relação de 1/45 aplicado ao menor vão teórico das lajes devido ao fato de fornecer valores de estimativas para as espessuras válidos tanto para as lajes unidirecionais, quanto para as lajes bidirecionais (conceitos estes que serão melhor definidos no decorrer deste estudo). Em CARVALHO e FIGUEIREDO (2021), é citado, por exemplo, o intervalo de referência compreendido entre 1/40 a 1/60 para a definição do parâmetro geométrico avaliado. Os resultados são apresentados na Tabela 10, e também podem ser observados na prancha de formas.

Tabela 10 – Pré-dimensionamento das lajes

Lajes	Lo,x (cm)	Lx/45 CARVALHO (cm)	h est. ² (cm)	h adot. ³ (cm)
LB1	223	4,96	8	-
LB2	262	5,82	8	-
LB3	278	6,18	8	-
LB4	263	5,84	8	-
LB5	113	2,51	8	-
LB6	113	2,51	8	-
LB7	372	8,27	8	-
LB8	217	4,82	8	-
LB9	92	2,04	8	-
LB10	160	3,56	8	-
LT1	303	6,73	8	8
LT2	101	2,24	8	8
LT3	183	4,07	8	8
LT4	101	2,24	8	8
LT5	259	5,76	8	8
LT6	89	1,98	8	8
LT7	372	8,27	9	8
LT8	222	4,93	8	8
LT9	202	4,49	8	8
LT10	108	2,40	8	8
LS1	373	8,29	9	-
LS4	372	8,27	9	-
LS5	222	4,93	7	-
LS6	202	4,49	7	-
LS7	120	2,67	10	-
LC1	275	6,11	8	-

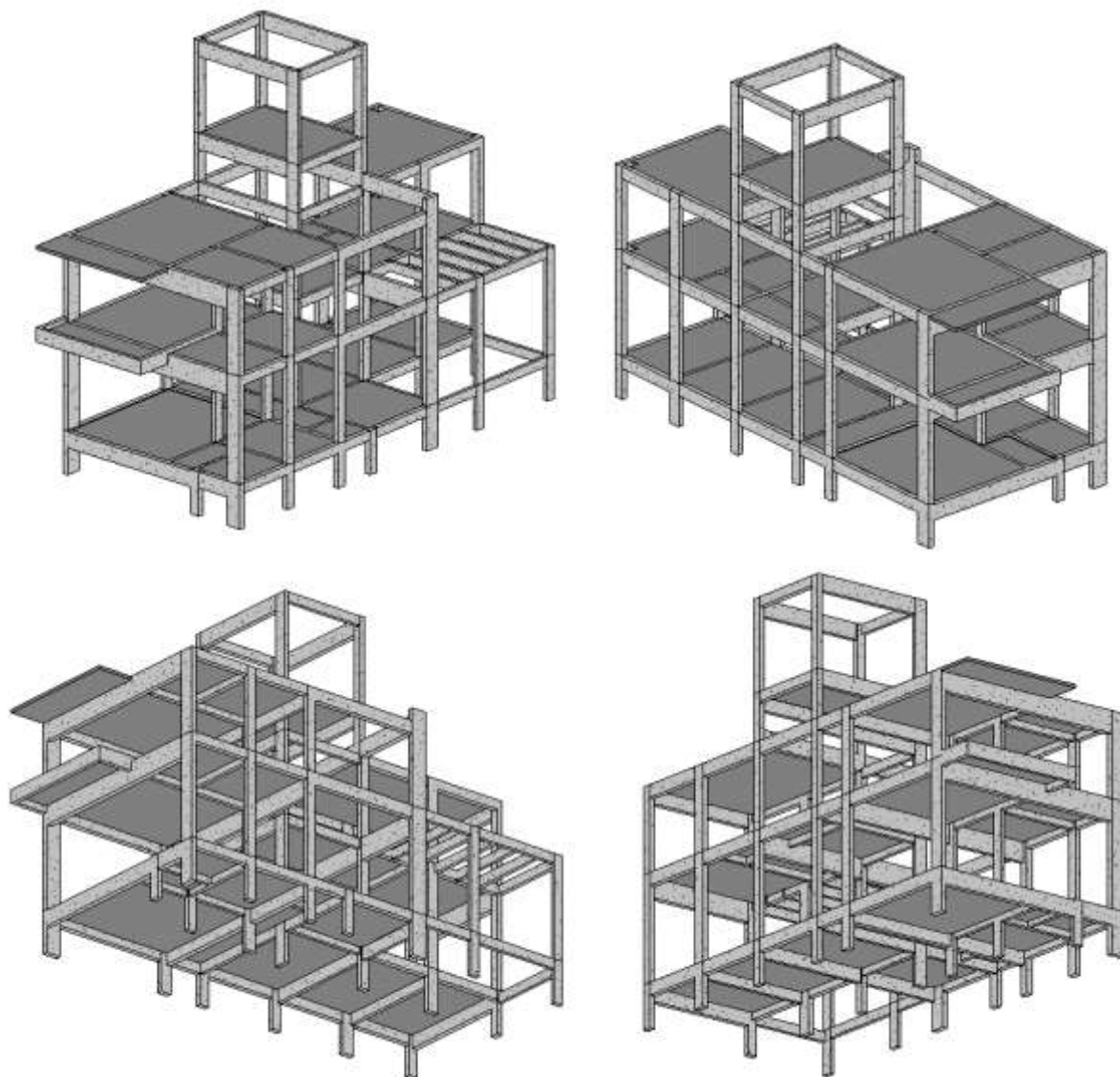
Fonte: Elaborada pela autora (2023)

² Altura estimada para a modelagem estrutural geral da estrutura.

³ Altura adotada para o dimensionamento das lajes do 2º pavimento da estrutura.

A Figura 15 ilustra perspectivas tridimensionais da estrutura produzida enquanto resultado final da concepção estrutural da edificação em estudo.

Figura 15 - Perspectivas em 3D da estrutura



Fonte: Elaborada pela autora (2023)

3 ETAPAS DE EXECUÇÃO DO PROJETO ESTRUTURAL DAS LAJES MACIÇAS

O dimensionamento de lajes maciças em concreto armado, para atender o ELU de flexão, inicia-se com a aferição dos momentos atuantes em cada plano de laje isolado, de acordo com a sua geometria, condições de vinculações nos apoios, características dos materiais utilizados, dentre outras variáveis. Nos apoios intermediários onde os momentos fletores negativos não possuem a mesma magnitude entre as lajes adjacentes, efetua-se a compatibilização dos mesmos - uma vez que essas peças estruturais formam uma estrutura contínua em todo um pavimento. Como consequência, pode ser necessária posterior correção dos momentos fletores positivos dessas lajes.

Uma vez obtidos os momentos finais de cálculo, uma nova etapa de projeto é inicializada: no dimensionamento e detalhamento, são quantificadas as áreas de aço necessárias a partir dos esforços solicitantes anteriormente citados, a quantidade, o comprimento e o espaçamento das barras que compõe as peças, bem como são fornecidas maiores informações acerca dos pontos do projeto que necessitam de maior auxílio e rigor no processo executivo.

As lajes ainda devem ser avaliadas quanto a possibilidade de falhas devido a critérios de desempenho em serviço previstos pela ABNT NBR 6118:2014, em que se destacam, para este estudo, os limites de aceitabilidade sensorial: visual, de vibração e devido efeito de elementos não estruturais. Os deslocamentos serão obtidos considerando o estado de fissuração.

O levantamento das reações de apoio nas vigas devido ao carregamento das lajes ocorre concomitantemente à avaliação das últimas quanto à resistência ao cisalhamento, dado que a obtenção do esforço cortante de cálculo é semelhante ao levantamento dos esforços de momento atuantes nas lajes isoladas citado anteriormente.

A seguir, será apresentada a rotina de cálculo utilizada para o dimensionamento das lajes que compões o segundo pavimento da estrutura em estudo, revisando aspectos normativos e teóricos do tema proposto. Serão utilizadas lajes de referência para melhor exemplificação dos cálculos, servindo como um breve memorial de cálculo.

3.1 DEFINIÇÃO DOS PARÂMETROS DO MODELO DE CÁLCULO DAS LAJES

3.1.1 Vãos efetivos

O vão efetivo das lajes é calculado da mesma forma que é obtido para as vigas. Assim, o item 14.7.2.2 da ABNT NBR 6118:2014 estabelece que, se os apoios puderem ser considerados suficientemente rígidos quanto à translação vertical, o vão efetivo desses elementos deve ser calculado segundo a Equação 21, abaixo:

$$l_{ef} = \alpha_1 + l_0 + \alpha_2 \quad 21$$

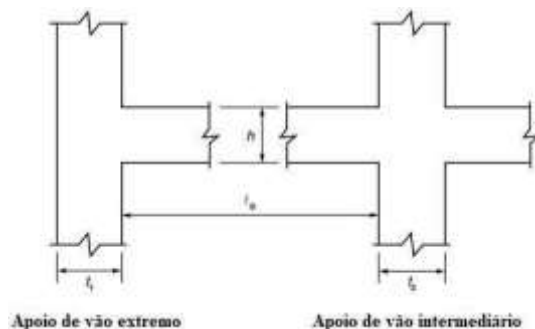
onde l_0 correspondente ao vão livre (via planta de formas) e α_i é dado por:

$$\alpha_i \leq \begin{cases} \frac{t_i}{2} \\ 0,3 \times h \end{cases} \quad 22$$

com t_i sendo a largura das peças estruturais que formam os apoios no vão considerado.

Convencionou-se utilizar o sub índice x para se referir ao vão na menor direção das lajes, e o sub índice y para o vão na maior direção. A Figura 16 auxilia na identificação dos parâmetros de cálculo dos vãos efetivos, e as Tabelas Tabela 11 Tabela 12 mostram os resultados encontrados.

Figura 16 - Variáveis para determinação do vão efetivo



Fonte: Item 14.6.2.4 ABNT NBR 6118:2014

Tabela 11 - Vãos efetivos no menor vão (L_x)

Lajes	h (cm)	0,3h (cm)	Lo,x (cm)	t1 (cm)	t1/2 (cm)	t2 (cm)	t2/2 (cm)	ai		Lx (cm)
LT1	8	2,40	303	12	6,00	17	8,50	(2x)	2,40	307,80
LT2	8	2,40	101	17	8,50	12	6,00	(2x)	2,40	105,80
LT3	8	2,40	183	17	8,50	12	6,00	(2x)	2,40	187,80
LT4	8	2,40	101	17	8,50	12	6,00	(2x)	2,40	105,80
LT5	8	2,40	259	14	7,00	17	8,50	(2x)	2,40	263,80
LT6	8	2,40	89	17	8,50	12	6,00	(2x)	2,40	93,80
LT7	8	2,40	372	17	8,50	14	7,00	(2x)	2,40	376,80
LT8	8	2,40	222	14	7,00	12	6,00	(2x)	2,40	226,80
LT9	8	2,40	202	17	8,50	14	7,00	(2x)	2,40	206,80
LT10	8	2,40	108	12	6,00	17	8,50	(2x)	2,40	112,80

Fonte: Elaborada pela autora (2023)

Tabela 12 - Vãos efetivos no maior vão (L_y)

Lajes	h (cm)	0,3h (cm)	Lo,y (cm)	t1 (cm)	t1/2 (cm)	t2 (cm)	t2/2 (cm)	ai		Ly (cm)
LT1	8	2,40	373	17	8,50	17	8,50	(2x)	2,40	377,80
LT2	8	2,40	183	17	8,50	12	6,00	(2x)	2,40	187,80
LT3	8	2,40	259	17	8,50	12	6,00	(2x)	2,40	263,80
LT4	8	2,40	272	14	7,00	17	8,50	(2x)	2,40	276,80
LT5	8	2,40	272	12	6,00	12	6,00	(2x)	2,40	276,80
LT6	8	2,40	112	12	6,00	14	7,00	(2x)	2,40	116,80
LT7	8	2,40	438	17	8,50	12	6,00	(2x)	2,40	442,80
LT8	8	2,40	262	14	7,00	17	8,50	(2x)	2,40	266,80
LT9	8	2,40	262	14	7,00	17	8,50	(2x)	2,40	266,80
LT10	8	2,40	375	14	7,00	14	7,00	(2x)	2,40	379,80

Fonte: Elaborada pela autora (2023)

3.1.2 Classificação quanto ao tipo de armação

A razão entre o maior e o menor vão efetivo define a variável λ , que classifica as lajes quanto à distribuição das armaduras em lajes bidirecionais (armada em 2 direções), para $\lambda < 2$, e em lajes unidirecionais (armada em uma única direção) quando $\lambda > 2$. Dessa forma, os tipos de armação dos modelos das lajes estão elucidados a seguir.

Tabela 13 - Classificação quanto ao tipo de armação

Lajes	Lx (cm)	Ly (cm)	λ	Classificação
LT1	307,80	377,80	1,23	Bidirecional
LT2	105,80	187,80	1,78	Bidirecional
LT3	187,80	263,80	1,40	Bidirecional
LT4	105,80	276,80	2,62	Unidirecional
LT5	263,80	276,80	1,05	Bidirecional
LT6	93,80	116,80	1,25	Bidirecional
LT7	376,80	442,80	1,18	Bidirecional
LT8	226,80	266,80	1,18	Bidirecional
LT9	206,80	266,80	1,29	Bidirecional
LT10	112,80	379,80	3,37	Unidirecional

Fonte: Elaborada pela autora (2023)

3.1.3 Condições de apoio

As lajes podem ser consideradas como suportadas em apoio simples, engastes ou com bordos livres. Quando aquelas se apoiam sobre alvenarias estruturais externas ou sobre vigas perimetrais de concreto, a condição de vinculação dos bordos é a de apoio simples e é usual representar essas faces das peças por linhas contínuas. Os bordos livres, por sua vez, caracterizam-se pela ausência de vigas e a representação desses contornos se dá utilizando linhas tracejadas. Os bordos engastados são aqueles necessários para o equilíbrio estático da estrutura e, para fins de distinção de representação nos desenhos desta seção, recebem regiões hachuradas.

Nos apoios intermediários, quando apresentam continuidade com lajes vizinhas, é possível existir engastamento elástico em função do atendimento de todas as seguintes considerações de ordem prática (PERLIN, PINTO e PADARATZ, 2020):

- **Regra 1:** uma laje de espessura h pode ser engastada na laje adjacente se a espessura adjacente for maior ou igual a $h - 2$.

- **Regra 2:** o vão da laje adjacente deve ser maior que $2/3$ do vão da laje considerada (na mesma direção) para que a laje considerada possa ser engastada na laje adjacente.

• **Regra 3:** quando, ao longo de um apoio, existir menos de $2/3$ de seu comprimento com continuidade entre lajes vizinhas, despreza-se a continuidade e considera-se tal apoio como simples. Quando houver $2/3$ ou mais de continuidade ao longo de um apoio, considera-se est apoio como engaste.

As Tabela 14 e 15 apresentam os resultados da classificação dos bordos de cada laje isolada do pavimento em estudo, onde fora avaliado o atendimento às regras de engastamento citadas anteriormente. O atendimento a essas regras, para cada par de laje fronteira, mostra que o dimensionamento de uma dessas peças pode contar com o ganho de rigidez da laje adjacente frente às solicitações que são impostas àquela, reduzindo a demanda de aço. O resultado preliminar consta nas colunas intituladas “*Classificação*” - “*Inicial*”.

No entanto, observa-se na coluna “*Classificação*” - “*Final*”, algumas lajes receberam destaque em cores por terem a sua classificação alterada, pelas razões que seguem:

• **Observação 1** - Na avaliação das regras de engastamento, alguns pares de lajes não atendem apenas à Regra 3, que busca avaliar o grau de continuidade entre as mesmas. Porém, quando a laje avaliada faz fronteira com mais de uma laje, essa condição pode ser atendida. É o caso do bordo 4 da laje LT7;

• **Observação 2** – Bordos de menor dimensão das lajes unidirecionais foram classificados como apoio simples para o dimensionamento no ELU à flexão, como é o caso dos bordos 1 e 2 da laje LT4;

• **Observação 3** – Todos os bordos da laje LT6 foram classificados como apoio simples, dado que localizam-se em região próximo à escada, onde o congestionamento de armaduras na região pode ser expressivo e é demandado maior rigor na qualidade executiva da estrutura. A decisão é orientada a favor da segurança, buscando minimizar a interferência das armaduras das escadas na integridade da laje citada.

As dimensões apresentadas nas tabelas estão em centímetros e os demais dados seguem a representação ilustrada na Figura 17, bem como a seguinte legenda:

A.P. = Apoio

L.F. = Laje de fronteira

h.LA. = Altura da laje avaliada

h.F. = Altura da laje de fronteira

V.LA. = Vão da laje avaliada

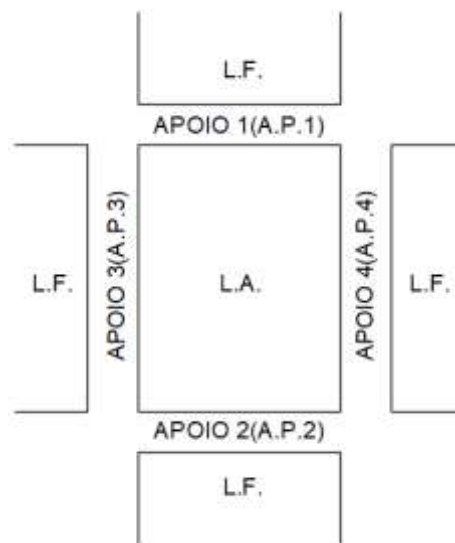
V.F. = Vão da laje de fronteira

C.LA. = Continuidade da laje avaliada

C.F. = Continuidade da laje de fronteira

Ainda, a Figura 18 ilustra e sintetiza o resultado da classificação dos bordos de todas as lajes avaliadas.

Figura 17 - Identificação dos bordos das lajes para avaliação das condições de apoio



Fonte: Elaborada pela autora (2023)

Tabela 14 - Avaliação da condição de apoio – Pavimento Térreo

Laje	A.P.	L.F.	Regra 1			Regra 2			Regra 3			Classificação	
			h.LA.	h.F.	Verificação	V.LA.	V.F.	Verificação	C.LA.	C.F.	Verificação	Inicial	Final
LT1	1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	Simple	Simple
	2	LT2	8	8	OK	303	183	Não atende	373	101	Não atende	Simple	Simple
		LT3		8	OK		183	Não atende		259	Atende	Simple	Simple
	3	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	Simple	Simple
4	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	Simple	Simple	
LT2	1	LT1	8	8	OK	183	303	Atende	101	101	Atende	Engaste	Engaste
	2	LT4		8	OK		272	Atende		101	Atende	Engaste	Engaste
	3	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	Simple	Simple
	4	LT3	8	8	OK	101	259	Atende	183	183	Atende	Engaste	Engaste

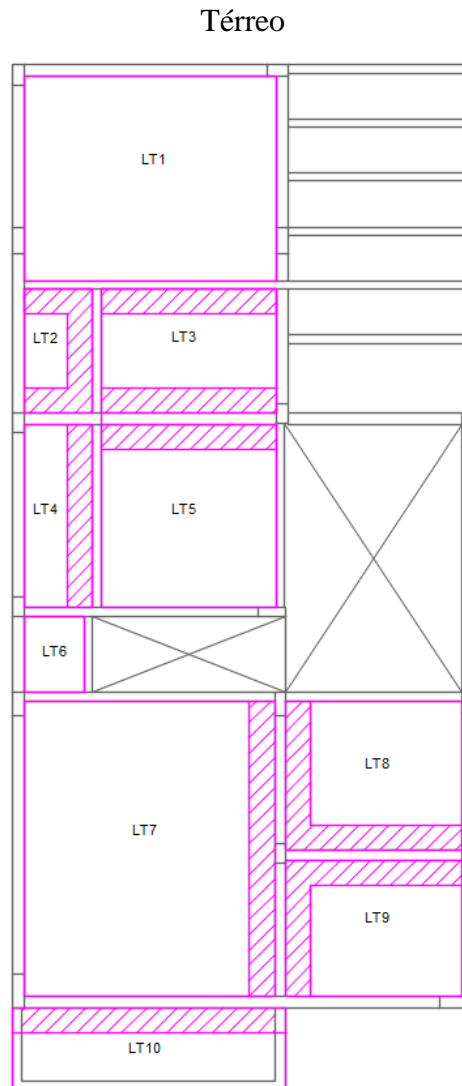
Fonte: Elaborada pela autora (2023)

Tabela 15 - Avaliação da condição de apoio – Pavimento Térreo (continuação)

Laje	A.P.	L.F.	Regra 1			Regra 2			Regra 3			Classificação	
			h.LA.	h.F.	Verificação	V.LA.	V.F.	Verificação	C.LA.	C.F.	Verificação	Inicial	Final
LT3	1	LT1	8	8	OK	183	303	Atende	259	259	Atende	Engaste	Engaste
	2	LT5		8	OK		272	Atende		259	Atende	Engaste	Engaste
	3	LT2	8	OK	259	101	Não atende	183	183	-	Simples	Simples	
	4	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	Simples	Simples
LT4	1	LT2	8	8	OK	272	183	Atende	101	101	Atende	Engaste	Simples
	2	LT6		8	OK		112	Não atende		89	Atende	Simples	Simples
	3	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	Simples	Simples
	4	LT5	8	8	OK	101	259	Atende	272	272	Atende	Engaste	Engaste
LT5	1	LT3	8	8	OK	272	183	Atende	259	183	Atende	Engaste	Engaste
	2	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	Simples	Simples
	3	LT4	8	8	OK	259	101	Não atende	272	272	Atende	Simples	Simples
	4	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	Simples	Simples
LT6	1	LT4	8	8	OK	112	272	Atende	89	89	Atende	Engaste	Simples
	2	LT7		8	OK		438	Atende		89	Atende	Engaste	Simples
	3	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	Simples	Simples
	4	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	Simples	Simples
LT7	1	LT6	8	8	OK	438	112	Não atende	372	89	Não atende	Simples	Simples
	2	LT10		8	OK		108	Não atende		89	Não atende	Simples	Simples
	3	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	Simples	Simples
	4	LT8	8	8	OK	372	262	Atende	438	222	Não atende	Simples	Engaste
	LT9	8		OK	262		Atende	202		Não atende	Simples		
LT8	1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	Simples	Simples
	2	LT9	8	8	OK	222	202	Atende	262	262	Atende	Engaste	Engaste
	3	LT7		8	OK	262	372	Atende	222	222	Atende	Engaste	Engaste
	4	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	Simples	Simples
LT9	1	LT8	8	8	OK	202	222	Atende	262	262	Atende	Engaste	Engaste
	2	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	Simples	Simples
	3	LT7	8	8	OK	262	372	Atende	202	202	Atende	Engaste	Engaste
	4	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	Simples	Simples
LT10	1	LT7	8	8	OK	108	438	Atende	375	372	Atende	Engaste	Engaste
	2	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	Simples	Simples
	3	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	Simples	Simples
	4	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	Simples	Simples

Fonte: Elaborada pela autora (2023)

Figura 18 - Classificação dos bordos das lajes que compõe a prancha de formas do pavimento



Fonte: Elaborada pela autora (2023)

3.1.4 Levantamento das cargas

A determinação das ações às quais uma estrutura está submetida é necessária para o seu correto dimensionamento. A ABNT NBR 6120:1980 classifica essas ações em duas categorias principais: ações permanentes e ações variáveis.

De acordo com CAVALHO e FIGUEIREDO (2021), as ações permanentes correspondem àquelas que ocorrem a valores aproximadamente constantes ou que cresce

atingindo um valor limite constante. As mesmas ainda se subdividem em duas categorias: ações ditas diretas e indiretas. As primeiras dão-se por influência do peso próprio da estrutura, instalações permanentes e outros elementos construtivos fixos, e as últimas provêm de deformações por retração, fluência do concreto, deslocamentos, imperfeições geométricas e protensão. Já as cargas acidentais como as de pessoas e móveis estão dentro do grupo de ações do tipo variáveis. Para efeito do dimensionamento das lajes, podem ser utilizados os valores de peso específico aparente dos materiais de construção previstos no projeto arquitetônico, bem como os valores dos carregamentos acidentais – distintos em função do ambiente - a partir da normativa supracitada. Além disso, em caso de não observância de materiais previstos no projeto arquitetônico, é recomendado consulta aos fabricantes e fornecedores para um levantamento mais preciso das cargas.

A Tabela 16 apresenta a relação dos materiais contabilizados nas lajes da estrutura avaliada e mostra as magnitudes de carregamento mínimas de referência para o cálculo estrutural. De modo geral, os carregamentos adicionais (g_2) foram obtidos multiplicando as espessuras dos materiais pelos respectivos pesos específicos aparentes e o resultado deste processo é apresentado na Tabela 17.

Destaca-se que algumas lajes receberam mais de um tipo de material, sendo necessário efetuar uma média ponderada entre as respectivas cargas (função das áreas de atuação das mesmas), a exemplo das lajes LT5 (que recebe revestimentos de piso cerâmico e laminado) e LT9 (que recebe revestimento de teto em reboco e em gesso).

Além disso, e em função de limitações arquitetônicas ou por simplificação do modelo estrutural, pode ser necessário alojar cargas de alvenaria sobre as lajes, como é o que ocorre na laje LT5. Nestes casos, o carregamento transferido para essa laje pode ser calculado pela seguinte expressão (PERLIN, PINTO e PADARATZ, 2020):

$$g_{par} = \frac{V_{par} \times \gamma_{par} \times K}{l_x \times l_y} \quad 23$$

onde:

V_{par} é o volume da parede de alvenaria;

γ_{par} é o peso específico de parede de alvenaria de tijolos vazados;

l_x e l_y são os vãos efetivos da laje;

K é um fator de influência do carregamento da alvenaria sobre a laje. Geralmente assume valores entre 1 (quando a parede está locada próximo aos bordos da laje) e 1,5 (quando está posicionada no centro ou próximo dele).

A descrição dos cálculos das cargas adicionais permanentes das lajes citadas nesta subseção é apresentada a seguir:

Laje LT5

Peso próprio da laje (g_1):

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

$$\gamma_{\text{concreto}} = 25 \text{ kN/m}^3$$

$$g_1 = h \times \gamma_{\text{concreto}} = 0,08(\text{m}) \times 25 (\text{kN/m}^3) = 2,00 \text{ kN/m}^2$$

Peso adicional da laje (g_2):

$$e_{\text{contrapiso}} = 3 \text{ cm}$$

$$\gamma_{\text{contrapiso}} = 21 \text{ kN/m}^3$$

$$g_{\text{contrapiso}} = e_{\text{contrapiso}} \times \gamma_{\text{contrapiso}} = 0,03(\text{m}) \times 21 (\text{kN/m}^3) = 0,63 \text{ kN/m}^2$$

$$e_{\text{piso laminado}} = 1,0 \text{ cm}$$

$$\gamma_{\text{piso laminado}} = 5 \text{ kN/m}^3$$

$$g_{\text{piso laminado}} = e_{\text{piso laminado}} \times \gamma_{\text{piso laminado}} = 0,01(\text{m}) \times 5 (\text{kN/m}^3) = 0,05 \text{ kN/m}^2$$

$$e_{\text{cerâmico}} = 1,0 \text{ cm}$$

$$\gamma_{\text{cerâmico}} = 18 \text{ kN/m}^3$$

$$g_{\text{cerâmico}} = e_{\text{cerâmico}} \times \gamma_{\text{cerâmico}} = 0,01(\text{m}) \times 18 (\text{kN/m}^3) = 0,18 \text{ kN/m}^2$$

$$e_{\text{forro}} = 1,0 \text{ cm}$$

$$\gamma_{\text{forro}} = 12,50 \text{ kN/m}^3$$

$$g_{\text{forro}} = e_{\text{forro}} \times \gamma_{\text{forro}} = 0,01(\text{m}) \times 13 (\text{kN/m}^3) = 0,125 \text{ kN/m}^2$$

Como a área de cobertura do piso cerâmico corresponde a 55% da área da laje, enquanto que o piso laminado cobre a área remanescente, tem-se que:

$$g_2 = g_{contrapiso} + 0,55 \times g_{cerâmico} + 0,45 \times g_{piso\ laminado} + g_{ferro}$$

$$g_2 = 0,63 \text{ (kN/m}^2\text{)} + 0,55 \times 0,18 \text{ (kN/m}^2\text{)} + 0,45 \times 0,05 \text{ (kN/m}^2\text{)} + 0,125 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$g_2 = 0,88 \text{ kN/m}^2$$

Peso de alvenaria (g_3)

$$b = 0,15 \text{ m}$$

$$h = 2,55 \text{ m}$$

$$L = 2,55 \text{ m}$$

$$\gamma_{par} = 13 \text{ kN/m}^3$$

$$K = 1,5$$

$$l_x = 2,638 \text{ m}$$

$$l_y = 2,768 \text{ m}$$

$$g_{par} = \frac{V_{par} \times \gamma_{par} \times K}{l_x \times l_y} = \frac{(0,15 \times 2,55^2) \times 13 \times 1,5}{2,638 \times 2,768} = 2,60 \text{ kN/m}^2$$

$$g_3 = 2,60 \text{ kN/m}^2$$

Carga permanente (g):

$$g = g_1 + g_2 + g_3 = 2,00 \text{ (kN/m}^2\text{)} + 0,88 \text{ (kN/m}^2\text{)} + 2,60 \text{ (kN/m}^2\text{)} = 5,48 \text{ kN/m}^2$$

Laje LT9

Peso próprio da laje (g_1):

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

$$\gamma_{concreto} = 25 \text{ kN/m}^3$$

$$g_1 = h \times \gamma_{concreto} = 0,08 \text{ (m)} \times 25 \text{ (kN/m}^3\text{)} = 2,00 \text{ kN/m}^2$$

Peso adicional da laje (g_2):

$$e_{reboco} = 1,5 \text{ cm}$$

$$\gamma_{reboco} = 19 \text{ kN/m}^3$$

$$g_{reboco} = e_{reboco} \times \gamma_{reboco} = 0,015(m) \times 19 \text{ (kN/m}^3) = 0,29 \text{ kN/m}^2$$

$$e_{contrapiso} = 3 \text{ cm}$$

$$\gamma_{contrapiso} = 21 \text{ kN/m}^3$$

$$g_{contrapiso} = e_{contrapiso} \times \gamma_{contrapiso} = 0,03(m) \times 21 \text{ (kN/m}^3) = 0,63 \text{ kN/m}^2$$

$$e_{cerâmico} = 1,0 \text{ cm}$$

$$\gamma_{cerâmico} = 18 \text{ kN/m}^3$$

$$g_{cerâmico} = e_{cerâmico} \times \gamma_{cerâmico} = 0,01(m) \times 18 \text{ (kN/m}^3) = 0,18 \text{ kN/m}^2$$

$$e_{forro} = 1,0 \text{ cm}$$

$$\gamma_{forro} = 12,50 \text{ kN/m}^3$$

$$g_{forro} = e_{forro} \times \gamma_{forro} = 0,01(m) \times 13 \text{ (kN/m}^3) = 0,125 \text{ kN/m}^2$$

Como 64% da área da laje recebe forro de gesso na face inferior relativo ao ambiente do lavabo, a área remanescente recebe revestimento de teto em reboco. Logo:

$$g_2 = g_{contrapiso} + g_{cerâmico} + 0,36 \times g_{reboco} + 0,64 \times g_{forro}$$

$$g_2 = 0,63 \text{ (kN/m}^2) + 0,18 \text{ (kN/m}^2) + 0,36 \times 0,29 \text{ (kN/m}^2) + 0,64 \times 0,125 \text{ (kN/m}^2)$$

$$g_2 = 0,99 \text{ kN/m}^2$$

Carga permanente (g):

$$g = g_1 + g_2 = 2,00 \text{ (kN/m}^2) + 0,99 \text{ (kN/m}^2) = 2,99 \text{ kN/m}^2$$

Tabela 16 - Dados para levantamento das cargas atuantes na estrutura

Item	Materiais empregados - ABNT NBR 6120:2019	Espessura (cm)	γ (kN/m ³)
1	Reboco - Argamassa de cal, cimento e areia (teto)	1,5	19,00
2	Contrapiso - Argamassa de cimento e areia	3	21,00
3	Piso cerâmico (interno e externo) - Lajotas cerâmicas	1	18,00
4	Piso laminado de madeira (cedro)	1	5,00
5	Concreto armado	variável	25,00
6	Tijolo furado	-	13,00
7	Forro de gesso	1	12,50

LEGENDA:
 γ = Peso específico aparente

Fonte: Elaborada pela autora (2023)

Tabela 17 - Ações permanentes e variáveis para cálculo das lajes

Lajes	h (cm)	Peso Próprio g ₁ (kN/m ²)	Peso adicional g ₂ (kN/m ²)	Carga Parede g ₃ (kN/m ²)	Carga Permanente g (kN/m ²)	Ambiente	Carga Acidental q (kN/m ²)
LT1	8	2,00	0,81	-	2,81	Dormitório	1,50
LT2	8	2,00	0,81	-	2,81	Corredor	1,50
LT3	8	2,00	0,81	-	2,81	Dormitório	1,50
LT4	8	2,00	0,81	-	2,81	Corredor	1,50
LT5	8	2,00	0,88	2,60	5,48	Banheiro/Dormitório	1,50
LT6	8	2,00	0,81	-	2,81	Corredor	1,50
LT7	8	2,00	0,97	-	2,97	Dormitório	1,50
LT8	8	2,00	0,81	-	2,81	Closet/Vestíbulo	1,50
LT9	8	2,00	0,99	-	2,99	Banheiro	1,50
LT10	8	2,00	1,10	-	3,10	Varanda	2,50

Fonte: Elaborada pela autora (2023)

3.1.5 Combinação das ações

O dimensionamento das armaduras longitudinais das lajes para atender ao critério normativo de segurança quanto à ruptura (ELU de flexão) é feito utilizando a combinação

última das cargas anteriormente levantadas. Uma vez apurada a configuração preliminar das barras para a estrutura com a combinação citada, deve-se, ainda, realizar verificações no ELU de cisalhamento e no ELS de deformações excessivas. Para isso, as cargas permanentes e acidentais devem ser combinadas de acordo com os critérios apresentados nos itens 11.7 e 11.8 da ABNT NBR 6118:2014, da onde retiram-se as formulações e coeficientes necessários aos cálculos, de acordo com o apresentado nas Tabelas Tabela 18 Tabela 22 abaixo.

Tabela 18 - Combinações últimas ABNT NBR 6118:2014

Combinações últimas (ELU)	Descrição	Cálculo das solicitações
Normais	Esgotamento da capacidade resistente para elementos estruturais de concreto armado ^a	$F_d = \gamma_g F_{gk} + \gamma_{eg} F_{egk} + \gamma_q (F_{q1k} + \sum \psi_{0j} F_{qjk}) + \gamma_{eq} \psi_{0e} F_{eqk}$
	Esgotamento da capacidade resistente para elementos estruturais de concreto protendido	Deve ser considerada, quando necessário, a força de protensão como carregamento externo com os valores $P_{k\max}$ e $P_{k\min}$ para a força desfavorável e favorável, respectivamente, conforme definido na Seção 9
	Perda do equilíbrio como corpo rígido	$S(F_{sd}) \geq S(F_{nd})$ $F_{sd} = \gamma_{gs} G_{sk} + R_d$ $F_{nd} = \gamma_{gn} G_{nk} + \gamma_q Q_{nk} - \gamma_{qs} Q_{s,\min}$, onde: $Q_{nk} = Q_{1k} + \sum \psi_{0j} Q_{jk}$
Especiais ou de construção ^b	$F_d = \gamma_g F_{gk} + \gamma_{eg} F_{egk} + \gamma_q (F_{q1k} + \sum \psi_{0j} F_{qjk}) + \gamma_{eq} \psi_{0e} F_{eqk}$	
Excepcionais ^b	$F_d = \gamma_g F_{gk} + \gamma_{eg} F_{egk} + F_{q1exc} + \gamma_q \sum \psi_{0j} F_{qjk} + \gamma_{eq} \psi_{0e} F_{eqk}$	
<p>onde</p> <p>F_d é o valor de cálculo das ações para combinação última;</p> <p>F_{gk} representa as ações permanentes diretas;</p> <p>F_{ek} representa as ações indiretas permanentes como a retração F_{egk} e variáveis como a temperatura F_{eqk};</p> <p>F_{qk} representa as ações variáveis diretas das quais F_{q1k} é escolhida principal;</p>		

Fonte: Tabela 11.3 da ABNT NBR 6118:2014 – Editada pela autora (2023)

Tabela 19 - Combinações últimas ABNT NBR 6118:2014 (continuação)

$\gamma_g, \gamma_{eg}, \gamma_q, \gamma_{eq}$	ver Tabela 11.1;
ψ_{0j}, ψ_{0e}	ver Tabela 11.2;
F_{sd}	representa as ações estabilizantes;
F_{nd}	representa as ações não estabilizantes;
G_{sk}	é o valor característico da ação permanente estabilizante;
R_d	é o esforço resistente considerado estabilizante, quando houver;
G_{nk}	é o valor característico da ação permanente instabilizante;
$Q_{nk} = Q_{1k} + \sum_{j=2}^m \psi_{0j} Q_{jk}$	
Q_{nk}	é o valor característico das ações variáveis instabilizantes;
Q_{1k}	é o valor característico da ação variável instabilizante considerada principal;
ψ_{0j} e Q_{jk}	são as demais ações variáveis instabilizantes, consideradas com seu valor reduzido;
$Q_{s,min}$	é o valor característico mínimo da ação variável estabilizante que acompanha obrigatoriamente uma ação variável instabilizante.

^a No caso geral, devem ser consideradas inclusive combinações onde o efeito favorável das cargas permanentes seja reduzido pela consideração de $\gamma_g = 1,0$. No caso de estruturas usuais de edifícios, essas combinações que consideram γ_g reduzido (1,0) não precisam ser consideradas.

^b Quando F_{Q1k} ou F_{Q1exc} atuarem em tempo muito pequeno ou tiverem probabilidade de ocorrência muito baixa, ψ_{0j} pode ser substituído por ψ_2 . Este pode ser o caso para ações sísmicas e situação de incêndio.

Fonte: Tabela 11.3 da ABNT NBR 6118:2014

Tabela 20 – Combinações em serviço ABNT NBR 6118:2014

Combinações de serviço (ELS)	Descrição	Cálculo das solicitações
Combinações quase permanentes de serviço (CQP)	Nas combinações quase permanentes de serviço, todas as ações variáveis são consideradas com seus valores quase permanentes $\psi_2 F_{Qk}$	$F_{d,ser} = \Sigma F_{gk} + \Sigma \psi_2 F_{Qk}$
Combinações frequentes de serviço (CF)	Nas combinações frequentes de serviço, a ação variável principal F_{Q1} é tomada com seu valor frequente $\psi_1 F_{Q1k}$ e todas as demais ações variáveis são tomadas com seus valores quase permanentes $\psi_2 F_{Qk}$	$F_{d,ser} = \Sigma F_{gk} + \psi_1 F_{Q1k} + \Sigma \psi_2 F_{Qk}$
Combinações raras de serviço (CR)	Nas combinações raras de serviço, a ação variável principal F_{Q1} é tomada com seu valor característico F_{Q1k} e todas as demais ações são tomadas com seus valores frequentes $\psi_1 F_{Qk}$	$F_{d,ser} = \Sigma F_{gk} + F_{Q1k} + \Sigma \psi_1 F_{Qk}$

onde

$F_{d,ser}$ é o valor de cálculo das ações para combinações de serviço;

F_{Q1k} é o valor característico das ações variáveis principais diretas;

ψ_1 é o fator de redução de combinação frequente para ELS;

ψ_2 é o fator de redução de combinação quase permanente para ELS.

Fonte: Tabela 11.4 da ABNT NBR 6118:2014 – Editada pela autora (2023)

Tabela 21 - Coeficientes de ponderação das ações - ELU

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

^a 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: Tabela 11.1 da ABNT NBR 6118:2014– Editada pela autora (2023)

Tabela 22 - Coeficientes de ponderação das ações - ELS

Ações	γ_2			
	ψ_0	ψ_1^a	ψ_2	
Cargas acidentais de edifícios	Locais em que não há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas ^b	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 ^c	0,7	0,6	0,4
	Biblioteca, arquivos, oficinas e garagens	0,8	0,7	0,6
Vento	Pressão dinâmica do vento nas estruturas em geral	0,6	0,3	0
Temperatura	Variações uniformes de temperatura em relação à média anual local	0,6	0,5	0,3

^a Para os valores de ψ_1 relativos às pontes e principalmente para os problemas de fadiga, ver Seção 23.
^b Edifícios residenciais.
^c Edifícios comerciais, de escritórios, estações e edifícios públicos.

Fonte: Tabela 11.2 da ABNT NBR 6118:2014– Editada pela autora (2023)

Logo, a Tabela 23 apresenta as cargas que serão utilizadas no dimensionamento das lajes, admitindo-se que não há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas na estrutura em estudo.

Tabela 23 - Combinações de ações para o cálculo das lajes

Lajes	Carga Permanente g (kN/m ²)	Carga Acidental q (kN/m ²)	Total (kN/m ²)	γ	ψ_1	ψ_2	ELU	ELS	
							CU (kN/m ²)	CQP (kN/m ²)	CF (kN/m ²)
LT1	2,81	1,5	4,31	1,4	0,4	0,3	6,03	3,26	3,41
LT2	2,81	1,5	4,31	1,4	0,4	0,3	6,03	3,26	3,41
LT3	2,81	1,5	4,31	1,4	0,4	0,3	6,03	3,26	3,41
LT4	2,81	1,5	4,31	1,4	0,4	0,3	6,03	3,26	3,41
LT5	5,48	1,5	6,98	1,4	0,4	0,3	9,77	5,93	6,08
LT6	2,81	1,5	4,31	1,4	0,4	0,3	6,03	3,26	3,41
LT7	2,97	1,5	4,47	1,4	0,4	0,3	6,25	3,42	3,57
LT8	2,81	1,5	4,31	1,4	0,4	0,3	6,03	3,26	3,41
LT9	2,99	1,5	4,49	1,4	0,4	0,3	6,29	3,44	3,59
LT10	3,10	2,5	5,60	1,4	0,4	0,3	7,83	3,85	4,10


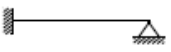
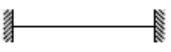

Fonte: Elaborada pela autora (2023)

3.2 MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO DAS LAJES ISOLADAS

Uma vez obtidos todos os parâmetros que definem o modelo das lajes a serem dimensionadas, efetua-se o cálculo dos momentos fletores de cada peça isolada. A determinação desses esforços variam em função do tipo de armação das lajes.

O dimensionamento de laje armada em uma direção é semelhante ao de uma viga submetida a um carregamento vertical, considerando uma base de 1 metro. Os momentos fletores positivos e negativos máximos são os exibidos na Tabela 24. É válido salientar que na estrutura estudada existem apenas duas lajes unidirecionais, ambas do tipo apoio-engaste.

Tabela 24 - Momentos fletores das lajes unidirecionais

Tipo	Representação	Momento Negativo	Momento Positivo
Lajes em dois apoios		-	$M^+ = \frac{p \cdot \ell^2}{8}$
Lajes com 1 apoio e 1 engaste		$M^- = \frac{p \cdot \ell^2}{8}$	$M^+ = \frac{p \cdot \ell^2}{14,22}$
Dois engastes		$M^- = \frac{p \cdot \ell^2}{12}$	$M^+ = \frac{p \cdot \ell^2}{24}$
Laje em balanço		$M^- = \frac{p \cdot \ell^2}{2}$	-

Fonte: PERLIN, PINTO E PADARATZ (2020) – Adaptado pela autora (2023)

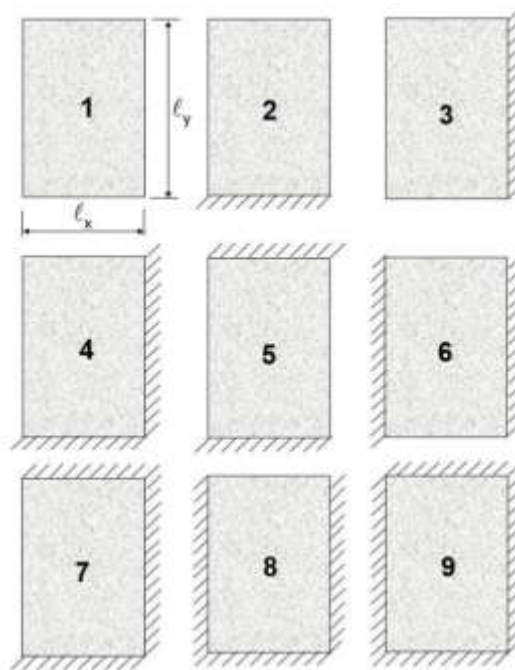
A determinação de momentos fletores em lajes bidirecionais é substancialmente mais complexa. Todavia, visando a praticidade no cálculo, foram desenvolvidas diversas tabelas com coeficientes que permitem a resolução de 9 casos de lajes com geometria retangular e uniformemente carregadas, selecionados através da relação entre vãos da laje e suas vinculações, conforme apresentado na Figura 19. Foram consultadas, portanto, as tabelas desenvolvidas por Bares, disponíveis em CARVALHO e FILHO (2021), para materiais com coeficiente de Poisson de 0,20.

Os momentos fletores de lajes bidirecionais são calculados conforme Equação 24, onde o coeficiente μ é retirado de tabelas, referente ao caso de cada laje avaliada. Para valores intermediários de λ , o mesmo é obtido por interpolação linear (PERLIN, PINTO e PADARATZ, 2020).

$$M = \frac{\mu \times p \times l^2}{100} \quad 24$$

É válido ressaltar que a carga p e a variável l , dados de entrada das formulações aqui apresentadas, se referem à carga na combinação última e ao vão efetivo no menor vão das lajes, respectivamente.

Figura 19 - Situações de vinculação das placas isoladas para uso das tabelas de Bares



Fonte: PERLIN, PINTO E PADARATZ (2020)

A fim de exemplificação, serão discriminados os cálculos para a obtenção dos momentos fletores de uma laje unidirecional e de uma laje bidirecional da edificação em estudo.

Laje unidirecional LT4

Condição de apoio: apoio-engaste

Carregamento p (ELU): 6,03 kN/m²

l_x : 1,06 m

$$M^+ = \frac{p \times l_x^2}{14,22} = \frac{6,03 \times 1,06^2}{14,22} = 0,47 \text{ kNm/m}$$

$$M^- = \frac{p \times l_x^2}{8} = \frac{6,03 \times 1,06^2}{8} = 0,84 \text{ kNm/m}$$

Laje bidirecional LT8

Caso na tabela de Bares: 4

λ : 1,18

$$\mu_x: 3,67$$

$$\mu_x^-: 8,53$$

$$\mu_y: 2,79$$

$$\mu_y^-: 7,58$$

Carregamento (ELU): 6,03 kN/m²

$$l_x: 2,27 \text{ m}$$

$$M_x = \frac{\mu_x \times p \times l_x^2}{100} = \frac{3,67 \times 6,03 \times 2,27^2}{100} = 1,14 \text{ kNm/m}$$

$$M_x^- = \frac{\mu_x^- \times p \times l_x^2}{100} = \frac{8,53 \times 6,03 \times 2,27^2}{100} = 2,64 \text{ kNm/m}$$

$$M_y = \frac{\mu_y \times p \times l_x^2}{100} = \frac{2,79 \times 6,03 \times 2,27^2}{100} = 0,86 \text{ kNm/m}$$

$$M_y^- = \frac{\mu_y^- \times p \times l_x^2}{100} = \frac{7,58 \times 6,03 \times 2,27^2}{100} = 2,35 \text{ kNm/m}$$

A Tabela 25 apresenta as solicitações de momentos fletores atuantes em cada modelo de laje isolada da estrutura, onde foram aplicadas as formulações pertinentes caso a caso.

Tabela 25 - Momentos fletores de cálculo das lajes isoladas

Lajes	h (m)	Lx (m)	ELU CU (kN/m ²)	λ		Caso	μx	μx-	μy	μy-	Mx	Mx-	My	My-
											(kNm/m)			
LT1	0,08	3,08	6,03	1,23	Bidirecional	1	6,12	0,00	4,46	0,00	3,49	0,00	2,55	0,00
LT2	0,08	1,06	6,03	1,78	Bidirecional	7	5,12	10,64	2,35	8,15	0,35	0,72	0,16	0,55
LT3	0,08	1,88	6,03	1,40	Bidirecional	6	3,90	8,11	1,52	0,00	0,83	1,72	0,32	0,00
LT4	0,08	1,06	6,03	2,62	Unidirecional	A-E	-				0,47	0,84	-	
LT5	0,08	2,64	9,77	1,05	Bidirecional	2	3,42	0,00	3,78	8,79	2,33	0,00	2,57	5,98
LT6	0,08	0,94	6,03	1,25	Bidirecional	1	6,27	0,00	4,45	0,00	0,33	0,00	0,24	0,00
LT7	0,08	3,77	6,25	1,18	Bidirecional	3	4,72	9,76	2,64	0,00	4,19	8,66	2,34	0,00
LT8	0,08	2,27	6,03	1,18	Bidirecional	4	3,67	8,53	2,79	7,58	1,14	2,64	0,86	2,35
LT9	0,08	2,07	6,29	1,29	Bidirecional	4	4,12	9,30	2,70	7,79	1,11	2,50	0,73	2,10
LT10	0,08	1,13	7,83	3,37	Unidirecional	A-E	-				0,70	1,25	-	

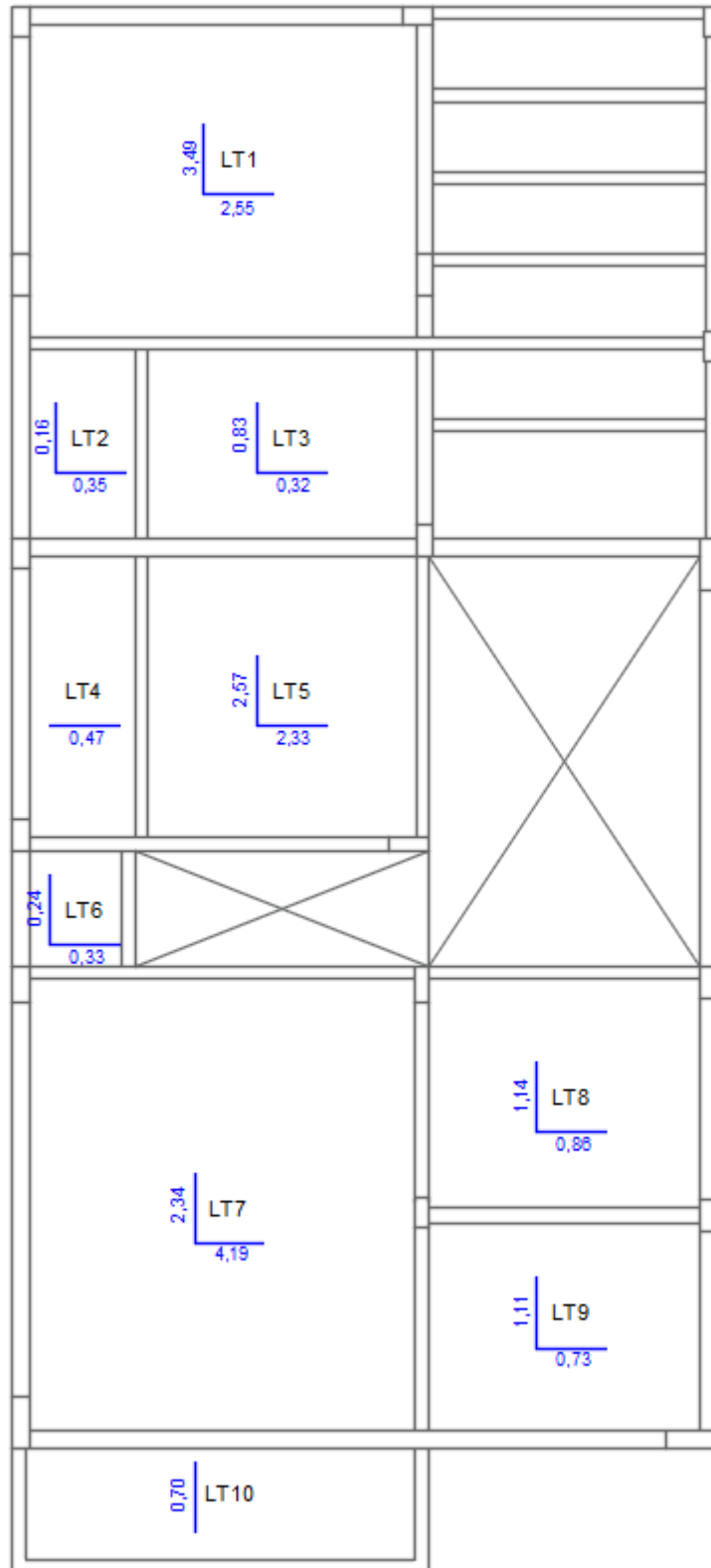
Fonte: Elaborada pela autora (2023)

Tabela 26 - Coeficientes para o cálculo dos momentos máximos em lajes retangulares uniformemente carregadas (casos 4, 5 e 6)

λ	Caso 4				Caso 5			Caso 6		
	μ_x	μ_x'	μ_y	μ_y'	μ_x	μ_y	μ_y'	μ_x	μ_x'	μ_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	3,37	3,68	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
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
∞	7,06	12,50	1,95	8,20	12,58	4,13	11,88	4,18	8,33	0,97

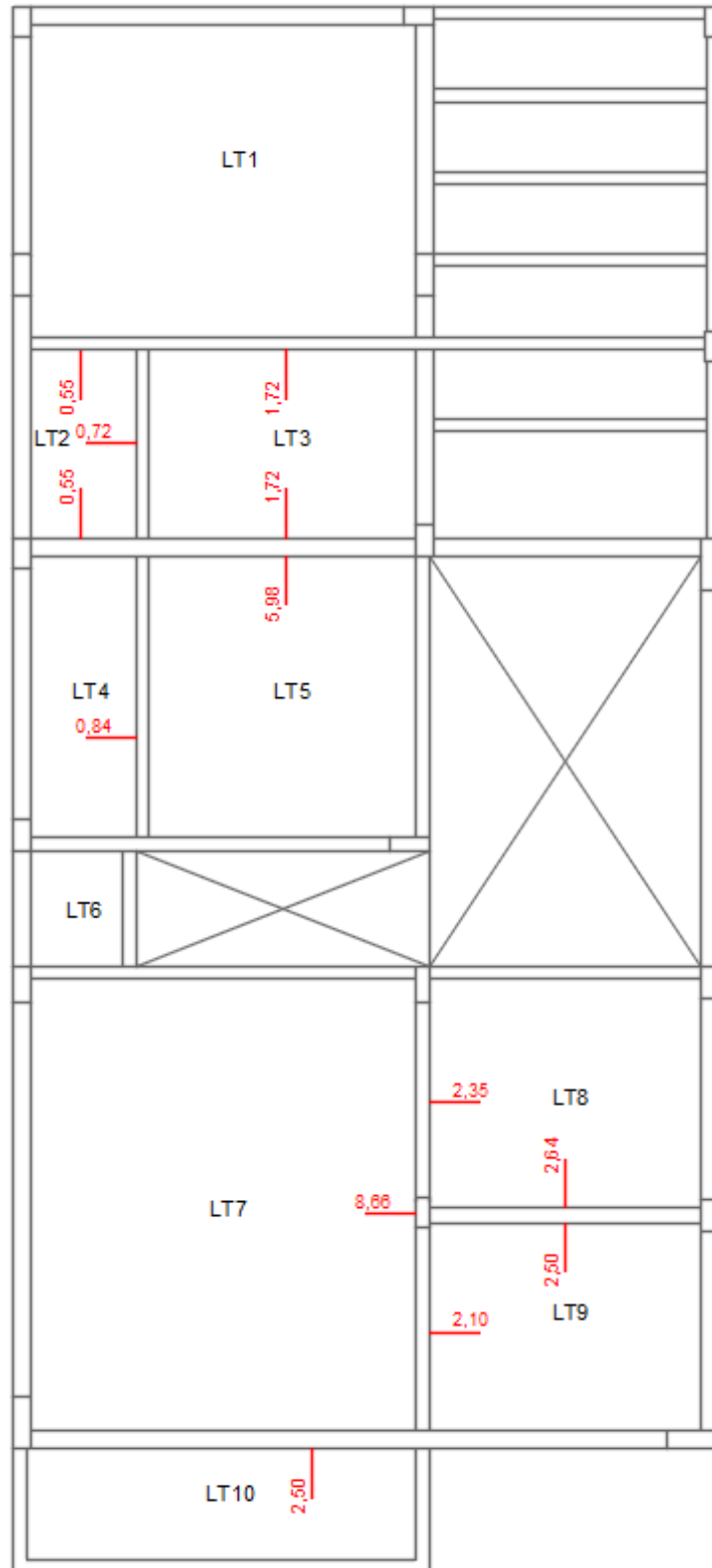
Fonte: CARVALHO e FILHO (2021) – Editada pela autora (2023)

Figura 20 - Disposição dos momentos fletores positivos



Fonte: Elaborada pela autora (2023)

Figura 21 - Disposição dos momentos fletores negativos



Fonte: Elaborada pela autora (2023)

3.3 COMPATIBILIZAÇÃO DOS MOMENTOS FLETORES NEGATIVOS

Considerando que as lajes tenham vãos teóricos e rigidezes similares, sejam carregadas simultaneamente e que as cargas acidentais não sejam maiores que as cargas permanentes, pode-se tomar como momento fletor negativo compatibilizado (uniformizado, ou seja, válido para ambas as lajes fronteiriças cuja magnitude dos momentos fletores negativos isolados, no vão avaliado, não apresente os mesmos resultados), o maior dos seguintes valores (PERLIN, PINTO e PADARATZ, 2020):

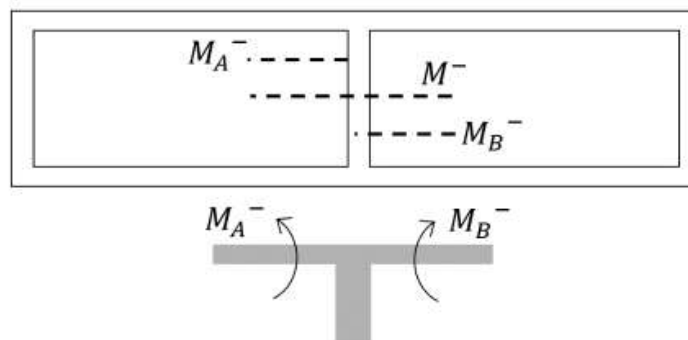
$$Md^- \geq \begin{cases} 0,8 \times M_A^- \\ 0,8 \times M_B^- \\ \frac{M_A^- + M_B^-}{2} \end{cases} \quad 25$$

onde:

M_A^- : momento negativo atuante na laje A

M_B^- : momento negativo atuante na laje B

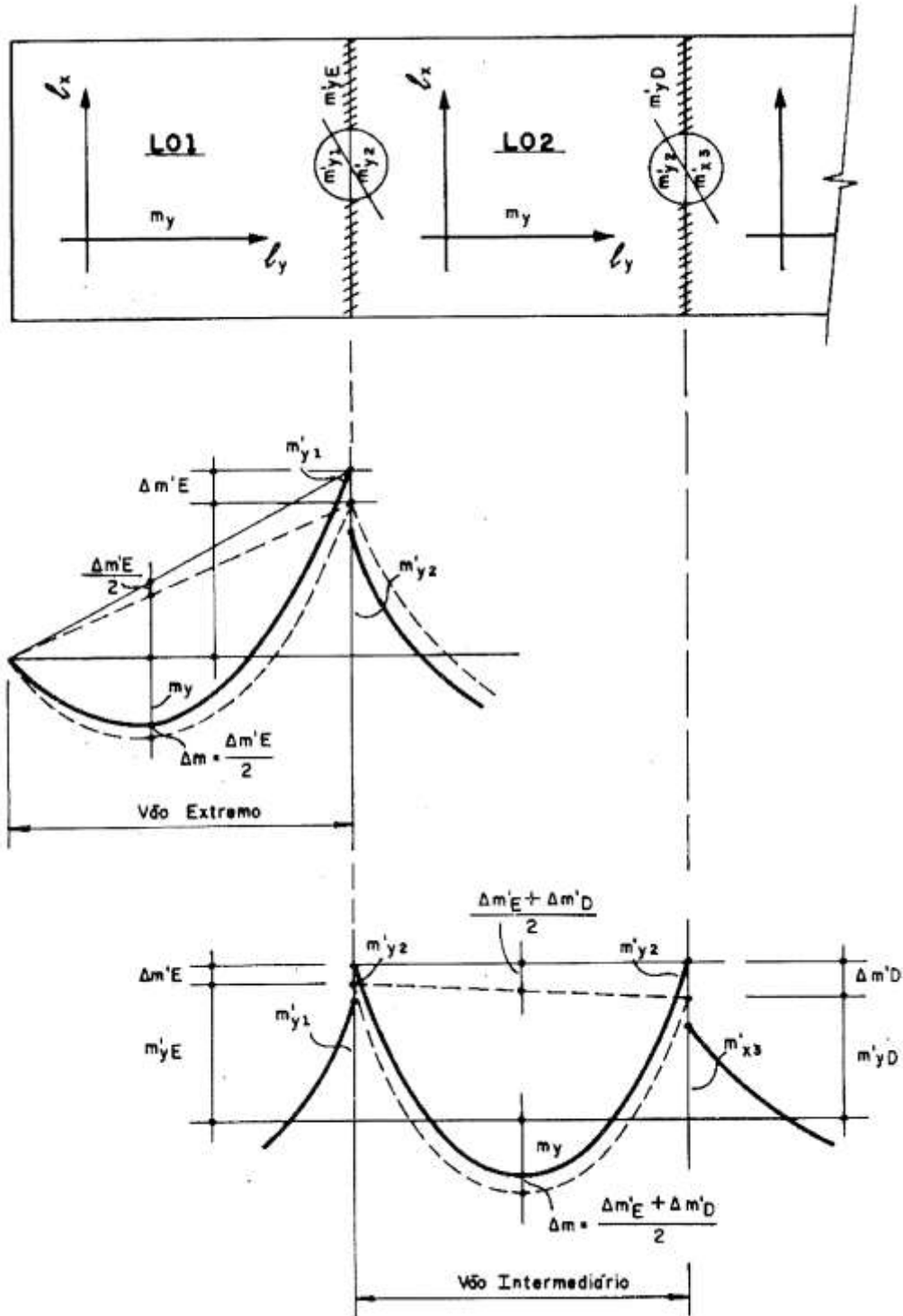
Figura 22 - Variáveis do cálculo da compatibilização dos momentos fletores negativos entre lajes engastadas



Fonte: PERLIN, PINTO e PADARATZ (2020)

Em função da compatibilização dos momentos negativos, deve-se corrigir os momentos positivos conforme esquema apresentado na Figura 23.

Figura 23 - Compatibilização de momentos fletores negativos e correção de momentos fletores positivos



Fonte: GIONGO *apud* PERLIN, PINTO e PADARATZ (2020)

Ainda, de acordo com PERLIN, PINTO e PADARATZ (2020), as seguintes considerações também devem ser atendidas:

- Vãos extremos: adiciona-se ao momento fletor positivo a metade da variação do momento fletor negativo na direção considerada;
- Vãos intermediários: adiciona-se ao momento fletor positivo a média das variações ocorridas nos momentos fletores negativos na direção considerada.

A operação só é feita quando ocorre redução da magnitude dos momentos negativos das lajes isoladas em relação ao novo momento negativo compatibilizado em cada direção considerada, que provoca aumento da magnitude do momento positivo no vão da peça. Na situação oposta, haveria redução desta, e essa redução não é adotada para que o dimensionamento dos elementos estruturais ocorra a favor da segurança.

Para ilustrar o procedimento, será demonstrada a compatibilização dos momentos negativos da laje LT8 em ambas as direções.

Direção do maior vão de LT8:

Compatibilização com a laje LT7

$$M_{A_{LT8,y}}^- = 2,35 \text{ kNm/m}$$

$$M_{B_{LT7,x}}^- = 8,66 \text{ kNm/m}$$

$$Md_{LT8-LT7}^- \geq \begin{cases} 0,8 \times M_{A_{LT8,y}}^- = 0,8 \times 2,35 = 1,88 \text{ kNm/m} \\ 0,8 \times M_{B_{LT7,x}}^- = 0,8 \times 8,66 = 6,93 \text{ kNm/m} \\ \frac{M_{A_{LT8,y}}^- + M_{B_{LT7,x}}^-}{2} = \frac{2,35 + 8,66}{2} = 5,51 \text{ kNm/m} \end{cases}$$

$$Md_{LT8-LT7}^- = 6,93 \text{ kNm/m}$$

Correção do momento fletor positivo

$$M_{LT8,y}^+ = 0,86 \text{ kNm/m}$$

$$Md_{LT8-LT7}^- (6,93 \text{ kNm/m}) > M_{A_{LT8,y}}^- (2,35 \text{ kNm/m}) \rightarrow \text{Não se aplica}$$

$$Md_{LT8,y}^+ = 0,86 \text{ kNm/m}$$

Direção do menor vão de LT8:

Compatibilização com a laje LT9

$$M_{A_{LT8,x}}^- = 2,64 \text{ kNm/m}$$

$$M_{B_{LT9,x}}^- = 2,50 \text{ kNm/m}$$

$$Md_{LT8-LT9}^- \geq \begin{cases} 0,8 \times M_{A_{LT8,x}}^- = 0,8 \times 2,64 = 2,12 \text{ kNm/m} \\ 0,8 \times M_{B_{LT9,x}}^- = 0,8 \times 2,50 = 2,00 \text{ kNm/m} \\ \frac{M_{A_{LT8,x}}^- + M_{B_{LT9,x}}^-}{2} = \frac{2,64 + 2,50}{2} = 2,57 \text{ kNm/m} \end{cases}$$

$$Md_{LT8-LT9}^- = 2,57 \text{ kNm/m}$$

Correção do momento fletor positivo

$$M_{LT8,x}^+ = 1,14 \text{ kNm/m}$$

$$Md_{LT8-LT9}^- (2,57 \text{ kNm/m}) < M_{A_{LT8,x}}^- (2,64 \text{ kNm/m}) \rightarrow \text{Corrige!}$$

$$Md_{LT8,x}^+ = M_{LT8,x}^+ + \frac{(M_{A_{LT8,x}}^- - Md_{LT8-LT9}^-)}{2}$$

$$Md_{LB3,x} = 1,14 + \frac{(2,64 - 2,57)}{2} = 1,17 \text{ kNm/m}$$

Os resultados da compatibilização dos momentos negativos encontram-se na Tabela 27, e a correção dos momentos fletores positivos, na Tabela 28.

Tabela 27- Compatibilização dos momentos negativos das lajes isoladas

Lajes	Ma-	Mb-	Maior M-	0,8*Maior M-	Média-	M-,d
	(kNm/m)					
LT1-LT2	0,00	0,55	0,55	0,44	0,27	0,44
LT1-LT3	0,00	1,72	1,72	1,38	0,86	1,38
LT2-LT3	0,72	0,00	0,72	0,57	0,36	0,57
LT2-LT4	0,55	0,00	0,55	0,44	0,27	0,44
LT3-LT5	1,72	5,98	5,98	4,78	3,85	4,78
LT4-LT5	0,84	0,00	0,84	0,67	0,42	0,67
LT7-LT8	8,66	2,35	8,66	6,93	5,51	6,93
LT7-LT9	8,66	2,10	8,66	6,93	5,38	6,93
LT8-LT9	2,64	2,50	2,64	2,12	2,57	2,57
LT10-LT7	1,25	0	1,25	1,00	0,62	1,00

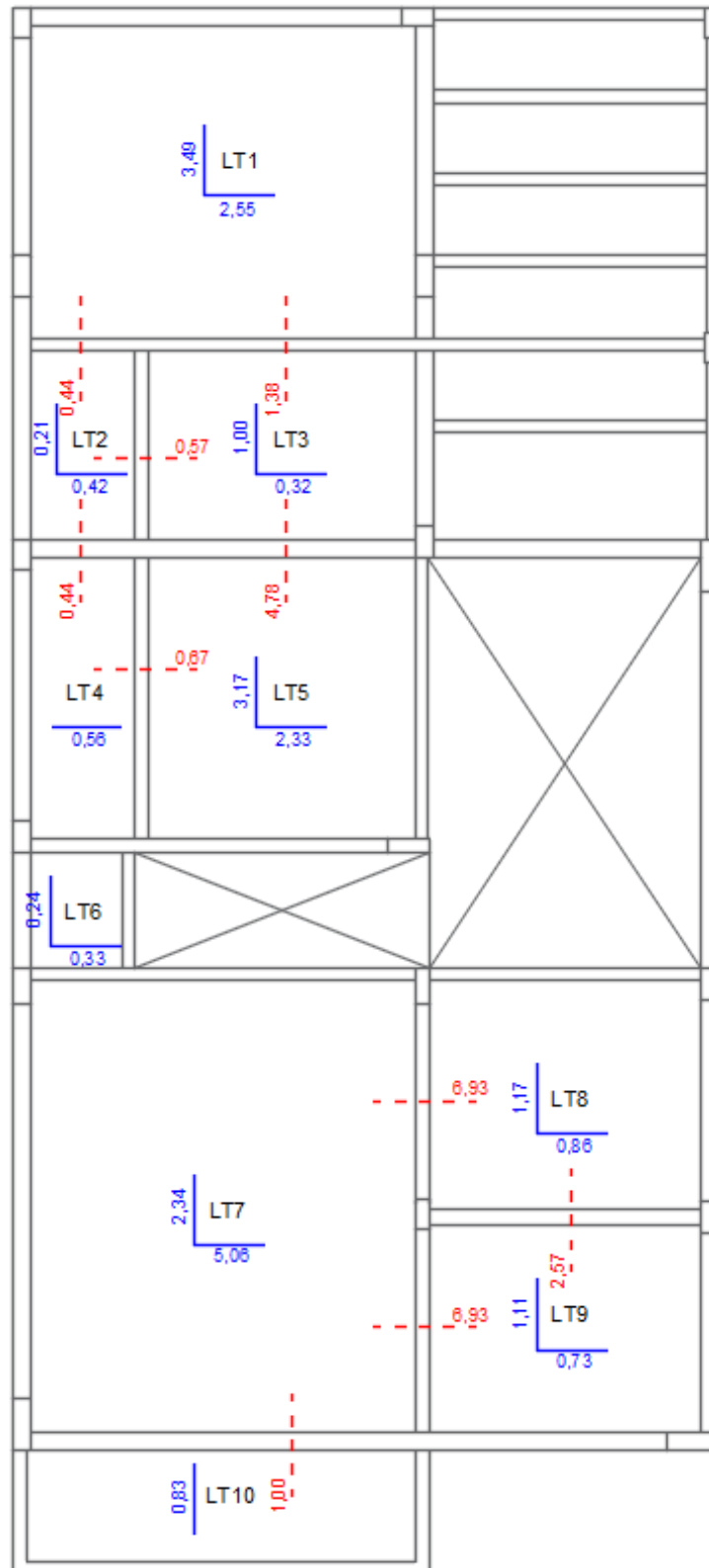
Fonte: Elaborada pela autora (2023)

Tabela 28 - Correção dos momentos fletores positivos das lajes

Lajes	Mx	My	Mx,d	My,d
	(kNm/m)			
LT1	3,49	2,55	3,49	2,55
LT2	0,35	0,16	0,42	0,21
LT3	0,83	0,32	1,00	0,32
LT4	0,47	-	0,56	-
LT5	2,33	2,57	2,33	3,17
LT6	0,33	0,24	0,33	0,24
LT7	4,19	2,34	5,06	2,34
LT8	1,14	0,86	1,17	0,86
LT9	1,11	0,73	1,11	0,73
LT10	0,70	-	0,83	-

Fonte: Elaborada pela autora (2023)

Figura 24 - Momentos fletores finais de cálculo



Fonte: Elaborada pela autora (2023)

3.4 DIMENSIONAMENTO DAS ARMADURAS LONGITUDINAIS

De posse dos momentos de cálculo, deve ser determinada a armadura de tração necessária para resistir a esses esforços solicitantes. Esta armadura é obtida a partir do equilíbrio de tensões e da compatibilidade de deformações para uma seção de concreto armado submetida à flexão simples, processo também análogo ao de uma viga com base de 1 metro.

A área de aço necessária pode ser calculada a partir da equação apresentada a seguir (PERLIN, PINTO e PADARATZ, 2020):

$$A_s = \frac{M_d}{f_{yd} \times (d - 0,5 \times \lambda \times x)} \quad 26$$

onde :

A_s : é a área de aço calculada para a seção;

M_d : é o momento fletor de cálculo;

f_{yd} : é a resistência de cálculo do aço da armadura;

d : é a altura útil;

x : é a posição da linha neutra;

λ : coeficiente que é função da classe do concreto utilizado (para classes inferiores a C50 vale 0,80).

A variável d indica a distância entre o eixo da armadura tracionada e o ponto mais comprimido do concreto e, de acordo com o ilustrado na Figura 25, ela pode assumir valores diferentes de acordo com a posição da armadura (PERLIN, PINTO e PADARATZ, 2020), conforme segue:

- Para armaduras positivas orientadas no menor vão

$$d_x = h - c - \frac{\phi_x}{2} \quad 27$$

- Para armaduras positivas orientadas no menor vão

$$d_y = h - c - \phi_x - \frac{\phi_y}{2} \quad 28$$

- Para armaduras negativas

$$d = h - c - \frac{\phi}{2} \quad 29$$

onde:

h é a espessura da laje

c é o cobrimento do concreto na armadura

ϕ é o diâmetro da barra de aço estimada na direção e posição avaliada

A posição da linha neutra pode ser calculada a partir da Equação 30, abaixo (PERLIN, PINTO e PADARATZ, 2020):

$$x = \frac{d - \sqrt{d^2 - 2 \times \left(\frac{M_d}{\alpha_c \times f_{cd} \times b_w} \right)}}{\lambda} \quad 30$$

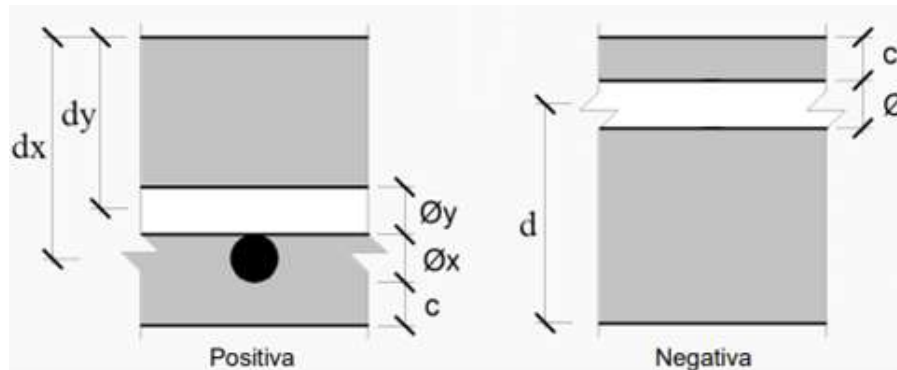
onde as variáveis remanescentes indicam:

f_{cd} : é a resistência de projeto do concreto utilizado aos 28 dias

b_w : é a largura da seção (100 cm)

α_c : coeficiente que é função da classe do concreto utilizado (para classes inferiores a C50 vale 0,85)

Figura 25 - Identificação das variáveis do cálculo das alturas úteis das armaduras positiva e negativa



Fonte: PERLIN, PINTO e PADARATZ (2020)

É necessário, portanto, determinar um diâmetro para as armaduras antes mesmo do cálculo da área de aço necessária. Visando-se estimar um valor aceitável, a ABNT NBR 6118:2014 solicita que aquele não ultrapasse 1/8 do valor da espessura da laje, conforme Equação 31.

$$\phi_{m\acute{a}x} = \frac{h}{8} \quad 31$$

A ABNT NBR 6118:2014 também determina no item 19 que o resultado obtido pela Equação 26 atenda a taxa de armadura mínima para lajes, conforme indicado nas Tabelas 29 e 30.

Tabela 29 - Taxa mínima de armadura de flexão para vigas

Forma da seção	Valores de $\rho_{m\acute{i}n}^a$ ($A_{s,m\acute{i}n}/A_c$) %														
	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	0,21	0,219	0,226	0,233	0,239	0,245	0,251	0,256

^a Os valores de $\rho_{m\acute{i}n}$ 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, $\rho_{m\acute{i}n}$ deve ser recalculado.

Fonte: Tabela 17.3 da ABNT NBR 6118:2014 – Editada pela autora (2023)

Tabela 30 - Valores mínimos de armadura para lajes

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 ρ_{\min} são definidos em 17.3.5.2.1.			

Fonte: Tabela 19.1 da ABNT NBR 6118:2014 – Editada pela autora (2023)

Serão demonstrados a seguir os cálculos para determinação da quantidade de aço utilizando lajes de referência citadas nas subseções 3.2. e 3.3.

Armaduras positivas - Laje unidirecional LT4

Diâmetro máximo permitido para a barra de aço:

$$\phi_{\max} = \frac{h}{8} = \frac{8}{8} = 1,00 \text{ cm} \rightarrow 10 \text{ mm}$$

- Menor vão

Diâmetro da barra:

$$\varnothing_{x,estimado} = 6,3 \text{ cm}$$

Cálculo do d_x :

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

$$\text{Cobrimento } (c) = 3,5 \text{ cm}$$

$$\varnothing_{x,estimado} = 6,3 \text{ cm}$$

$$d_x = 10 - 3,5 - \frac{0,63}{2} = 4,19 \text{ cm}$$

Cálculo da linha neutra:

$$d_x = 4,19 \text{ cm} \rightarrow 0,0419 \text{ m}$$

$$Md_x = 0,56 \text{ kNm/m}$$

$$b_w = 100 \text{ cm} \rightarrow 1 \text{ m}$$

$$\alpha_c = 0,85$$

$$\lambda = 0,80$$

$$f_{cd} = 21,42 \text{ MPa} \rightarrow 21.428,57 \text{ kPa}$$

$$x = \frac{0,0419 - \sqrt{0,0419^2 - 2 \times \left(\frac{0,56}{0,85 \times 21428,57 \times 1} \right)}}{0,80} = 0,9 \times 10^{-3} \text{ m} \rightarrow 0,09 \text{ cm}$$

Verificação da condição de ductilidade:

$$x = 0,09 \text{ cm}$$

$$d_x = 4,19 \text{ cm}$$

$$\frac{x}{d_x} = \frac{0,09}{4,19} = 0,022 < 0,45 \rightarrow Ok!$$

Cálculo da área de aço:

$$d_x = 0,0419 \text{ m}$$

$$Md_x = 0,56 \text{ kNm/m}$$

$$x = 0,9 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$f_{yd} = 434,78 \text{ MPa} \rightarrow 434 \times 10^3 \text{ kPa}$$

$$\lambda = 0,80$$

$$A_s = \frac{0,56}{434 \times 10^3 \times (0,0419 - 0,5 \times 0,80 \times 0,9 \times 10^{-3})} = 3,10 \times 10^{-5} \text{ m}^2/\text{m}$$

$$A_s = 0,31 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Conferência com a taxa de armadura mínima para o vão considerado:

Conforme verificado na Tabela 30, a armadura positiva (principal) mínima para lajes armadas em uma direção equivale ao valor do $\rho_{\text{mín}}$. Assim:

$$\frac{A_{s,\text{mín}}}{A_c} = \frac{A_{s,\text{mín}}}{b \times h} \geq \rho_{\text{mín}}$$

e, portanto:

$$A_{s,\text{mín}} \geq \rho_{\text{mín}} \times b_w \times h$$

Assim, a área de aço mínima no menor vão é:

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

$$b_w = 100 \text{ cm}$$

$$\rho_{\text{mín}} = 0,150\%$$

$$A_{s,\text{mín}} \geq \frac{0,150}{100} \times 100 \times 8 = 1,20 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Logo, como a área de aço calculada é inferior a área de aço mínima, adota-se o valor mínimo normativo de 1,20 cm²/m.

- Maiores vão

Em lajes unidirecionais, não há armadura principal distribuída na direção do maior vão. Nesse caso, adota-se apenas uma armadura de distribuição (armadura secundária), respeitando os seguintes limites mínimos:

$$A_{s/s} \geq \begin{cases} 0,2 \times A_{s/l_x} \\ 0,90 \\ 0,5 \times \rho_{\text{mín}} \times b_w \times h \end{cases}$$

Procedendo-se os cálculos, tem-se:

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

$$b_w = 100 \text{ cm}$$

$$A_{s/l_x} = 1,20 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\rho_{\text{mín}} = 0,150\%$$

$$A_{s/s} \geq \begin{cases} 0,2 \times 1,20 = 0,24 \text{ cm}^2/\text{m} \\ 0,90 \text{ cm}^2/\text{m} \\ 0,5 \times \rho_{\text{mín}} \times b_w \times h = 0,5 \times \frac{0,150}{100} \times 100 \times 8 = 0,60 \text{ cm}^2/\text{m} \end{cases}$$

Logo, foi adotado o valor mínimo de 0,90 cm²/m.

Armaduras positivas - Laje bidirecional LT8

Diâmetro máximo permitido para a barra de aço:

$$\Phi_{m\acute{a}x} = \frac{h}{8} = \frac{8}{8} = 1,00 \text{ cm} \rightarrow 10 \text{ mm}$$

- Menor v\~ao

Di\~ametro da barra:

$$\Phi_{x,estimado} = 6,3 \text{ cm}$$

C\~alculo do d_x :

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

$$\text{Cobrimento } (c) = 3,5 \text{ cm}$$

$$\Phi_{x,estimado} = 6,3 \text{ cm}$$

$$d_x = 10 - 3,5 - \frac{0,63}{2} = 4,19 \text{ cm}$$

C\~alculo da linha neutra:

$$d_x = 4,19 \text{ cm} \rightarrow 0,0419 \text{ m}$$

$$Md_x = 1,17 \text{ kNm/m}$$

$$b_w = 100 \text{ cm} \rightarrow 1 \text{ m}$$

$$\alpha_c = 0,85$$

$$\lambda = 0,80$$

$$f_{cd} = 21,42 \text{ MPa} \rightarrow 21.428,57 \text{ kPa}$$

$$x = \frac{0,0419 - \sqrt{0,0419^2 - 2 \times \left(\frac{1,17}{0,85 \times 21428,57 \times 1} \right)}}{0,80} = 2,00 \times 10^{-3} \text{ m} \rightarrow 0,20 \text{ cm}$$

Verifica\~ao da condi\~ao de ductilidade:

$$x = 0,20 \text{ cm}$$

$$d_x = 4,19 \text{ cm}$$

$$\frac{x}{d_x} = \frac{0,20}{4,19} = 0,046 < 0,45 \rightarrow Ok!$$

Cálculo da área de aço:

$$d_x = 0,0419 \text{ m}$$

$$Md_x = 1,17 \text{ kNm/m}$$

$$x = 2,00 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$f_{yd} = 434,78 \text{ MPa} \rightarrow 434 \times 10^3 \text{ kPa}$$

$$\lambda = 0,80$$

$$A_s = \frac{1,17}{434 \times 10^3 \times (0,0419 - 0,5 \times 0,80 \times 2,00 \times 10^{-3})} = 6,57 \times 10^{-5} \text{ m}^2/\text{m}$$

$$A_s = 0,66 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Conferência com a taxa de armadura mínima para o vão considerado:

Conforme verificado na Tabela 30, as armaduras positivas mínimas para lajes armadas em duas direções equivale ao valor de $0,67 \times \rho_{\text{mín}}$. Assim:

$$\frac{A_{s,\text{mín}}}{A_c} = \frac{A_{s,\text{mín}}}{b \times h} \geq 0,67 \times \rho_{\text{mín}}$$

e, portanto:

$$A_{s,\text{mín}} \geq 0,67 \times \rho_{\text{mín}} \times b_w \times h$$

Assim, a área de aço mínima no menor vão é:

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

$$b_w = 100 \text{ cm}$$

$$\rho_{\text{mín}} = 0,150\%$$

$$A_{s,mín} \geq 0,67 \times \frac{0,150}{100} \times 100 \times 8 = 0,80 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Logo, como a área de aço calculada é inferior a área de aço mínima, adota-se o valor mínimo normativo de 0,80 cm²/m.

- Maior vão

Diâmetro da barra:

$$\phi_{y,estimado} = 6,3 \text{ cm}$$

Cálculo do d_y :

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

$$\text{Cobrimento } (c) = 3,5 \text{ cm}$$

$$\phi_{x,estimado} = 6,3 \text{ cm}$$

$$\phi_{y,estimado} = 6,3 \text{ cm}$$

$$d_y = 8 - 3,5 - 0,63 - \frac{0,63}{2} = 3,56 \text{ cm}$$

Cálculo da linha neutra:

$$d_y = 3,56 \text{ cm} \rightarrow 0,0356 \text{ m}$$

$$Md_y = 0,86 \text{ kNm/m}$$

$$b_w = 100 \text{ cm} \rightarrow 1 \text{ m}$$

$$\alpha_c = 0,85$$

$$\lambda = 0,80$$

$$f_{cd} = 21,42 \text{ MPa} \rightarrow 21.428,57 \text{ kPa}$$

$$x = \frac{0,0356 - \sqrt{0,0356^2 - 2 \times \left(\frac{0,86}{0,85 \times 21428,57 \times 1} \right)}}{0,80} = 1,7 \times 10^{-3} \text{ m} \rightarrow 0,17 \text{ cm}$$

Verificação da condição de ductilidade:

$$x = 0,17 \text{ cm}$$

$$d_y = 3,56 \text{ cm}$$

$$\frac{x}{d_y} = \frac{0,17}{3,56} = 0,047 < 0,45 \rightarrow Ok!$$

Cálculo da área de aço:

$$d_y = 3,56 \text{ cm} \rightarrow 0,0356 \text{ m}$$

$$Md_y = 0,86 \text{ kNm/m}$$

$$x = 1,7 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$f_{yd} = 434,78 \text{ MPa} \rightarrow 434 \times 10^3 \text{ kPa}$$

$$\lambda = 0,80$$

$$A_s = \frac{0,86}{434 \times 10^3 \times (0,0356 - 0,5 \times 0,80 \times 1,7 \times 10^{-3} \text{ m})} = 5,70 \times 10^{-5} \text{ m}^2/\text{m}$$

$$A_s = 0,57 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Conferência com a taxa de armadura mínima para o vão considerado:

A área de armadura positiva mínima no maior vão de lajes bidirecionais é adquirida do mesmo modo que para o menor vão. Logo, e comparativamente ao valor da área de aço calculada para o vão considerado, adota-se o valor mínimo normativo de 0,80 cm²/m.

Armadura negativa - Lajes LT8-LT9

Diâmetro máximo permitido para a barra de aço:

$$h_{LT8} = 8 \text{ cm}$$

$$h_{LT9} = 8 \text{ cm}$$

$$\phi_{\max} = \frac{h(\text{menor}_{LT8-LT9})}{8} = \frac{8}{8} = 1,00 \text{ cm} \rightarrow 10 \text{ mm}$$

Diâmetro da barra:

$$\phi_{\text{estimado}} = 6,3 \text{ cm}$$

Cálculo do d :

$$h(\text{menor}_{LT8-LT9}) = 8 \text{ cm}$$

$$\text{Cobrimento } (c) = 1,5 \text{ cm}$$

$$\phi_{\text{estimado}} = 6,3 \text{ cm}$$

$$d = 8 - 1,5 - \frac{0,63}{2} = 6,19 \text{ cm}$$

Cálculo da linha neutra:

$$d = 6,19 \text{ cm} \rightarrow 0,0619 \text{ m}$$

$$Md^-_{LT8-LT9} = 2,57 \text{ kNm/m}$$

$$b_w = 100 \text{ cm} \rightarrow 1 \text{ m}$$

$$\alpha_c = 0,85$$

$$\lambda = 0,80$$

$$f_{cd} = 21,42 \text{ MPa} \rightarrow 21.428,57 \text{ kPa}$$

$$x = \frac{0,0619 - \sqrt{0,0619^2 - 2 \times \left(\frac{2,57}{0,85 \times 21428,57 \times 1} \right)}}{0,80} = 2,9 \times 10^{-3} \text{ m} \rightarrow 0,29 \text{ cm}$$

Verificação da condição de ductilidade:

$$x = 0,29 \text{ cm}$$

$$d = 6,19 \text{ cm}$$

$$\frac{x}{d} = \frac{0,29}{6,19} = 0,047 < 0,45 \rightarrow Ok!$$

Cálculo da área de aço:

$$d = 0,0619 \text{ m}$$

$$Md^-_{LT8-LT9} = 2,57 \text{ kNm/m}$$

$$x = 2,9 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$f_{yd} = 434,78 \text{ MPa} \rightarrow 434 \times 10^3 \text{ kPa}$$

$$\lambda = 0,80$$

$$A_s = \frac{2,57}{434 \times 10^3 \times (0,0619 - 0,5 \times 0,80 \times 2,9 \times 10^{-3})} = 9,75 \times 10^{-5} \text{ m}^2/\text{m}$$

$$A_s = 0,98 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Conferência com a taxa de armadura mínima:

Conforme verificado na Tabela 30, a taxa de armadura negativa mínima para lajes equivale ao valor do ρ_{\min} . Assim:

$$\frac{A_{s,\min}}{A_c} = \frac{A_{s,\min}}{b \times h} \geq \rho_{\min}$$

e, portanto:

$$A_{s,\min} \geq \rho_{\min} \times b_w \times h$$

A área de aço mínima correspondente à armadura negativa resulta em:

$$h(\text{maior}_{LT8-LT9}) = 8 \text{ cm}$$

$$b_w = 100 \text{ cm}$$

$$\rho_{\min} = 0,150\%$$

$$A_{s,\min} \geq \frac{0,150}{100} \times 100 \times 8 = 1,20 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Logo, como a área de aço calculada é inferior a área de aço mínima, adota-se o valor mínimo normativo de 1,20 cm²/m.

As Tabelas Tabela 31 Tabela 32, Tabela 33 e Tabela 34 abaixo, apresentam as áreas de aço requisitadas em cada laje que compõe o segundo pavimento da edificação em estudo.

Tabela 31 - Área de armadura positiva das lajes (menor vão)

Lajes	M _{x,d}	h	c	Ø	Ø _x	dx	x	x/dx	Dutilidade	As	As	As	As
	(kNm/m)			máx	est.					(mm)		(mm)	(m ² /m)
LT1	3,49	8	3,5	10,00	6,3	4,19	0,61	0,1454	OK	2,04E-04	2,04	0,80	2,04
LT2	0,42	8	3,5	10,00	6,3	4,19	0,07	0,0165	OK	2,31E-05	0,23	0,80	0,80
LT3	1,00	8	3,5	10,00	6,3	4,19	0,17	0,0399	OK	5,59E-05	0,56	0,80	0,80
LT4	0,56	8	3,5	10,00	6,3	4,19	0,09	0,0221	OK	3,10E-05	0,31	1,20	1,20
LT5	2,33	8	3,5	10,00	6,3	4,19	0,40	0,0947	OK	1,33E-04	1,33	0,80	1,33
LT6	0,33	8	3,5	10,00	6,3	4,19	0,05	0,0131	OK	1,84E-05	0,18	0,80	0,80
LT7	5,06	8	3,5	10,00	8,0	4,10	0,93	0,2270	OK	3,12E-04	3,12	0,80	3,12
LT8	1,17	8	3,5	10,00	6,3	4,19	0,20	0,0469	OK	6,57E-05	0,66	0,80	0,80
LT9	1,11	8	3,5	10,00	6,3	4,19	0,19	0,0442	OK	6,20E-05	0,62	0,80	0,80
LT10	0,83	8	3,5	10,00	6,3	4,19	0,14	0,0328	OK	4,60E-05	0,46	1,20	1,20

Fonte: Elaborada pela autora (2023)

Tabela 32 - Área de armadura positiva das lajes bidirecionais (maior vão)

Lajes	M _{y,d}	h	c	Ø	Ø _y	dy	x (cm)	x/dy	Dutilidade	As	As	As	As
	(kNm/m)			máx	est.					(mm)		(mm)	(m ² /m)
LT1	2,55	8	3,5	10	6,3	3,56	0,52	0,1469	OK	1,75E-04	1,75	0,80	1,75
LT2	0,21	8	3,5	10	6,3	3,56	0,04	0,0116	OK	1,39E-05	0,14	0,80	0,80
LT3	0,32	8	3,5	10	6,3	3,56	0,06	0,0177	OK	2,11E-05	0,21	0,80	0,80
LT5	3,17	8	3,5	10	6,3	3,56	0,66	0,1859	OK	2,21E-04	2,21	0,80	2,21
LT6	0,24	8	3,5	10	6,3	3,56	0,05	0,0129	OK	1,53E-05	0,15	0,80	0,80
LT7	2,34	8	3,5	10	6,3	3,56	0,51	0,1492	OK	1,69E-04	1,69	0,80	1,69
LT8	0,86	8	3,5	10	6,3	3,56	0,17	0,0479	OK	5,71E-05	0,57	0,80	0,80
LT9	0,73	8	3,5	10	6,3	3,56	0,14	0,0401	OK	4,78E-05	0,48	0,80	0,80

Fonte: Elaborada pela autora (2023)

Tabela 33 - Área de armadura positiva das lajes unidirecionais (maior vão)

Lajes	h (cm)	As,x adot. (cm ² /m)	20% As principal (cm ² /m)	Constante (cm ² /m)	0,5*ρ _{mín} *bw*h (cm ² /m)
LT4	8	1,20	0,24	0,90	0,60
LT10	8	1,20	0,24	0,90	0,60

Fonte: Elaborada pela autora (2023)

Tabela 34 - Área de armadura negativa das lajes

Pares	M,d (kNm/m)	h L1 (cm)	h L2 (cm)	c (cm)	Ø máx (mm)	Ø est. (mm)	d (cm)	x (cm)	x/d	As (m ² /m)	As (cm ² /m)	As mín (cm ² /m)	As adot. (cm ² /m)
LT1-LT2	0,44	8	8	1,5	10	6,3	6,19	0,05	0,0079	1,64E-05	0,16	1,20	1,20
LT1-LT3	1,38	8	8	1,5	10	6,3	6,19	0,15	0,0250	5,18E-05	0,52	1,20	1,20
LT2-LT3	0,57	8	8	1,5	10	6,3	6,19	0,06	0,0103	2,14E-05	0,21	1,20	1,20
LT2-LT4	0,44	8	8	1,5	10	6,3	6,19	0,05	0,0079	1,64E-05	0,16	1,20	1,20
LT3-LT5	4,78	8	8	1,5	10	6,3	6,19	0,55	0,0890	1,84E-04	1,84	1,20	1,84
LT4-LT5	0,67	8	8	1,5	10	6,3	6,19	0,08	0,0122	2,52E-05	0,25	1,20	1,20
LT7-LT8	6,93	8	8	1,5	10	6,3	6,19	0,81	0,1312	2,72E-04	2,72	1,20	2,72
LT7-LT9	6,93	8	8	1,5	10	6,3	6,19	0,81	0,1312	2,72E-04	2,72	1,20	2,72
LT8-LT9	2,57	8	8	1,5	10	6,3	6,19	0,29	0,0470	9,75E-05	0,98	1,20	1,20
LT10-LT7	1,00	8	8	1,5	10	6,3	6,19	0,11	0,0180	3,73E-05	0,37	1,20	1,20

Fonte: Elaborada pela autora (2023)

3.5 DETALHAMENTO DAS ARMADURAS LONGITUDINAIS

Uma vez que se dispõe da área de aço necessária por metro linear de laje, é possível obter o número de barras a ser utilizado dividindo-se o valor calculado pela área unitária da bitola da armadura escolhida, conforme apresentado na Equação 32.

$$n = \frac{A_s}{A_{s,unit}}$$

32

O espaçamento entre as barras é calculado pela Equação 33 (PERLIN, PINTO e PADARATZ, 2020), devendo atender aos limites máximos estipulados pela ABNT NBR 6118:2014 descritos. No caso de armaduras positivas secundárias, aplica-se apenas a condição limite de distribuição de 3 barras por metro linear de laje.

$$S = \frac{100 \text{ cm}}{n} \leq \begin{cases} 20 \text{ cm} \\ 2 \times h \end{cases} \quad 33$$

Portanto, o número de barras a ser utilizado obtém-se da divisão entre o vão livre da laje (obtido da planta de formas) e seu espaçamento, conforme Equação 34.

$$Q = \frac{l_0}{S} - 1 \quad 34$$

O valor de entrada da variável l_0 na equação anterior é o vão livre da laje na direção oposta à que armadura analisada está orientada. Ou seja, se a armadura avaliada está disposta no sentido do menor vão, logo, para estimar a quantidade de barras, a variável l_0 assume o valor do maior vão na laje.

Uma vez que se conhece a quantidade de barras e o espaçamento entre elas, resta conhecer o comprimento das armaduras. O cálculo desse parâmetro geométrico de projeto varia se a armadura a ser detalhada é do tipo positiva ou negativa.

As armaduras positivas de lajes maciças podem ser dispostas de viga a viga (armadura corrida), e, dessa forma, seus comprimentos totais são a soma do vão livre com as respectivas ancoragens nos apoios. Esses comprimentos de ancoragem adicionais são de, no mínimo, dez vezes o diâmetro da barra. Todavia, visando rapidez e facilidade construtiva, dispõe-se a armadura até atingir o limite de cobrimento da viga, desde que o comprimento de ancoragem não seja prejudicado. Caso o comprimento disponível para a ancoragem $l_{b,disp(t)}$ nos apoios não seja suficiente, deve-se utilizar as alturas g_x e g_y da laje, prevendo desconto destas dimensões em função da dobra da armadura para formação de ganchos, conforme ilustrado na Figura 26 (PERLIN, PINTO e PADARATZ, 2020). Portanto:

$$C^+ = l_{b,disp(t1)} + l_0 + l_{b,disp(t2)} + g_{x/y\ laje} - \Delta_{ganchos} \quad 35$$

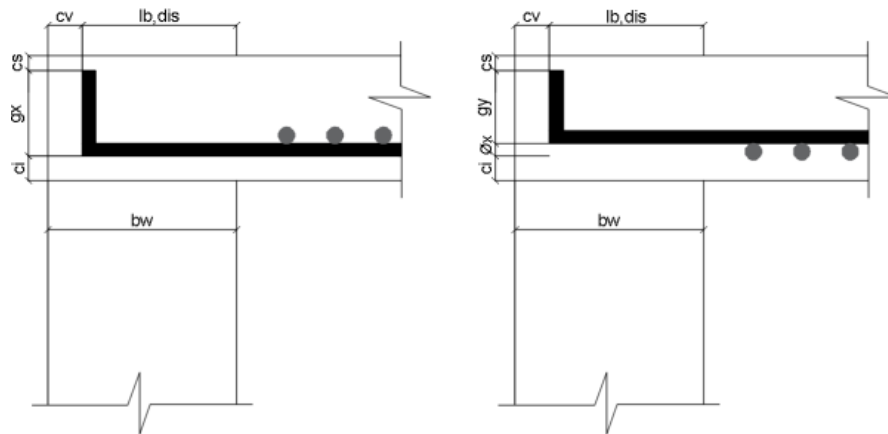
onde l_0 corresponde ao vão livre da laje na direção avaliada e:

$$l_{b,disp(t)} = b_{wt} - c_{viga} \quad 36$$

$$g_x = h - c_{sla\ je} - c_{ila\ je} \quad 37$$

$$g_y = h - c_{sla\ je} - c_{ila\ je} - \phi_x \quad 38$$

Figura 26 - Parâmetros para cálculo do comprimento das armaduras positivas⁴



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

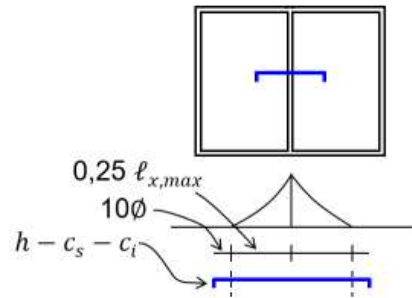
Com relação ao comprimento das armaduras negativas, utiliza-se o diagrama triangular de momentos deslocado de base igual a $0,25 \times l_{x,máx}$, com $l_{x,máx}$ dado por: maior dos menores vãos das lajes adjacentes quando ambas lajes forem engastadas; menor vão da laje engastada quando a outra for supostamente apoiada. Além do comprimento base, adiciona-se a ancoragem e o gancho construtivo, conforme exibe a Figura 27.

Dessa forma, a equação que rege o cálculo do comprimento das armaduras negativas é a que segue (PERLIN, PINTO e PADARATZ, 2020):

$$C^- = g_e + 10 \times \phi + 2 * 0,25 \times l_{x,máx} + 10 \times \phi + g_d - \Delta_{ganchos} \quad 39$$

⁴ As barras longitudinais dobradas apresentam detalhamento nos vértices em curva semelhante ao apresentado na Figura 53.

Figura 27 - Comprimento da armadura negativa



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

onde:

g_e : gancho do lado esquerdo, dado por:

$$g_e = h_e - c_{s\text{laje}} - c_{i\text{laje}} \quad 40$$

com h_e correspondente à altura da laje da esquerda

g_d : gancho do lado direito, dado por:

$$g_d = h_d - c_{s\text{laje}} - c_{i\text{laje}} \quad 41$$

onde:

h_d : altura da laje da direita;

c_s e c_i : cobrimentos superior e inferior das lajes, respectivamente;

ϕ : bitola utilizada;

$$l_{x,\text{m}\acute{a}x} \geq \begin{cases} l_{x,e}: \text{menor v\~{a}o da laje da esquerda} \\ l_{x,d}: \text{menor v\~{a}o da laje da direita} \end{cases} \rightarrow \text{para ambas as lajes engastadas}$$

$$l_{x,\text{m}\acute{a}x} = l_x: \text{menor v\~{a}o da laje engastada} \rightarrow \text{para 1 laje engastada e 1 apoiada}$$

A Tabela 35 apresenta os valores de desconto do parâmetro $\Delta_{ganchos}$ de acordo com as bitolas comerciais mais usuais de armaduras da classe CA-50.

Tabela 35 - Valores de $\Delta_{ganchos}$ para o cálculo do comprimento de barras

$\varnothing(\text{mm})$	6,3	8	10	12,5	16	20	25	23	40
Pino (cm)	3,1	4	5	6,2	8	16	20	18,4	32
Delta (cm)	-1	-2	-2	-3	-4	-5	-7	-7	-12

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

Serão demonstrados os cálculos do detalhamento das armaduras das lajes de referência citadas na seção anterior. Os demais resultados estão nas Tabelas Tabela 36Tabela 43.

Armaduras positivas - Laje unidirecional LT4

- Menor vão

$$A_{s,x,adotado} = 1,20 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\varnothing_{x,adotado} = 6,3 \text{ cm}$$

$$\text{Cobrimento } (c_{viga}) = 4 \text{ cm}$$

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

$$l_{0,x} = 101 \text{ cm}$$

$$l_{0,y} = 272 \text{ cm}$$

Vigas de apoio na direção x:

$$t_1 = 17 \text{ cm}$$

$$t_2 = 12 \text{ cm}$$

Quantidade de barras/metro:

$$n = \frac{1,20}{0,312} = 3,85$$

Espaçamento:

$$S = \frac{100 \text{ cm}}{3,85} = 25,98 \text{ cm} \rightarrow 25 \text{ cm} \leq \begin{cases} 20 \text{ cm} \\ 2 \times 8 = 16 \text{ cm} \end{cases}$$

$$S_{adotado} = 16 \text{ cm}$$

Quantidade de barras:

$$Q_x = \frac{l_{0,y}}{S} - 1 = \frac{272}{16} - 1 = 16 \text{ barras}$$

Comprimento total das barras:

$$\left. \begin{aligned} l_{b,disp(t1)} &= b_{wt1} - c_{viga} = 17 - 4 = 13 \text{ cm} \\ l_{b,disp(t2)} &= b_{wt2} - c_{viga} = 12 - 4 = 8 \text{ cm} \end{aligned} \right\} \geq l_{b,nec} = 10 \times \phi_x = 10 \times 0,63 = 6,3 \text{ cm}$$

Não necessita de ganchos. Logo:

$$C_x^+ = l_{b,disp(t1)} + l_{0,x} + l_{b,disp(t2)} = 13 + 101 + 8 = 122 \text{ cm}$$

- Maior vão

$$A_{s,y,adotado} = 0,90 \text{ cm}^2/m$$

$$\phi_{y,adotado} = 6,3 \text{ cm}$$

$$\text{Cobrimento } (c_{viga}) = 4 \text{ cm}$$

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

$$l_{0,x} = 101 \text{ cm}$$

$$l_{0,y} = 272 \text{ cm}$$

Vigas de apoio na direção y:

$$t_1 = 17 \text{ cm}$$

$$t_2 = 14 \text{ cm}$$

Quantidade de barras/metro:

$$n = \frac{0,90}{0,312} = 2,89$$

Espaçamento:

$$S = \frac{100 \text{ cm}}{2,89} = 34,64 \text{ cm} \rightarrow 34 \text{ cm}$$

$$S_{adotado} = 33 \text{ cm (armadura secundária)}$$

Quantidade de barras:

$$Q_y = \frac{l_{0,x}}{S} - 1 = \frac{101}{33} - 1 = 2,06 \rightarrow 3 \text{ barras}$$

Comprimento total das barras:

$$\left. \begin{array}{l} l_{b,disp(t1)} = b_{wt1} - c_{viga} = 17 - 4 = 13 \text{ cm} \\ l_{b,disp(t2)} = b_{wt2} - c_{viga} = 14 - 4 = 10 \text{ cm} \end{array} \right\} \geq l_{b,nec} = 10 \times \phi_x = 10 \times 0,63 = 6,3 \text{ cm}$$

Não necessita de ganchos. Logo:

$$C_y^+ = l_{b,disp(t1)} + l_{0,y} + l_{b,disp(t2)} = 13 + 272 + 10 = 295 \text{ cm}$$

Armaduras positivas - Laje bidirecional LT8

- Menor vão

$$A_{s x,adotado} = 0,80 \text{ cm}^2/m$$

$$\phi_{x,adotado} = 6,3 \text{ cm}$$

$$\text{Cobrimento } (c_{viga}) = 4 \text{ cm}$$

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

$$l_{0,x} = 222 \text{ cm}$$

$$l_{0,y} = 262 \text{ cm}$$

Vigas de apoio na direção x:

$$t_1 = 14 \text{ cm}$$

$$t_2 = 12 \text{ cm}$$

Quantidade de barras/metro:

$$n = \frac{0,80}{0,312} = 2,58$$

Espaçamento:

$$S = \frac{100 \text{ cm}}{2,58} = 38,77 \text{ cm} \rightarrow 38 \text{ cm} \leq \begin{cases} 20 \text{ cm} \\ 2 \times 8 = 16 \text{ cm} \end{cases}$$

$$S_{adotado} = 16 \text{ cm}$$

Quantidade de barras:

$$Q_x = \frac{l_{0,y}}{S} - 1 = \frac{262}{16} - 1 = 15,38 \rightarrow 16 \text{ barras}$$

Comprimento total das barras:

$$\left. \begin{aligned} l_{b,disp(t1)} &= b_{wt1} - c_{viga} = 14 - 4 = 10 \text{ cm} \\ l_{b,disp(t2)} &= b_{wt2} - c_{viga} = 12 - 4 = 8 \text{ cm} \end{aligned} \right\} \geq l_{b,nec} = 10 \times \phi_x = 10 \times 0,63 = 6,3 \text{ cm}$$

Não necessita de ganchos. Logo:

$$C_x^+ = l_{b,disp(t1)} + l_{0,x} + l_{b,disp(t2)} = 10 + 222 + 8 = 240 \text{ cm}$$

- Maior vão

$$A_{s y, adotado} = 0,80 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\Phi_{y, adotado} = 6,3 \text{ cm}$$

$$\text{Cobrimento } (c_{viga}) = 4 \text{ cm}$$

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

$$l_{0,x} = 222 \text{ cm}$$

$$l_{0,y} = 262 \text{ cm}$$

Vigas de apoio na direção y:

$$t_1 = 14 \text{ cm}$$

$$t_2 = 17 \text{ cm}$$

Quantidade de barras/metro:

$$n = \frac{0,80}{0,312} = 2,58$$

Espaçamento:

$$S = \frac{100 \text{ cm}}{2,58} = 38,77 \text{ cm} \rightarrow 38 \text{ cm} \leq \begin{cases} 20 \text{ cm} \\ 2 \times 8 = 16 \text{ cm} \end{cases}$$

$$S_{adotado} = 16 \text{ cm}$$

Quantidade de barras:

$$Q_y = \frac{l_{0,x}}{S} - 1 = \frac{222}{16} - 1 = 12,88 \rightarrow 13 \text{ barras}$$

Comprimento total das barras:

$$\left. \begin{aligned} l_{b,disp(t1)} &= b_{wt1} - c_{viga} = 17 - 4 = 13 \text{ cm} \\ l_{b,disp(t2)} &= b_{wt2} - c_{viga} = 14 - 4 = 10 \text{ cm} \end{aligned} \right\} \geq l_{b,nec} = 10 \times \Phi_x = 10 \times 0,63 = 6,3 \text{ cm}$$

Não necessita de ganchos. Logo:

$$C_y^+ = l_{b,disp(t1)} + l_{0,y} + l_{b,disp(t2)} = 13 + 262 + 10 = 285 \text{ cm}$$

Armadura negativa- Lajes LT8-LT9

$$A_{s,adotado}^- = 1,20 \text{ cm}^2/m$$

$$\emptyset_{adotado} = 6,3 \text{ cm}$$

$$\Delta_{ganchos} = -1 \text{ cm por dobra}$$

$$\text{Cobrimento } (c_{viga}) = 4 \text{ cm}$$

$$h_{LT8} = 8 \text{ cm}$$

$$h_{LT9} = 8 \text{ cm}$$

$$l_0 = l_{0_{LT8,y}} = 262 \text{ cm}$$

Quantidade de barras/metro:

$$n = \frac{1,20}{0,312} = 3,85$$

Espaçamento:

$$S = \frac{100 \text{ cm}}{3,85} = 25,98 \text{ cm} \rightarrow 25 \text{ cm} \leq \begin{cases} 20 \text{ cm} \\ 2 \times h(\text{menor}_{LT8-LT9}) = 2 \times 8 = 16 \text{ cm} \end{cases}$$

$$S_{adotado} = 16 \text{ cm}$$

Quantidade de barras:

$$Q = \frac{l_0 = l_{0_{LT8,y}}}{S} - 1 = \frac{262}{16} - 1 = 15,38 \rightarrow 16 \text{ barras}$$

Comprimento total das barras:

$$g_{e_{LT8}} = h_{e_{LT8}} - c_{slaje} - c_{ilaje} = 8 - 1,5 - 3,5 = 3 \text{ cm}$$

$$g_{d_{LT9}} = h_{d_{LT9}} - c_{slaje} - c_{ilaje} = 8 - 1,5 - 3,5 = 3 \text{ cm}$$

$$\left. \begin{array}{l} l_{x,m\acute{a}x_{LT8}} = 226,80 \text{ cm} \rightarrow \text{Engastada} \\ l_{x,m\acute{a}x_{LT9}} = 206,80 \text{ cm} \rightarrow \text{Engastada} \end{array} \right\} \rightarrow l_{x,m\acute{a}x} = l_{x,m\acute{a}x_{LT8}} = 226,80 \text{ cm}$$

$$C^- = g_e + 10 \times \emptyset + 2 * 0,25 \times l_{x,m\acute{a}x} + 10 \times \emptyset + g_d - \text{Delta}_{ganchos}$$

$$C^- = 3 + 10 \times 0,63 + 2 * 0,25 \times 226,80 + 10 \times 6,3 + 3 - 2 \times 1 = 130 \text{ cm}$$

Tabela 36 - Detalhamento armaduras positivas no menor v\~ao – Espa\camento, quantidade de barras e \careas de a\cço efetivas

Laje	h (cm)	Lo,y (cm)	\emptyset_x adot. (mm)	As uni (cm ²)	As adot. (cm ² /m)	n (barras/m)	Esp. Calc.(S) (cm)	S m\cax 1 (cm)	S m\cax 2 (2*h) (cm)	Esp. Adot. (cm)	Qtd. barras (Qx)	\cAs efetiva (cm ²)
LT1	8,00	373,00	6,30	0,312	2,04	6,54	15	20	16	15	24	2,08
LT2	8,00	183,00	6,30	0,312	0,80	2,58	38	20	16	16	11	1,95
LT3	8,00	259,00	6,30	0,312	0,80	2,58	38	20	16	16	16	1,95
LT4	8,00	272,00	6,30	0,312	1,20	3,85	25	20	16	16	16	1,95
LT5	8,00	272,00	6,30	0,312	1,33	4,26	23	20	16	16	16	1,95
LT6	8,00	112,00	6,30	0,312	0,80	2,58	38	20	16	16	6	1,95
LT7	8,00	438,00	8,00	0,503	3,12	6,21	16	20	16	16	27	3,14
LT8	8,00	262,00	6,30	0,312	0,80	2,58	38	20	16	16	16	1,95
LT9	8,00	262,00	6,30	0,312	0,80	2,58	38	20	16	16	16	1,95
LT10	8,00	375,00	6,30	0,312	1,20	3,85	25	20	16	16	23	1,95

Fonte: Elaborada pela autora (2023)

Tabela 37 - Detalhamento armaduras positivas no menor vão – Comprimento das barras

Laje	h (cm)	Lo,x (cm)	Viga t1 (cm)	Viga t2 (cm)	Øx adot. (mm)	c viga (cm)	lb,disp t1 (cm)	lb,disp t2 (cm)	lb,nec (cm)	Gancho	Cx (cm)
LT1	8,00	303,00	12	17	6,30	4,00	8,00	13,00	6,3	Não	324
LT2	8,00	101,00	17	12	6,30	4,00	13,00	8,00	6,3	Não	122
LT3	8,00	183,00	17	12	6,30	4,00	13,00	8,00	6,3	Não	204
LT4	8,00	101,00	17	12	6,30	4,00	13,00	8,00	6,3	Não	122
LT5	8,00	259,00	12	12	6,30	4,00	8,00	8,00	6,3	Não	275
LT6	8,00	89,00	17	12	6,30	4,00	13,00	8,00	6,3	Não	110
LT7	8,00	372,00	17	14	8,00	4,00	13,00	10,00	8,0	Não	395
LT8	8,00	222,00	14	12	6,30	4,00	10,00	8,00	6,3	Não	240
LT9	8,00	202,00	17	14	6,30	4,00	13,00	10,00	6,3	Não	225
LT10	8,00	108,00	12	17	6,30	4,00	8,00	13,00	6,3	Não	129

Fonte: Elaborada pela autora (2023)

Tabela 38 - Detalhamento armaduras positivas no maior vão (lajes bidirecionais) – Espaçamento, quantidade de barras e áreas de aço efetivas

Laje	h (cm)	Lo,x (cm)	Øy adot. (mm)	As uni (cm ²)	As adot. (cm ² /m)	n (barras/m)	Esp. Calc.(S) (cm)	S máx 1 (cm)	S máx 2 (2*h) (cm)	Esp. Adot. (cm)	Qtd. barras (Qy)	Ás efetiva (cm ²)
LT1	8,00	303,00	6,30	0,312	1,75	5,62	17	20	16	16	18	1,95
LT2	8,00	101,00	6,30	0,312	0,80	2,58	38	20	16	16	6	1,95
LT3	8,00	183,00	6,30	0,312	0,80	2,58	38	20	16	16	11	1,95
LT5	8,00	259,00	6,30	0,312	2,21	7,11	14	20	16	14	18	2,23
LT6	8,00	89,00	6,30	0,312	0,80	2,58	38	20	16	16	5	1,95
LT7	8,00	372,00	6,30	0,312	1,69	5,43	18	20	16	16	23	1,95
LT8	8,00	222,00	6,30	0,312	0,80	2,58	38	20	16	16	13	1,95
LT9	8,00	202,00	6,30	0,312	0,80	2,58	38	20	16	16	12	1,95

Fonte: Elaborada pela autora (2023)

Tabela 39 - Detalhamento armaduras positivas no maior vão (lajes bidirecionais) –
Comprimento das barras

Laje	h (cm)	Lo,y (cm)	Viga t1 (cm)	Viga t2 (cm)	Øy adot. (mm)	c viga (cm)	lb,disp t1 (cm)	lb,disp t2 (cm)	lb,nec (cm)	Gancho	Cy (cm)
LT1	8,00	373,00	17	17	6,30	4,00	13,00	13,00	6,3	Não	399
LT2	8,00	183,00	17	12	6,30	4,00	13,00	8,00	6,3	Não	204
LT3	8,00	259,00	17	12	6,30	4,00	13,00	8,00	6,3	Não	280
LT5	8,00	272,00	14	17	6,30	4,00	10,00	13,00	6,3	Não	295
LT6	8,00	112,00	12	14	6,30	4,00	8,00	10,00	6,3	Não	130
LT7	8,00	438,00	17	12	6,30	4,00	13,00	8,00	6,3	Não	459
LT8	8,00	262,00	14	17	6,30	4,00	10,00	13,00	6,3	Não	285
LT9	8,00	262,00	14	17	6,30	4,00	10,00	13,00	6,3	Não	285

Fonte: Elaborada pela autora (2023)

Tabela 40 - Detalhamento armaduras positivas no maior vão (lajes unidirecionais) –
Espaçamento, quantidade de barras e áreas de aço efetivas

Laje	h (cm)	Lo,x (cm)	Øy adot. (mm)	As uni (cm ²)	As adot. (cm ² /m)	n (barras/m)	Esp. Calc. (s) (cm)	Esp. Adot. (cm)	Qtd. barras (Qy)	Ás efetiva (cm ²)
LT4	8,00	101,00	6,30	0,312	0,90	2,89	34	33	3	0,94
LT10	8,00	108,00	6,30	0,312	0,90	2,89	34	33	3	0,94

Fonte: Elaborada pela autora (2023)

Tabela 41 - Detalhamento armaduras positivas no maior vão (lajes unidirecionais) –
Comprimento das barras

Laje	h (cm)	Lo,y (cm)	Viga t1 (cm)	Viga t2 (cm)	Øy adot. (mm)	c viga (cm)	lb,disp t1 (cm)	lb,disp t2 (cm)	lb,nec (cm)	Gancho	Cy (cm)
LT4	8,00	272,00	14	17	6,30	4,00	10,00	13,00	6,3	Não	295
LT10	8,00	375,00	14	14	6,30	4,00	10,00	10,00	6,3	Não	395

Fonte: Elaborada pela autora (2023)

Tabela 42 - Detalhamento armaduras negativas - Espaçamento, quantidade de barras e áreas de aço efetivas

Lajes		h1	h2	Lo	Lo,z	Ø	As	As	n	Esp.	S máx	S máx	Esp.	Qtd.	As
L1°	L2°	(cm)	(cm)		(cm)	adot.	uni	adot.	(barras/m)	Calc.	1 (cm)	2	Adot.	barras	efetiva
						(cm)	(cm ²)	(cm ² /m)		(s)		(2*h)	(cm)	(Q)	(cm ²)
LT1	LT2	8,00	8,00	LT2,x	101	0,63	0,312	1,20	3,85	25	20	16	16	6	1,95
LT1	LT3	8,00	8,00	LT3,y	259	0,63	0,312	1,20	3,85	25	20	16	16	16	1,95
LT2	LT3	8,00	8,00	LT2,y	183	0,63	0,312	1,20	3,85	25	20	16	16	11	1,95
LT2	LT4	8,00	8,00	LT2,x	101	0,63	0,312	1,20	3,85	25	20	16	16	6	1,95
LT3	LT5	8,00	8,00	LT3,y	259	0,63	0,312	1,84	5,92	16	20	16	16	16	1,95
LT4	LT5	8,00	8,00	LT4,y	272	0,63	0,312	1,20	3,85	25	20	16	16	16	1,95
LT7	LT8	8,00	8,00	LT8,x	188	0,63	0,312	2,72	8,72	11	20	16	11	17	2,83
LT7	LT9	8,00	8,00	LT9,x	197	0,63	0,312	2,72	8,72	11	20	16	11	17	2,83
LT8	LT9	8,00	8,00	LT8,y	262	0,63	0,312	1,20	3,85	25	20	16	16	16	1,95
LT10	LT7	8,00	8,00	LT10,y	375	0,63	0,312	1,20	3,85	25	20	16	16	23	1,95

Fonte: Elaborada pela autora (2023)

Tabela 43 - Detalhamento armaduras negativas – Comprimento das barras

Lajes		h1	h2	ci laje	cs laje	ge (cm)	gd (cm)	Lx (cm)		Lx, máx	Delta	Qtd	C (cm)
L1°	L2°	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)			L1°	L2°	(cm)	(f(Ø))	ganchos	
LT1	LT2	8,00	8,00	3,5	1,5	3,00	3,00	N.E.	105,80	105,80	-1	2	70
LT1	LT3	8,00	8,00	3,5	1,5	3,00	3,00	N.E.	187,80	187,80	-1	2	111
LT2	LT3	8,00	8,00	3,5	1,5	3,00	3,00	105,80	N.E.	105,80	-1	2	70
LT2	LT4	8,00	8,00	3,5	1,5	3,00	3,00	105,80	N.E.	105,80	-1	2	70
LT3	LT5	8,00	8,00	3,5	1,5	3,00	3,00	187,80	263,80	263,8	-1	2	149
LT4	LT5	8,00	8,00	3,5	1,5	3,00	3,00	105,80	N.E.	105,80	-1	2	70
LT7	LT8	8,00	8,00	3,5	1,5	3,00	3,00	376,80	226,80	376,8	-1	2	205
LT7	LT9	8,00	8,00	3,5	1,5	3,00	3,00	376,80	206,80	376,8	-1	2	205
LT8	LT9	8,00	8,00	3,5	1,5	3,00	3,00	226,80	206,80	226,8	-1	2	130
LT10	LT7	8,00	8,00	3,5	1,5	3,00	3,00	112,80	N.E.	112,80	-1	2	73

LEGENDA:
N.E. = Não engastada

Fonte: Elaborada pela autora (2023)

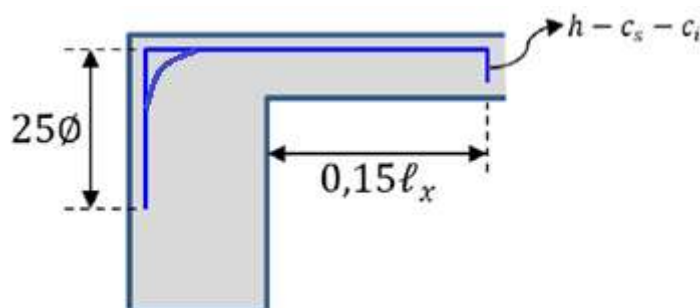
3.6 ARMADURA DE BORDA

O item 19.3.3.2 da ABNT NBR 6118:2014 solicita que sejam utilizadas armaduras negativas de borda, dispostas em todas as bordas onde há viga de apoio porém não há laje adjacente. Essa armadura deve respeitar a taxa mínima exibida na Tabela 30 e se estender até $0,15 l_x$ a partir da face interna do apoio, conforme ilustrado na

Figura 28. Além disso, o espaçamento máximo entre barras deve ser de 33 cm e o diâmetro usualmente utilizado é de 6,3 mm. O comprimento das barras pode ser calculado de acordo com a Equação 42 (PERLIN, PINTO e PADARATZ, 2020), onde também se prevê desconto da variável em função das dobras executivas da armadura, conforme apresentado na Tabela 35:

$$C = 25 \times \phi + b_w - c_{viga} + 0,15 \times l_x + h - c_{s,laje} - c_{i,laje} - \Delta_{ganchos} \quad 42$$

Figura 28 - Armadura de borda



Fonte: PERLIN, PINTO E PADARATZ (2020) – Editado pela autora (2023)

Reescrevendo a Equação 42 em função das alturas e do menor vão efetivo das lajes, para cada largura de viga de apoio existente no pavimento avaliado e considerando, também, a Equação 46 enquanto equação da área de aço mínima, também em função da altura das lajes, adotando os respectivos cobrimentos mínimos normativos, tem-se:

$$C_{viga\ 17} = 25,75 + 0,15 \times l_x + h - 2 \times \Delta_{ganchos} \quad 43$$

$$C_{viga\ 14} = 20,75 + 0,15 \times l_x + h - 2 \times \Delta_{ganchos} \quad 44$$

$$C_{viga\ 12} = 18,75 + 0,15 \times l_x + h - 2 \times \Delta_{ganchos} \quad 45$$

$$A_s = 1,005 \times h \quad 46$$

Assim, a fim de exemplificação, serão aplicadas as equações acima para obtenção das armaduras de bordo da laje LT5.

Laje LT5

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

$$l_x = 307,80 \text{ cm}$$

$$l_{0,y} = 272 \text{ cm}$$

$$l_{0,x} = 259 \text{ cm}$$

Área de aço:

$$A_s = 1,005 \times 8 = 0,80 \text{ cm}^2/m$$

Comprimento total das barras:

$$C_{viga\ 12} = 18,75 + 0,15 \times 307,80 + 8 - 2 \times 1 = 64 \text{ cm}$$

$$C_{viga\ 14} = 20,75 + 0,15 \times 307,80 + 8 - 2 \times 1 = 66 \text{ cm}$$

- Menor vão:

Quantidade de barras:

$$Q = \frac{l_{0,y}}{S} - 1 = \frac{272}{33} - 1 = 7,25 \rightarrow 8 \text{ barras}$$

- Maior vão:

Quantidade de barras:

$$Q = \frac{l_{0,x}}{S} - 1 = \frac{259}{33} - 1 = 6,85 \rightarrow 7 \text{ barras}$$

Assim, a Tabela 44 apresenta o resultado do levantamento das armaduras de bordo nas lajes avaliadas.

Tabela 44 - Armadura de borda das lajes do pavimento em estudo

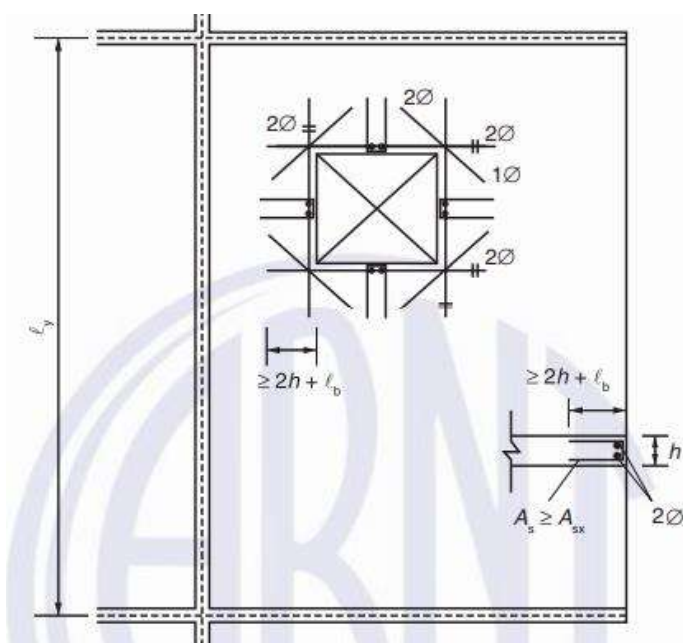
Laje	h (cm)	Lx (cm)	Ø adot. (mm)	As adot. (cm ² /m)	Esp. Adot. (cm)	C (cm) p/ viga 17	C (cm) p/ viga 14	C (cm) p/ viga 12	Menor vão			Maior vão		
									Lo,y (cm)	Qtd. barras (Qy)	C (cm)	Lo,x (cm)	Qtd. barras (Qy)	C (cm)
LT1	8,00	307,80	6,30	0,80	33	78	73	71	360	10	78	513	15	78
LT2	8,00	105,80	6,30	0,80	33	48	43	41	183	5	48	-		
LT3	8,00	187,80	6,30	0,80	33	60	55	53	-			170	5	60
LT4	8,00	105,80	6,30	0,80	33	48	43	41	243	7	48	-		
LT5	8,00	263,80	6,30	0,80	33	71	66	64	272	8	64	259	7	66
LT6	8,00	93,80	6,30	0,80	33	46	41	39	112	3	46	-		
LT7	8,00	376,80	6,30	0,80	33	88	83	81	382	11	88	271	8	81
LT8	8,00	226,80	6,30	0,80	33	66	61	59	262	7	59	196	5	66
LT9	8,00	206,80	6,30	0,80	33	63	58	56	262	7	63	194	5	63
LT10	8,00	112,80	6,30	0,80	33	49	44	42	375	11	42	108	3	44

Fonte: Elaborada pela autora (2023)

3.7 BORDAS LIVRES E ABERTURAS

A laje LT1 apresenta uma abertura de 30x30 cm e, por isso, seu detalhamento deve levar em consideração as observações descritas no item 20.2 na ABNT NBR 6118:2014, que apresenta as prescrições referentes ao detalhamento de bordas livres e aberturas em lajes maciças em concreto armado. A ilustra o detalhamento recomendado pela norma. Devem ser utilizadas armaduras complementares de reforço no contorno e canto da abertura substituindo as armaduras interrompidas de tal forma a evitar concentração de tensões nesses locais.

Figura 29 - Bordas livres e aberturas em lajes maciças

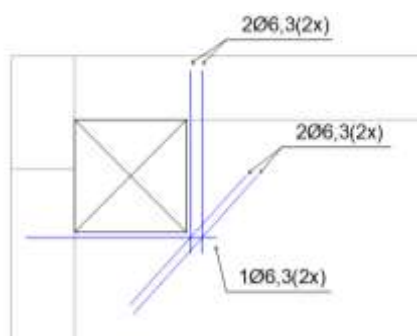


Fonte: Figura 20.1 da ABNT NBR 6118:2014

Na direção do detalhamento da armadura positiva no menor vão dessa laje ($24\varnothing 6,3c15-324$), considera-se que são interrompidas 2 barras, enquanto que no maior vão ($18\varnothing 6,3c16-399$), apenas 1 barra é interrompida. Devido ao espaçamento de 33 cm entre barras de serviço, nenhuma dessas barras é interrompida em ambos os vãos. Portanto, considerando a espessura da laje, o comprimento de ancoragem utilizado e os cobrimentos dos elementos

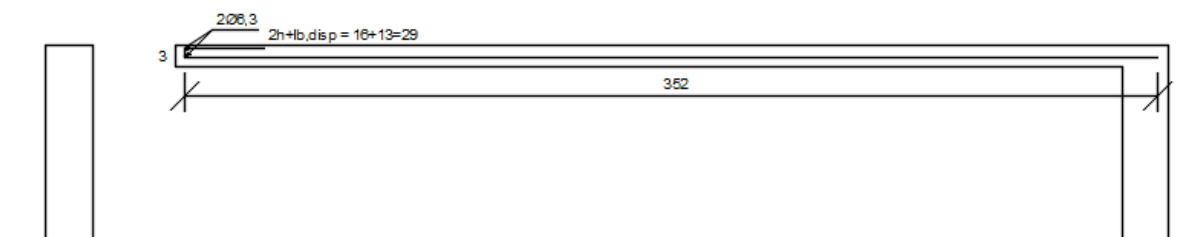
somado às instruções de detalhamento normativos apresentados na figura anterior, é feito o detalhamento da armadura complementar da laje LT1, conforme ilustrado a seguir.

Figura 30 – Detalhamento abertura (vista superior)



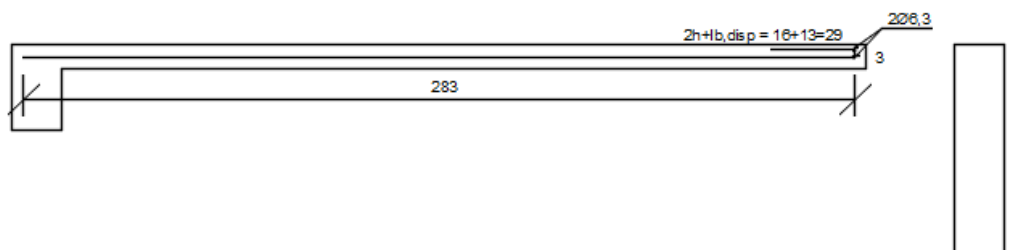
Fonte: Elaborada pela autora (2023)

Figura 31 - Detalhamento abertura (maior vão)



Fonte: Elaborada pela autora (2023)

Figura 32 - Detalhamento abertura (menor vão)



Fonte: Elaborada pela autora (2023)

3.8 VERIFICAÇÕES DO ESTADO LIMITE DE SERVIÇO

3.8.1 Caracterização das lajes quanto ao estado de fissuração

Devido às características e propriedades intrínsecas do material concreto armado, que compõem as lajes maciças, é provável que ocorra fissuração em detrimento do momento fletor por elas suportado. Por isso, para um cálculo mais acurado das flechas se faz necessário determinar a presença ou não dessas fissuras, tendo em vista que tal ocorrência diminui o efetivo momento de inércia dos elementos estruturais.

A verificação do estado das deformações de serviço, portanto, é feita determinando-se o momento de fissuração da seção da laje, conforme Equação 47 (PERLIN, PINTO e PADARATZ, 2020) e efetuando posterior comparação com o momento fletor atuante – este calculado considerando a combinação frequente de esforços como dado de entrada nas mesmas formulações utilizadas no cálculo das armaduras para o ELU de Flexão, apresentadas na seção 653.2.

$$M_r = \frac{\alpha \times f_{ct,m} \times I_c}{y_t} \quad 47$$

onde:

α : fator que relaciona a resistência à tração na flexão com a resistência à tração direta no concreto (a ABNT NBR 6118:2014 indica usar o valor de 1,5 para lajes de seções retangulares);

I_c : momento de inércia da seção bruta do concreto (altura da laje e base de um metro);

y_t é a distância do centro de gravidade da seção até a fibra mais tracionada (metade da altura da laje).

Quando o momento fletor máximo atuante (M_a) no elemento não é superior ao momento de fissuração (M_r), o elemento opera em regime não fissurado, ou seja, no Estádio I, e opera-se com o momento de inércia da seção bruta nas avaliações do ELS. Em contrapartida, se o momento atuante é superior ao de fissuração, a peça opera em regime fissurado e o momento de inércia da seção frente ao combate aos esforços reduz e precisa ser considerado no dimensionamento das estruturas.

De acordo com o item 17.3.2.1.1 da ABNT NBR 6118:2014, o novo momento de inércia equivalente do elemento fissurado (I_{eq}) deve ser, então, calculado a partir da relação de Branson (PERLIN, PINTO e PADARATZ, 2020), apresentada abaixo:

$$I_{eq} = \left(\frac{M_r}{M_a}\right)^3 \times I_c + \left[1 - \left(\frac{M_r}{M_a}\right)^3\right] \times I_{II} \quad 48$$

onde, para uma seção retangular, o momento de inércia nos Estádios I e II (puro) é dado por:

$$I_{II} = \frac{b \times x_{II}^3}{3} + \alpha_e \times A_s \times (x_{II} - d)^2 + (\alpha_e - 1) \times A'_s \times (x_{II} - d')^2 \quad 49$$

onde:

b_w : base do elemento

$$\alpha_e = E_s / E_{cs}$$

A_s : área de aço tracionada

A'_s : área de aço comprimida (nulo para lajes)

d : altura útil da seção transversal

d' : distância da borda comprimida e a armadura comprimida (nulo para lajes)

Ainda:

$$x_{II} = -A + \sqrt{A^2 + 2 \times B} \quad 50$$

onde:

$$A = (\alpha_e - 1) \times A'_s + \alpha_e \times A_s \quad 51$$

$$B = \frac{d' \times (\alpha_e - 1) \times A'_s + d \times \alpha_e \times A_s}{b_w} \quad 52$$

O cálculo do momento de inércia equivalente é feito na seção crítica, onde o momento atuante é máximo. Porém, o momento fletor atuante varia ao longo da seção transversal da viga que a representa (enquanto modelo de cálculo) e é influenciada pela condição de engastamento nos apoios, sendo necessário realizar uma média ponderada dos I_{eqs} com seus respectivos comprimentos de atuação. Para viga bi-engastada, por exemplo, convencionou-se utilizar a relação 15% de I_{eq} para cada trecho onde ocorre momento negativo ao longo do vão em que ocorre fissuração e 70% de I_{eq} para o trecho preponderante do momento positivo (PERLIN, PINTO e PADARATZ, 2020).

Portanto, e a título de exemplificação, serão avaliadas as lajes LT4, LT5 e LT7 quanto aos efeitos de fissuração.

Laje unidirecional LT4

Condição de apoio: apoio-engaste

Carregamento p (ELS-CF): 3,41 kN/m²

l_x : 1,06 m

$$M^+ = \frac{p \times l_x^2}{14,22} = \frac{3,41 \times 1,06^2}{14,22} = 0,27 \text{ kNm/m}$$

$$M^- = \frac{p \times l_x^2}{8} = \frac{3,41 \times 1,06^2}{8} = 0,48 \text{ kNm/m}$$

Momento de fissuração:

$$\alpha = 1,5$$

$$f_{ct,m} = 2,90 \text{ MPa} \rightarrow 2896,47 \text{ kPa}$$

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

$$I_c = \frac{b_w \times h^3}{2} = \frac{1 \times 0,08^3}{2} = 4,27 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

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

$$M_r = \frac{\alpha \times f_{ct,m} \times I_c}{y_t} = \frac{1,5 \times 2896,47 \times 4,27 \times 10^{-5}}{0,04} = 4,63 \text{ kNm/m}$$

Como as magnitudes dos momentos atuantes são inferiores à magnitude do momento resistente, a laje opera em regime não fissurado.

Laje bidirecional LT5

Caso na tabela de Bares: 2

λ : 1,05

μ_x : 3,42

μ_y : 3,78

μ_y^- : 8,79

Carregamento (ELS-CF): 6,08 kN/m²

l_x : 2,64 m

$$M_x = \frac{\mu_x \times p \times l_x^2}{100} = \frac{3,42 \times 6,08 \times 2,64^2}{100} = 1,45 \text{ kNm/m}$$

$$M_y = \frac{\mu_y \times p \times l_x^2}{100} = \frac{3,78 \times 6,08 \times 2,64^2}{100} = 1,60 \text{ kNm/m}$$

$$M_y^- = \frac{\mu_y^- \times p \times l_x^2}{100} = \frac{8,79 \times 6,08 \times 2,64^2}{100} = 3,72 \text{ kNm/m}$$

Momento de fissuração:

$\alpha = 1,5$

$f_{ct,m} = 2,90 \text{ MPa} \rightarrow 2896,47 \text{ kPa}$

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

$$I_c = \frac{b_w \times h^3}{2} = \frac{1 \times 0,08^3}{2} = 4,27 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

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

$$M_r = \frac{\alpha \times f_{ct,m} \times I_c}{y_t} = \frac{1,5 \times 2896,47 \times 4,27 \times 10^{-5}}{0,04} = 4,63 \text{ kNm/m}$$

Como as magnitudes dos momentos atuantes são inferiores à magnitude do momento resistente, a laje opera em regime não fissurado.

Laje bidirecional LT7

Caso na tabela de Bares: 3

λ : 1,18

μ_x : 4,72

μ_x^- : 9,76

μ_y : 2,64

Carregamento (ELS-CF): 3,57 kN/m²

l_x : 3,77 m

$$M_x = \frac{\mu_x \times p \times l_x^2}{100} = \frac{4,72 \times 3,57 \times 3,77^2}{100} = 2,39 \text{ kNm/m}$$

$$M_x^- = \frac{\mu_x^- \times p \times l_x^2}{100} = \frac{9,76 \times 3,57 \times 3,77^2}{100} = 4,94 \text{ kNm/m}$$

$$M_y = \frac{\mu_y \times p \times l_x^2}{100} = \frac{2,64 \times 3,57 \times 3,77^2}{100} = 1,34 \text{ kNm/m}$$

Momento de fissuração:

$$\alpha = 1,5$$

$$f_{ct,m} = 2,90 \text{ MPa} \rightarrow 2896,47 \text{ kPa}$$

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

$$I_c = \frac{b_w \times h^3}{2} = \frac{1 \times 0,08^3}{2} = 4,27 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

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

$$M_r = \frac{\alpha \times f_{ct,m} \times I_c}{y_t} = \frac{1,5 \times 2896,47 \times 4,27 \times 10^{-5}}{0,04} = 4,63 \text{ kNm/m}$$

Como a magnitude do momento atuante no engaste orientado no menor vão é superior à magnitude do momento resistente, a laje opera em regime fissurado. A Tabela 45 mostra o resultado da avaliação da fissuração nas lajes consideradas.

Tabela 45 - Verificação da fissuração nas lajes

Lajes	h (m)	Lx (m)	ELS-CF (kN/m ²)	Ic (m ⁴)	Mr (kNm/m)	μ_x	μ_x -	μ_y	μ_y -	Mx	Mx-	My	My-	Situação
LT1	0,08	3,08	3,41	4,27E-05	4,63	6,12	0,00	4,46	0,00	1,97	0,00	1,44	0,00	NF
LT2	0,08	1,06	3,41	4,27E-05	4,63	5,12	10,64	2,35	8,15	0,20	0,41	0,09	0,31	NF
LT3	0,08	1,88	3,41	4,27E-05	4,63	3,90	8,11	1,52	0,00	0,47	0,97	0,18	0,00	NF
LT4	0,08	1,06	3,41	4,27E-05	4,63	-				0,27	0,48	-		NF
LT5	0,08	2,64	6,08	4,27E-05	4,63	3,42	0,00	3,78	8,79	1,45	0,00	1,60	3,72	NF
LT6	0,08	0,94	3,41	4,27E-05	4,63	6,27	0,00	4,45	0,00	0,19	0,00	0,13	0,00	NF
LT7	0,08	3,77	3,57	4,27E-05	4,63	4,72	9,76	2,64	0,00	2,39	4,94	1,32	0,00	F
LT8	0,08	2,27	3,41	4,27E-05	4,63	3,67	8,53	2,79	7,58	0,64	1,49	0,49	1,33	NF
LT9	0,08	2,07	3,59	4,27E-05	4,63	4,12	9,30	2,70	7,79	0,63	1,43	0,41	1,20	NF
LT10	0,08	1,13	4,10	4,27E-05	4,63	-				0,37	0,65	-		NF

LEGENDA:
 NF = Não fissura
 F = Fissura

Fonte: Elaborada pela autora (2023)

3.8.2 Determinação da flecha total

A flecha total (f_{∞}) é composta de duas parcelas de deslocamentos das lajes: uma provocada pela ação imediata das cargas logo nas idades iniciais do concreto, e outra relacionada ao deslocamento das peças em função da ação do tempo na estrutura.

A flecha imediata (f_0) é aquela que ocorre imediatamente após a retirada do escoramento do elemento estrutural e é dependente de seu carregamento e vão, além das características do concreto utilizado. Para lajes unidirecionais, a flecha é calculada a partir das informações contidas na Tabela 46.

Tabela 46 - Flechas imediatas de lajes unidirecionais

Tipo	Representação	Flecha
Lajes em dois apoios		$f = \frac{5}{384} \frac{p \cdot l^4}{EI}$
Lajes com 1 apoio e 1 engaste		$f = \frac{1}{184,6} \frac{p \cdot l^4}{EI}$
Dois engastes		$f = \frac{1}{384} \frac{p \cdot l^4}{EI}$
Laje em balanço		$f = \frac{1}{8} \frac{p \cdot l^4}{EI}$

Fonte: PERLIN, PINTO E PADARATZ (2020)

Para lajes bidirecionais, a flecha imediata é calculada a partir da formulação desenvolvida por Bares, apresentada na Equação 53 (PERLIN, PINTO e PADARATZ, 2020), cujo parâmetro α é função da classificação, bem como do tipo de armação das lajes mencionadas, conforme indicado na seção 3.2 e provém de valores tabelados, conforme indicado na Tabela 47.

$$f_0 = \frac{\alpha \times p \times l_x^4}{E_{cs} \times h^3 \times 100} \quad 53$$

onde:

p : carregamento na combinação quase permanente de ações;

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

l_x : comprimento do menor vão da laje;

h : altura da laje.

Tabela 47 - Coeficientes α para cálculo de flechas elásticas em lajes retangulares uniformemente carregadas

λ	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
∞	15,35	15,35	6,38	6,38	15,35	3,07	6,38	3,07	3,07

Fonte: CARVALHO e FILHO (2021) – Editada pela autora (2023)

Nas avaliações dos deslocamentos das lajes são utilizados as combinações do tipo quase permanente, bem como momento de inércia respectivo ao estado de fissuração da laje avaliada. No caso das lajes em que ocorre fissuração, entra-se com a variável h_{eq} na Equação 53, variável esta que pode ser obtida a partir da Equação 54 (PERLIN, PINTO e PADARATZ, 2020):

$$h_{eq} = \sqrt[3]{\frac{I_{eq} \times 12}{b}} \quad 54$$

As lajes de concreto armado, além de sofrerem deformações devido ao carregamento da estrutura, deformam também ao longo do tempo devido ao fenômeno da fluência. Tal acréscimo de deformação é influenciado pelo carregamento ao longo da

construção, às condições do ambiente (umidade relativa do ar e temperatura), fator água/cimento do concreto, e pela idade de aplicação das cargas de longa duração (retirada das escoras). A ABNT NBR 6118:2014 permite, portanto, estimar a flecha total através da equação apresentada abaixo.

$$f_{\infty} = (1 + \alpha_f) \times f_0 \quad 55$$

onde:

$$\alpha_f = \frac{\Delta \xi}{1 + 50 \times \rho'} \quad 56$$

$$\Delta \xi = \xi(t) - \xi(t_0) \quad 57$$

$$\begin{aligned} \xi(t) &= 0,68 \times (0,996^t) \times t^{0,32} \rightarrow \text{para } t \leq 70 \text{ meses} \\ \xi(t) &= 2 \rightarrow \text{para } t > 70 \text{ meses} \end{aligned} \quad 58$$

Considerando para o caso em questão a retirada de escoras após 21 dias e que não se aplica armadura de compressão nas lajes, tem-se:

$$\begin{aligned} \xi\left(\frac{21}{30}\right) &= 0,68 \times \left(0,996^{\frac{21}{30}}\right) \times \frac{21^{0,32}}{30} = 0,60 \\ \Delta \xi &= 2 - 0,60 = 1,40 \\ \alpha_f &= \frac{1,40}{1 + 50 \times 0} = 1,40 \end{aligned}$$

A seguir, serão demonstrados os cálculos das flechas totais das lajes LT4, LT5 e LT7.

Laje unidirecional LT4

Condição de apoio: apoio-engaste

Carregamento p (ELS-CQP): 3,26 kN/m²

$E_{cs} = 26.838,41 \text{ MPa} \rightarrow 2,68 \times 10^7 \text{ kPa}$

l_x : 1,06 m

h : 0,08 m

$$I_c = \frac{b_w \times h^3}{2} = \frac{1 \times 0,08^3}{2} = 4,27 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

Cálculo da flecha imediata:

$$f_0 = \frac{p \times l_x^4}{184,6 \times E_{cs} \times I_c} = \frac{3,26 \times 1,06^4}{184,6 \times 2,68 \times 10^7 \times 4,27 \times 10^{-5}}$$

$$f_0 = 1,93 \times 10^{-5} \text{ m} \rightarrow 0,020 \text{ mm}$$

Cálculo da flecha diferida:

$$\alpha_f = 1,40$$

$$f_{\alpha_f} = 1,40 \times 0,02 \text{ mm} = 0,028 \text{ mm}$$

Cálculo da flecha total:

$$f_{\infty} = f_0 + f_{\alpha_f} = 0,020 + 0,028 = 0,05 \text{ mm}$$

Laje bidirecional LT5

Caso na tabela de Bares: 2

$$\alpha: 1,05$$

Carregamento (ELS-CQP): 5,93 kN/m²

$$E_{cs} = 26.838,41 \text{ MPa} \rightarrow 2,68 \times 10^7 \text{ kPa}$$

$$l_x: 2,64 \text{ m}$$

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

Cálculo da flecha imediata:

$$f_0 = \frac{1,05 \times 5,93 \times 2,64^4}{2,68 \times 10^7 \times 0,08^3 \times 100}$$

$$f_0 = 7,55 \times 10^{-4} \text{ m} \rightarrow 0,750 \text{ mm}$$

Cálculo da flecha diferida

$$\alpha_f = 1,40$$

$$f_{\alpha_f} = 1,40 \times 0,750 \text{ mm} = 1,05 \text{ mm}$$

Cálculo da flecha total:

$$f_{\infty} = f_0 + f_{\alpha_f} = 0,750 + 1,05 = 1,81 \text{ mm}$$

Os resultados dos cálculos das flechas totais das lajes avaliadas encontra-se na Tabela 48.

Tabela 48 – Flechas totais das lajes

Lajes	h (m)	Lx (m)	ELS CQP	λ^*		Caso	α	Ecs (kN/m ²)	fo (mm)	f α (mm)
			(kN/m ²)							
LT1	0,08	3,08	3,26	1,23	Bidirecional	1	6,76	2,68E+07	1,44	3,44
LT2	0,08	1,06	3,26	1,78	Bidirecional	7	4,69	2,68E+07	0,01	0,03
LT3	0,08	1,88	3,26	1,40	Bidirecional	6	2,75	2,68E+07	0,08	0,19
LT4	0,08	1,06	3,26	2,62	Unidirecional	A-E	-	2,68E+07	0,02	0,05
LT5	0,08	2,64	5,93	1,05	Bidirecional	2	3,61	2,68E+07	0,75	1,81
LT6	0,08	0,94	3,26	1,25	Bidirecional	1	6,95	2,68E+07	0,01	0,03
LT8	0,08	2,27	3,26	1,18	Bidirecional	4	3,24	2,68E+07	0,20	0,49
LT9	0,08	2,07	3,44	1,29	Bidirecional	4	3,69	2,68E+07	0,17	0,40
LT10	0,08	1,13	3,85	3,37	Unidirecional	A-E	-	2,68E+07	0,03	0,07

Fonte: Elaborada pela autora (2023)

Devido ao fato de haver fissuração na laje LT7, conforme apresentado na Tabela 45, o cálculo da flecha imediata dessa laje passa a ser:

$$E_s = 210000 \text{ MPa}$$

$$E_{cs} = 26838,41 \text{ MPa}$$

$$\alpha_e = E_s/E_{cs} = 210000/26838,41 = 7,82$$

$$b_w = 1 \text{ m}$$

$$A_s = 3,14 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A = 7,82 \times 3,14 \times 10^{-4} = 2,46 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$d = 0,0619 \text{ m}$$

$$B = \frac{0,0619 \times 7,82 \times 3,14 \times 10^{-4}}{1} = 1,52 \times 10^{-4} \text{ m}$$

$$x_{II} = -2,46 \times 10^{-3} + \sqrt{(2,46 \times 10^{-3})^2 + 2 \times 1,52 \times 10^{-4}} = 1,52 \times 10^{-2} \text{ m}$$

$$I_{II} = \frac{1 \times (1,52 \times 10^{-2})^3}{3} + 7,82 \times 3,14 \times 10^{-4} \times (1,52 \times 10^{-2} - 0,0619)^2$$

$$I_{II} = 6,52 \times 10^{-6} \text{ m}^4$$

$$M_r = 4,63 \text{ kNm/m}$$

$$M_a = 4,94 \text{ kNm/m}$$

$$I_c = 4,27 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$I_{eq} = \left(\frac{4,63}{4,94}\right)^3 \times 4,27 \times 10^{-5} + \left[1 - \left(\frac{4,63}{4,94}\right)^3\right] \times 6,52 \times 10^{-6} = 3,64 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$I_{eq-laie} = 0,15 \times 3,64 \times 10^{-5} + 0,70 \times 4,27 \times 10^{-5} + 0,15 \times 4,27 \times 10^{-5}$$

$$I_{eq-laie} = 4,17 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$h_{eq} = \sqrt[3]{\frac{4,17 \times 10^{-5} \times 12}{1}} = 0,0758 \text{ m}$$

Portanto:

Caso na tabela de Bares: 3

α : 3,92

Carregamento (ELS-CQP): 3,42 kN/m²

$E_{cs} = 26.838,41 \text{ MPa} \rightarrow 2,68 \times 10^7 \text{ kPa}$

l_x : 3,77 m

$h_{eq} = 0,0758 \text{ m}$

$$f_0 = \frac{3,92 \times 3,42 \times 3,77^4}{2,68 \times 10^7 \times 0,0758^3 \times 100}$$

$$f_0 = 2,3 \times 10^{-3} \text{ m} \rightarrow 2,3 \text{ mm}$$

Cálculo da flecha total (contabilização do efeito da flecha diferida):

$$\alpha_f = 1,40$$

$$f_\infty = (1 + 1,40) \times 2,3 \text{ mm} = 5,52 \text{ mm}$$

3.8.3 Limites de aceitabilidade sensorial

Os deslocamentos-limites, segundo o item 13.3 da ABNT NBR 6118:2014 e conforme apresentado na Tabela 49, são valores práticos para verificação da estrutura em uso quanto ao estado limite de deformações excessivas. Destacam-se, para a aplicação neste trabalho, os limites de aceitabilidade sensorial – caracterizados por vibrações indesejáveis ou efeitos visuais desagradáveis –, bem como os efeitos em elementos não estruturais – deslocamentos estruturais que podem ocasionar o mau funcionamento de elementos que, apesar de não fazerem parte da estrutura, estão a ela ligados.

Todavia, o deslocamento calculado anteriormente não se aplica na verificação do limite sensorial de vibração, visto que neste caso deve-se considerar somente a flecha imediata sob o efeito das cargas acidentais (PERLIN, PINTO e PADARATZ, 2020). Por isso, o cálculo do deslocamento da laje para verificação do limite sensorial de vibração é feito conforme a equação a seguir:

$$f'_0 = \frac{q}{p} \times f_0 \quad 59$$

onde:

q : é a carga acidental incidente na laje;

p : é o carregamento na combinação de ações do tipo quase permanente

Tabela 49 - Limites para deslocamentos

Tipo de efeito	Razão da limitação	Exemplo	Deslocamento a considerar	Deslocamento limite
Aceitabilidade sensorial	Visual	Deslocamentos visíveis em elementos estruturais	Total	$l/250$
	Outro	Vibrações sentidas no piso	Devidos a cargas acidentais	$l/350$
Efeitos em elementos não estruturais	Paredes	Alvenaria, caixilhos e revestimentos	Após a construção da parede	$l/500^e$ e 10 mm e $\theta = 0,0017 \text{ rad}^d$
		Divisórias leves e caixilhos telescópicos	Ocorrido após a instalação da divisória	$l/250^e$ e 25 mm
		Movimento lateral de edifícios	Provocado pela ação do vento para combinação frequente ($\psi_1 = 0,30$)	$H/1700$ e $H_i/850^e$ entre pavimentos ^f
		Movimentos térmicos verticais	Provocado por diferença de temperatura	$l/400^g$ e 15 mm

Fonte: Tabela 13.3 da ABNT NBR 6118:2014 – Editada pela autora (2023)

É necessário garantir também que a deflexão sofridas por lajes não cause efeitos indesejáveis sobre elementos que nelas se apoiem (usualmente paredes). Para isto a ABNT NBR 6118:2014 define que o limite aceitável de deslocamento é de:

$$f_{adm} \leq \begin{cases} \frac{l_{par}}{500} \\ 10 \text{ mm} \end{cases} \quad 60$$

Desse modo, a avaliação do atendimento ao limite de aceitabilidade sensorial das lajes LT4 e LT5 é descrito em sequência:

Laje unidirecional LT4

Carregamento p (ELS-CQP) = 3,26 kN/m²

$q = 1,50 \text{ kN/m}^2$

$f_{\infty} = 0,05 \text{ mm}$

$f_0 = 0,02 \text{ mm}$

$$l_x = 1,06 \text{ m}$$

Limite de aceitabilidade sensorial visual:

$$f_{adm} = \frac{l_x}{250} = \frac{1060 \text{ mm}}{250} = 4,23 \text{ mm} > f_{\infty} = 0,05 \text{ mm} \rightarrow Ok!$$

Limite de aceitabilidade sensorial de vibração:

$$f_{adm} = \frac{l_x}{350} = \frac{1060 \text{ mm}}{350} = 3,02 \text{ mm} > f'_0 = \frac{1,50}{3,26} \times 0,02 = 0,01 \text{ mm} \rightarrow Ok!$$

Laje bidirecional LT5

Carregamento (ELS-CQP) = 5,93 kN/m²

$$q = 1,50 \text{ kN/m}^2$$

$$f_{\infty} = 1,81 \text{ mm}$$

$$f_0 = 0,75 \text{ mm}$$

$$l_{par} = l_{0,x} = 2,55 \text{ m}$$

$$l_x: 2,64 \text{ m}$$

Limite de aceitabilidade sensorial visual:

$$f_{adm} = \frac{l_x}{250} = \frac{2640 \text{ mm}}{250} = 10,55 \text{ mm} > f_{\infty} = 1,81 \text{ mm} \rightarrow Ok!$$

Limite de aceitabilidade sensorial de vibração:

$$f_{adm} = \frac{l_x}{350} = \frac{2640 \text{ mm}}{350} = 7,54 \text{ mm} > f'_0 = \frac{1,50}{5,93} \times 0,75 = 0,19 \text{ mm} \rightarrow Ok!$$

Limite de aceitabilidade devido à carga de alvenaria:

$$f_{\infty} = 1,81 \text{ mm} \leq f_{adm} \leq \left\{ \frac{l_{par}}{500} = \frac{2550 \text{ mm}}{500} = 5,10 \text{ mm} \rightarrow Ok! \right.$$

$\left. \frac{10 \text{ mm}}{10 \text{ mm}} \right\}$

A Tabela 50 apresenta a verificação dos limites sensoriais para todas as lajes em avaliação.

Tabela 50 - Verificação dos limites sensoriais e de efeitos em elementos não estruturais

Lajes	Lx (m)	Carga Acidental q (kN/m ²)	ELS CQP (kN/m ²)	f _o (mm)	f ∞ (mm)	Visual		Alvenaria			Vibração		
						f _{adm} (mm)	Situação	f _{adm} (mm)	Constante (mm)	Situação	f _o (q) (mm)	f _o adm (mm)	Situação
LT1	3,08	1,50	3,26	1,44	3,44	12,31	OK	-	10	-	0,66	8,79	OK
LT2	1,06	1,50	3,26	0,01	0,03	4,23	OK	-		-	0,01	3,02	OK
LT3	1,88	1,50	3,26	0,08	0,19	7,51	OK	-		-	0,04	5,37	OK
LT4	1,06	1,50	3,26	0,02	0,05	4,23	OK	-		-	0,01	3,02	OK
LT5	2,64	1,50	5,93	0,75	1,81	10,55	OK	5,10		OK	0,19	7,54	OK
LT6	0,94	1,50	3,26	0,01	0,03	3,75	OK	-		-	0,01	2,68	OK
LT8	2,27	1,50	3,26	0,20	0,49	9,07	OK	-		-	0,09	6,48	OK
LT9	2,07	1,50	3,44	0,17	0,40	8,27	OK	-		-	0,07	5,91	OK
LT10	1,13	2,50	3,85	0,03	0,07	4,51	OK	-		-	0,02	3,22	OK

Fonte: Elaborada pela autora (2023)

Laje bidirecional LT7 – Laje em que ocorre fissuração

Carregamento (ELS-CQP) = 3,42 kN/m²

$$q = 1,50 \text{ kN/m}^2$$

$$f_{\infty} = 5,52 \text{ mm}$$

$$f_0 = 2,30 \text{ mm}$$

$$l_x: 3,77 \text{ m}$$

Limite de aceitabilidade sensorial visual:

$$f_{adm} = \frac{l_x}{250} = \frac{3770 \text{ mm}}{250} = 15,07 \text{ mm} > f_{\infty} = 5,52 \text{ mm} \rightarrow Ok!$$

Limite de aceitabilidade sensorial de vibração:

$$f_{adm} = \frac{l_x}{350} = \frac{3770 \text{ mm}}{350} = 10,77 \text{ mm}$$

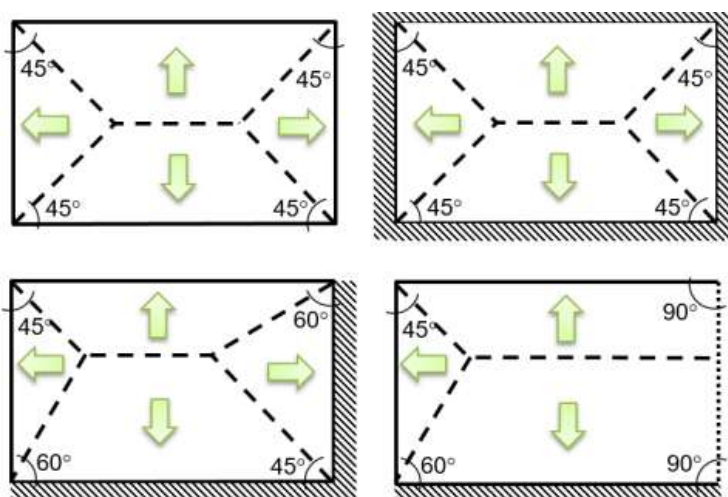
$$f_0' = \frac{3,92 \times 1,50 \times 3,77^4}{2,68 \times 10^7 \times 0,0758^3 \times 100} = 1,01 \times 10^{-3} m = 1,01 \text{ mm}$$

3.9 VERIFICAÇÃO QUANTO AO ESTADO LIMITE ÚLTIMO DE CISALHAMENTO

3.9.1 Reação de apoio das lajes nas vigas

O cálculo das reações de apoio de lajes maciças retangulares desenvolve-se através da determinação das cargas atuantes em áreas delimitadas por linhas de ruptura (método das Charneiras Plásticas). O item 14.7.6.1 da ABNT NBR 6118:2014 permite a consideração de que este carregamento é uniforme ao longo da viga e que as charneiras podem ser aproximadas por retas inclinadas a partir dos vértices das lajes, com angulação que varia de acordo com a natureza da vinculação com os apoios, conforme indicado na Figura 33.

Figura 33 - Áreas de influência de cada apoio pela teoria das charneiras



Fonte: PERLIN, PINTO E PADARATZ (2020)

O carregamento em cada apoio é portanto a razão, da área de influência obtida pelo método multiplicado pelo carregamento atuante na laje, e o comprimento da viga. As reações também podem ser obtidas diretamente por tabelas formuladas a partir de estudos

desenvolvidos sobre o tema aplicado aos diversos casos de lajes, constantes em CARVALHO e FIGUEIREDO (2021) e citados neste trabalho. As equações para obtenção dessas reações estão discriminadas abaixo e seguem a mesma rotina de cálculo adotado para a determinação dos momentos fletores, abordado na seção 3.2:

$$q_{x/y}^{+/-} = k_{x/y}^{+/-} \times p \times \frac{l_x}{10} \quad 61$$

onde:

$q_{x/y}^{+/-}$: é a reação de apoio da laje na viga na direção considerada;

$k_{x/y}^{+/-}$: são os coeficientes das tabelas de CARVALHO e FILHO (2021) ,

p : é a carga distribuída na laje, na combinação última de carregamentos;

l_x : é o menor vão da laje

O modelo inicial das lajes unidirecionais isoladas precisa ser adaptado para esse cálculo, já que, dessa vez, considera-se a contribuição das faces do menor vão para a resistência aos esforços de cisalhamento, sobretudo quando a laje recebe armadura negativa sobre esses apoios. Nesses casos, para a retirada dos coeficientes k das tabelas, utiliza-se a relação $\lambda > 2$ (PERLIN, PINTO e PADARATZ, 2020).

A seguir, será demonstrado o cálculo para obtenção das reações nos apoios das lajes LT4 e LT8.

Laje unidirecional LT4

Caso na tabela de Bares: equivalência da laje com a situação do Caso 4 (coeficientes k são obtidos nas tabelas para $\lambda > 2$)

k_x : 3,66

k_x^- : 6,33

k_y : 1,83

k_y^- : 3,17

Carregamento (ELU): 6,03 kN/m²

l_x : 1,06 m

$$q_x = \frac{k_x \times p \times l_x}{10} = \frac{3,66 \times 6,03 \times 1,06}{10} = 2,23 \text{ kN/m}$$

$$q_x^- = \frac{k_x^- \times p \times l_x}{10} = \frac{6,33 \times 6,03 \times 1,06}{10} = 4,04 \text{ kN/m}$$

$$q_y = \frac{k_y \times p \times l_x}{10} = \frac{1,83 \times 6,03 \times 1,06}{10} = 1,17 \text{ kN/m}$$

$$q_y^- = \frac{k_y^- \times p \times l_x}{10} = \frac{3,17 \times 6,03 \times 1,06}{10} = 2,02 \text{ kN/m}$$

Portanto, a maior reação ($q_x^- = 4,04 \text{ kN/m}$) ocorre no apoio da viga VT17a.

Laje bidirecional LT8

Caso na tabela de Bares: 4

λ : 1,18

k_x : 2,11

k_x^- : 3,65

k_y : 1,83

k_y^- : 3,17

Carregamento (ELU): 6,03 kN/m²

l_x : 2,27 m

$$q_x = \frac{k_x \times p \times l_x}{10} = \frac{2,11 \times 6,03 \times 2,27}{10} = 2,88 \text{ kN/m}$$

$$q_x^- = \frac{k_x^- \times p \times l_x}{10} = \frac{3,65 \times 6,03 \times 2,27}{10} = 4,99 \text{ kN/m}$$

$$q_y = \frac{k_y \times p \times l_x}{10} = \frac{1,83 \times 6,03 \times 2,27}{10} = 2,50 \text{ kN/m}$$

$$q_y^- = \frac{k_y^- \times p \times l_x}{10} = \frac{3,17 \times 6,03 \times 2,27}{10} = 4,33 \text{ kN/m}$$

Portanto, a maior reação ($q_x^- = 4,99 \text{ kN/m}$) ocorre no apoio da viga VT11.

Tabela 51 - Coeficientes para o cálculo das reações nas vigas de apoio de lajes retangulares uniformemente carregadas (Casos 4, 5 e 6)

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

Fonte: CARVALHO e FILHO (2021) – Editada pela autora (2023)

A Tabela 52 apresenta o levantamento das reações de apoios das lajes em estudo.

Tabela 52 - Levantamento do esforço cortante máximo nas vigas de apoio

Lajes	Lx	ELU	λ^*		Caso	kx	kx-	ky	ky-	qx	qx-	qy	qy-	Reação máxima (kN/m)	Local
	(m)	(kN/m ²)								(kN/m)					
LT1	3,08	6,03	1,23	B	1	2,97	2,97	2,50	2,50	5,51	5,51	4,64	4,64	5,51	VT1 e VT6a-b
LT2	1,06	6,03	1,78	B	7	2,35	4,08	3,17	3,17	1,50	2,60	2,02	2,02	2,60	VT17b
LT3	1,88	6,03	1,40	B	6	3,97	3,97	1,44	1,44	4,49	4,49	1,63	1,63	4,49	VT6b e VT8b
LT4	1,06	6,03	2<	B	4	3,66	6,33	1,83	3,17	2,33	4,04	1,17	2,02	4,04	VT17a
LT5	2,64	9,77	1,05	B	2	1,92	1,92	2,37	4,1	4,95	4,95	6,11	10,57	10,57	VT8b
LT6	0,94	6,03	1,25	B	1	3	3	2,5	2,5	1,70	1,70	1,41	1,41	1,70	VT15b e VT16
LT7	3,77	6,25	1,18	B	3	2,52	4,36	1,83	1,83	5,94	10,27	4,31	4,31	10,27	VT18b e VT19
LT8	2,27	6,03	1,18	B	4	2,11	3,65	1,83	3,17	2,88	4,99	2,50	4,33	4,99	VT11
LT9	2,07	6,29	1,29	B	4	2,24	3,88	1,83	3,17	2,91	5,05	2,38	4,12	5,05	VT11
LT10	1,13	7,83	2<	B	3	3,66	6,25	1,83	1,83	3,23	5,52	1,62	1,62	5,52	VT12a

LEGENDA:
B = Bidirecional

Fonte: Elaborada pela autora (2023)

3.9.2 Cálculo do esforço cortante resistente

Em geral, lajes de concreto possuem boa resistência em relação aos esforços cortantes, tornando armadura para tais solicitações desnecessárias. No entanto, para que se ateste a condição de integridade das peças dimensionadas quanto a esse critério de segurança, deve ser feita a comparação das magnitudes do esforço cortante máximo de cálculo atuante de projeto (V_{sd}) - maior reação da laje em um apoio ($q_{máx}$), calculado na seção anterior -, e do esforço cortante resistente de cálculo do concreto sem armadura (V_{Rd1}). A condição de dispensa de armadura transversal expressa na Eq. 62 deve ser atendida, a fim de se facilitar aspectos construtivos.

$$V_{sd} \leq V_{Rd1}$$

A equação do cálculo da resistência de projeto ao cisalhamento das lajes é expressa no item 19.4.1 da ABNT NBR 6118:2014 e é apresentada na Equação 63.

$$V_{rd1} = [\tau_{Rd} \times k \times (1,2 + 40 \times \rho_1) + 0,15 \times \sigma_{cp}] \times b_w \times d \quad 63$$

onde:

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

$$k = (1,6 - d) \geq 1, \text{ com } d \text{ em metros}$$

$$\rho_1 = \frac{A_s}{b_w \times d} \leq 0,02$$

A_{s1} : é a área efetiva de armadura de tração que se estende no mínimo até $d - l_{b,nec}$ além da seção considerada (área efetivamente ancorada na laje)

$\sigma_{cp} = \frac{N_{Sd}}{A_c}$, onde N_{Sd} é a força longitudinal na seção devido à proteção (não aplicável ao caso em estudo)

d : é a altura útil da armadura que chega no apoio crítico

b_w : base da laje (1 metro)

A fim de exemplificação e melhor entendimento da temática apresentada, serão descritos os cálculos para avaliação quanto à resistência ao esforço de cisalhamento das mesmas lajes de referência utilizadas anteriormente.

Laje unidirecional LT4

$$V_{Sd} = q_{m\acute{a}x} = 4,04 \text{ kNm/m}$$

Local: viga VT17a

$$A_{s,efet} = 1,95 \text{ cm}^2/\text{m} \rightarrow \text{armadura negativa (LT4 - LT5)}$$

$$d = 6,19 \text{ cm ou } 0,0619 \text{ m} \rightarrow \text{armadura negativa (LT4 - LT5)}$$

$$\tau_{Rd} = 0,25 \times f_{ctd,inf} = 0,25 \times 1,45 \text{ MPa} = 0,362 \text{ MPa ou } 362 \text{ kPa}$$

$$\rho_1 = \frac{1,95}{100 \times 6,19} = 0,00315 \leq 0,02 \rightarrow Ok!$$

$$k = (1,6 - 0,0619) = 1,54 \geq 1 \rightarrow Ok!$$

$$V_{rd1} = [362 \times 1,54 \times (1,2 + 40 \times 0,00315)] \times 1 \times 0,0619 = 45,67 \text{ kN/m}$$

Como $V_{rd1}(45,67 \text{ kN/m}) > V_{sd}(4,04 \text{ kNm/m})$, a laje resiste de forma satisfatória aos esforços de cisalhamento.

Laje bidirecional LT8

$$V_{sd} = q_{m\acute{a}x} = 4,99 \text{ kN/m}$$

Local: viga VT11

$$A_{s,efet} = 1,95 \text{ cm}^2/\text{m} \rightarrow \text{armadura negativa (LT8 - LT9)}$$

$$d = 6,19 \text{ cm ou } 0,0619 \text{ m} \rightarrow \text{armadura negativa (LT8 - LT9)}$$

$$\tau_{Rd} = 0,25 \times f_{ctd,inf} = 0,25 \times 1,45 \text{ MPa} = 0,362 \text{ MPa ou } 362 \text{ kPa}$$

$$\rho_1 = \frac{1,95}{100 \times 6,19} = 0,00315 \leq 0,02 \rightarrow Ok!$$

$$k = (1,6 - 0,0619) = 1,54 \geq 1 \rightarrow Ok!$$

$$V_{rd1} = [362 \times 1,54 \times (1,2 + 40 \times 0,00315)] \times 1 \times 0,0619 = 45,67 \text{ kN/m}$$

Como $V_{rd1}(45,67 \text{ kN/m}) > V_{sd}(4,99 \text{ kN/m})$, a laje resiste de forma satisfatória aos esforços de cisalhamento. A Tabela 53, abaixo, apresenta a verificação das lajes quanto à resistência aos esforços cisalhantes.

Tabela 53 - Verificação do cisalhamento nas lajes

Lajes	d (m)	Armadura que chega no apoio em que a reação é máxima	As efetivo (cm ² /m)	k	ρ ₁	τRd (kPa)	Vsd (kN/m)	VrdI (kN/m)	Verificação
LT1	0,04185	positiva (menor vão x)	2,08	1,56	0,00497	362	5,51	33,02	OK
LT2	0,06185	negativa (LT2-LT3)	1,95	1,54	0,00315		2,60	45,67	OK
LT3	0,06185	negativa (LT1-LT3)	1,95	1,54	0,00315		4,49	45,67	OK
	0,06185	negativa (LT3-LT5)	1,95	1,54	0,00315		4,49	45,67	OK
LT4	0,06185	negativa (LT4-LT5)	1,95	1,54	0,00315		4,04	45,67	OK
LT5	0,06185	negativa (LT3-LT5)	1,95	1,54	0,00315		10,57	45,67	OK
LT6	0,04185	positiva (menor vão x)	1,95	1,56	0,00466		1,70	32,73	OK
LT7	0,06185	negativa (LT7-LT8)	2,83	1,54	0,00458		10,27	47,65	OK
	0,06185	negativa (LT7-LT9)	2,83	1,54	0,00458		10,27	47,65	OK
LT8	0,06185	negativa (LT8-LT9)	1,95	1,54	0,00315		4,99	45,67	OK
LT9	0,06185	negativa (LT8-LT9)	1,95	1,54	0,00315	5,05	45,67	OK	
LT10	0,06185	negativa (LT10-LT7)	1,95	1,54	0,00315	5,52	45,67	OK	

Fonte: Elaborada pela autora (2023)

3.9.3 Verificação do comprimento de ancoragem das armaduras positivas principais

No detalhamento das armaduras positivas realizado no item 3.5, utilizou-se todo o comprimento disponível de ancoragem nos apoios, que corresponde ao b_w das vigas (12, 14 ou 17 cm) descontado o cobrimento, também da viga, que corresponde a 4 cm. Faz-se necessário verificar se essa ancoragem é suficiente calculando o comprimento de ancoragem necessário para cada laje nos apoios sem engastamento.

Desse modo, os itens 9.4.2.4 e 9.4.2.5 da ABNT NBR 6118:2014 apresentam as formulações para o cálculo do comprimento de ancoragem básico (l_b) e necessário ($l_{b,nec}$), discriminados abaixo:

$$l_b = \frac{\emptyset \times f_{yd}}{4 \times f_{bd}} \quad 64$$

$$l_{b,nec} = \alpha \times l_b \times \frac{As_{calc}}{As_{ef}} \quad 65$$

onde:

\emptyset : diâmetro da barra;

f_{yd} : tensão de escoamento do aço

α : coeficiente que depende do uso ou não de ganhos, valendo 0,7 para barras tracionadas com gancho e cobrimento superior a 3Φ e 1,0 para barras sem gancho, que é o caso utilizado;

As_{calc} : área de aço calculada;

As_{ef} : área de aço efetiva utilizada a partir do detalhamento;

f_{bd} : é a resistência de aderência de cálculo entre a armadura e o concreto na ancoragem definida no item 9.3.2.1 da norma.

$$f_{bd} = \eta_1 \times \eta_2 \times \eta_3 \times f_{cta} \quad 66$$

onde:

f_{cta} : resistência a tração de cálculo do concreto;

η_1 é igual a:

- 1,0 para barras lisas (CA-25);
- 1,4 para barras entalhadas (CA-60);
- 2,25 para barras de alta aderência (CA-50), sendo o caso utilizado.

η_2 é igual a:

- 0,7 para regiões de má aderência;
- 1,0 para regiões de boa aderência que é definida, para barras horizontais e de elementos com espessura inferior a 60 cm, como regiões de no máximo 30 cm acima da face inferior do elemento ou da junta de concretagem mais próxima, sendo o caso utilizado.

η_3 é igual a:

- 1,0 para $\Phi \leq 32$ mm, sendo o caso utilizado;
- $(132 - \Phi)/100$ para $\Phi > 32$ mm.

A ancoragem das lajes é feita nos apoios (vigas), portanto, deve-se calcular a força a ser ancorada dada pela equação a seguir (SOUSA, 2022).

$$R_{sd} = \frac{al}{d} \times V_d + N_d \quad 67$$

onde:

d : altura útil da laje;

V_d : reação de apoio máxima da laje sobre a viga;

N_d : força normal (nula nesse caso);

al : comprimento de decalagem do momento fletor, dado pela equação a seguir.

$$al = 1,5 \times d \quad 68$$

Sabendo que a força limite é $A_s \times f_{yd}$, a área de aço necessária calculada para a ancoragem é dada pela Equação 76 (SOUSA, 2022).

$$A_s \text{ calc} = \frac{R_{sd}}{f_{yd}} \quad 69$$

Calcula-se o comprimento de ancoragem necessário para os apoios, e caso o valor calculado seja inferior à ancoragem utilizada não há problema no detalhamento realizado, ou seja, o comprimento de ancoragem disponível é suficiente. A seguir é demonstrado o cálculo para a laje LT1 seguido da Tabela 54 com os valores calculados para as demais lajes.

$$V_d = 5,51 \text{ kN/m} \rightarrow \text{Ocorre na direção do menor vão}$$

$$d_x = 4,19 \text{ cm}$$

$$al = 1,5 \times 4,19 = 6,28 \text{ cm}$$

$$R_{sd} = \frac{6,28}{4,19} \times 5,51 = 8,26 \text{ kN/m}$$

$$A_s \text{ calc} = \frac{8,26}{43,478} = 0,19 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_s \text{ efetiva (menor vão)} = 2,08 \text{ cm}^2/\text{m}$$

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

$$l_b = \frac{0,63 \times 434,78}{4 \times 3,26} = 20,99 \text{ cm}$$

$$l_{b,nec} = 1 \times 21 \times \frac{0,19}{2,08} = 1,92 \text{ cm}$$

$$l_{b,nec} < l_{b,disp} = 13 \text{ cm} \rightarrow Ok$$

Tabela 54 - Verificação do comprimento de ancoragem

Laje	Vd (kN/m)	Tipo de Vínculo	d (cm)	al (cm)	Rsd (kN/m)	As, calc (cm ² /m)	As, efetiva (cm ² /m)	Diâmetro (mm)	lb (cm)	lb,nec (cm)	lb adot. (cm)	Verificação
LT1	5,51	Apoio menor vão	4,19	6,28	8,26	0,19	2,08	6,30	20,99	1,92	13,00	Ok
	4,64	Apoio maior vão	3,56	5,33	6,96	0,16	1,95	6,30	20,99	1,72	13,00	Ok
LT2	2,60	Apoio menor vão	4,19	6,28	3,90	0,09	1,95	6,30	20,99	0,97	13,00	Ok
LT3	4,49	Apoio menor vão	4,19	6,28	6,74	0,16	1,95	6,30	20,99	1,67	13,00	Ok
LT4	4,04	Apoio menor vão	4,19	6,28	6,05	0,14	1,95	6,30	20,99	1,50	13,00	Ok
LT5	10,57	Apoio maior vão	3,56	5,33	15,86	0,36	2,23	6,30	20,99	3,44	10,00	Ok
	4,95	Apoio menor vão	4,19	6,28	7,43	0,17	1,95	6,30	20,99	1,84	8,00	Ok
LT6	1,70	Apoio menor vão	4,19	6,28	2,54	0,06	1,95	6,30	20,99	0,63	13 e 8	Ok
LT7	10,27	Apoio menor vão	4,10	6,15	15,40	0,35	3,14	8,00	26,65	3,01	13,00	Ok
	4,31	Apoio maior vão	3,39	5,08	6,47	0,15	1,95	6,30	20,99	1,60	8,00	Ok
LT8	4,99	Apoio menor vão	4,19	6,28	7,48	0,17	1,95	6,30	20,99	1,85	8,00	Ok
	2,50	Apoio maior vão	3,56	5,33	3,75	0,09	1,95	6,30	20,99	0,93	13,00	Ok
LT9	5,05	Apoio menor vão	4,19	6,28	7,57	0,17	1,95	6,30	20,99	1,88	13,00	Ok
	2,38	Apoio maior vão	3,56	5,33	3,57	0,08	1,95	6,30	20,99	0,88	13,00	Ok
LT10	5,52	Apoio menor vão	4,19	6,28	8,28	0,19	1,95	6,30	20,99	2,05	8,00	Ok
OBSERVAÇÕES		f_{yd} (kN/cm ²)	43,478									
		η_1	2,25									
		η_2	1									
		η_3	1									
		f_{ctd} (MPa)	1,45									
		f_{bd} (MPa)	3,26									
		α	1									

Fonte: Elaborada pela autora (2023)

4 ANÁLISE DE ESTABILIDADE GLOBAL

Uma vez finalizado o dimensionamento e o detalhamento das lajes da edificação em estudo, parte-se para a etapa da avaliação da estabilidade global. O efeito dos carregamentos permanentes e acidentais nas estruturas pode provocar magnitudes de deslocamentos que resultem no comprometimento da segurança e que, conseqüentemente, demande a revisão da concepção inicial adotada (alteração ou adoção de vinculações, contraventamentos, núcleos rígidos, posição e distribuição dos elementos estruturais, adoção de estruturas mistas, etc).

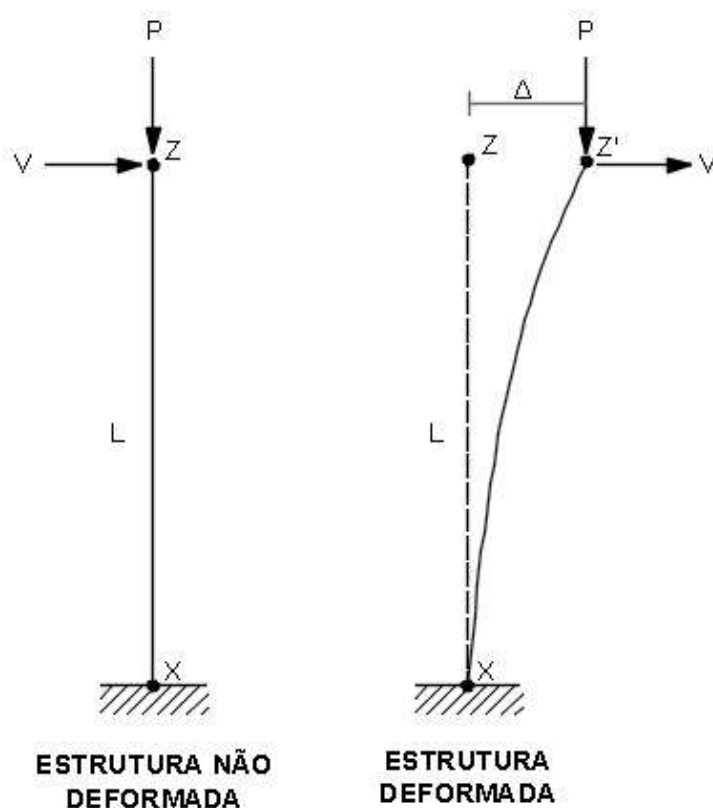
Para a elaboração de um projeto de estruturas, deve-se analisar os elementos isoladamente e também quando inseridos na estrutura como um todo, com todas as partes atuando em conjunto. Essa análise global torna-se mais significativa no caso de estruturas de grande altura e menores áreas de extensão. No entanto, independentemente das dimensões, todos os edifícios devem ser adequadamente verificados quanto ao seu sistema de travamento para garantir um dimensionamento seguro. Vale ainda ressaltar que quanto mais rígida é a estrutura, menores são as chances de que os efeitos dos deslocamentos horizontais interfiram na estabilidade global da mesma (BOFF, 2021).

4.1 NÃO LINEARIDADE GEOMÉTRICA (NLG)

A análise de uma estrutura considerando a não linearidade geométrica leva em conta seu equilíbrio em posição deslocada, ou seja, após ter sofrido uma mudança de posição no espaço.

A fim de exemplificação conceitual do que se trata a NLG, é ilustrado na Figura 34 um modelo estrutural simplificado representativo de um pilar de tamanho L frente ao carregamento vertical P e horizontal V , ambos atuando no nó superior Z . A estrutura em ambas as configurações é isostática, de modo que o apoio necessário para o equilíbrio do elemento requer um engaste. À medida que a magnitude de V aumenta, o nó Z pode deslocar um valor Δ na mesma orientação do vetor V , configurando uma excentricidade em relação à posição inicial daquele nó. Portanto, surge um momento adicional $P\Delta$ no apoio engastado que não pode ser desprezado.

Figura 34 - Deslocamentos nas estruturas e efeito de 2ª ordem



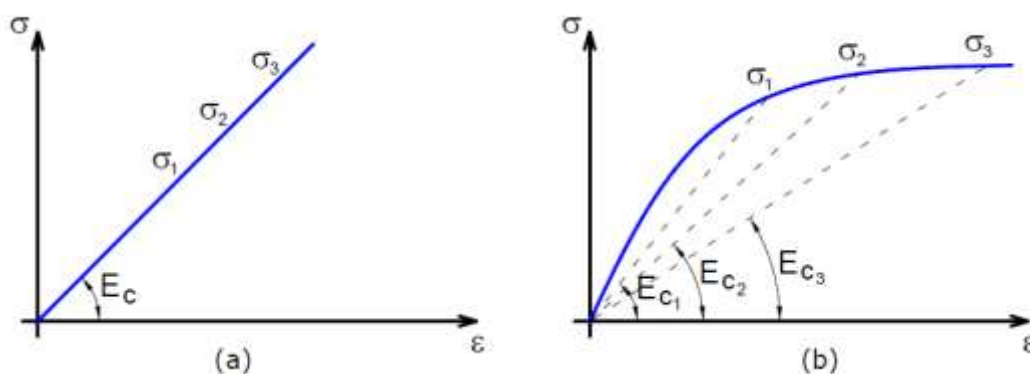
Fonte: Mais Engenharia (2023)

Assim, nota-se que as aplicações dos carregamentos nas situações da figura anterior geram diferentes tipos de reações na base da estrutura. Na estrutura não deformada, o momento gerado é obtido a partir da análise da estrutura antes de seu deslocamento no espaço, e por isso é chamado momento de primeira ordem. Já na estrutura deformada, o momento gerado é o resultado do momento de primeira ordem (situação indeformada) somado a um momento adicional ocasionado pela deformação da estrutura. Considerar, portanto, que a estrutura reage de maneira diferente nessas duas situações é levar em conta os efeitos tanto de 1ª como os de 2ª ordem, decorrentes da não linearidade geométrica e, quanto maior o índice de esbeltez, mais importante torna-se essa consideração (BOFF, 2021).

4.2 NÃO LINEARIDADE FÍSICA (NLF)

Ao se tratar da elaboração de um projeto estrutural em concreto armado, deve-se levar em conta que esse material não tem um comportamento elástico perfeito, tendo em vista os efeitos da fissuração, da fluência ou do escoamento da armadura, e é justamente isso que define a não linearidade física do material. Em termos práticos, a grande diferença entre considerar ou não a não linearidade física do concreto está relacionada ao seu módulo de elasticidade. Na Figura 35 (a) é possível notar que o módulo de elasticidade do concreto (E_c) é constante para diferentes valores de tensão ($\sigma_1 \neq \sigma_2 \neq \sigma_3$), enquanto que na Figura 35 (b), o valor do módulo de elasticidade do concreto é variável ($E_{c1} \neq E_{c2} \neq E_{c3}$) para as diferentes tensões σ_1 , σ_2 e σ_3 (BOFF, 2021).

Figura 35 – Digrama tensão-deformação do concreto: (a) Linear e (b) Não-linear



Fonte: BOFF (2021)

Para a inclusão dos efeitos da não linearidade física do material, a ABNT NBR 6118:2014 indica no item 15.7.3 que se pode adotar um valor aproximado de rigidez dos elementos estruturais da seguinte forma:

$$\text{Lajes: } (EI)_{\text{sec}} = 0,3E_c I_c \quad 70$$

$$\text{Vigas: } (EI)_{\text{sec}} = 0,4E_c I_c (A_s' \neq A_s) \text{ e } (EI)_{\text{sec}} = 0,5E_c I_c (A_s' = A_s) \quad 71$$

$$\text{Pilares: } (EI)_{\text{sec}} = 0,8E_c I_c \quad 72$$

onde:

I_c : momento de inércia da seção bruta de concreto, incluindo, quando for o caso, as mesas colaborantes.

4.3 COEFICIENTE GAMMA- Z (γ_z)

Um dos parâmetros que avalia o grau de estabilidade de uma estrutura, constante na normativa e válida para pórticos planos, é o parâmetro Gamma- Z (γ_z), cuja expressão matemática é apresentada a seguir:

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{\Delta M_{1tot,d}}} \quad 73$$

onde:

$\Delta M_{1tot,d}$: o momento de tombamento, resultado da soma dos momentos de todas as forças horizontais, com seus valores de cálculo, em relação à base da estrutura;

$\Delta M_{tot,d}$: é o somatório dos produtos de todas as forças verticais atuantes na estrutura, com seus valores de cálculo, pelos deslocamentos horizontais de seus respectivos pontos de aplicação, obtidos da análise de primeira ordem.

Segundo a norma, se γ_z é inferior a 1,10, a estrutura é classificada como sendo de nós fixos. Em contrapartida, se for superior a 1,10, ela passa a ser classificada como estrutura de nós móveis.

4.4 COMBINAÇÃO DE AÇÕES

No item 11.8.2.4 da ABNT NBR 6118:2014 são definidas as combinações últimas normais usuais e que já foram utilizadas para o cálculo das lajes, entretanto, para a análise de estabilidade global é considerada a ação do vento e a combinação do ELU a ser utilizada é

apresentada na equação a seguir. Utiliza-se o coeficiente de majoração de 1,4 para as ações permanentes (situação desfavorável) e acidentais, conforme o disposto na norma.

$$F_d = 1,4 \times F_g + 1,4 \times (F_{q1} + \psi_0 \times F_{q2}) \quad 74$$

onde:

F_g é a carga permanente

F_{q1} é a carga acidental principal

F_{q2} é a carga acidental secundária

ψ_0 é um fator de redução dado pela Tabela 22, que vale 0,5 para cargas acidentais em locais sem predominância de peso e baixa concentração de pessoas e 0,6 para cargas devido ao vento.

Primeiro considera-se as cargas acidentais gerais como F_{q1} e em seguida o vento como F_{q1} . Dessa forma obtém-se duas combinações, porém o vento é considerado atuando primeiro pela esquerda e depois pela direita da edificação, resultando em quatro combinações de carregamento, apresentadas na tabela a seguir, aplicando todos os coeficientes pertinentes.

Tabela 55 - Combinações de carregamento

Combinação 1	$Fd1 = 1,4 \times g + 1,4 \times q + 0,84 \times v \text{ direita}$
Combinação 2	$Fd2 = 1,4 \times g + 1,4 \times q + 0,84 \times v \text{ esquerda}$
Combinação 3	$Fd3 = 1,4 \times g + 1,4 \times v \text{ direita} + 0,7 \times q$
Combinação 4	$Fd4 = 1,4 \times g + 1,4 \times v \text{ esquerda} + 0,7 \times q$

Fonte: SOUSA (2023)

4.5 PÓRTICOS ASSOCIADOS

Para as análises estruturais de primeira ordem, assim como para o cálculo do coeficiente γ_z , são utilizados 6 associações de pórticos enquanto subestrutura de contraventamento, sendo 4 deles dispostos na horizontal e 2 na vertical, que serão montados

em sequência, em cada direção, conectados por barras de rigidez infinita e nós rotulados, a fim de transmitir apenas esforços axiais e deslocamento horizontal.

A modelagem dos pórticos é feita no *software* de análise estrutural Ftool (PUC-RIO, 2018) onde as vigas e pilares são representados por barras com ligações representadas na forma de nós rígidos. As fundações são representadas como apoios de segundo gênero, onde o lance de pilar entre o topo da fundação e a viga baldrame possui 1,39 metros de comprimento. A altura entre pavimentos é o pé direito estrutural e o comprimento das vigas é calculado a partir da distância entre eixos de cada pilar do pórtico. O momento de inércia dos pilares é calculado definindo a seção transversal com a base sendo a dimensão paralela ao sentido do momento fletor atuante no pórtico considerado.

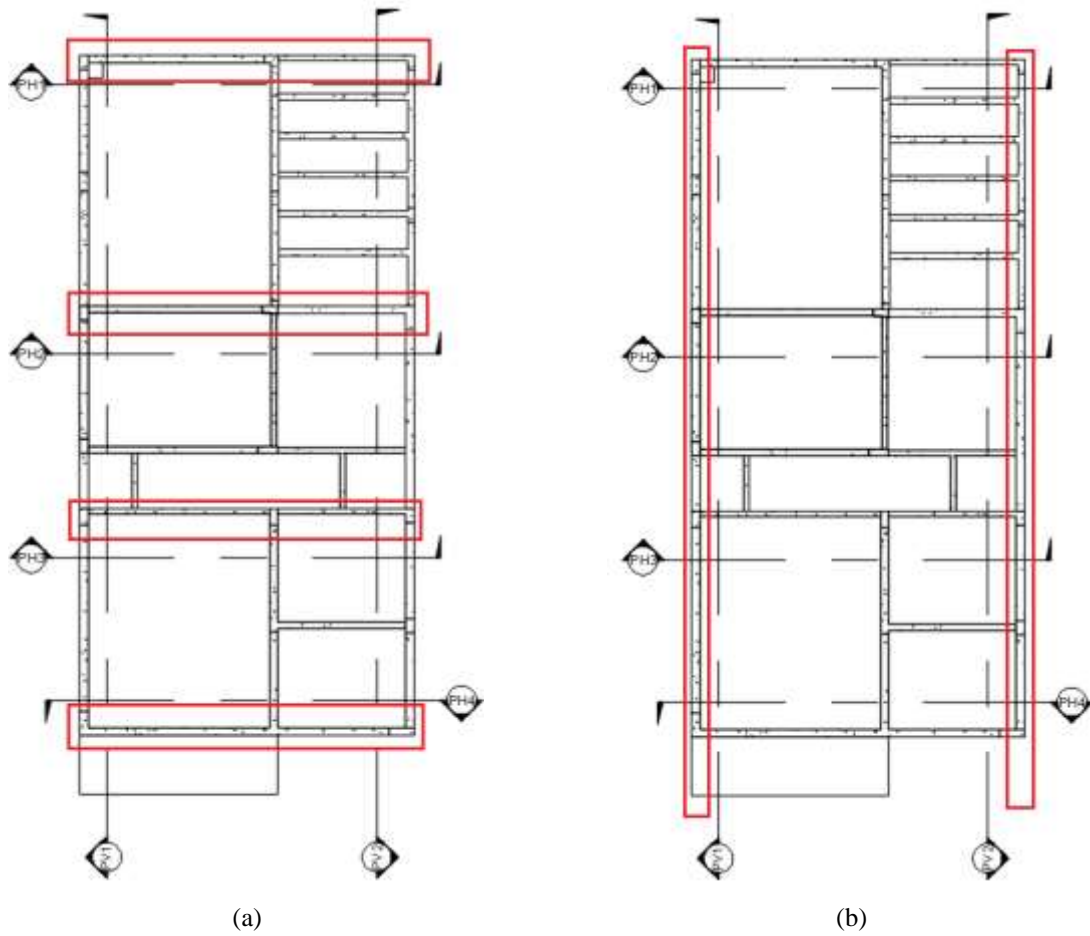
Atuam cargas horizontais e verticais sobre os elementos nas combinações mais desfavoráveis apresentadas anteriormente, de tal forma que os esforços axiais, cortante e de momento fletor, assim como as deformações, são todos calculados e determinados pelo Ftool (PUC-RIO, 2018). É aplicada a condição simplificada da NLF indicada pela ABNT NBR 6118:2014, empregando-se os valores de módulo de elasticidade apresentados a seguir.

$$\text{Vigas: } (E)_{sec} = 0,4 \times 26838 = 10735,20 \text{ MPa}$$

$$\text{Pilares: } (E)_{sec} = 0,8 \times 26838 = 21470,40 \text{ MPa}$$

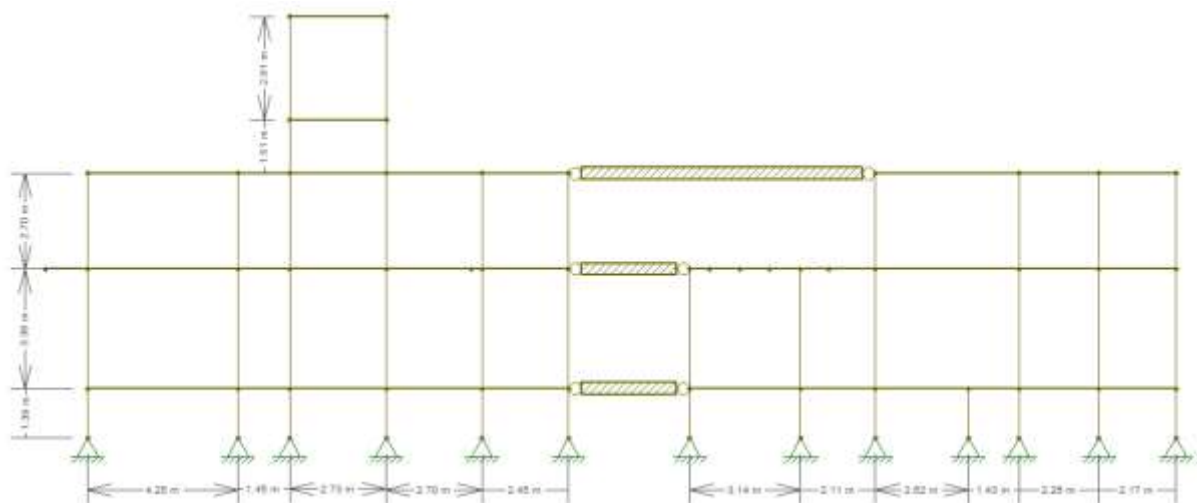
As Figura 36 apresenta a localização dos pórticos horizontais e verticais em planta sobre o pavimento superior, seguido dos pórticos associados montados no Ftool (PUC-RIO, 2018). O Apêndice D deste trabalho apresenta os pórticos com os carregamentos para as combinações utilizadas nas análises da estrutura, nesta e nas próximas seções deste trabalho.

Figura 36 - Pórticos horizontais (a) e verticais (b) associados



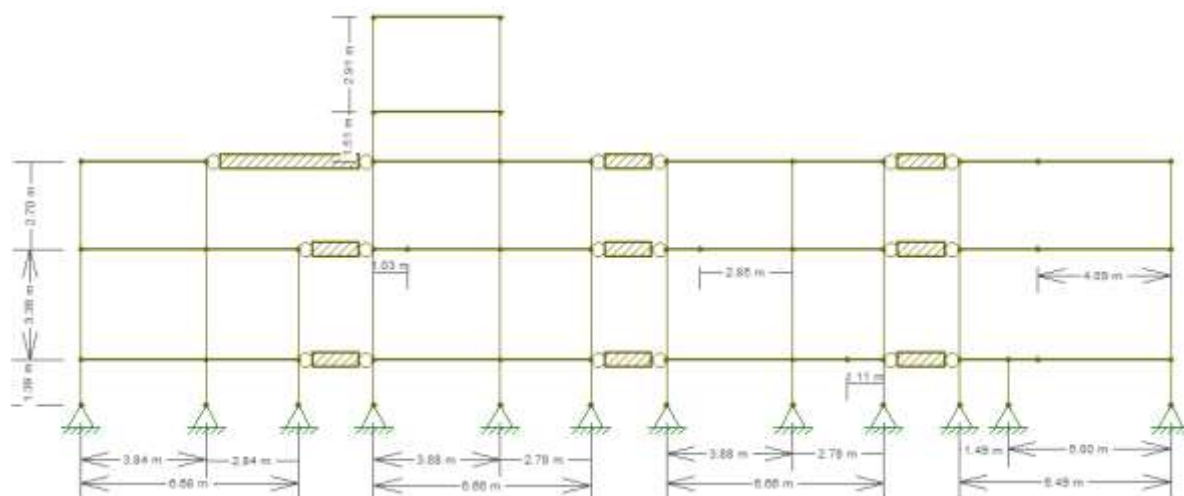
Fonte: Elaborada pela autora (2023)

Figura 37 - Pórticos verticais associados



Fonte: Elaborada pela autora (2023)

Figura 38 - Pórticos verticais associados



Fonte: Elaborada pela autora (2023)

4.6 CARREGAMENTO HORIZONTAL DEVIDO A AÇÃO DO VENTO

A força horizontal global na direção do vento é definida como força de arrasto pela ABNT NBR 6123:1988 e é calculada pela equação a seguir:

$$F_a = C_a \times q \times Ae \quad 75$$

onde:

F_a é a força de arrasto;

C_a é o coeficiente de arrasto;

q é a pressão dinâmica;

Ae é a área frontal efetiva da edificação perpendicular à direção do vento.

A pressão dinâmica q - calculada conforme Equação 76 -, depende diretamente da velocidade característica do vento (V_k) - calculada conforme Equação 77 -, e indiretamente da velocidade básica do vento (V_0) e de fatores normativos (S_1, S_2 e S_3). A seguir serão melhor abordadas e conceituadas cada uma dessas variáveis.

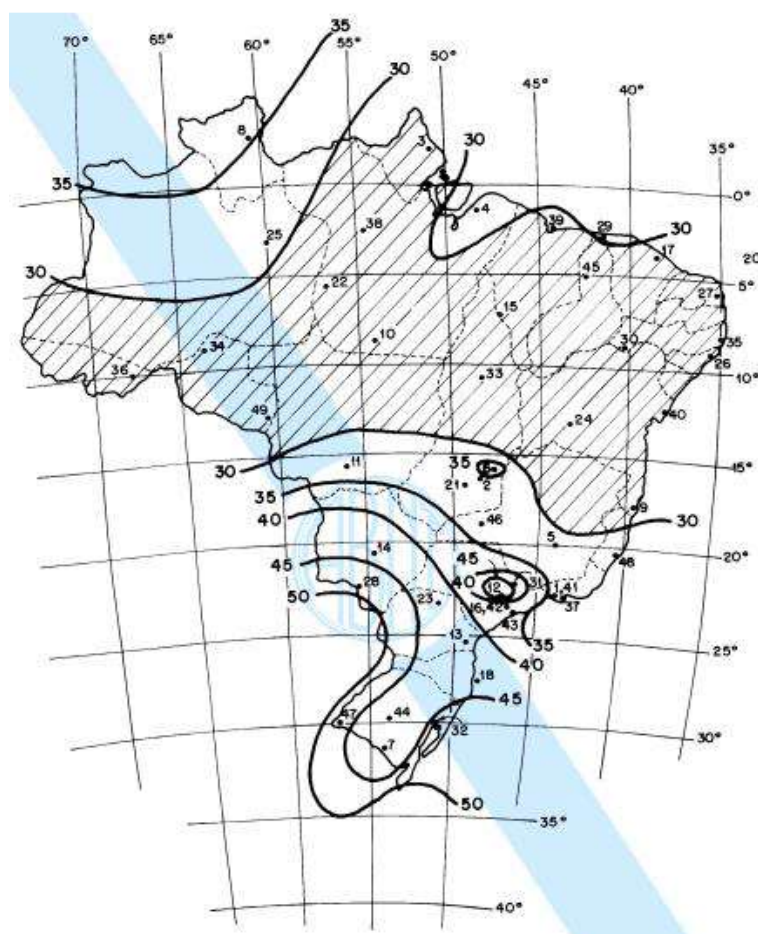
$$q = 0,613 \times V_k^2 \quad 76$$

$$V_k = V_o \times S1 \times S2 \times S3 \quad 77$$

- Velocidade básica do vento (V_o)

A velocidade básica do vento é definida no item 5.1 da ABNT NBR 6123:1988 como “a velocidade de uma rajada de 3 segundos, excedida em média uma vez em 50 anos, a 10 m acima do terreno, em campo aberto e plano”. Assume-se que o vento básico pode soprar de qualquer direção horizontal e sua determinação é feita a partir das isopletas de velocidade definidas pela norma citada e apresentada na Figura 39. Como a região de interesse se encontra na cidade de Florianópolis, assumiu-se uma velocidade básica do vento de 43 m/s.

Figura 39 - Isopletas da velocidade básica (m/s)



Fonte: ABNT NBR 6123:1988 (Figura 1)

- Fator S1

O Fator S1 é definido pela norma ABNT NBR 6123:1988 no item 5.2 e consiste no fator topográfico, ou seja, parâmetro que leva em consideração o relevo e as características do terreno da edificação. Para terrenos planos ou fracamente acidentados, que é o que se verifica nas Figuras 2 e 3 para o caso em estudo, o Fator S1 vale 1,0.

- Fator S2

O Fator S2 é definido no item 5.3 como o fator que considera a rugosidade do terreno, as dimensões da edificação e altura sobre o terreno, sendo assim leva em conta a variação da velocidade do vento com o aumento da altura da edificação.

Em relação à rugosidade do terreno, a ABNT NBR 6123:1988 descreve cinco categorias:

- Categoria I: superfícies lisas de grandes dimensões, com mais de 5 km de extensão, medida na direção e sentido do vento incidente [...];
- Categoria II: Terrenos abertos em nível ou aproximadamente em nível, com poucos obstáculos isolados, tais como árvores e edificações baixas. [...] A cota média do topo dos obstáculos é inferior ou igual a 1,0 m;
- Categoria III: Terrenos planos ou ondulados com obstáculos, tais como sebes e muros, poucos quebra-ventos de árvores, edificações baixas e esparsas. [...] A cota média do topo dos obstáculos é igual a 3,0 m;
- Categoria IV: Terrenos cobertos por obstáculos numerosos e pouco espaçados, em zona florestal, industrial ou urbanizada. [...] A cota média do topo dos obstáculos é igual a 10,0 m [...];
- Categoria V: Terrenos cobertos por obstáculos numerosos, grandes, altos e pouco espaçados. [...] A cota média do topo dos obstáculos é igual ou superior a 25,0 m.

Em relação às dimensões da edificação são definidas três classes pela mesma norma:

- Classe A: [...] Toda edificação na qual a maior dimensão horizontal ou vertical não exceda 20 m;
- Classe B: Toda edificação ou parte de edificação para a qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal esteja entre 20 m e 50 m;
- Classe C: Toda edificação ou parte de edificação para a qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal exceda 50 m.

Para o ponto sobre o terreno em que se deseja calcular a força do vento, o Fator S2 é dado pela equação a seguir:

$$S2 = b \times F_r \times \left(\frac{z}{10}\right)^p \quad 78$$

onde:

b , p e F_r são parâmetros meteorológicos tabelados por norma que dependem do tipo de categoria e classe da edificação. O fator de rajada (F_r) é sempre o valor correspondente à categoria II, conforme disposto no item 5.3.3 da norma. A Tabela 56 apresenta os valores dos parâmetros para cada situação.

Tabela 56 - Parâmetros meteorológicos

Categoria	z_i (m)	Parâmetro	Classes		
			A	B	C
I	250	b	1,10	1,11	1,12
		p	0,08	0,065	0,07
II	300	b	1,00	1,00	1,00
		F_r	1,00	0,98	0,95
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 (Tabela 1)

Dessa forma, a edificação em estudo é classificada, quanto à rugosidade do terreno, como de Categoria IV, visto que a cota média do topo dos obstáculos (edificações limítrofes) não ultrapassa o valor de 10 metros. Em relação às dimensões da edificação, é classificada como de Classe A, conforme dados do projeto arquitetônico.

Logo, o Fator S2 é calculado para todos os pavimentos em função do pé direito estrutural, conforme apresentado a seguir.

Tabela 57 - Cálculo Fator S2

Pavimento	PD (m)	z(m)	b	p	Fr	S2
Térreo	3,38	3,38	0,86	0,12	1	0,76
Superior	2,70	6,08				0,81
Cobertura	1,50	7,58				0,83
Reservatório	2,88	10,46				0,86
Topo	0,00	10,46				0,86

Fonte: Elaborada pela autora (2023)

- Fator S3

O Fator S3 é definido no item 5.4 da ABNT NBR 6123:1988 como o fator estatístico, considerando o grau de segurança requerido no projeto e a vida útil da edificação. Segundo a norma, a probabilidade de ocorrer um evento com a velocidade do vento, que possui período de retorno de 50 anos, é de 63%. Essa probabilidade é adequada para edificações normais destinadas ao uso residencial, hotéis, escritórios e dentre outros usos.

A determinação da variável S3 é, portanto, feita de forma direta a partir da descrição do imóvel a ser edificado. Por se tratar de unidade residencial, a edificação em estudo enquadra-se no Grupo 2, e por isso, apresenta valor de S3 igual a 1,0.

Tabela 58 - 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: ABNT NBR 6123:1988 (Tabela 3) – Editada pela autora (2023)

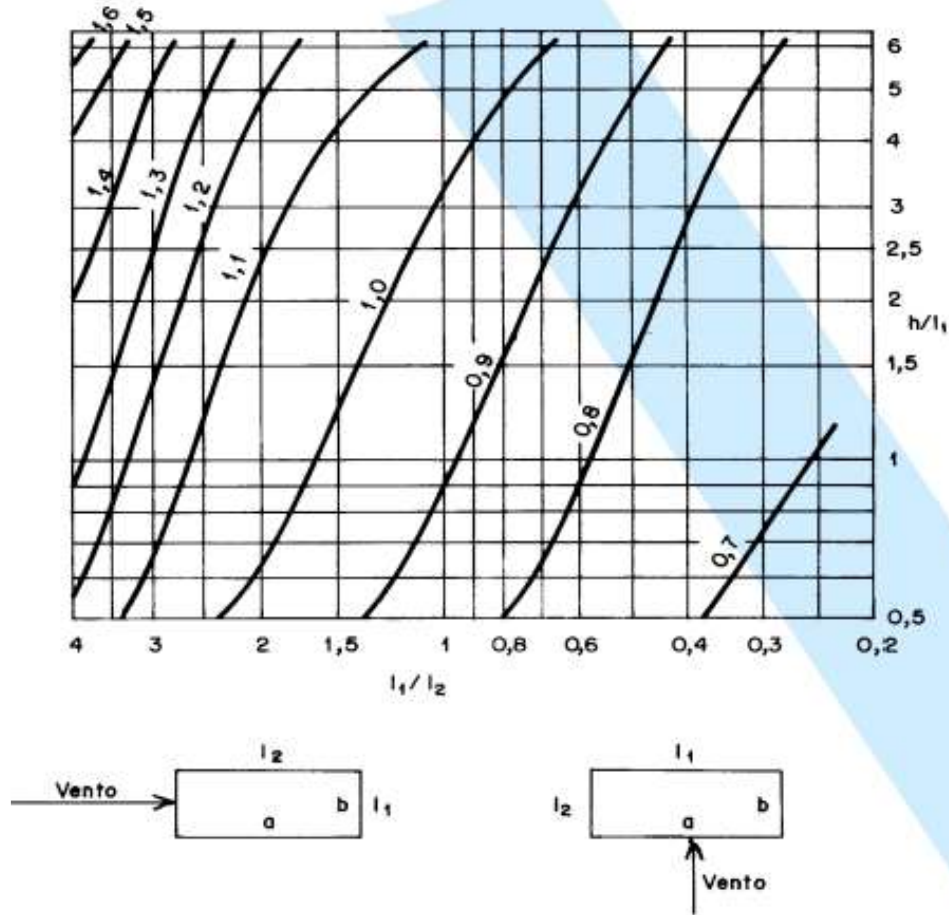
- Coeficiente de arrasto (C_a)

O item 6.3 da ABNT NBR 6123:1988 define os coeficientes de arrasto aplicados para estruturas de seção constante ou fracamente variável. Nas edificações retangulares, o vento que incide perpendicularmente em cada fachada possui um coeficiente de arrasto determinado graficamente e variável conforme seu grau de intensidade.

Por isso, para o cálculo de C_a , é necessário saber se a edificação a ser construída não excede sua altura em até duas vezes a das edificações vizinhas na direção e sentido do vento, e também a uma distância de pelo menos 500 metros (para edificações de até 40 metros de altura). Nesse contexto – e considerando esta situação a aplicável ao caso em estudo -, o coeficiente de arrasto é determinado considerando ventos de alta turbulência (ABNT NBR 6123:1988), utilizando-se o gráfico apresentado na Figura 40.

Além disso, precisam-se determinar as distâncias l_1 , l_2 , a e b , a fim de calcular os parâmetros de entrada no gráfico (variáveis dos eixos l_1/l_2 e h/l_1), possibilitando o cálculo do coeficiente de arrasto do vento para ambas as direções. A Tabela 59 apresenta os valores utilizados, considerando os dados de geometria citados anteriormente.

Figura 40 - Coeficiente de arrasto para edificações (vento de alta turbulência)



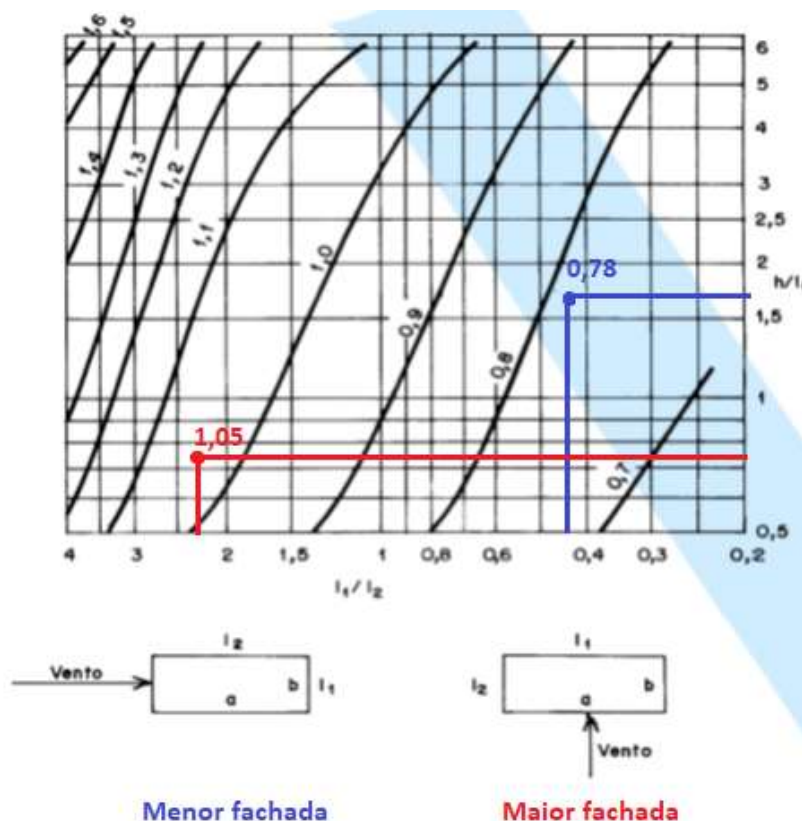
Fonte: ABNT NBR 6123:1988 (Figura 5)

Tabela 59 – Dados para o cálculo do coeficiente de arrasto e resultado

Variáveis	Menor fachada	Maior fachada
h(m)	11,89	11,89
a(m)	15,20	15,20
b(m)	6,85	6,85
l1(m)	6,85	15,20
l2(m)	15,20	6,85
h/l1	1,74	0,78
l1/l2	0,45	2,22
Ca	0,78	1,05

Fonte: Elaborada pela autora (2023)

Figura 41 – Determinação do coeficiente de arrasto por lado de fachada



Fonte: ABNT NBR 6123:1988 (Figura 5) – Editada pela autora (2023).

Com a determinação de todos os parâmetros, aplicam-se as formulações apresentadas anteriormente para o cálculo da velocidade do vento característico, pressão dinâmica e força de arrasto, considerando a área efetiva nas duas direções principais para cada pavimento. A área efetiva foi calculada considerando a área do plano do pavimento perpendicular à direção do vento. Os dados e os resultados dos cálculos são os apresentados nas tabelas a seguir.

Tabela 60 - Velocidade do vento característico e pressão dinâmica

Pavimento	PD (m)	z(m)	V_0 (m/s)	S1	S2	S3	Vk(m/s)	q (N/m ²)
Térreo	3,38	3,38	43	1	0,76	1	32,47	646,15
Superior	2,70	6,08			0,81		34,84	743,93
Cobertura	1,50	7,58			0,83		35,77	784,36
Reservatório	2,88	10,46			0,86		37,18	847,39
Topo	0,00	10,46			0,86		37,18	847,39

Fonte: Elaborada pela autora (2023)

Tabela 61 - Áreas efetivas dos pavimentos

Pavimento	PD (m)	lx(m)	ly(m)	Aex(m ²)	Aey(m ²)
Térreo	3,38	6,85	15,20	23,15	51,38
Superior	2,70	6,85	15,20	18,50	41,04
Cobertura	1,50	6,85	15,20	10,28	22,80
Reservatório	2,88	4,04	3,05	11,64	8,78
Topo	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Fonte: Elaborada pela autora (2023)

Tabela 62 - Força de arrasto atuante por pavimento

Pavimento	PD (m)	z(m)	q (N/m ²)	Cax	Cay	Aex(m ²)	Aey(m ²)	Fax (kN)	Fay (kN)
Térreo	3,38	3,38	646,15	0,78	1,05	23,15	51,38	11,67	34,86
Superior	2,70	6,08	743,93			18,50	41,04	10,73	32,06
Cobertura	1,50	7,58	784,36			10,28	22,80	6,29	18,78
Reservatório	2,88	10,46	847,39			11,64	8,78	7,69	7,82
Topo	0,00	10,46	847,39			0,00	0,00	0,00	0,00

Fonte: Elaborada pela autora (2023)

4.7 CARREGAMENTOS VERTICAIS

Os carregamentos verticais atuantes na estrutura, como já mencionado são de dois tipos: permanentes e acidentais. Eles podem estar uniformemente distribuídos nos elementos estruturais ou podem estar aplicados de modo localizado, como as cargas pontuais aplicadas na situação em que uma viga apoia-se sobre outra viga. A seguir são apresentadas as principais considerações referentes aos carregamentos verticais que atuam nos pórticos.

4.7.1 Cálculo dos carregamentos verticais

Dentre os carregamentos permanentes está o peso próprio dos elementos estruturais que compõe o pórtico, que são as vigas e os pilares. Para as vigas o carregamento é uniformemente distribuído ao longo do seu comprimento e para o pilares, os mesmos são aplicados como carga pontual no topo do elemento em cada pavimento, multiplicando o peso próprio por sua respectiva altura, sendo o resultado do produto da área da seção transversal com

o peso específico do concreto que vale 25 kN/m³, conforme indicado na Tabela 16. Além disso, para os pilares que aparecem nas duas direções de pórticos é considerada a metade de seu peso no carregamento.

Tabela 63 - Peso próprio dos pilares

Seção do Pilar (cm)	Peso Próprio (kN/m)
14X30	1,05
14X35	1,23
17X30	1,28
17X35	1,49
17X40	1,70
17X50	2,13

Fonte: Elaborada pela autora (2023)

Tabela 64 - Peso próprio das vigas

Seção do Pilar (cm)	Peso Próprio (kN/m)
12X30	0,90
12X50	1,50
12X70	2,10
14X45	1,58
14X50	1,75
17X30	1,28
17X40	1,70
17X50	2,12
17X70	2,98

Fonte: Elaborada pela autora (2023)

O peso próprio de alvenaria que atua sobre as vigas pode ser escrito, de modo simplificado, a favor da segurança, e em função do pé direito dos pavimentos, multiplicando-se a espessura da parede pelo peso específico do bloco cerâmico, encontrado na Tabela 16. Não é feito, portanto, desconto das aberturas e vãos das esquadrias.

$$g_{alvenaria} = (13 \times 0,20) \times Pd_{pavimento} = 2,60 \times Pd_{pavimento} \text{ kN/m}$$

Tabela 65 - Peso próprio das alvenarias

Pé-direito pavimento (m)	Peso Próprio (kN/m)
3,38	8,79
2,70	7,02
1,51	3,93
2,91	7,57

Fonte: Elaborada pela autora (2023)

As lajes também geram cargas uniformemente distribuídas sobre as vigas calculadas da forma apresentada no item 3.9.1. Entretanto, devido às combinações de

carregamento definidas para os pórticos, é preciso calcular as reações das lajes sobre as vigas de duas formas: considerando apenas o carregamento permanente sobre a laje; e considerando apenas o carregamento accidental sobre a laje. A Tabela 66 mostra o levantamento das cargas de reação das lajes devido carregamento permanente em todas os bordos e a Tabela 67, a reação das lajes nas vigas devido carregamento variável. Em todos os pavimentos, com exceção do segundo, considerou-se os apoios simplesmente apoiados, e repetiu-se o procedimento para o levantamento das demais variáveis dos modelos de cálculo das peças, assunto abordado na seção 3.1.

Tabela 66 – Transferência de carga lajes-vigas devido ações permanentes

Lajes	Lx	g	λ^*		Caso	kx	kx-	ky	ky-	qx	qx-	qy	qy-
	(m)	(kN/m ²)								(kNm/m)			
LB1	2,28	2,81	1,66	Bidirecional	1	3,49	-	2,50	-	2,23	-	1,60	-
LB2	2,67	2,68	1,42	Bidirecional	1	3,24	-	2,50	-	2,32	-	1,79	-
LB3	2,83	2,68	1,34	Bidirecional	1	3,14	-	2,50	-	2,38	-	1,89	-
LB4	2,68	2,68	1,06	Bidirecional	1	2,64	-	2,50	-	1,89	-	1,79	-
LB5	1,18	2,68	2<	Bidirecional	1	5,00	-	2,50	-	1,58	-	0,79	-
LB6	1,18	2,68	1,08	Bidirecional	1	2,69	-	2,50	-	0,85	-	0,79	-
LB7	3,77	3,06	1,16	Bidirecional	1	2,85	-	2,50	-	3,29	-	2,89	-
LB8	2,22	2,68	1,21	Bidirecional	1	2,94	-	2,50	-	1,75	-	1,49	-
LB9	0,97	2,81	2<	Bidirecional	1	5,00	-	2,50	-	1,36	-	0,68	-
LB10	1,65	2,81	1,25	Bidirecional	1	3,00	-	2,50	-	1,39	-	1,16	-
LT1	3,08	2,81	1,23	Bidirecional	1	2,97	2,97	2,50	2,50	2,56	2,56	2,16	2,16
LT2	1,06	2,81	1,78	Bidirecional	7	2,35	4,08	3,17	3,17	0,70	1,21	0,94	0,94
LT3	1,88	2,81	1,40	Bidirecional	6	3,97	3,97	1,44	1,44	2,09	2,09	0,76	0,76
LT4	1,06	2,81	2<	Bidirecional	4	3,66	6,33	1,83	3,17	1,09	1,88	0,54	0,94
LT5	2,64	5,48	1,05	Bidirecional	2	1,92	1,92	2,37	4,1	2,78	2,78	3,43	5,93
LT6	0,94	2,81	1,25	Bidirecional	1	3,00	3,00	2,50	2,5	0,79	0,79	0,66	0,66
LT7	3,77	2,97	1,18	Bidirecional	3	2,52	4,36	1,83	1,83	2,82	4,87	2,04	2,04
LT8	2,27	2,81	1,18	Bidirecional	4	2,11	3,65	1,83	3,17	1,34	2,32	1,16	2,02
LT9	2,07	2,99	1,29	Bidirecional	4	2,24	3,88	1,83	3,17	1,39	2,40	1,13	1,96
LT10	1,13	3,10	2<	Bidirecional	3	3,66	6,25	1,83	1,83	1,28	2,18	0,64	0,64
LS1	3,78	3,43	1,33	Bidirecional	1	3,12	-	2,50	-	4,04	-	3,24	-
LS4	3,77	3,43	1,17	Bidirecional	1	2,87	-	2,50	-	3,71	-	3,23	-
LS5	2,26	2,93	1,18	Bidirecional	1	2,88	-	2,50	-	1,91	-	1,65	-
LS6	2,06	2,93	1,29	Bidirecional	1	3,06	-	2,50	-	1,85	-	1,51	-
LC1	2,81	4,54	1,35	Bidirecional	1	3,15	-	2,50	-	4,02	-	3,19	-

Fonte: Elaborada pela autora (2023)

Tabela 67- Transferência de carga lajes-vigas devido ações variáveis

Lajes	Lx	q	λ^*		Caso	kx	kx-	ky	ky-	qx	qx-	qy	qy-
	(m)	(kN/m ²)								(kNm/m)			
LB1	2,28	2,00	1,66	Bidirecional	1	3,49	-	2,50	-	1,59	-	1,14	-
LB2	2,67	1,50	1,42	Bidirecional	1	3,24	-	2,50	-	1,30	-	1,00	-
LB3	2,83	1,50	1,34	Bidirecional	1	3,14	-	2,50	-	1,33	-	1,06	-
LB4	2,68	1,50	1,06	Bidirecional	1	2,64	-	2,50	-	1,06	-	1,00	-
LB5	1,18	1,50	2<	Bidirecional	1	5,00	-	2,50	-	0,88	-	0,44	-
LB6	1,18	1,50	1,08	Bidirecional	1	2,69	-	2,50	-	0,48	-	0,44	-
LB7	3,77	3,00	1,16	Bidirecional	1	2,85	-	2,50	-	3,23	-	2,83	-
LB8	2,22	1,50	1,21	Bidirecional	1	2,94	-	2,50	-	0,98	-	0,83	-
LB9	0,97	1,50	2<	Bidirecional	1	5,00	-	2,50	-	0,73	-	0,36	-
LB10	1,65	1,50	1,25	Bidirecional	1	3,00	-	2,50	-	0,74	-	0,62	-
LT1	3,08	1,50	1,23	Bidirecional	1	2,97	2,97	2,50	2,50	1,37	1,37	1,15	1,15
LT2	1,06	1,50	1,78	Bidirecional	7	2,35	4,08	3,17	3,17	0,37	0,65	0,50	0,50
LT3	1,88	1,50	1,40	Bidirecional	6	3,97	3,97	1,44	1,44	1,12	1,12	0,41	0,41
LT4	1,06	1,50	2<	Bidirecional	4	3,66	6,33	1,83	3,17	0,58	1,00	0,29	0,50
LT5	2,64	1,50	1,05	Bidirecional	2	1,92	1,92	2,37	4,10	0,76	0,76	0,94	1,62
LT6	0,94	1,50	1,25	Bidirecional	1	3,00	3,00	2,50	2,50	0,42	0,42	0,35	0,35
LT7	3,77	1,50	1,18	Bidirecional	3	2,52	4,36	1,83	1,83	1,42	2,46	1,03	1,03
LT8	2,27	1,50	1,18	Bidirecional	4	2,11	3,65	1,83	3,17	0,72	1,24	0,62	1,08
LT9	2,07	1,50	1,29	Bidirecional	4	2,24	3,88	1,83	3,17	0,69	1,20	0,57	0,98
LT10	1,13	2,50	2<	Bidirecional	3	3,66	6,25	1,83	1,83	1,03	1,76	0,52	0,52
LS1	3,78	0,25	1,33	Bidirecional	1	3,12	-	2,50	-	0,30	-	0,24	-
LS4	3,77	0,25	1,17	Bidirecional	1	2,87	-	2,50	-	0,27	-	0,24	-
LS5	2,26	0,25	1,18	Bidirecional	1	2,88	-	2,50	-	0,16	-	0,14	-
LS6	2,06	0,25	1,29	Bidirecional	1	3,06	-	2,50	-	0,16	-	0,13	-
LC1	2,81	3,00	1,35	Bidirecional	1	3,15	-	2,50	-	2,66	-	2,11	-

Fonte: Elaborada pela autora (2023)

Na representação dos carregamentos das lajes sobre as vigas de apoio no Ftool (PUC-RIO, 2018), inseriram-se apenas os valores aplicáveis às vigas que compõem os sistemas porticados de interesse. Nas vigas que formam bordos entre lajes, somam-se os respectivos efeitos das ações (reações).

Para a reação de apoio da laje LC1, utilizou-se um carregamento permanente relativo ao peso próprio, de reboco e um carregamento devido a caixa d'água, este correspondendo à razão entre o volume de água pela área da peça - utilizando dimensões efetivas. Adotou-se, também, carga variável de manutenção de 3 kN/m².

Já para a reação de apoio da laje LS7 na viga VS6a (laje em balanço), obteve-se o carregamento permanente de 3,42 kN/m² (peso próprio, reboco e contrapiso) e variável de 0,25 kN/m² (Telhados - Com telhas de fibrocimento onduladas com espessura até 5 mm e estrutura de madeira, dados da ABNT NBR 6120:2019). Para que o carregamento seja aplicado por metro de viga, dividem-se tais valores pelo menor vão efetivo da laje, resultando em 2,66 kN/m como reação devido carga permanente e 0,19 kN/m devido à carga variável.

Outro carregamento vertical que atua na estrutura em análise são as cargas pontuais que aparecem nos pórticos devido ao apoio de vigas sobre outras vigas. Elas são calculadas resolvendo-as como simplesmente apoiadas, onde se calcula as reações de apoio. Consideram-se, para isso, cargas permanentes e acidentais atuando separadamente sobre as mesmas, a fim de se obter cargas pontuais permanentes e acidentais. Analisando a interação entre a estrutura contraventada e de contraventamento, e de posse das informações geométricas constantes nas pranchas de formas, modelaram-se as vigas pertinentes no programa Ftool (PUC-RIO, 2018), de onde foram obtidos os resultados constantes na Tabela 68.

Além disso, as cargas dos pilares também são representadas de modo pontual no programa, multiplicando os valores de carga relativos ao peso próprio por metro pelo pé direito de cada pavimento, conforme apresentado na Tabela 63. Os valores foram aplicados nos nós superiores.

Tabela 68 - Cargas pontuais sobre vigas

Viga	Viga apoiada	Carga pontual permanente (kN)	Carga pontual acidental (kN)
VT24a-f	VT5*	1,30	-
VT15d	VT6a-b	23,50	4,30
VT8a-b	VT17a-b	36,00	3,80
VT12a-b	VT18a-b	16,70	3,70
VT10a-b	VT16	1,10	0,30
VS6a-b	VS8a	10,50	0,40
VB6a-c	VB16	1,60	0,60
VB8a-b	VB11	6,00	4,30

*Viga representativa do grupo de vigas que formam o pergolado

Fonte: Elaborada pela autora (2023)

4.8 RESULTADOS

Efetuada o levantamento das cargas características verticais e horizontais por pavimento (em kN), programando as combinações de ações pertinentes, e coletando os deslocamentos horizontais, obtêm-se os resultados apresentados nas tabelas a seguir. Nota-se que, para todas as combinações e situações avaliadas a estrutura é classificada como de nós fixos, dado que os resultados obtidos para o coeficiente γ_z são inferiores a 1,10, e os efeitos globais de 2ª ordem podem ser desprezados.

Tabela 69 – Cálculo dos momentos de tombamento e γ_z na direção X (Fd1)

Pavimento	Cota (m)	Carga Horizontal (kN)	M1,tot,d (kNm)	Carga Vertical (kN)	Deslocamento (cm)	$\Delta M, tot, d$ (kNm)	γ_z
Nível Zero	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,03
Térreo	1,39	0,00	0,00	0,00	0,07	0,00	
Superior	3,38	9,80	33,12	515,85	0,26	1,34	
Cobertura	6,59	9,01	59,38	509,23	0,36	1,83	
Reservatório	7,59	5,28	40,08	275,06	0,47	1,29	
Topo	10,50	6,45	67,73	58,12	0,76	0,44	
$\sum M1, tot, d$ (kNm)			200,30	$\sum \Delta M, tot, d$ (kNm)		4,91	

Fonte: Elaborada pela autora (2023)

Tabela 70 - Cálculo dos momentos de tombamento e γ_z na direção direção X (Fd2)

Pavimento	Cota (m)	Carga Horizontal (kN)	M1,tot,d (kNm)	Carga Vertical (kN)	Deslocamento (m)	M1,tot,d (kNm)	γ_z
Nível Zero	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,02
Térreo	1,39	0,00	0,00	0,00	0,05	0,00	
Superior	3,38	9,80	33,12	515,85	0,20	1,03	
Cobertura	6,59	9,01	59,38	509,23	0,28	1,43	
Reservatório	7,59	5,28	40,08	275,06	0,36	0,99	
Topo	10,50	6,45	67,73	58,12	0,61	0,35	
$\sum M1, tot, d$ (kNm)			200,30	$\sum \Delta M, tot, d$ (kNm)		3,80	

Fonte: Elaborada pela autora (2023)

Tabela 71 - Cálculo dos momentos de tombamento e γ_z na direção direção X (Fd3)

Pavimento	Cota (m)	Carga Horizontal (kN)	M1,tot,d (kNm)	Carga Vertical (kN)	Deslocamento (m)	M1,tot,d (kNm)	γ_z
Nível Zero	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,03
Térreo	1,39	0,00	0,00	0,00	0,11	0,00	
Superior	3,38	16,34	55,23	495,08	0,41	2,03	
Cobertura	6,59	15,02	98,98	792,07	0,58	4,59	
Reservatório	7,59	8,81	66,87	282,64	0,75	2,12	
Topo	10,50	10,77	113,09	54,08	1,22	0,66	
$\sum M1, tot, d$ (kNm)			334,16	$\sum \Delta M, tot, d$ (kNm)		9,40	

Fonte: Elaborada pela autora (2023)

Tabela 72 - Cálculo dos momentos de tombamento e γ_z na direção direção X (Fd4)

Pavimento	Cota (m)	Carga Horizontal (kN)	M1,tot,d (kNm)	Carga Vertical (kN)	Deslocamento (m)	M1,tot,d (kNm)	γ_z
Nível Zero	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,02
Térreo	1,39	0,00	0,00	0,00	0,10	0,00	
Superior	3,38	16,34	55,23	495,08	0,36	1,78	
Cobertura	6,59	15,02	98,98	792,07	0,50	3,96	
Reservatório	7,59	8,81	66,87	282,64	0,64	1,81	
Topo	10,50	10,77	113,09	54,08	1,07	0,58	
$\sum M1, tot, d$ (kNm)			334,16	$\sum \Delta M, tot, d$ (kNm)		8,13	

Fonte: Elaborada pela autora (2023)

Tabela 73 - Cálculo dos momentos de tombamento e γ_z na direção Y (Fd1)

Pavimento	Cota (m)	Carga Horizontal (kN)	M1,tot,d (kNm)	Carga Vertical (kN)	Deslocamento (m)	M1,tot,d (kNm)	γ_z
Nível Zero	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,03
Térreo	1,39	0,00	0,00	0,00	0,21	0,00	
Superior	3,38	29,28	98,97	610,99	0,74	4,52	
Cobertura	6,59	26,93	177,47	630,39	0,84	5,30	
Reservatório	7,59	15,78	119,77	362,42	0,93	3,37	
Topo	10,50	6,57	68,99	90,95	1,14	1,04	
$\sum M1, tot, d$ (kNm)			465,19	$\sum \Delta M, tot, d$ (kNm)		14,22	

Fonte: Elaborada pela autora (2023)

Tabela 74 - Cálculo dos momentos de tombamento e γ_z na direção Y (Fd2)

Pavimento	Cota (m)	Carga Horizontal (kN)	M1,tot,d (kNm)	Carga Vertical (kN)	Deslocamento (m)	M1,tot,d (kNm)	γ_z
Nível Zero	0,00	0,00	0,00	0,00	0	0	1,06
Térreo	1,39	0,00	0,00	0,00	0,28	0,00	
Superior	3,38	29,28	98,97	610,99	1,12	6,84	
Cobertura	6,59	26,93	177,47	630,39	1,57	9,90	
Reservatório	7,59	15,78	119,77	362,42	1,74	6,31	
Topo	10,50	6,57	68,99	90,95	2,06	1,87	
$\sum M1, tot, d$ (kNm)			465,19	$\sum \Delta M, tot, d$ (kNm)		24,92	

Fonte: Elaborada pela autora (2023)

Tabela 75 - Cálculo dos momentos de tombamento e γ_z na direção Y (Fd3)

Pavimento	Cota (m)	Carga Horizontal (kN)	M1,tot,d (kNm)	Carga Vertical (kN)	Deslocamento (m)	M1,tot,d (kNm)	γ_z
Nível Zero	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,04
Térreo	1,39	0,00	0,00	0,00	0,37	0,00	
Superior	3,38	48,80	164,94	571,94	1,37	7,84	
Cobertura	6,59	44,88	295,75	601,48	1,66	9,98	
Reservatório	7,59	26,29	199,54	358,37	1,84	6,59	
Topo	10,50	10,95	114,97	83,74	2,24	1,88	
$\sum M1, tot, d$ (kNm)			775,22	$\sum \Delta M, tot, d$ (kNm)		26,29	

Fonte: Elaborada pela autora (2023)

Tabela 76 - Cálculo dos momentos de tombamento e γ_z na direção Y (Fd4)

Pavimento	Cota (m)	Carga Horizontal (kN)	M1,tot,d (kNm)	Carga Vertical (kN)	Deslocamento (m)	M1,tot,d (kNm)	γ_z
Nível Zero	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,05
Térreo	1,39	0,00	0,00	0,00	0,43	0,00	
Superior	3,38	48,80	164,94	571,94	1,72	9,84	
Cobertura	6,59	44,88	295,75	601,48	2,34	14,07	
Reservatório	7,59	26,29	199,54	358,37	2,6	9,32	
Topo	10,50	10,95	114,97	83,74	3,09	2,59	
$\sum M1, tot, d$ (kNm)			775,22	$\sum \Delta M, tot, d$ (kNm)		35,82	

Fonte: Elaborada pela autora (2023)

5 DIMENSIONAMENTO E DETALHAMENTO DA VIGA

A viga selecionada para o dimensionamento e detalhamento estrutural é a viga VT14-VT15 do pavimento superior, conforme ilustrado na Figura 42, que compõe a subestrutura de contraventamento na direção vertical. A viga possui uma base de 17 cm (b_w) e uma altura de 40 cm (h). Tanto para o concreto, quanto para o aço, são utilizadas as mesmas informações e características apresentadas anteriormente e utilizadas para o cálculo das lajes.

O processo segue as prescrições da ABNT NBR 6118:2014. São inicialmente determinados os vãos efetivos de cada trecho da viga, os esforços internos de momentos fletores e esforços cortantes no ELU (por meio da análise estrutural de primeira ordem no pórtico de interesse com seu devido carregamento) e, posteriormente, o dimensionamento e detalhamento das armaduras longitudinais e transversais. Foram verificados o estado de fissuração e abertura de fissuras, assim como a avaliação da aceitabilidade sensorial visual (flechas) visando atendimento ao ELS.

5.1 VÃOS EFETIVOS

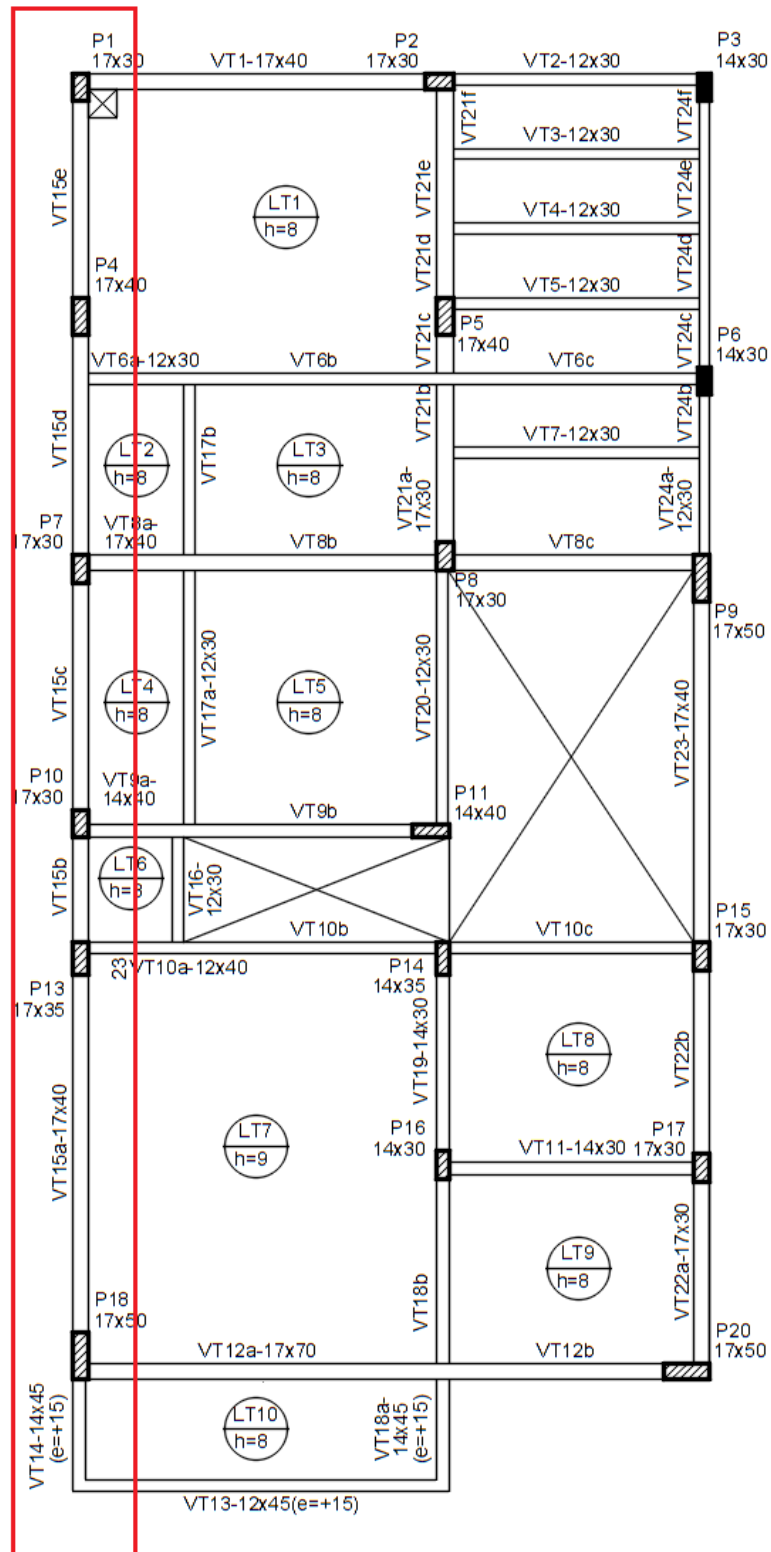
A viga é dividida em 6 trechos, sendo um deles trecho com viga em balanço, e se faz necessário calcular o comprimento efetivo de todos os vãos. Para isso, utiliza-se a mesma formulação apresentada para as lajes no item 3.1.1. Os resultados são apresentados na tabela a seguir.

Tabela 77 - Vãos efetivos de cada trecho da viga VT14-VT15

Lajes	h (cm)	0,3h (cm)	Lo (cm)	t1 (cm)	t2 (cm)	t1/2 (cm)	t2/2 (cm)	α_i	Ly (cm)
VT14	40	12	120	50	-	25	-	12	132
VT15a	40	12	382	35	50	17,5	25	24	406
VT15b	40	12	112	30	35	15	17,5	24	136
VT15c	40	12	243	30	30	15	15	24	267
VT15d	40	12	235	40	30	20	15	24	259
VT15e	40	12	210	30	40	15	20	24	234

Fonte: Elaborada pela autora (2023)

Figura 42 - Viga selecionada para o dimensionamento e detalhamento



Fonte: Elaborada pela autora (2023)

5.2 CARREGAMENTOS NO ELU

Como visto no capítulo 4 deste trabalho, atuam sobre os pórticos da subestrutura de contraventamento cargas verticais uniformemente distribuídas, que podem ser permanentes (peso próprio) ou acidentais que provém das lajes, e também cargas verticais pontuais devido ao apoio de uma viga sobre a outra que também podem ser permanentes ou acidentais. Também atua sobre a estrutura de contraventamento cargas horizontais devido ao vento determinadas na seção 4.6 e apresentados anteriormente na Tabela 62. Utilizam-se, neste caso, os valores da força de arrasto na direção X.

Foi desenvolvida a análise estrutural de primeira ordem no *software* Ftool (PUC-RIO, 2018) para a obtenção das envoltórias de esforços internos, mais especificamente do momento fletor e do esforço cortante, obtidas a partir da consideração das combinações de carregamento Fd1, Fd2, Fd3 e Fd4 (seção 4.4, Tabela 55) conforme apresentado nas Figuras Figura 43 e Figura 44.

5.3 DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA LONGITUDINAL

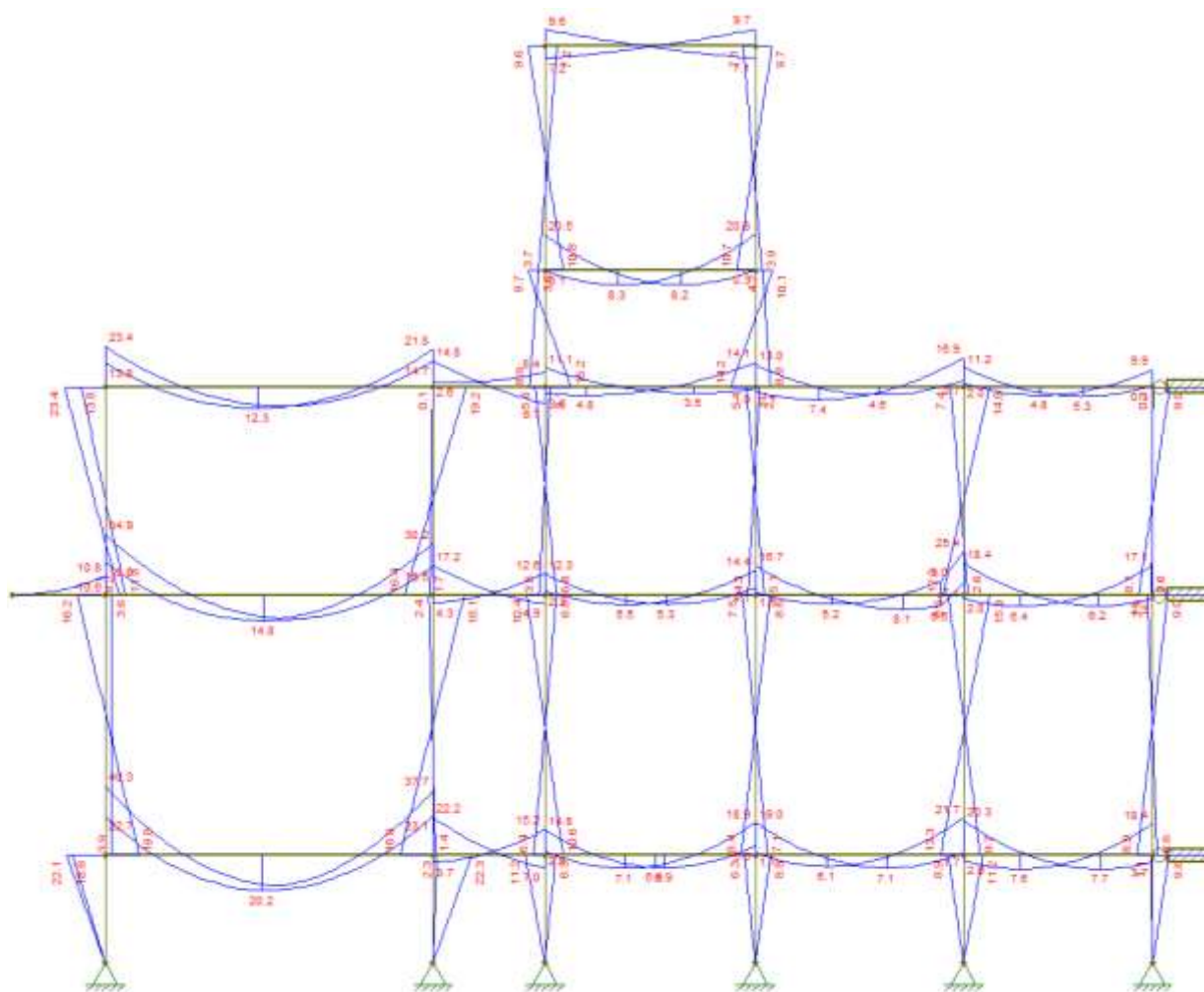
Assim como as lajes, para o dimensionamento da armadura longitudinal da viga é necessário calcular os momentos fletores positivos máximos que atuam no vão de cada trecho da viga de análise. Esses momentos são retirados do diagrama da Figura 43 e transcritos na Tabela 78. Essa armadura é dita como armadura positiva.

Tabela 78 - Momentos fletores máximos na viga V14-VT15

Viga	Trecho	M máx vão (kNm)
VT15e	P1-P4	6,40
VT15d	P4-P7	8,10
VT15c	P7-P10	5,50
VT15b	P10-P13	4,90
VT15a	P13-P8	14,80

Fonte: Elaborada pela autora (2023)

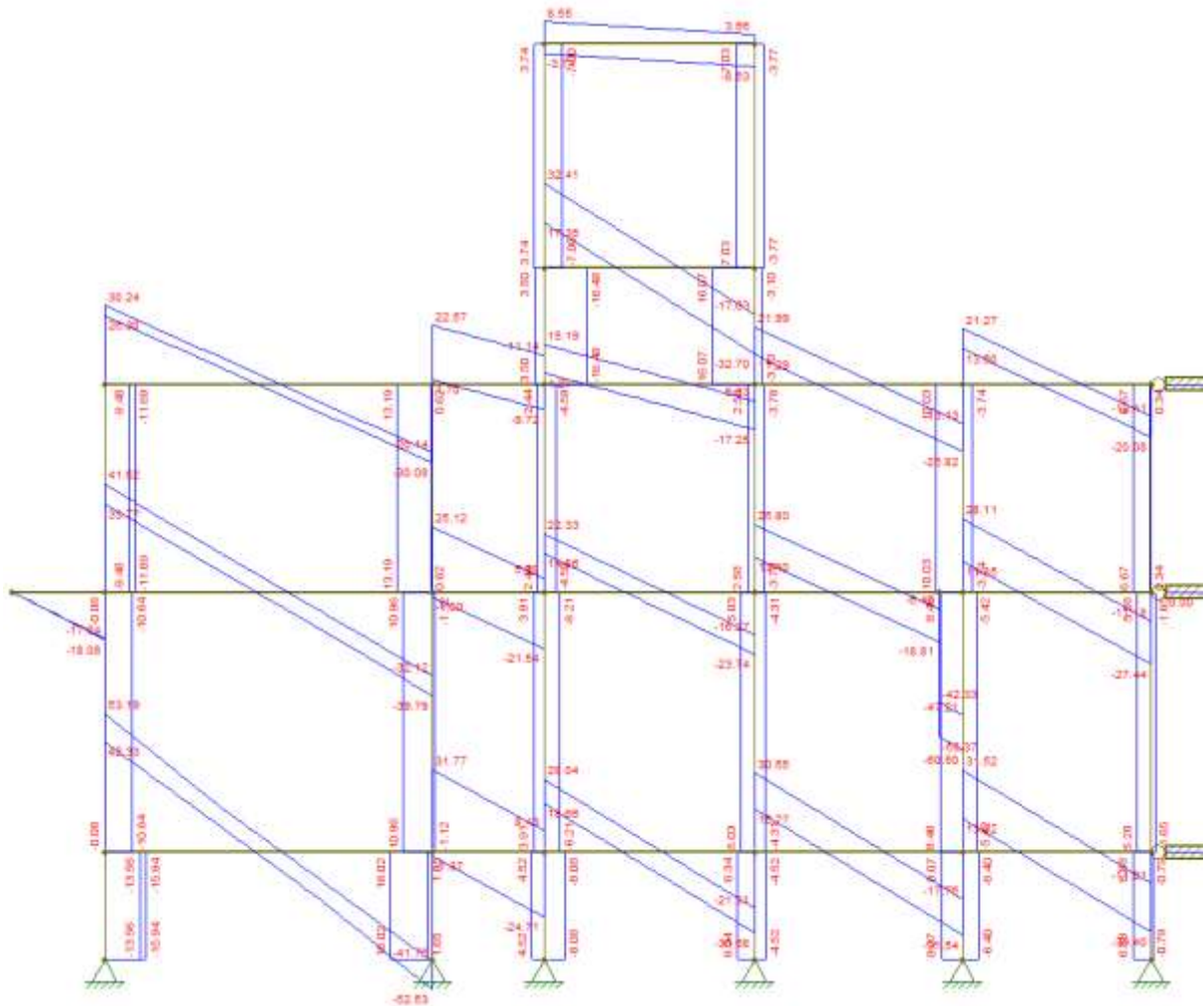
Figura 43 - Envoltória de momentos fletores (PV1)



Fonte: Elaborada pela autora (2023)

Também se dimensiona a armadura longitudinal devido ao momento negativo - armadura negativa - que atua sobre os apoios da viga nos pilares P1, P4, P7, P10, P13 e P18, cujos valores são apresentados na Tabela 79.

Figura 44 - Envolvória de esforços cortantes (PV1)



Fonte: Elaborada pela autora (2023)

Tabela 79 - Momentos fletores nos apoios

Viga	Apoio	M máx apoio (kNm)
VT14-VT15	P1	17,10
	P4	25,40
	P7	16,70
	P10	12,60
	P13	30,20
	P18	34,90

Fonte: Elaborada pela autora (2023)

Da mesma forma que nas lajes, é necessário determinar a posição da linha neutra (x) e para isso utiliza-se a Equação 30 (PERLIN, PINTO e PADARATZ, 2020) apresentada no item 3.4 e reapresentada a seguir.

$$x = \frac{d - \sqrt{d^2 - 2 \times \left(\frac{M_d}{\alpha_c \times f_{cd} \times b_w} \right)}}{\lambda} \quad 79$$

onde:

d : altura útil calculado pela Equação 80;

M_d : o momento fletor atuante (kNm);

b_w : base da viga;

f_{cd} : é a resistência de cálculo do concreto;

α_c : 0,85 para concretos até classe C50;

λ : 0,8 para concretos até classe C50.

$$d = h - c - \phi_t - \frac{\phi_l}{2} \text{ ou } d = h - d' \quad 80$$

onde:

ϕ_t : diâmetro estimado da armadura transversal;

ϕ_l : diâmetro estimado da armadura longitudinal;

c : cobrimento da viga;

d' : centro de gravidade das barras de aço, quando dispostas em uma ou mais camadas, sendo calculada pela Equação 81.

$$d' = \frac{\eta_1 \times \left(c + \phi_t + \frac{\phi_l}{2} \right) + \eta_2 \times \left(c + \phi_t + \phi_l + e_v + \frac{\phi_l}{2} \right) \dots}{\eta_1 + \eta_2 + \dots + \eta_n} \quad 81$$

onde:

η : quantidade de barras na camada;

e_v : espaçamento vertical entre camadas.

Nas vigas os espaçamentos vertical (e_v) e horizontal (e_h) devem atender às condições normativas impostas pelas equações a seguir, respectivamente, parâmetros aqueles que dependem diretamente dos diâmetros das barras longitudinais e do agregado graúdo utilizado na composição do concreto .

$$e_v \geq \left\{ \begin{array}{c} 2 \text{ cm} \\ \phi_l \\ 0,5 \times d_{\text{máx agregado}} \end{array} \right\} \quad 82$$

$$e_h \geq \left\{ \begin{array}{c} 2 \text{ cm} \\ \phi_l \\ 1,2 \times d_{\text{máx agregado}} \end{array} \right\} \quad 83$$

Para além dos dados mínimos referenciados, deve-se prever espaçamento suficiente entre barras para passagem do vibrador de concreto de 2,5 cm. Com a altura útil estimada, é possível calcular a linha neutra e verificar a condição de ductilidade por meio da relação x/d . Se esta relação for inferior a 0,45, não é necessário dimensionar armadura de compressão e a seção possuirá armadura simples. A área de aço é calculada pela Equação 26 (PERLIN, PINTO e PADARATZ, 2020) do item 3.4 rerepresentada a seguir.

$$A_s = \frac{M_d}{f_{yd} \times (d - 0,5 \times \lambda \times x)} \quad 84$$

É necessário determinar armadura mínima e máxima para a seção. Utiliza-se o mesmo valor de taxa de armadura mínima apresentado na Tabela 29 do item 3.5 que vale 0,150%. Portanto, para as vigas a área mínima de armadura é dada por:

$$A_{s,\text{mín}} = 0,150\% \times b_w \times h \quad 85$$

A área máxima de armadura na seção deve ser inferior a 4% da área da seção, considerando a soma da armadura efetiva de tração e compressão, se existir, na região fora da zona de emendas.

A seguir é apresentado o dimensionamento das armaduras positivas e negativas da viga em análise. Para ambos os casos é estimado um estribo com diâmetro de 5 mm.

5.3.1 Armaduras positivas

A Tabela 80 apresenta a estimativa da quantidade e distribuição das armaduras positivas por trecho da viga em estudo. É feita a demonstração de cálculo para o trecho entre os pilares P1 e P4 e as Tabelas Tabela 81 Tabela 82 apresentam os valores do cálculo da altura útil e da área de aço, respectivamente.

Tabela 80 - Estimativa de armadura positiva nos vãos da viga em análise

Viga	Trecho	Estimativa de armadura
VT15e	P1-P4	2 barras 12,50 (1 camada)
VT15d	P4-P7	2 barras 12,50 (1 camada)
VT15c	P7-P10	2 barras 12,50 (1 camada)
VT15b	P10-P13	2 barras 12,50 (1 camada)
VT15a	P13-P18	2 barras 16,00 (1 camada)

Fonte: Elaborada pela autora (2023)

Armadura positiva trecho VT15e (P1-P4)

$$e_v \geq \left\{ \begin{array}{l} 2 \text{ cm} \\ \phi_l = 12,5 \text{ mm (1,25 cm)} \\ 0,5 \times d_{\text{máx agregado}} = 0,5 \times 1,9 = 0,95 \text{ cm} \\ \mathbf{2,5 \text{ cm (vibrador de concreto)}^5} \end{array} \right\}$$

$$e_h \geq \left\{ \begin{array}{l} 2 \text{ cm} \\ \phi_l = 12,5 \text{ mm (1,25 cm)} \\ 1,2 \times d_{\text{máx agregado}} = 1,2 \times 1,9 = 2,28 \text{ cm} \\ \mathbf{2,5 \text{ cm (vibrador de concreto)}^5} \end{array} \right\}$$

⁵ A condição de que o espaçamento vertical entre barras aplicado ao trecho analisado considere a passagem de mangote do vibrador de concreto não é imprescindível, sendo decisão adotada a favor da segurança.

$$e_{h,viga} = 17 - 2 \times 4 - 2 \times 0,5 - 2 \times 1,25 = 5,5 \text{ cm} \geq 2,5 \text{ cm} \rightarrow Ok!$$

$$d' = \frac{2 \times (4 + 0,5 + \frac{1,25}{2})}{2} = 5,125 \text{ cm}$$

$$d = 40 - 5,125 = 34,88 \text{ cm}$$

$$x = \frac{0,3488 - \sqrt{0,3488^2 - 2 \times \left(\frac{6,40}{0,85 \times 21428,57 \times 0,17} \right)}}{0,80} = 7,5 \times 10^{-3} \text{ m ou } 0,75 \text{ cm}$$

$$\frac{x}{d} = \frac{0,75}{34,88} = 0,021 < 0,45 \rightarrow \text{Armadura simples}$$

$$A_s = \frac{6,40}{434782,60 \times (0,3488 - 0,5 \times 0,8 \times 7,5 \times 10^{-3})} = 1,24 \times 10^{-4} \text{ m}^2 \text{ ou } 1,24 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,efetiva} = 2 * \left(\frac{\pi \times 1,25^2}{4} \right) = 2,45 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,mín} = \frac{0,150}{100} \times 17 \times 40 = 1,02 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,máx} = \frac{4}{100} \times 17 \times 40 = 27,20 \text{ cm}^2$$

Tabela 81 - Cálculo da altura útil (armaduras positivas)

Viga	Trecho	Φl (mm)	Φt (mm)	c viga (cm)	ev (cm)	eh (cm)	eh viga (cm)	h viga (cm)	d'	d
VT15e	P1-P4	12,50	5	4	2,5	2,5	5,50	40	5,125	34,88
VT15d	P4-P7	12,50	5	4	2,5	2,5	5,50	40	5,125	34,88
VT15c	P7-P10	12,50	5	4	2,5	2,5	5,50	40	5,125	34,88
VT15b	P10-P13	12,50	5	4	2,5	2,5	5,50	40	5,125	34,88
VT15a	P13-P8	16,00	5	4	2,5	2,5	4,80	40	5,300	34,70

Fonte: Elaborada pela autora (2023)

Tabela 82 - Cálculo das áreas de aço (armaduras positivas)

Viga	Trecho	M máximo (kNm)	d (cm)	x (cm)	x/d	Dutilidade (x/d<45)	As (cm ²)	ρ _{mín} (%)	As mín (cm ²)	As efetiva (cm ²)	As máx (cm ²)	Verificação
VT15e	P1-P4	6,40	34,88	0,75	0,02143	Arm. simples	1,24	0,15	1,02	2,45	27,2	OK
VT15d	P4-P7	8,10	34,88	0,95	0,02718	Arm. simples	1,58	0,15	1,02	2,45	27,2	OK
VT15c	P7-P10	5,50	34,88	0,64	0,01839	Arm. simples	1,06	0,15	1,02	2,45	27,2	OK
VT15b	P10-P13	4,90	34,88	0,57	0,01637	Arm. simples	0,94	0,15	1,02	2,45	27,2	OK
VT15a	P13-P8	14,80	34,70	1,76	0,05065	Arm. simples	3,00	0,15	1,02	4,02	27,2	OK

Fonte: Elaborada pela autora (2023)

5.3.2 Armaduras negativas

A Tabela 83 apresenta a estimativa da quantidade e distribuição das armaduras negativas da viga em estudo. É feita a demonstração de cálculo para a armadura do apoio sobre o pilar P4 e a Tabela 84 e Tabela 85 apresentam os valores calculados da altura útil e da área de aço, respectivamente.

Tabela 83 - Estimativa de armadura negativa nos apoios da viga em análise

Viga	Apoio	Estimativa de armadura
VT14-VT15	P1	2 barras 16,00 (1 camada)
	P4	4 barras 16,00 (2 camadas)
	P7	2 barras 16,00 (1 camada)
	P10	2 barras 16,00 (1 camada)
	P13	4 barras 16,00 (2 camadas)
	P18	4 barras 20,00 (2 camadas)

Fonte: Elaborada pela autora (2023)

Armadura negativa apoio P4

$$e_v \geq \left\{ \begin{array}{l} 2 \text{ cm} \\ \phi_l = 16 \text{ mm (1,60 cm)} \\ 0,5 \times d_{\text{máx agregado}} = 0,5 \times 1,9 = 0,95 \text{ cm} \\ \mathbf{2,5 \text{ cm (vibrador de concreto)}^6} \end{array} \right\}$$

$$e_h \geq \left\{ \begin{array}{l} 2 \text{ cm} \\ \phi_l = 16 \text{ mm (1,60 cm)} \\ 1,2 \times d_{\text{máx agregado}} = 1,2 \times 1,9 = 2,28 \text{ cm} \\ \mathbf{2,5 \text{ cm (vibrador de concreto)} \end{array} \right\}$$

$$e_{h_viga} = 17 - 2 \times 4 - 2 \times 0,5 - 2 \times 1,60 = 4,8 \text{ cm} \geq 2,5 \text{ cm} \rightarrow Ok!$$

$$d' = \frac{2 \times \left(4 + 0,5 + \frac{1,60}{2}\right) + 2 \times \left(4 + 0,5 + 1,60 + 2,5 + \frac{1,60}{2}\right)}{4} = 7,35 \text{ cm}$$

$$d = 40 - 7,35 = 32,65 \text{ cm}$$

$$x = \frac{0,3265 - \sqrt{0,3265^2 - 2 \times \left(\frac{25,40}{0,85 \times 21428,57 \times 0,17}\right)}}{0,80} = 3,27 \times 10^{-2} \text{ m ou } 3,27 \text{ cm}$$

$$\frac{x}{d} = \frac{3,27}{32,65} = 0,10 < 0,45 \rightarrow \text{Armadura simples}$$

$$A_s = \frac{25,40}{434782,60 \times (0,3265 - 0,5 \times 0,8 \times 3,27 \times 10^{-2})} = 6,25 \times 10^{-4} \text{ m}^2 \text{ ou } 6,25 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,efetiva} = 4 * \left(\frac{\pi \times 1,60^2}{4}\right) = 8,04 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,mín} = \frac{0,150}{100} \times 17 \times 40 = 1,02 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,máx} = \frac{4}{100} \times 17 \times 40 = 27,20 \text{ cm}^2$$

⁶ Vale a mesma consideração feita na seção anterior, sobre o detalhamento da armadura positiva, onde a condição de que o espaçamento vertical entre barras contempla também o calibre do mangote do vibrador de concreto, decisão não imprescindível, mas incluída a favor da segurança.

Tabela 84 - Cálculo da altura útil (armaduras negativas)

Viga	Apoio	Φl (mm)	Φt (mm)	c viga (cm)	ev (cm)	eh (cm)	eh viga (cm)	h viga (cm)	d'	d
VT14-VT15	P1	16,0	5	4	2,5	2,5	4,80	40	5,30	34,70
	P4	16,0	5	4	2,5	2,5	4,80	40	7,35	32,65
	P7	16,0	5	4	2,5	2,5	4,80	40	5,30	34,70
	P10	16,0	5	4	2,5	2,5	4,80	40	5,30	34,70
	P13	16,0	5	4	2,5	2,5	4,80	40	7,35	32,65
	P18	20,0	5	4	2,5	2,5	4,00	40	7,75	32,25

Fonte: Elaborada pela autora (2023)

Tabela 85 - Cálculo das áreas de aço (armaduras negativas)

Viga	Apoio	M máx vão (kNm)	d (cm)	x (cm)	x/d	Dutilidade (x/d<45)	As (cm ²)	ρ mín (%)	As mín (cm ²)	As efetiva (cm ²)	As máx (cm ²)	Verificação
VT14-VT15	P1	17,1	34,70	2,04	0,05871	Arm. simples	3,50	0,15	1,02	4,02	27,2	OK
	P4	25,4	32,65	3,27	0,10020	Arm. simples	6,25	0,15	1,02	8,04	27,2	OK
	P7	16,7	34,70	1,99	0,05730	Arm. simples	3,42	0,15	1,02	4,02	27,2	OK
	P10	12,6	34,70	1,49	0,04298	Arm. simples	2,53	0,15	1,02	4,02	27,2	OK
	P13	30,2	32,65	3,92	0,12014	Arm. simples	7,64	0,15	1,02	8,04	27,2	OK
	P18	34,9	32,25	4,64	0,14372	Arm. simples	9,39	0,15	1,02	12,57	27,2	OK

Fonte: Elaborada pela autora (2023)

5.4 DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL

Os estribos são dimensionados considerando o modelo de treliça postulado por Ritter (1989) e Mörsch (1902), que considera que o cisalhamento atuante deve ser resistido pelo concreto (bielas comprimidas), e pela armadura (bielas tracionadas). No item 17.4.2, a ABNT NBR 6118:2014 descreve as verificações e modelos de cálculo referentes ao ELU de Cisalhamento em vigas. De maneira geral, deve-se verificar o apresentado na Equação 86.

$$V_{sd} \leq V_{rd2}$$

onde:

V_{sd} : força cortante máxima na seção;

V_{rd2} : a força cortante resistente relativa à ruína das diagonais comprimidas.

Para este trabalho utiliza-se o Modelo II de cálculo de V_{rd2} , que considera os estribos posicionados na vertical e com inclinação de 30° das diagonais comprimidas. A seguir é feita a verificação das diagonais de compressão e o dimensionamento e detalhamento dos estribos ao longo da viga utilizando o trecho entre os pilares P1 e P4 como demonstração.

5.4.1 Verificação das diagonais de compressão

O cálculo da força cortante resistente pelo Modelo II é definido no item 17.4.2.3 da norma, sendo calculado de acordo com a Equação 87.

$$V_{rd2} = 0,54 \times av_2 \times f_{cd} \times b_w \times d \times \text{sen}^2\theta \times (\text{cotg } \alpha + \text{cotg } \theta) \quad 87$$

onde:

α : ângulo de inclinação dos estribos (90° , visto que são estribos verticais);

θ : ângulo de inclinação das diagonais comprimidas (30°);

av_2 : dado pela equação a seguir com f_{ck} em MPa:

$$av_2 = \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \quad 88$$

Os esforços cortantes de cálculo em cada trecho são obtidos da Figura 44 apresentada anteriormente. A Tabela 86 apresenta a verificação das diagonais de compressão em cada trecho da viga.

$$av_2 = \left(1 - \frac{30}{250}\right) = 0,88$$

$$V_{rd2} = 0,54 \times 0,88 \times 21.428,57 \times 0,17 \times 0,3488 \times \text{sen}^2 30 \times (\text{cotg } 90 + \text{cotg } 30)$$

$$V_{rd2} = 261,42 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 28,11 \text{ kN} \leq V_{rd2} = 261,42 \text{ kN} \rightarrow Ok$$

Tabela 86 - Verificação diagonais de compressão da viga VT14-VT15

Viga	Trecho	bw (cm)	d (cm)	av2 (MPa)	Vrd2 (kN)	Vsd (kN)	Verificação
VT15e	P1-P4	17	34,88	0,88	261,42	28,11	Ok
VT15d	P4-P7	17	34,88	0,88	261,42	25,80	Ok
VT15c	P7-P10	17	34,88	0,88	261,42	23,74	Ok
VT15b	P10-P13	17	34,88	0,88	261,42	25,12	Ok
VT15a	P13-P8	17	34,70	0,88	260,10	41,52	Ok

Fonte: Elaborada pela autora (2023)

5.4.2 Dimensionamento dos estribos

O cálculo da armadura dos estribos consiste em considerar a contribuição de mecanismos complementares (V_c), a partir de uma comparação entre o valor da força cortante solicitante e resistente. A ABNT NBR 6118:2014, no item 17.4.2, especifica as seguintes condições para a determinação dessa variável de cálculo:

$$V_c = V_{c0} \text{ para } V_{sd} \leq V_{c0}$$

$$V_c = V_{c0} \times \frac{V_{rd2} - V_{sd}}{V_{rd2} - V_{c0}} \text{ para } V_{c0} < V_{sd} < V_{rd2} \quad 89$$

$$V_c = 0 \text{ para } V_{sd} = V_{rd2}$$

onde:

V_{c0} : calculado pela Equação 90

$$V_{c0} = 0,6 \times f_{ctd} \times b_w \times d \quad 90$$

f_{ctd} : resistência de cálculo à tração;

d : altura útil da viga;

b_w : base da viga.

O cálculo da área de aço por metro dos estribos também leva em consideração os mecanismos complementares, sendo calculada conforme a Equação 91, quando o esforço solicitante (V_{sd}) for superior ao esforço complementar (V_c). Para a situação inversa utiliza-se a

Equação 92 referente à armadura mínima para estribos. Porém, deve-se sempre verificar se a área calculada é superior à mínima, adotando-se o maior valor entre ambas (SOUSA, 2022).

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{sd} - V_c}{0,9 \times d \times f_{yd} \times \sin \alpha \times (\cotg \alpha + \cotg \theta)} \quad 91$$

$$\frac{A_{sw,min}}{s} = 0,2 \times b \times \sin \alpha \times \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \quad 92$$

onde:

f_{yd} : tensão de escoamento para o aço CA-60;

f_{yk} : tensão característica do aço CA-60;

f_{ctm} : resistência à tração característica do concreto.

A Tabela 87 apresenta a verificação dos mecanismos complementares e o cálculo da área de aço por metro de estribo em cada trecho da viga. Antes é demonstrado o cálculo para o trecho P1-P4.

$$V_{c0} = 0,6 \times 1,45 \times 10^3 \times 0,17 \times 0,3488 = 51,58 \text{ kN} > V_{sd} = 28,11 \text{ kN}$$

$$V_{c0} > V_{sd} \rightarrow \text{Resiste sozinho}$$

$$\frac{A_{sw,min}}{s} = 0,2 \times 0,17 \times \sin 90 \times \frac{2,90}{600} = 1,64 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Tabela 87 - Dimensionamento dos Estribos

Viga	Trecho	bw (cm)	d (cm)	Vsd (kN)	Vc0 (kN)	Vc (kN)	Asw/s mín (cm ² /m)
VT15e	P1-P4	17	34,88	28,11	51,58	51,58	1,64
VT15d	P4-P7	17	34,88	25,80	51,58	51,58	1,64
VT15c	P7-P10	17	34,88	23,74	51,58	51,58	1,64
VT15b	P10-P13	17	34,88	25,12	51,58	51,58	1,64
VT15a	P13-P8	17	34,70	41,52	51,32	51,32	1,64

Fonte: Elaborada pela autora (2023)

5.4.3 Espaçamento entre estribos

O espaçamento longitudinal do estribo é calculado a partir da área da seção do diâmetro escolhido para a armadura transversal ($A\phi_t$) considerando suas duas pernas, por meio da Equação 93 (SOUSA, 2022), onde se utiliza o diâmetro de 5 mm para os estribos como determinado anteriormente. O valor calculado deve ser arredondado para o inteiro imediatamente inferior.

$$s_{estribo} = \frac{2 \times A\phi_t}{A_{sw}/s} \quad 93$$

O espaçamento longitudinal calculado deve ser comparado com os valores máximos estabelecido no item 18.3.3.2 da ABNT NBR 6118:2014 e apresentados a seguir.

$$s_{m\acute{a}x} = \begin{cases} 0,6 \times d \leq 300 \text{ mm} \rightarrow V_{sd} \leq 0,67 \times V_{rd2} \\ 0,3 \times d \leq 200 \text{ mm} \rightarrow V_{sd} > 0,67 \times V_{rd2} \end{cases} \quad 94$$

A razão do vão efetivo do trecho pelo espaçamento adotado resulta no número de estribos, arredondando o valor para o inteiro imediatamente superior. A Tabela 88 apresenta a verificação e detalhamento dos espaçamentos longitudinal dos estribos em cada trecho da viga, bem como a quantidade de estribos.

Tabela 88 - Detalhamento dos estribos

Viga	Trecho	Ly (cm)	Φ_t (mm)	d (cm)	Vsd (kN)	Vrd2 (kN)	0,67*Vrd2 (kN)	A _{sw} /s mín (cm ² /m)	s calc (cm)	s máx (cm)	s adot (cm)	N estribos
VT15e	P1-P4	234	5	34,88	28,11	261,42	175,15	1,64	23	20	20	12
VT15d	P4-P7	259	5	34,88	25,80	261,42	175,15	1,64	23	20	20	13
VT15c	P7-P10	267	5	34,88	23,74	261,42	175,15	1,64	23	20	20	14
VT15b	P10-P13	136	5	34,88	25,12	261,42	175,15	1,64	23	20	20	7
VT15a	P13-P8	406	5	34,70	41,52	260,10	174,27	1,64	23	20	20	21

Fonte: Elaborada pela autora (2023)

5.4.4 Armadura de suspensão

É necessário calcular armadura de suspensão (vide item 18.3.6 da ABNT NBR 6118:2014) nos pontos da estrutura onde uma viga apoia-se sobre outra, a fim de ajudar na transmissão dos esforços nesses locais. A Equação 95 apresenta a fórmula para o cálculo dessa armadura para o caso em que a viga apoiada possui altura menor que a de apoio (SOUSA, 2023).

$$A_{susp} = \frac{V_d \times h_1}{f_{yd} \times h_2} \quad 95$$

onde:

V_d : reação de apoio na viga;

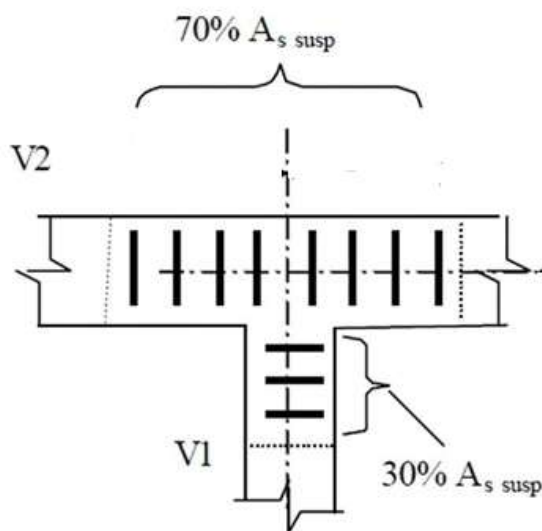
f_{yd} : tensão de escoamento de cálculo do aço CA-60 para os estribos;

h_1 : altura da viga apoiada;

h_2 : altura da viga de apoio.

A área de aço calculada deve ser distribuída na proporção de 70% sobre a viga de apoio e 30% sobre a viga apoiada, conforme apresentado na Figura 45 (SOUSA, 2022). O trecho que demanda armadura de suspensão está compreendido entre os pilares P4 e P7 e se deve ao apoio da viga VT6 na viga em estudo. O levantamento do quantitativo de aço necessário no referido trecho é apresentado a seguir.

Figura 45 - Armadura de Suspensão



Fonte: CHAER *apud* SOUSA (2022)

$$A_{susp} = \frac{38,92 \times 30}{52,174 \times 40} = 0,42 \text{ cm}^2$$

$$A_{susp,apoio} = 70\% \text{ de } 0,42 = 0,29 \text{ cm}^2$$

$$A_{susp,apoiada} = 30\% \text{ de } 0,42 = 0,13 \text{ cm}^2$$

Adota-se, portanto, 1 estribo de 5 mm tanto para a viga de apoio quanto para a viga apoiada, atendendo a área de aço calculada.

5.5 DETALHAMENTO DA ARMADURA LONGITUDINAL AO LONO DO VÃO

Uma vez que se tem o arranjo das barras das armaduras longitudinais das seções transversais mais solicitadas de uma viga de concreto armado, e conhecido o diagrama de momentos fletores, é possível realizar a disposição desses elementos ao longo da viga. O processo de detalhamento, portanto, consiste em usar as barras de aço com o menor comprimento possível, sem deixar de atender as condições de segurança do ELU.

5.5.1 Comprimento de Ancoragem

Assim como nas lajes, para aferição do comprimento das barras longitudinais, faz-se necessário calcular os seus respectivos comprimentos de ancoragem. As formulações apresentadas na seção 3.9.3 também se aplicam ao caso das vigas, mas aqui é incluída a condição de atendimento a um comprimento de ancoragem mínimo citado no item 9.4.2.5 da ABNT NBR 6118:2014, que deve ser respeitado. Dessa forma, vale o que segue:

$$\text{comprimento de ancoragem} \geq \begin{cases} \alpha \times l_b \times \frac{As \text{ calc}}{As \text{ ef}} \\ 0,3 \times l_b \\ 10 \times \phi \\ 10 \text{ mm} \end{cases} \quad 96$$

onde:

$$l_b = \frac{\phi \times f_{yd}}{4 \times f_{bd}} \quad 97$$

ϕ : diâmetro da barra;

f_{yd} : tensão de escoamento do aço;

α : vale 0,7 para barras tracionadas com gancho e 1,0 para barras sem gancho;

$As \text{ calc}$: área de aço calculada;

$As \text{ ef}$: área de aço efetiva;

f_{bd} : resistência de aderência de cálculo entre a armadura e o concreto na ancoragem calculada utilizando a Equação 66 e o procedimento disposto no item 3.9.3 deste trabalho.

No caso das vigas, no entanto, realiza-se a decalagem do diagrama de momento fletor, bem como, o cálculo das ancoragens nos apoios extremos, respeitando os critérios estabelecidos pela ABNT NBR 6118:2014.

5.5.2 Decalagem do diagrama de momento fletor

Utiliza-se para o dimensionamento das vigas o momento fletor máximo atuante em cada trecho. No entanto, há regiões da viga que possuem um valor de momento fletor reduzido, locais estes em que é possível retirar barras de serviço visando maior economia.

O item 17.4.2.3 da ABNT NBR 6118:2014 também apresenta o processo de cálculo da decalagem do diagrama de momentos fletores, considerando o Modelo II de cálculo. É necessário, portanto, calcular a decalagem (a_l) pela Equação 98.

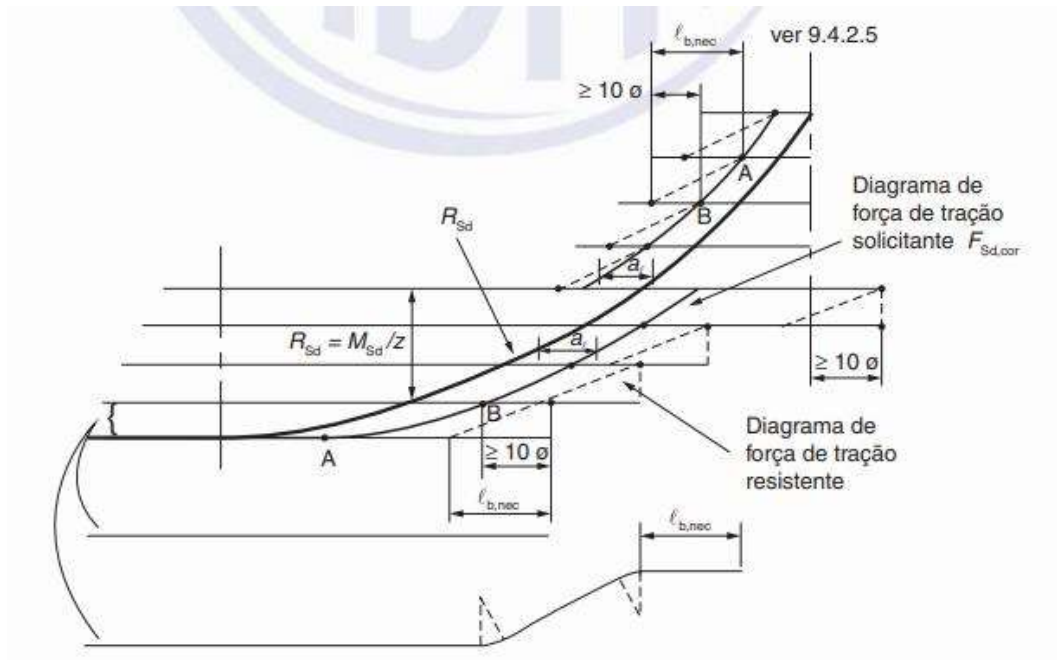
$$a_l = 0,5 \times d \times (\cot\theta - \cot\alpha) \geq \begin{cases} 0,5 \times d (\text{caso geral}) \\ 0,2 \times d (\text{estribos inclinados a } 45^\circ) \end{cases} \quad 98$$

A distribuição da armadura longitudinal na seção da viga é definida no item 18.3.2.3. O diagrama é dividido em linhas paralelas ao eixo longitudinal da viga, onde o número de linhas corresponde à quantidade de barras adotadas para a seção. A dimensão mínima da barra é dada pelo comprimento de intersecção da linha com o diagrama de momento fletor somada com a decalagem e o comprimento de ancoragem necessário. Deve-se comparar com o comprimento de intersecção da linha seguinte acrescido da decalagem mais 10ϕ . A Figura 46 ilustra o procedimento. Até os apoios de cada trecho da viga são levadas no mínimo duas barras. (SOUSA, 2022).

São calculados os comprimentos de ancoragem e a decalagem para a armadura positiva do trecho P1-P4 (VT15e) e para a armadura negativa do apoio P4, seguido da Tabela 89 com os demais resultados obtidos. Para o primeiro caso, não é considerado o uso de gancho ($\alpha = 1$) e para o cálculo da resistência de aderência considera-se como região de boa aderência ($\eta_2 = 1$). Logo:

$$\text{comprimento de ancoragem} \geq \left\{ \begin{array}{l} 1 \times \frac{1,25 \times 434,78}{4 \times 3,26} \times \frac{1,24}{2,45} = 21 \text{ cm} \\ 0,3 \times \frac{1,25 \times 434,78}{4 \times 3,26} = 12,50 \text{ cm} \\ 10 \times 1,25 = 12,50 \text{ cm} \\ 100 \text{ mm} \end{array} \right\} \rightarrow 21 \text{ cm}$$

Figura 46 - Cobertura do diagrama de força de tração solicitante pelo resistente



Fonte: ABNT NBR 6118:2014 (Figura 18.3)

$$a_l = 0,5 \times 34,88 \times (\cot 30 - \cot 90) = 30 \text{ cm} \geq 0,5 \times 34,88 = 17,43 \text{ cm}$$

$$a_l = 30 \text{ cm}$$

Para o trecho do apoio P4 considera-se como região de má aderência ($\eta_2 = 0,7$).

$$\text{comprimento de ancoragem} \geq \left\{ \begin{array}{l} 1 \times \frac{1,60 \times 434,78}{4 \times 2,28} \times \frac{6,25}{8,04} = 59 \text{ cm} \\ 0,3 \times \frac{1,60 \times 434,78}{4 \times 2,28} = 22,85 \text{ cm} \\ 10 \times 1,60 = 16 \text{ cm} \\ 100 \text{ mm} \end{array} \right\} \rightarrow 59 \text{ cm}$$

$$a_l = 0,5 \times 32,65 \times (\cot 30 - \cot 90) = 28 \text{ cm} \geq 0,5 \times 32,65 = 16,30 \text{ cm}$$

$$a_l = 28 \text{ cm}$$

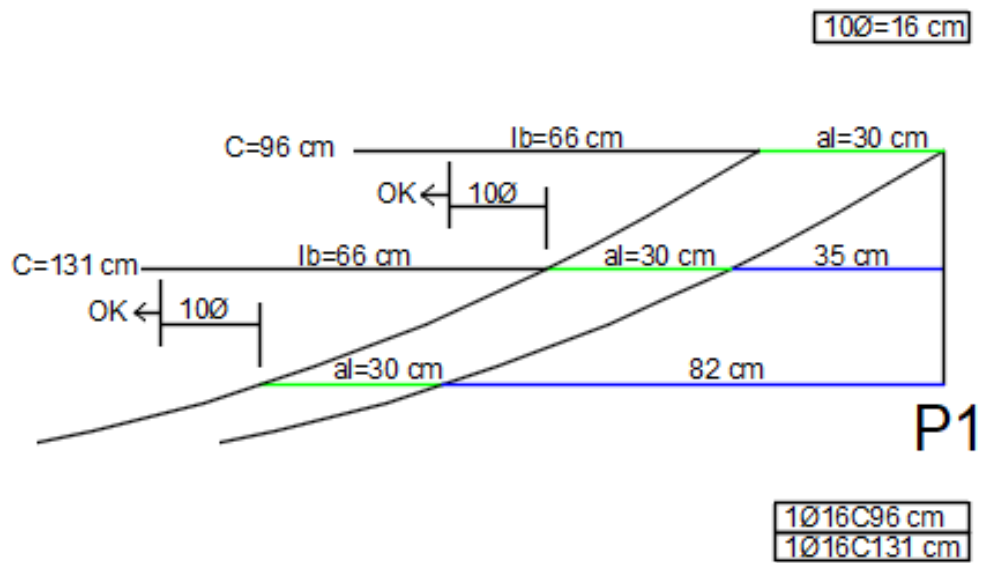
Tabela 89 - Comprimento de ancoragem e decalagem da viga

Viga	Trecho	Φl (mm)	η_2	f_{bd} (MPa)	d (cm)	$A_{s, calc}$ (cm ²)	$A_{s, efet}$ (cm ²)	α	l_b (cm)	$l_{b, nec}$ (cm)	$l_{b, mín}$ (cm)	$l_{b, adot}$ (cm)	a_l (cm)
VT14-	P1-P4	12,50	1	3,26	34,88	1,24	2,45	1	42	21	13	21	30
VT15	P4-P7	12,50	1	3,26	34,88	1,58	2,45	1	42	27	13	27	30
	P7-P10	12,50	1	3,26	34,88	1,06	2,45	1	42	18	13	18	30
	P10-P13	12,50	1	3,26	34,88	0,94	2,45	1	42	16	13	16	30
	P13-P8	16,00	1	3,26	34,70	3,00	4,02	1	53	40	16	40	30
	P1	16,00	0,7	2,28	34,70	3,50	4,02	1	76	66	23	66	30
	P4	16,00	0,7	2,28	32,65	6,25	8,04	1	76	59	23	59	28
	P7	16,00	0,7	2,28	34,70	3,42	4,02	1	76	65	23	65	30
	P10	16,00	0,7	2,28	34,70	2,53	4,02	1	76	48	23	48	30
	P13	16,00	0,7	2,28	32,65	7,64	8,04	1	76	72	23	72	28
	P18	20,00	0,7	2,28	32,25	9,39	12,57	1	95	71	29	71	28
OBSERVAÇÕES	f_{yd} (kN/cm ²)	43,478											
	η_1	2,25											
	η_3	1,00											
	f_{ctd} (MPa)	1,45											

Fonte: Elaborada pela autora (2023)

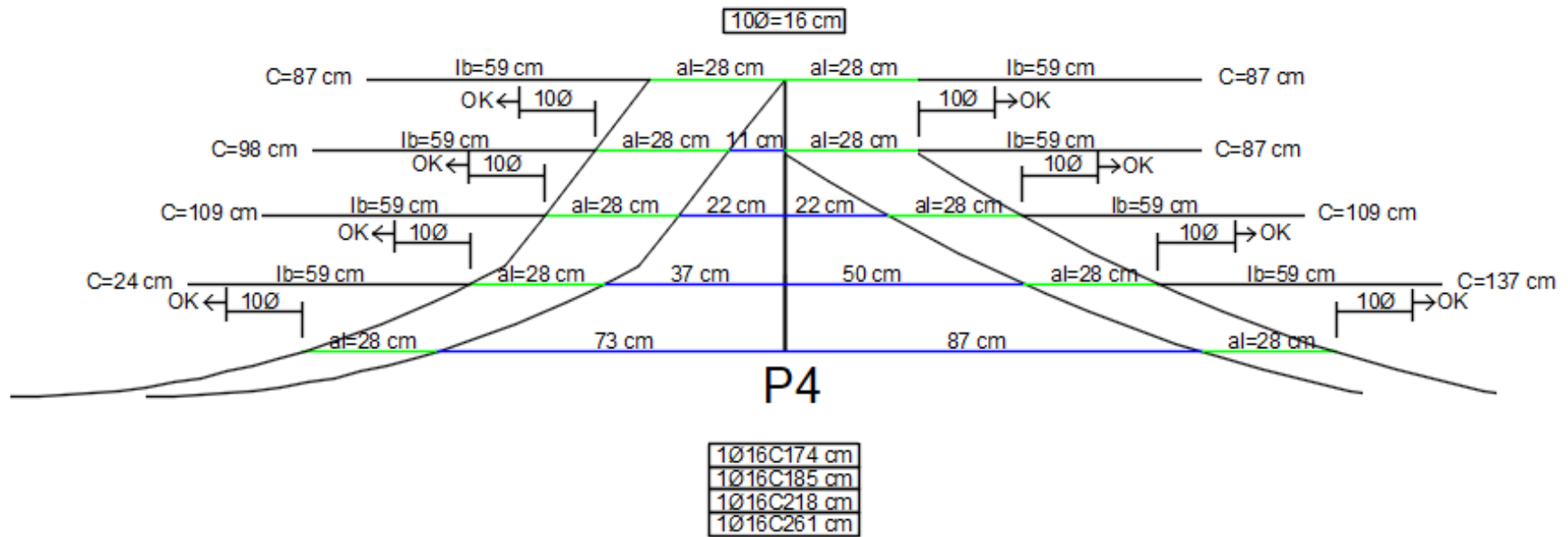
De posse dos comprimentos de ancoragem é feita a decalagem do momento fletor e cálculo dos comprimentos finais das barras. Para fins de facilidade do processo executivo considerou-se duas barras contínuas ao longo de cada trecho da viga em análise em sua face inferior. Dessa forma, todas as armaduras positivas dimensionadas serão posicionadas de apoio a apoio, sem haver necessidade de realizar o deslocamento dos respectivos diagramas de momentos fletores. As figuras apresentadas abaixo, em contrapartida, ilustram o processo de decalagem e detalhamento das barras longitudinais que compõem as armaduras negativas.

Figura 47 - Decalagem apoio P1



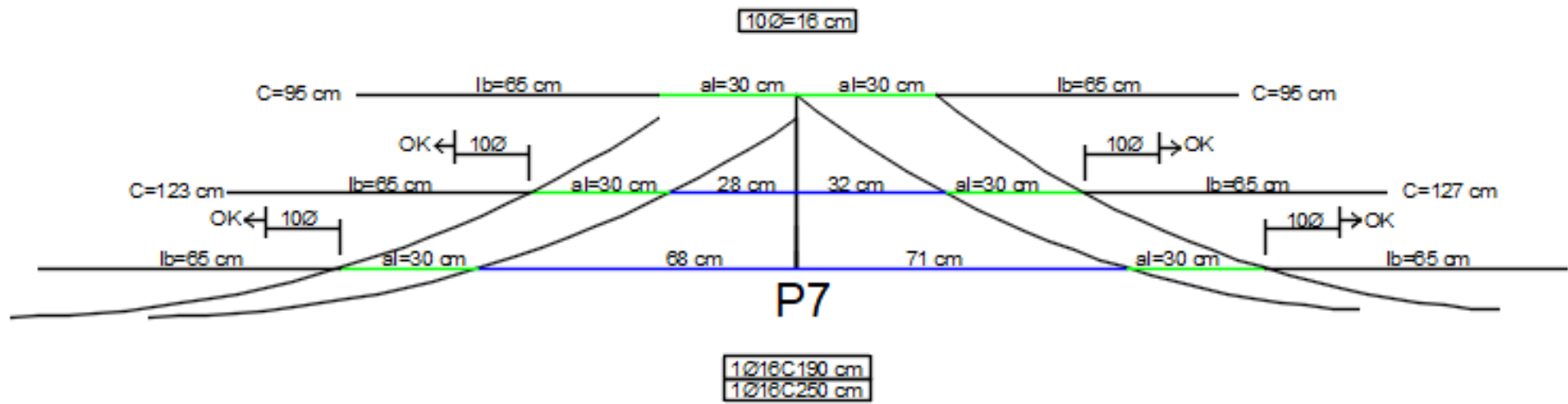
Fonte: Elaborada pela autora (2023)

Figura 48 - Decalagem apoio P4



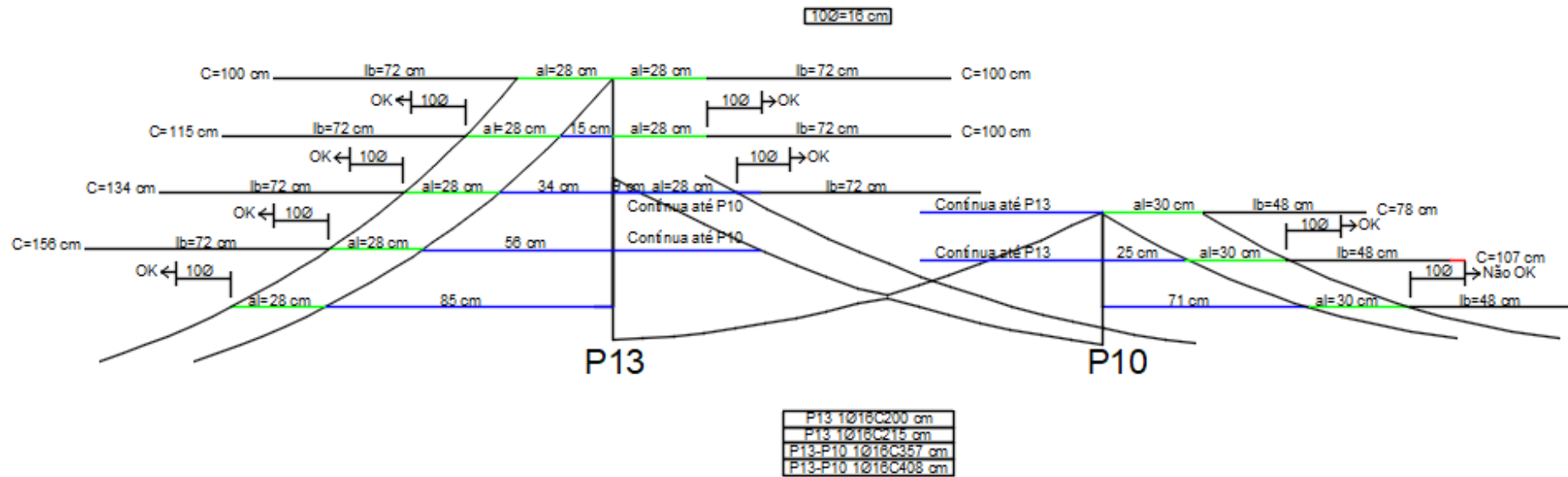
Fonte: Elaborada pela autora (2023)

Figura 49- Decalagem apoio P7



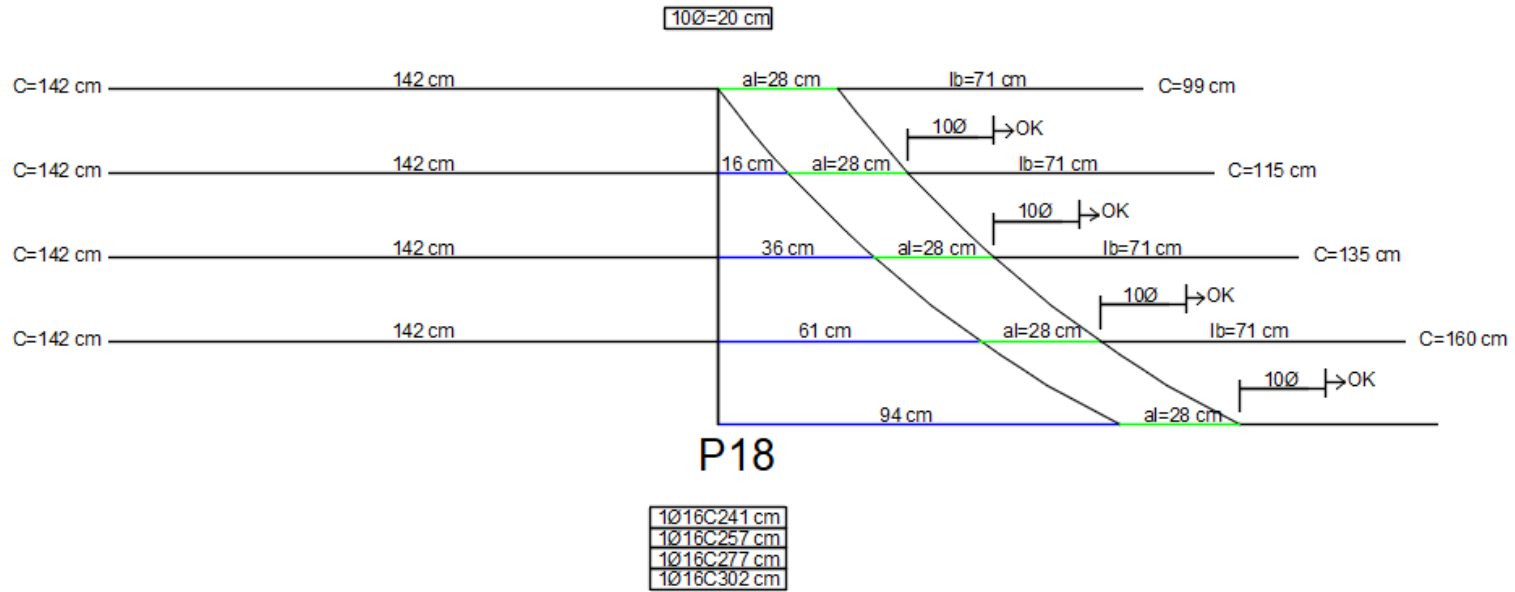
Fonte: Elaborada pela autora (2023)

Figura 50 - Decalagem apoios P10 e P13



Fonte: Elaborada pela autora (2023)

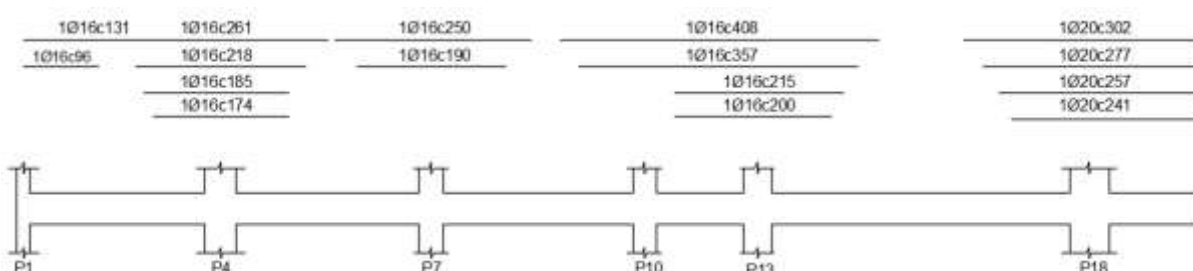
Figura 51 - Decalagem apoios P18



Fonte: Elaborada pela autora (2023)

A Figura 52 ilustra o posicionamento e comprimento das armaduras negativas levantadas ao longo da viga em análise. Nota-se que, pela proximidade ou sobreposição entre as barras da primeira camada situadas no vão entre P1 e P13 (que apresentam o mesmo diâmetro), bem como por facilidade construtiva, opta-se em deixá-las contínuas. O comprimento das barras também foi ajustado de modo que, por camada, ficassem padronizadas, visando o mesmo objetivo anteriormente citado.

Figura 52 - Arranjo das barras negativas ao longo da viga em função dos resultados obtidos a partir do processo de decalagem do diagrama de momentos fletores



Fonte: Elaborada pela autora (2023)

5.5.3 Traspasse de barras

O traspasse de barras, recurso utilizado para emendar barras de diâmetro de até 32 mm, foi utilizado nos pontos de apoio em que fora registrado momento fletor positivo. O comprimento do trecho de traspasse das barras tracionadas isoladas deve ser calculado segundo as seguintes expressões:

$$l_{0t} = \alpha_{0t} \times l_b, nec \geq l_{0t}, mín \quad 99$$

$$l_{0t}, mín \geq \left\{ \begin{array}{l} 0,3 \times \alpha_{0t} \times l_b \\ 15\phi \\ 200 \text{ mm} \end{array} \right\} \quad 100$$

onde:

$\alpha_0 t$: coeficiente dado em função da porcentagem de barras tracionadas emendadas na mesma seção, conforme Tabela 90.

Tabela 90- Valores do coeficiente $\alpha_0 t$

Barras emendadas na mesma seção (%)	≤ 20	25	33	50	>50
Valores de $\alpha_0 t$	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0

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

Logo, os trechos de armaduras positivas situadas sobre o apoio P4 e entre os apoios P10 e P13 apresentam porcentagem de barras emendadas de 50% e se deve adotar o valor de 2,0 para a variável $\alpha_0 t$. É calculado a seguir o transpasse nas regiões pertinentes.

Emenda sobre apoio P4:

$$l_{0t, \text{mín}} \geq \left\{ \begin{array}{l} 0,3 \times 1,6 \times 42 = 20,16 \text{ cm} \\ 15 \times 1,25 = 18,75 \text{ cm} \\ 200 \text{ mm} \end{array} \right\} \rightarrow 20,16 \text{ cm}$$

$$l_{0t} = 2 \times 27 = 54 \text{ cm} \geq 20,16 \text{ cm}$$

Emenda sobre trecho P10-P13:

$$l_{0t, \text{mín}} \geq \left\{ \begin{array}{l} 0,3 \times 1,6 \times 42 = 20,16 \text{ cm} \\ 15 \times 1,6 = 24 \text{ cm} \\ 200 \text{ mm} \end{array} \right\} \rightarrow 20,16 \text{ cm}$$

$$l_{0t} = 2 \times 16 = 32 \text{ cm} \geq 20,16 \text{ cm}$$

5.5.4 Ancoragem nos Apoios

A ancoragem dos apoios extremos ou intermediários das armaduras de tração é definida pela norma no item 18.3.2.4. Deve-se verificar a área mínima necessária de barras para resistir aos esforços nos pontos de extremos da viga a partir da Equação 101.

$$A_{s,apoio} \geq \left\{ \begin{array}{l} \frac{1}{3} \times A_s v_{\tilde{a}o} \rightarrow \text{Se } M_{apoio} = 0 \text{ ou } |M_{apoio}| \leq 0,5 \times M_{v_{\tilde{a}o}} \\ \frac{1}{4} \times A_s v_{\tilde{a}o} \rightarrow \text{Se } |M_{apoio}| > 0,5 \times M_{v_{\tilde{a}o}} \end{array} \right\} \quad 101$$

Calcula-se também a área de aço necessária para apoio extremo a partir da Equação 102, resultado da combinação das Equações 67 e 69 apresentadas na seção 3.9.3 (SOUSA,2022).

$$A_{s,calc} = \frac{\frac{al}{d} \times V_d + N_d}{f_{yd}} \quad 102$$

onde:

d : altura útil da laje;

V_d : reação de apoio máxima da viga;

N_d : força normal;

al : comprimento de decalagem do momento fletor, dado pela Equação 98.

A área efetiva das barras de aço deve estar compreendida entre os limites máximos e mínimos normativos, assim como deve ser superior à área calculada. Quanto à ancoragem, novamente calcula-se o comprimento de ancoragem necessário e é feita a verificação da Equação 103 conforme o item 18.3.2.4.1 da norma.

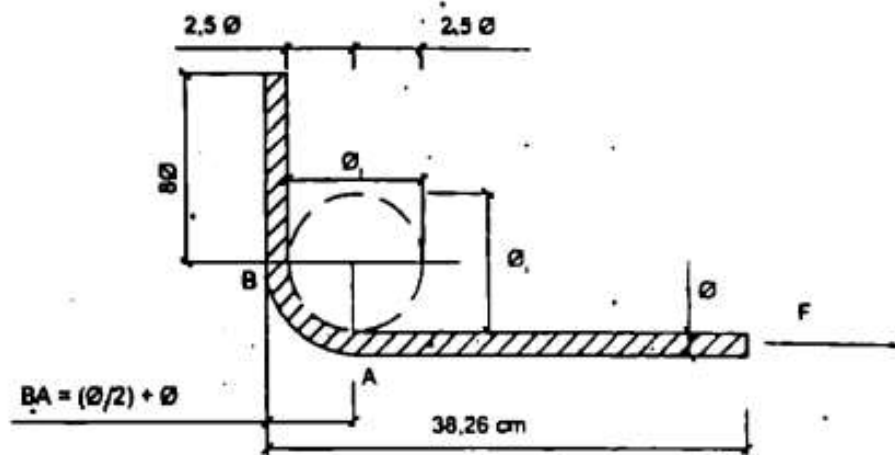
$$lb \geq \left\{ \begin{array}{l} lb_{nec} \\ r + 5,5 \times \phi \\ 60 \text{ mm} \end{array} \right\} \quad 103$$

onde:

r : o raio de curvatura dos ganchos, caso seja adotado, definido pela ABNT NBR 6118:2014. Para aço CA-50 com bitola inferior a 20 mm vale 5ϕ e 8ϕ para bitolas superiores. Além disso, o comprimento mínimo do gancho em ângulo reto é de 8ϕ mais o trecho curvo retificado do ponto A até o B, conforme apresentado na Figura 53. Também deve-se respeitar o comprimento

disponível dado pela altura da viga subtraída do cobrimento superior e inferior, resultando em 32 cm. A Equação 104 apresenta o cálculo para o comprimento do gancho.

Figura 53 - Barra ancorada com gancho na extremidade



Fonte: Cálculo e Detalhamento de Estruturas Usuais de Concreto Armado (CARVALHO e FIGUEIREDO, 2014, Figura 5.9 a)

$$l_{gancho} = \frac{\pi \times (5 \times \phi + \phi)}{4} + 8 \times \phi = 12,7 \times \phi \leq h - c_{sup} - c_{inf} \quad 104$$

O valor da ancoragem l_b é comparado com o comprimento de ancoragem disponível, dado pela subtração da base da viga pelo cobrimento de concreto exigido por norma. Adota-se grampo quando a ancoragem calculada considerando gancho for superior à disponível, a fim de aumentar a área de aço nos apoios.

É feita, em sequência, a demonstração do processo de cálculo para o apoio P1.

$$A_{s,apoi} \geq \left\{ \begin{array}{l} \frac{1}{3} \times 2,45 = 0,82 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Se } M_{apoi} = 0 \text{ ou } |17,10| \leq 0,5 \times 6,40 = 3,20 \\ \frac{1}{4} \times 2,45 = 0,61 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Se } |17,10| > 0,5 \times 6,40 = 3,20 \end{array} \right\}$$

$$A_{s,calc} = \frac{\frac{30}{34,70} \times 27,44 + 0}{43,478} = 0,55 \text{ cm}^2$$

A armadura positiva que chega ao apoio P1 é de 2φ12,5 e a armadura negativa que chega ao mesmo apoio é de 2φ16 com área efetiva de 2,45 cm² e 4,02 cm², respectivamente. Logo é atendida a área mínima necessária. Calcula-se, então, a ancoragem necessária no apoio, adotando-se gancho.

P1(positiva):

$$\text{comprimento de ancoragem} \geq \left\{ \begin{array}{l} 0,7 \times \frac{1,25 \times 434,78}{4 \times 3,26} \times \frac{0,55}{2,45} = 6,55 \text{ cm} \\ 0,3 \times \frac{1,25 \times 434,78}{4 \times 3,26} = 12,50 \text{ cm} \\ 10 \times 1,25 = 12,50 \text{ cm} \\ 100 \text{ mm} \end{array} \right\} \rightarrow 12,50 \text{ cm}$$

$$lb \geq \left\{ \begin{array}{l} 12,50 \text{ cm} \\ 5 \times 1,25 + 5,5 \times 1,25 = 13,13 \text{ cm} \\ 60 \text{ mm} \end{array} \right\} \rightarrow 14 > 13 \text{ cm}$$

$$l_{\text{gancho}} = 12,7 \times 1,25 = 15,9 \rightarrow 16 \text{ cm} \leq 40 - 8 - 8 = 32 \text{ cm}$$

P1(negativa):

$$\text{comprimento de ancoragem} \geq \left\{ \begin{array}{l} 0,7 \times \frac{1,60 \times 434,78}{4 \times 2,28} \times \frac{0,55}{4,02} = 7,30 \text{ cm} \\ 0,3 \times \frac{1,60 \times 434,78}{4 \times 2,28} = 22,88 \text{ cm} \\ 10 \times 1,60 = 16 \text{ cm} \\ 100 \text{ mm} \end{array} \right\} \rightarrow 23 \text{ cm}$$

$$lb \geq \left\{ \begin{array}{l} 23 \text{ cm} \\ 5 \times 1,6 + 5,5 \times 1,6 = 16,80 \text{ cm} \\ 60 \text{ mm} \end{array} \right\} \rightarrow 23 \text{ cm} > 13 \text{ cm}$$

$$l_{\text{gancho}} = 12,7 \times 1,60 = 20,32 \rightarrow 21 \text{ cm} \leq 40 - 8 - 8 = 32 \text{ cm}$$

As tabelas a seguir apresentam os resultados dos valores de área mínima necessária nos apoios e das verificações para as armaduras positivas e negativas em todos os apoios da viga. Nota-se que a área de aço efetivo nos apoios é suficiente.

Tabela 91 - Cálculo área de aço ancoragem nos apoios

Viga	Apoio	Md apoio (kNm)	Md vão (kNm)	0,5*Mvão	Vd (kN)	al (cm)	d (cm)	As ef. vão (cm ²)	As anc apoio (cm ²)	As diagonal (cm ²)
VT14- VT15	P1	17,1	6,4	3,20	27,44	30	34,70	2,45	0,61	0,55
	P4	25,4	8,1	4,05	60,50	28	32,65	2,45	0,61	1,21
	P7	16,7	8,1	4,05	25,8	30	34,70	2,45	0,61	0,51
	P10	12,6	5,5	2,75	22,33	30	34,70	2,45	0,61	0,44
	P13	30,2	14,8	7,40	39,79	28	32,65	4,02	1,01	0,79
	P18	34,9	14,8	7,40	41,52	28	32,25	4,02	1,01	0,83

Fonte: Elaborada pela autora (2023)

Tabela 92 - Verificação armadura positiva nos apoios

Apoio	Nº barras + no apoio	A ϕ l (cm ²)	As ef + (cm ²)	As anc apoio (cm ²)	Verificação
P1	2	1,23	2,45	0,55	Ok
P4	2	1,23	2,45	1,21	Ok
P7	2	1,23	2,45	0,51	Ok
P10	2	1,23	2,45	0,44	Ok
P13	2	2,01	4,02	0,79	Ok
P18	2	2,01	4,02	0,83	Ok

Fonte: Elaborada pela autora (2023)

Tabela 93 - Verificação armadura negativa nos apoios

Apoio	Nº barras - no apoio	A ϕ l (cm ²)	As ef - (cm ²)	As anc apoio (cm ²)	As diagonal (cm ²)	Verificação
P1	2	2,01	4,02	0,61	0,55	Ok
P4	4	2,01	8,04	0,61	1,21	Ok
P7	2	2,01	4,02	0,61	0,51	Ok
P10	2	2,01	4,02	0,61	0,44	Ok
P13	4	2,01	8,04	1,01	0,79	Ok
P18	4	3,14	12,57	1,01	0,83	Ok

Fonte: Elaborada pela autora (2023)

Nos apoios intermediários utiliza-se armadura contínua, sendo assim calcula-se apenas o comprimento de ancoragem e dos ganchos das armaduras (positivas e negativas) que chegam aos apoios extremos, conforme apresentado na Tabela 94 a seguir. Neste estudo de caso, a armadura positiva da viga entre os trechos de P13-P18 estendem-se até o limite da viga em balanço, enquanto que as armadura negativas seguem a mesma premissa e são alocadas, também, por toda a altura da viga, respeitando os cobrimentos mínimos. A planta de detalhamento da viga encontra-se no Apêndice C deste trabalho.

Tabela 94 - Ancoragem nos apoios extremos

Apoio	ϕl (mm)	$\eta 2$	fbd (MPa)	d (cm)	$A_s, calc$ (cm ²)	$A_s, efet$ (cm ²)	α	l_b (cm)	l_b, nec (cm)	l_b reto disp	l gancho (cm)
P1 (+)	12,50	1,0	3,26	34,88	0,55	2,45	0,7	42	6	13	16
P1 (-)	16,00	0,7	2,28	34,70	0,55	4,02	0,7	76	7	13	21
P18 (-)	20,00					-					32
OBSERVAÇÕES	f_{yd} (kN/cm ²)	43,478									
	$\eta 1$	2,25									
	$\eta 3$	1,00									
	f_{ctd} (MPa)	1,45									

Fonte: Elaborada pela autora (2023)

5.6 VERIFICAÇÕES DO ESTADO LIMITE DE SERVIÇO

Assim como nas lajes, deve-se verificar o ELS das vigas, considerando a fissuração do concreto e flechas, utilizando as combinações de serviço estabelecidas pela ABNT NBR 6118:2014. Utiliza-se a combinação frequente para o cálculo dos momentos de serviço, e a combinação quase permanente para o cálculo das flechas, apresentados respectivamente nas Equações 105 e 106 com os coeficientes $\Psi 1$ e $\Psi 2$ retirados da Tabela 22 deste trabalho, para cargas acidentais e vento. O vento é considerado atuando nas duas direções (direita e esquerda) e possui $\Psi 1$ igual a 0,3 e $\Psi 2$ igual a 0. As cargas acidentais em geral possuem $\Psi 1$ igual a 0,4 e $\Psi 2$ igual a 0,3. O vento e as cargas acidentais são alternados como F_{q1} e F_{q2} , a fim de se obter uma envoltória na combinação frequente e também na quase permanente.

$$Fd \text{ frequente} = Fg + \Psi1 \times Fq1 + \Psi2 \times Fq2 \quad 105$$

$$Fd \text{ quase permanente} = Fg + \Psi1 \times Fq1 \quad 106$$

5.6.1 Verificação da Fissuração da Viga

O procedimento de verificação da fissuração da viga é similar ao feito para as lajes no item 3.8.1 calculando inicialmente o momento de fissuração pela Equação 47 (PERLIN, PINTO e PADARATZ, 2020) novamente apresentada a seguir.

$$M_r = \frac{\alpha \times f_{ct,m} \times I_c}{y_t} \quad 107$$

Esse momento é comparado com os máximos momentos em cada trecho da viga obtidos pela análise estrutural com a combinação frequente de serviço realizada no *software* Ftool (PUC-RIO, 2018). Caso o momento atuante seja superior aos de serviço, a viga fissura e deve-se calcular o momento de inércia da seção no Estádio II, a fim de se calcular o momento de inércia equivalente para a seção transversal da viga. Para a viga são definidas as propriedades da seção homogeneizadas: área, centro de gravidade e momento de inércia, respectivamente, em seu estado puro (Estádio I), utilizando o procedimento a seguir.

$$Ah = b_w \times h + As \times (\alpha_e - 1) \quad 108$$

$$yh = \frac{b_w \times \frac{h^2}{2} + As \times d \times (\alpha_e - 1)}{Ah} \quad 109$$

$$Ih = b_w \times \frac{h^3}{2} + b_w \times h \times (yh - \frac{h}{2})^2 + As \times (yh - d)^2 \times (\alpha_e - 1) \quad 110$$

A Tabela 95 Tabela 98 apresenta o cálculo do momento de fissuração para cada trecho da viga e verificação da fissuração a partir dos momentos de serviço atuantes obtidos da análise estrutural apresentada na Figura 54. É utilizado o trecho P1-P4 para a demonstração dos cálculos.

$$Ah = 17 \times 40 + 2,45 \times (7,82 - 1) = 696,70 \text{ cm}^2$$

$$yh = \frac{17 \times \frac{40^2}{2} + 2,45 \times 34,88 \times (7,82 - 1)}{696,70} = 20,36 \text{ cm}$$

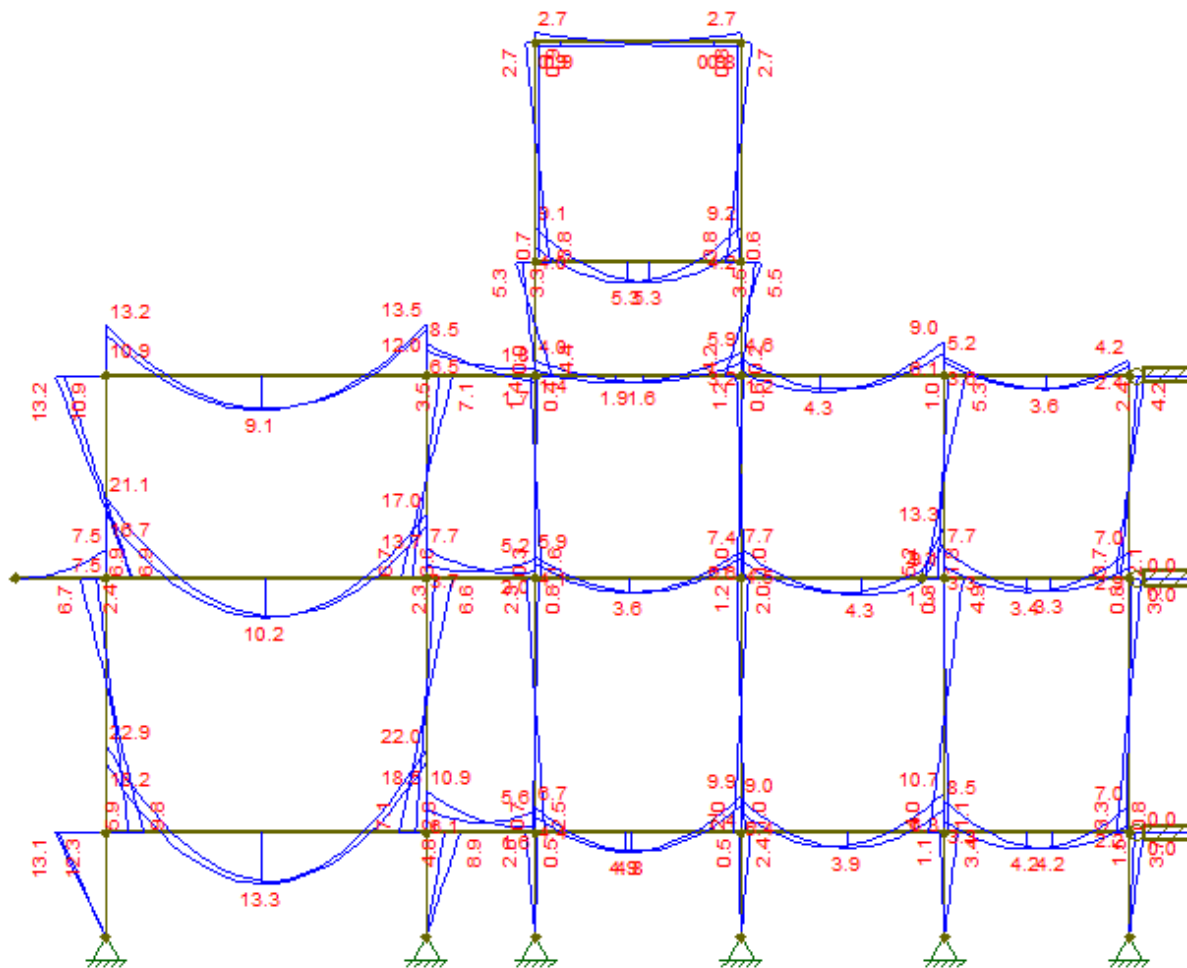
$$Ih = 17 \times \frac{40^3}{12} + 17 \times 40 \times (20,36 - \frac{40}{2})^2 + 2,45 \times (20,36 - 34,88)^2 \times (7,82 - 1)$$

$$Ih = 94281,41 \text{ cm}^4$$

$$M_r = \frac{1,5 \times 2896,47 \times 94281,41 \times 10^{-8}}{0,2036} = 20,12 \text{ kNm}$$

$$M_{m\acute{a}x, \text{servi\c{c}o}} = 7,7 \text{ kNm} < 20,12 \text{ kNm} \rightarrow \text{N\~{a}o fissura}$$

Figura 54 - Envoltória de momentos de serviço (combinação frequente)



Fonte: Elaborada pela autora (2023)

Tabela 95 - Verificação da fissuração na viga

Viga	Trecho	bw (cm)	h (cm)	As efet. (cm ²)	d (cm)	Ah (cm ²)	yh (cm)	Ih (cm ⁴)	Mr (kNm)	M máx ser (kNm)	Verificação
VT15e	P1-P4	17	40	2,45	34,88	696,74	20,36	94281,41	20,12	7,70	Ok
VT15d	P4-P7	17	40	2,45	34,88	696,74	20,36	94281,41	20,12	13,30	Ok
VT15c	P7-P10	17	40	2,45	34,88	696,74	20,36	94281,41	20,12	7,40	Ok
VT15b	P10-P13	17	40	2,45	34,88	696,74	20,36	94281,41	20,12	7,70	Ok
VT15a	P13-P8	17	40	4,02	34,70	707,42	20,57	96363,16	20,35	21,10	Fissura

Fonte: Elaborada pela autora (2023)

Em caso de fissuração utiliza-se a Equação de Branson rerepresentada na Equação 111 (PERLIN, PINTO e PADARATZ, 2020), para o cálculo do momento de inércia equivalente. Antes é necessário calcular o momento de inércia e a altura da linha neutra no Estádio II, conforme o procedimento semelhante aos das lajes, onde fora desconsiderada armadura de compressão.

$$I_{eq} = I_c \times \left(\frac{M_r}{M_a}\right)^3 + \left(1 - \left(\frac{M_r}{M_a}\right)^3\right) \times I_{II} \leq I_c \quad 111$$

$$I_{II} = \frac{b \times x_{ii}^3}{3} + \alpha_E \times A_s \times (x_{ii} - d)^2 \quad 112$$

$$x_{ii} = \frac{-\alpha_2 + \sqrt{\alpha_2^2 - 4 \times \alpha_1 \times \alpha_3}}{2 \times \alpha_1} \quad 113$$

onde:

$$\alpha_1 = \frac{b_w}{2} \quad 114$$

$$\alpha_2 = \alpha_E \times A_s \quad 115$$

$$\alpha_3 = -d \times \alpha_E \times A_s \quad 116$$

$$\alpha_E = \frac{E_s}{E_{cs}} \quad 117$$

Nos trechos da viga em que ocorre fissuração é feita a mesma ponderação dos momentos de inércia mencionada na seção 3.8.1 das lajes. No caso em estudo, no vão entre os pilares P13-P18 onde fora verificado fissuração, nota-se que a fissuração ocorre somente no apoio P18. Dessa forma, são ilustrados os seguintes procedimentos de cálculo:

$$\alpha_1 = \frac{17}{2} = 8,50 \text{ cm}$$

$$\alpha_2 = 7,82 \times 4,02 = 31,44 \text{ cm}^2$$

$$\alpha_3 = -34,70 \times 7,82 \times 4,02 = -1090,84 \text{ cm}$$

$$x_{ii} = \frac{-31,44 + \sqrt{31,44^2 - 4 \times 8,50 \times -1090,84}}{2 \times 8,50} = 9,63 \text{ cm}$$

$$I_{II} = \frac{17 \times 9,63^3}{3} + 7,82 \times 4,02 \times (9,63 - 31,44)^2 = 20014,19 \text{ cm}^4$$

$$I_{eq} = 90666,67 \times \left(\frac{20,35}{21,10}\right)^3 + \left(1 - \left(\frac{20,35}{21,10}\right)^3\right) \times 20014,19 \leq 90666,67 \text{ cm}^4$$

$$I_{eq} = 83397,26 \text{ cm}^4 \leq 90666,67 \text{ cm}^4$$

$$I_{final} = 0,15 \times 83397,26 + 0,70 \times 90666,67 + 0,15 \times 90666,67$$

$$I_{final} = 89576,26 \text{ cm}^4$$

5.6.2 Cálculo das flechas

Da mesma forma que apresentado no capítulo das lajes, as flechas totais em cada trecho da viga consistem no computo das deformações imediatas e devido ao efeito da fluência.

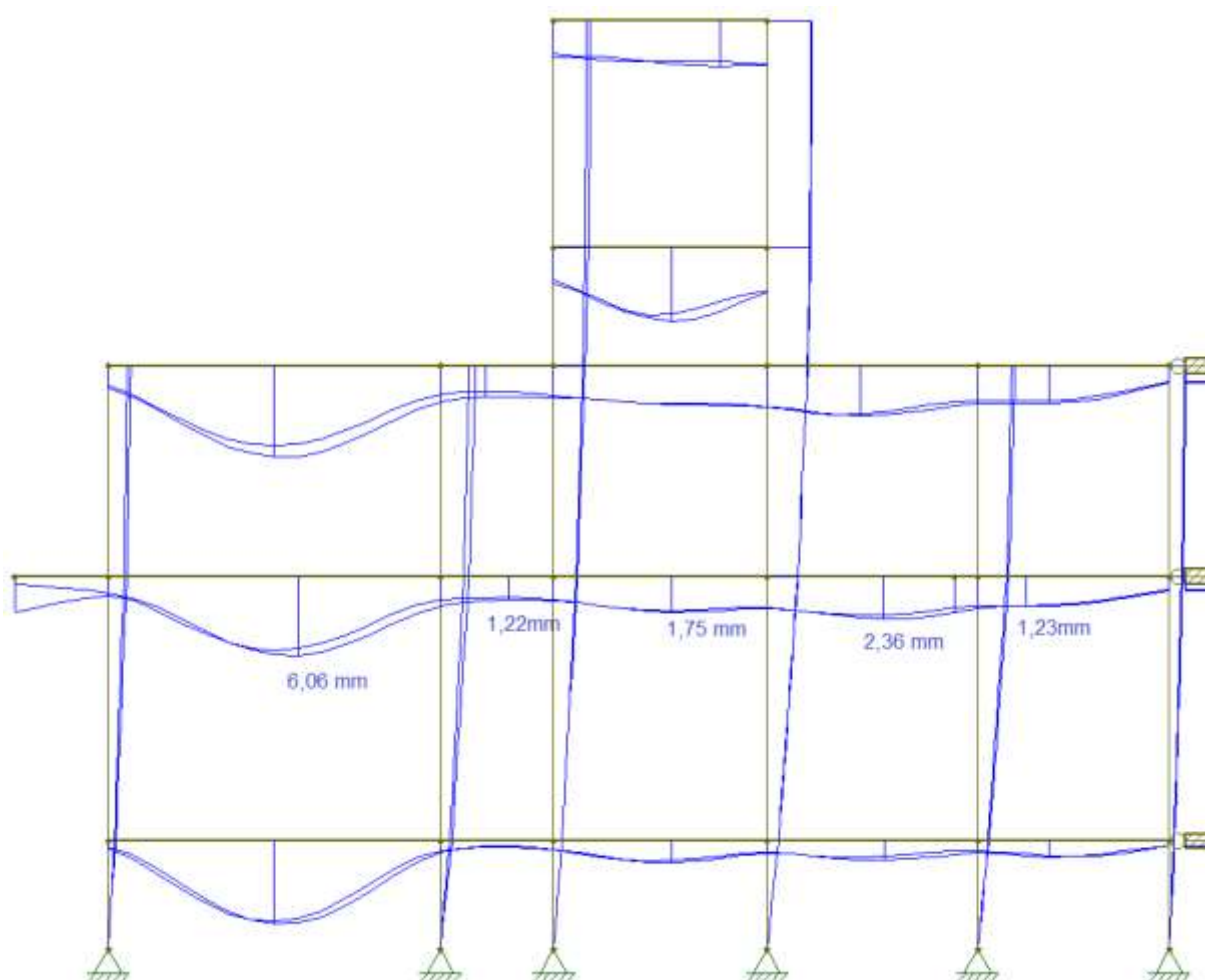
A flecha imediata das vigas foi determinada a partir da análise estrutural feita no Ftool (PUC-RIO, 2018) com carregamentos utilizando a combinação quase permanente sem o carregamento da alvenaria, ou seja, apenas com o peso próprio da estrutura de concreto. Em caso de ocorrência de fissuração, é corrigido o momento de inércia da viga no programa conforme procedimento ilustrado na seção 3.8. A Figura 55 apresenta as flechas imediatas obtidas na análise e a Tabela 96 apresenta os valores resumidos para cada trecho da viga.

Tabela 96 - Flechas imediatas na viga

Viga	Trecho	Flecha Imediata (mm)
VT15e	P1-P4	1,23
VT15d	P4-P7	2,36
VT15c	P7-P10	1,75
VT15b	P10-P13	1,22
VT15a	P13-P8	6,06

Fonte: Elaborada pela autora (2023)

Figura 55 - Flechas imediatas no pórtico (combinação quase permanente)



Fonte: Elaborada pela autora (2023)

5.6.2.1 Flecha diferida no tempo

O cálculo da flecha diferida no tempo também segue o mesmo procedimento descrito para as lajes, com a retira dos escoramentos aos 21 dias. A seguir, são demonstrados os cálculos para o trecho P1-P4.

Flecha imediata:

$$f_0 = 1,23 \text{ mm}$$

Cálculo da flecha diferida:

$$\alpha_f = 1,40$$

$$f_{\alpha_f} = 1,40 \times 1,23 \text{ mm} = 1,72 \text{ mm}$$

Cálculo da flecha total:

$$f_{\infty} = f_0 + f_{\alpha_f} = 1,23 + 1,72 = 2,95 \text{ mm}$$

Tabela 97 - Flechas diferidas no tempo na viga

Viga	Trecho	Flecha imediata (mm)	Flecha diferida (mm)	Flecha total (mm)
VT15e	P1-P4	1,23	1,72	2,95
VT15d	P4-P7	2,36	3,30	5,66
VT15c	P7-P10	1,75	2,45	4,20
VT15b	P10-P13	1,22	1,71	2,93
VT15a	P13-P8	6,06	8,48	14,54

Fonte: Elaborada pela autora (2023)

5.6.3 Verificação das flechas

A verificação das flechas para as vigas é feita conforme o procedimento descrito 3.1.8.3 para as lajes, onde se utiliza o vão efetivo para os cálculos. É feita a verificação para a

limitação visual do trecho P1-P4, demonstrado abaixo, e, para os demais trechos, os demais resultados computados na Tabela 98.

$$\text{Limite visual} = \frac{2340 \text{ mm}}{250} = 9,36 \text{ mm} > 2,95 \text{ mm} \rightarrow \text{Ok!}$$

Tabela 98 - Verificações nas flechas da viga

Viga	Trecho	Flecha imediata (mm)	Flecha total (mm)	Vão efetivo (mm)	Limite visual (mm)	Verificação
VT15e	P1-P4	1,23	2,95	2340	9,36	OK
VT15d	P4-P7	2,36	5,66	2590	10,36	OK
VT15c	P7-P10	1,75	4,20	2670	10,68	OK
VT15b	P10-P13	1,22	2,93	1360	5,44	OK
VT15a	P13-P8	6,06	14,54	4060	16,24	OK

Fonte: Elaborada pela autora (2023)

5.6.4 Verificação da Abertura de Fissuras

A ABNT NBR 6118:2014 dispõe sobre a verificação a ser feita no ELS é referente à abertura de fissuras na seção da viga no item 13.4, condição indicada devido a grande variabilidade e baixa resistência à tração do concreto. A norma apresenta algumas exigências quanto à durabilidade da estrutura em função da classe de agressividade ambiental e tipo de combinação de serviço a ser empregada na análise, conforme apresentado na Tabela 99, indicando o caso para CAA-III que é a situação deste projeto.

Deve-se considerar para cada barra da armadura passiva uma área de envolvimento de concreto retangular, cujas dimensões não podem ser superiores a $7,5\phi$ contando a partir do eixo da barra, conforme apresentado na Figura 56.

Tabela 99 - Exigências de durabilidade relacionadas à fissuração

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	–
	CAA I	ELS-W $w_k \leq 0,4$ mm	
Concreto armado	CAA II e CAA III	ELS-W $w_k \leq 0,3$ mm	Combinação frequente
	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
Concreto protendido nível 3 (protensão completa)	Pré-tração com CAA III e IV	Verificar as duas condições abaixo	
		ELS-F	Combinação rara
		ELS-D ^a	Combinação frequente

^a A critério do projetista, o ELS-D pode ser substituído pelo ELS-DP com $a_p = 50$ mm (Figura 3.1).

NOTAS

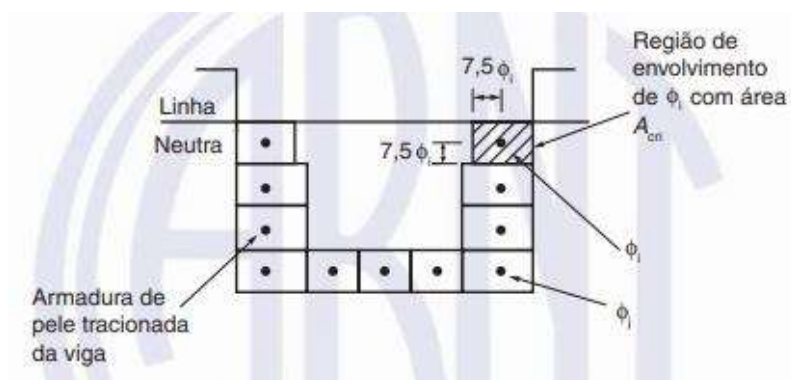
1 As definições de ELS-W, ELS-F e ELS-D encontram-se em 3.2.

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 NBR 6118:2014 (Tabela 13.4)

Figura 56 - Concreto de envolvimento da armadura



Fonte: ABNT NBR 6118:2014 (Figura 17.3)

O valor característico da abertura de fissuras (w_k) que deve ser inferior 0,3 mm é definido no item 17.3.3.2 da norma e é o menor valor calculado pelas equações a seguir.

$$w_{k1} = \frac{3 \times \phi i \times \sigma si^2}{12,5 \times \eta 1 \times E si \times f ctm} \quad 118$$

$$w_{k2} = \frac{\phi i \times \sigma si}{12,5 \times \eta 1 \times E si} \times \left(\frac{4}{pri} + 45 \right) \quad 119$$

onde:

ϕi : o diâmetro da barra na área de envolvimento;

$f ctm$: resistência à tração do concreto;

pri : razão entre a área de aço e a área da região de envolvimento;

$E si$: módulo de elasticidade da barra na área de envolvimento;

$\eta 1$: 2,25 para barras de alta aderência;

σsi : tensão de tração no centro de gravidade da armadura considerada no Estádio II calculada pela Equação 120 a seguir (SOUSA,2022) que utiliza valores que foram previamente calculados neste trabalho.

$$\sigma si = \frac{Msd, freq}{As \times \left(d - \frac{xii}{3} \right)} \quad 120$$

Portando, para a o trecho VT15 da laje em estudo tem-se:

$$\phi i = 16 \text{ mm}$$

$$f ctm = 2,90 \text{ MPa}$$

$$E si = 210000 \text{ MPa}$$

$$Msd, freq = 10,1 \text{ kNm}$$

$$As = 4,02 \text{ cm}^2$$

$$d = 34,70 \text{ cm}$$

$$xii = 9,63 \text{ cm}$$

$$Acri = 170 \times 80 = 13600 \text{ mm}^2$$

$$pri = \frac{\frac{\pi \times 16^2}{4}}{13600} = 0,0148$$

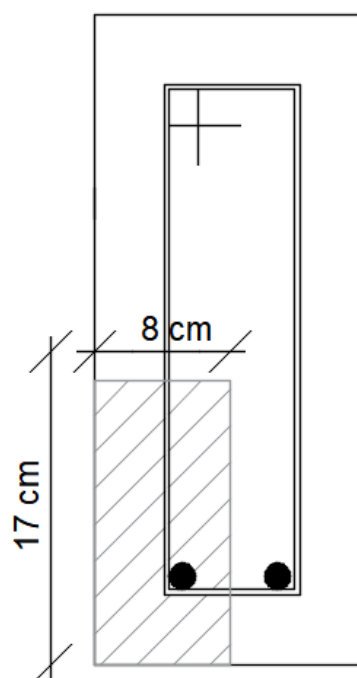
$$\sigma_{si} = \frac{10,1 \times 10^3}{4,02 \times 10^{-4} \times \left(0,347 - \frac{0,0963}{3}\right)} = 79,78 \text{ MPa}$$

$$w_{k1} = \frac{3 \times 16 \times 79,78^2}{16 \times 2,25 \times 210000 \times 2,90} = 0,014 \text{ mm}$$

$$w_{k2} = \frac{16 \times 79,78}{16 \times 2,25 \times 210000} \times \left(\frac{4}{0,0148} + 45\right) = 0,053 \text{ mm}$$

Como $w_k = w_{k1} = 0,014 \text{ mm} < 0,3 \text{ mm} \rightarrow Ok!$

Figura 57 - Área de envolvimento do concreto (viga VT15)

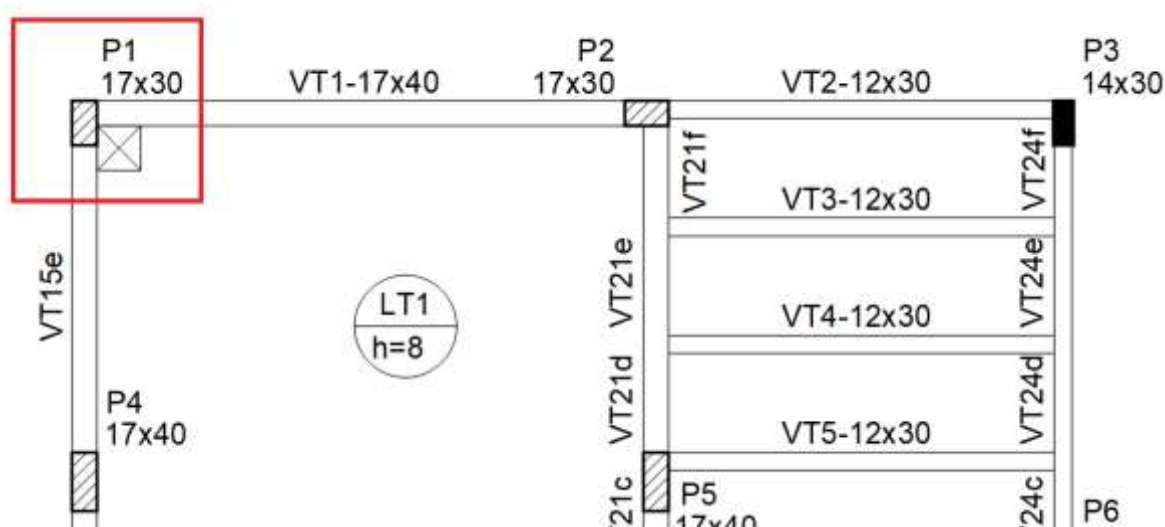


Fonte: Elaborada pela autora (2023)

6 DIMENSIONAMENTO DO PILAR

Este capítulo dedica-se ao dimensionamento estrutural do pilar P1, que é classificado como pilar de canto em toda a prumada, situação que corresponde ao extremo de duas vigas e, portanto, estará submetida a flexão composta oblíqua. Serão adotados os procedimentos de cálculo a fim de realizar o detalhamento da peça.

Figura 58 - Pilar de canto P1 em planta

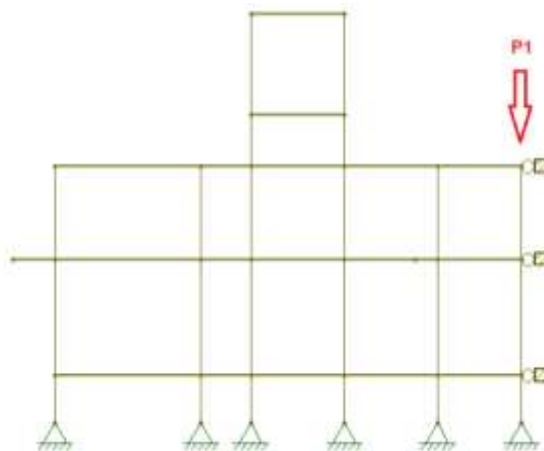


Fonte: Elaborada pela autora (2023)

6.1 CARREGAMENTOS

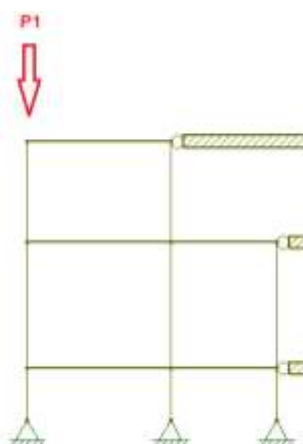
O pilar P1 faz a intersecção entre pórticos cujas cargas permanentes e acidentais foram definidas no capítulo sobre análise de estabilidade global, onde também se considerou quatro combinações de ações no ELU. Destaca-se que o dimensionamento a ser abordado neste capítulo se refere, apenas, ao quantitativo e características de aço necessárias para a peça resistir à combinação de cargas tipo Fd1, conforme Tabela 55. Dessa forma, os pórticos de interesse para o dimensionamento da peça em questão são os representados nas Figuras Figura 59 e Figura 60, e os carregamentos das combinações estão dispostos no Apêndice D.

Figura 59 - Pórtico vertical (PV1) e localização do pilar P1



Fonte: Elaborada pela autora (2023)

Figura 60 – Pórtico horizontal (PH1) e localização do pilar P1

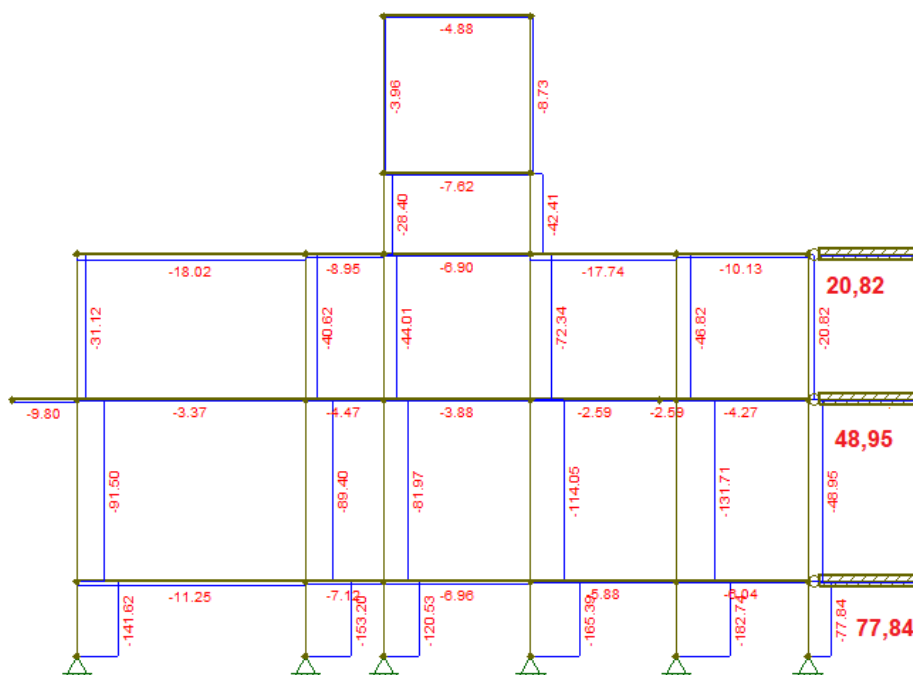


Fonte: Elaborada pela autora (2023)

6.2 ESFORÇOS INTERNOS DE PRIMEIRA ORDEM

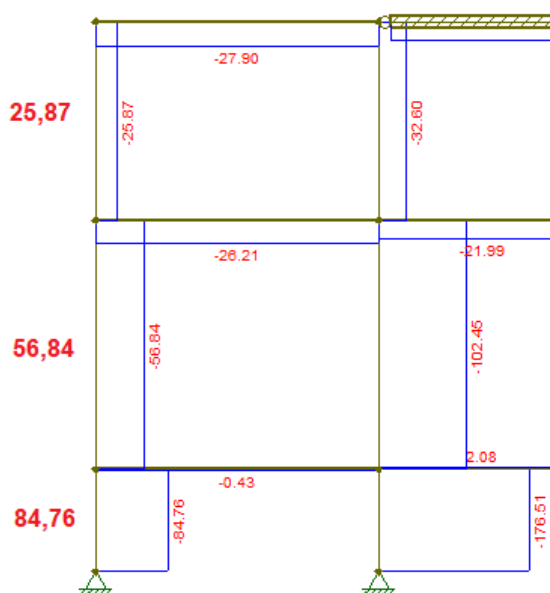
A partir da análise estrutural de primeira ordem feita no *software* Ftool (PUC-RIO, 2018) obtém-se os esforços internos (axial e momento fletor no topo e base) que atuam no pilar P1, em cada pavimento e nas duas direções de interesse. As figuras a seguir apresentam as magnitudes de esforço axial e momento fletor obtidos nas duas direções, destacando os valores obtidos no pilar P1.

Figura 61 - Esforços axiais em P1 (pórtico vertical PV1)



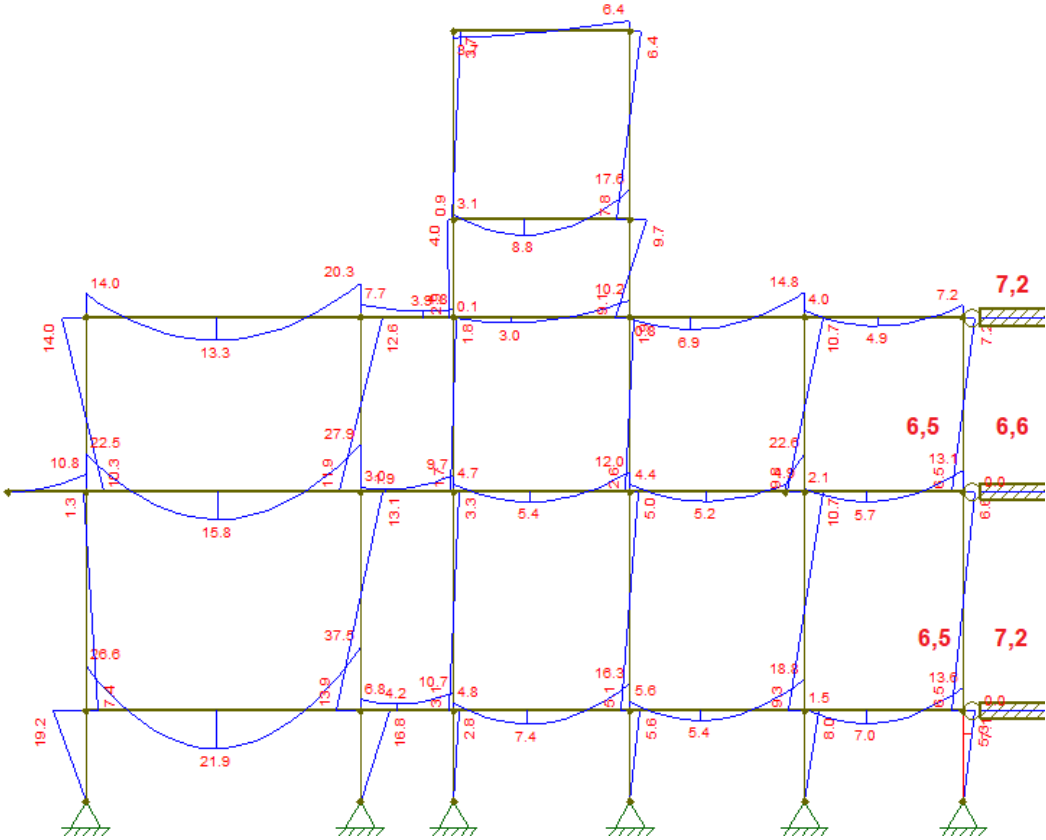
Fonte: Elaborada pela autora (2023)

Figura 62 - Esforços axiais em P1 (pórtico horizontal PH1)



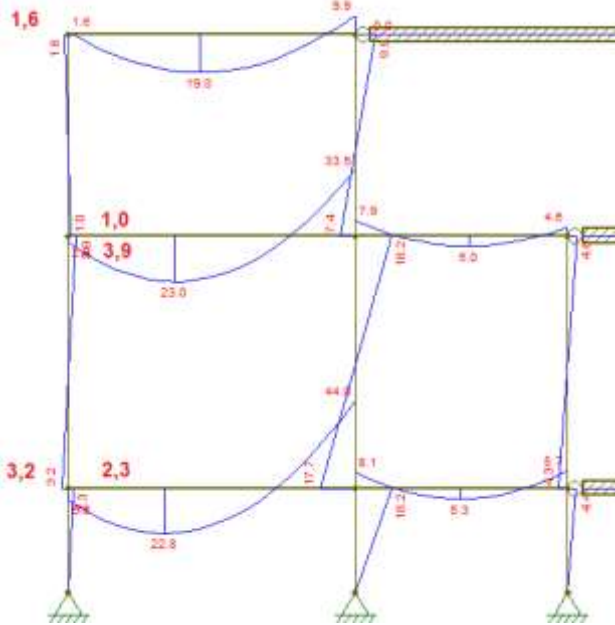
Fonte: Elaborada pela autora (2023)

Figura 63 - Momentos fletores em P1 (pórtico vertical PV1)



Fonte: Elaborada pela autora (2023)

Figura 64 - Momentos fletores em P1 (pórtico horizontal PH1)



Fonte: Elaborada pela autora (2023)

Para efeito de dimensionamento no ELU, os esforços anteriores ainda precisam ser majorados pelo coeficiente de 1,4, conforme apresentado Tabela 12.1 da ABNT NBR 118:2014, assim como pelo coeficiente de majoração adicional γ_n previsto quando se adota menor dimensão de pilar inferior a 19 cm. A Tabela 100 abaixo mostra o valor do coeficiente em função da menor dimensão do pilar, que para 17 cm corresponde o valor de 1,10.

Tabela 100 - Valores do coeficiente adicional γ_n para pilares e pilares-parede

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

onde

$$\gamma_n = 1,95 - 0,05 b;$$

b é a menor dimensão da seção transversal, expressa em centímetros (cm).

NOTA O coeficiente γ_n deve majorar os esforços solicitantes finais de cálculo quando de seu dimensionamento.

Fonte: ABNT NBR 6118:2014, Tabela 7.2 – Editada pela autora (2023).

Deve-se somar a contribuição do esforço axial máxima da direção X com o da direção Y, pois atuam no mesmo sentido comprimindo o pilar. A Tabela 101 apresenta os esforços de primeira ordem calculados para o pilar P1, majorados pelo coeficiente adicional de 1,10.

Tabela 101 - Esforços internos de cálculo atuantes no pilar P1

Pavimento	Ndx máx (kN)	Ndy máx (kN)	Nd (kN)	Mdx, topo (kNm)	Mdy, topo (kNm)	Mdx, base (kNm)	Mdy, base (kNm)
Baldrame	93,24	85,62	178,86	2,53	7,92	0,00	0,00
Térro	62,52	53,85	116,37	4,29	7,26	3,52	7,15
Superior	28,46	22,90	51,36	1,76	7,92	1,10	7,15

Fonte: Elaborada pela autora (2023)

6.3 IMPERFEIÇÕES LOCAIS

Na análise local de elementos estruturais reticulares, devem ser levados em conta os efeitos do desaprumo. Logo, define-se um valor de momento fletor mínimo de primeira ordem calculado pelas equações 121 e 122 (PERLIN, PINTO e PADARATZ, 2020) abaixo:

$$M_{1d,mínx} = Nd * (0,015 + 0,03 * hx) \quad 121$$

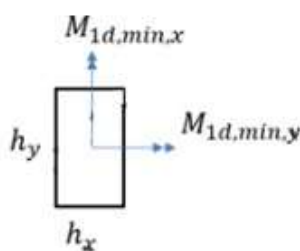
$$M_{1d,míny} = Nd * (0,015 + 0,03 * hy) \quad 122$$

onde:

Nd é o esforço axial atuante na seção do pilar;

hx e hy são definidos de acordo com o ilustrado na Figura 65.

Figura 65 - Convenção adotada para a ação dos momentos fletores mínimos



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

Para o trecho do térreo são calculados os momentos mínimos de primeira ordem seguido da Tabela 102, onde hx e hy valem 17 e 30 cm para o pilar em estudo, respectivamente.

$$M_{1d,mínx} = 116,37 * (0,015 + 0,03 * 0,17) = 2,34 \text{ kNm}$$

$$M_{1d,míny} = 116,37 * (0,015 + 0,03 * 0,30) = 2,79 \text{ kNm}$$

Tabela 102 - Momentos fletores mínimos de 1ª ordem no pilar P1

Pavimento	h_x (cm)	h_y (cm)	Nd (kN)	$M_{1d,mín x}$ (kNm)	$M_{1d,mín y}$ (kNm)
Baldrame	17	30	178,86	3,60	4,29
Térreo	17	30	116,37	2,34	2,79
Superior	17	30	51,36	1,03	1,23

Fonte: Elaborada pela autora (2023)

6.4 ESBELTEZ DO PILAR

A esbeltez do pilar relaciona-se com a estabilidade desse elemento quanto à flambagem, levando em consideração as propriedades geométricas do mesmo. O cálculo é efetuado utilizando a Equação 123 (PERLIN, PINTO e PADARATZ, 2020).

$$\lambda = \frac{3,46 * le}{h} \quad 123$$

onde:

h é a altura da seção transversal do pilar na direção analisada

le é o comprimento efetivo do pilar na direção analisada.

O comprimento efetivo deve ser obtido conforme a relação apresentada na Equação 124 (PERLIN, PINTO e PADARATZ, 2020).

$$le \leq \begin{cases} lo + h \\ l \end{cases} \quad 124$$

onde:

lo é a distância livre entre faces dos elementos que se vinculam ao pilar

l é a distância entre eixos dos elementos que se vinculam ao pilar

Dessa forma, descrevem-se os cálculos da esbeltez do pilar P1 no trecho do pavimento térreo e em ambas as direções a seguir.

Eixo x:

$$\lambda_x = \frac{3,46 * le, x}{hx}$$

$$le, x \leq \begin{cases} lo + hx = (338 - 40) + 17 = 315 \\ l = 338 \end{cases} \rightarrow le, x = 315 \text{ cm}$$

Logo:

$$\lambda_x = \frac{3,46 * 315 \text{ cm}}{17 \text{ cm}} = 64,11$$

Eixo y:

$$\lambda_y = \frac{3,46 * l_{e,y}}{h_y}$$

$$l_{e,y} \leq \left\{ \begin{array}{l} l_0 + h_y = (338 - 70) + 30 = 298 \\ l = 328 \end{array} \right\} \rightarrow l_{e,y} = 298 \text{ cm}$$

Logo:

$$\lambda_y = \frac{3,46 * 298 \text{ cm}}{30 \text{ cm}} = 34,37$$

6.5 ESBELTEZ LIMITE

A ABNT NBR 6118:2014, no item 15.8.2, solicita que os valores de esbeltezes anteriormente aferidos devem ser comparados com os valores de esbeltez limites, para ambas as direções principais. Esta propriedade é calculada conforme Equação 125 (PERLIN, PINTO e PADARATZ, 2020).

$$\lambda_1 = \frac{25 + 12,5 * (MA/Nd)/h}{\alpha b}, \text{ com } 35 \leq \lambda_1 \leq 90 \quad 125$$

onde:

MA é o maior valor absoluto do momento de primeira ordem ao longo do pilar

Nd é o esforço axial atuante no pilar

h é a altura da seção transversal do pilar na direção analisada

αb é um coeficiente cujo valor depende das condições de apoio do pilar. Para pilares biapoiados sem cargas transversais (situação deste trabalho), é calculado conforme equação abaixo.

$$\alpha b = 0,6 + 0,4 * \frac{MB}{MA}, \text{ com } 0,40 \leq \alpha b \leq 1,0 \quad 126$$

onde:

MB é o menor valor absoluto do momento de primeira ordem ao longo do pilar

Caso MA e MB sejam inferiores ao momento mínimo de primeira ordem é utilizado o valor de 1,0 para ab , e caso MB e MA estejam tracionando faces diferentes, entra-se com valor negativo de MB na Equação 126. Assim, se $\lambda > \lambda_1$, deve-se considerar efeito dos esforços locais de segunda ordem no dimensionamento da peça. Novamente, é demonstrado o cálculo da esbeltez limite para o trecho do pilar em estudo pertencente ao pavimento térreo.

Eixo x:

$$N_d = 116,37 \text{ kN}; MA_x = 4,29 \text{ kNm}; MB_x = 3,52 \text{ kNm}$$

$$ab = 0,6 - 0,4 \times \frac{-3,52}{4,29} = 0,27 \rightarrow 0,40$$

$$\lambda_{1,x} = \frac{25 + 12,5 * (4,29/116,37)/0,17}{0,4} = 69,28$$

Como $\lambda_x = 64,11 < \lambda_{1,x} = 69,28$, não há efeito de 2ª ordem local.

Eixo y:

$$N_d = 116,37 \text{ kN}; MA_y = 7,26 \text{ kNm}; MB_y = 7,15 \text{ kNm}$$

$$ab = 0,6 - 0,4 \times \frac{-7,15}{7,26} = 0,20 \rightarrow 0,40$$

$$\lambda_{1,y} = \frac{25 + 12,5 * (7,26/116,37)/0,30}{0,4} = 69,00$$

Porém, como $\lambda_y = 34,37 < \lambda_{1,y} = 69,00$, não há efeito de 2ª ordem local.

Assim, obteve-se as seguintes avaliações quanto a pertinência ou não de se considerar os efeitos de 2ª ordem por pavimento do pilar P1, em ambas as direções principais.

Tabela 103 - Cálculo e verificação da esbeltez do pilar P1 na direção X

Pavimento	hx(cm)	hy(cm)	lox (cm)	lo,x +h(cm)	l (cm)	le,(cm)	λ_x		
Baldrame	17	30	99	116	119	116	23,61		
Térreo	17	30	298	315	338	315	64,11		
Superior	17	30	230	247	270	247	50,27		
-	Nd (kN)	M1d,mín (kNm)	MAx (kNm)	MBx (kNm)	abx calc	abx adot	λ_{1x} calc	λ_{1x} adot	Verificação
Baldrame	178,86	3,60	2,53	0,00	1,00	1,00	26,04	35,00	S/ Efeito 2ª ordem
Térreo	116,37	2,34	4,29	3,52	0,27	0,40	69,28	69,28	S/ Efeito 2ª ordem
Superior	51,36	1,03	1,76	1,10	0,35	0,40	68,80	68,80	S/ Efeito 2ª ordem

Fonte: Elaborada pela autora (2023)

Tabela 104 - Cálculo e verificação da esbeltez do pilar P1 na direção Y

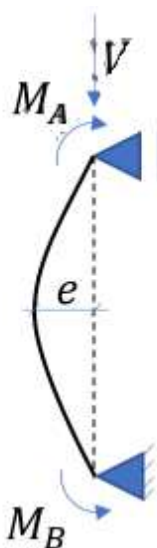
Pavimento	hx(cm)	hy(cm)	Loy (cm)	Lo,y +h(cm)	L (cm)	le,(cm)	λ_y		
Baldrame	17	30	89	119	114	114	13,15		
Térreo	17	30	268	298	328	298	34,37		
Superior	17	30	220	250	245	245	28,26		
-	Nd (kN)	M1d,mín (kNm)	MAy (kNm)	MBy (kNm)	aby calc	aby adot	λ_{1y} calc	λ_{1y} adot	Verificação
Baldrame	178,86	4,29	7,92	0,00	1	1	26,85	35,00	S/ Efeito 2ª ordem
Térreo	116,37	2,79	7,26	7,15	0,20	0,4	69,00	69,00	S/ Efeito 2ª ordem
Superior	51,36	1,23	7,92	7,15	0,23	0,4	78,56	78,56	S/ Efeito 2ª ordem

Fonte: Elaborada pela autora (2023)

6.5.1 Efeitos locais de segunda ordem

Ainda que não tenha sido detectado efeito de 2ª ordem no pilar avaliado, os mesmos devem ser considerados, quando pertinente. Esse efeito consiste no acréscimo de esforço ao longo da seção do pilar devido a excentricidade ao longo de seu comprimento. Essa excentricidade, devido à sua configuração deformada por conta da flambagem, gera no pilar um momento fletor de segunda ordem na sua região intermediária, conforme ilustrado na Figura 66.

Figura 66 - Efeitos locais de segunda ordem



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

A determinação dos efeitos locais de segunda ordem é apresentada no item 15.8.3 da ABNT NBR 6118:2014, onde são descritos diversos métodos, incluindo métodos aproximados. Para este trabalho é utilizado o método do pilar-padrão com curvatura aproximada disposto no item 15.8.3.3.2 da norma. Tal método pode ser utilizado para pilares com esbeltez menor ou igual a 90, com seção constante e armadura simétrica ao longo do seu eixo. Considera-se a NLG (não linearidade geométrica) supondo uma deformação senoidal e a NLF (não linearidade física) de forma aproximada na seção crítica. O momento de segunda ordem é calculado pela Equação 131 (PERLIN, PINTO e PADARATZ, 2020)..

$$M_{2d} = Nd \times \frac{le^2}{10} \times \frac{1}{r} \quad 127$$

onde:

Nd : esforço axial;

le : comprimento equivalente do pilar;

$\frac{1}{r}$: curvatura da seção crítica do pilar calculado pela Equação 132 (PERLIN, PINTO e PADARATZ, 2020).

$$\frac{1}{r} = \frac{0,005}{h \times (vd + 0,5)} \leq \frac{0,005}{h} \quad 128$$

onde:

h : altura da seção transversal do pilar na direção analisada;

vd : esforço normal adimensional calculado pela Equação 129 (PERLIN, PINTO e PADARATZ, 2020).

$$vd = \frac{Nd}{A_{concreto} \times fcd} \quad 129$$

6.6 SITUAÇÕES DE CÁLCULO

Considerando que será detalhado apenas uma armadura para todo o pilar, faz-se necessário determinar as seções críticas a serem dimensionadas, estas definidas em função da distribuição dos momentos fletores ao longo do pilar. Para considerar as imperfeições locais, deve-se respeitar os momentos mínimos, calculados na seção 6.3, e adicionalmente, quando for o caso, considerar também os momentos de 2ª ordem e de fluência na seção intermediária. As situações de cálculo estão resumidas na Tabela 105 (PERLIN, PINTO e PADARATZ, 2020).

Tabela 105 - Momentos finais de cálculo por seção dos pilares

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.	$M_{x,int,total} \geq \begin{cases} \alpha_{b,x} M_{Ax} + M_{2x} + M_{fx} \\ M_{1x,min} + M_{2x} + M_{fx} \end{cases}$	$M_{y,int,total} \geq \begin{cases} \alpha_{b,y} M_{Ay} + M_{2y} + M_{fy} \\ M_{1y,min} + M_{2y} + M_{fy} \end{cases}$
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: Apostila Estruturas de Concreto Armado II (PERLIN, PINTO e PADARATZ, 2020)

Como o pilar P1 é um pilar de canto, possuindo momentos fletores em ambos os eixos principais, e, por conseguinte, está submetido à flexão composta oblíqua, deve-se realizar o dimensionamento por seção, prevendo as seguintes combinações de momentos atuantes previstas na Tabela 106.

Tabela 106 - Situações de cálculo para pilares de canto

Situação	N	Mx	My
1 – Topo	Nd	$Mx, topo, total$	$My, topo, total$
2 – Int.	Nd	$Mx, int \geq \begin{cases} \alpha b, x \times Max \\ M1x, mín \end{cases}$	$My, int, total$
3 – Int.	Nd	$Mx, int, total$	$My, int \geq \begin{cases} \alpha b, y \times May \\ M1y, mín \end{cases}$
4 – Base	Nd	$Mx, base, total$	$My, base, total$

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

A seguir são demonstrados os cálculos para o levantamento dos momentos totais para o trecho do pilar situado no pavimento térreo, na direção X.

- Topo:

$$Mx, topo, total \geq \begin{cases} M1x, topo = 4,29 \text{ kNm} \\ M1x, mín = 2,34 \text{ kNm} \end{cases} \rightarrow Mx, topo, total = 4,29 \text{ kNm}$$

- Intermediária:

$$Mx, int, total \geq \begin{cases} M1x, int (\alpha b, x * MA, x) + M2, x + Mf, x \\ M1x, mín + M2, x + Mf, x \end{cases}$$

$$Mx, int, total \geq \begin{cases} (0,4 * 4,29) + 0 + 0 = 1,72 \text{ kNm} \\ 2,34 + 0 + 0 = 2,34 \text{ kNm} \end{cases}$$

$$Mx, int, total = 2,34 \text{ kNm}$$

- Base:

$$Mx, base, total \geq \begin{cases} M1x, base = 3,52 \text{ kNm} \\ M1x, mín = 2,34 \text{ kNm} \end{cases} \rightarrow Mx, base, total = 3,52 \text{ kNm}$$

Os procedimentos de cálculo se repetem para as demais direções e pavimentos. Os resultados são apresentados nas Tabelas Tabela 107 Tabela 108. Nota-se que, devido a não identificação de efeitos de 2ª nos trechos analisados, as combinações nas seções intermediárias (situações 2 e 3) são iguais.

Tabela 107 - Momentos totais calculados

Pavimento	Nd (kN)	Mx topo total (kNm)	Mx int total (kNm)	Mx base total (kNm)	My topo total (kNm)	My int total (kNm)	My base total (kNm)
Baldrame	178,86	3,60	3,60	3,60	7,92	7,92	4,29
Térreo	116,37	4,29	2,34	3,52	7,26	2,90	7,15
Superior	51,36	1,76	1,03	1,10	7,92	3,17	7,15

Fonte: Elaborada pela autora (2023)

Tabela 108 - Situações de cálculo para o dimensionamento do pilar P1

		Situação 1 - Topo	Situação 2 - Int	Situação 3 - Int	Situação 4 - Base
Baldrame	Nd (kN)	178,86	178,86	178,86	178,86
	Mx (kNm)	3,60	3,60	3,60	3,60
	My (kNm)	7,92	7,92	7,92	4,29
Térreo	Nd (kN)	116,37	116,37	116,37	116,37
	Mx (kNm)	4,29	2,34	2,34	3,52
	My (kNm)	7,26	2,90	2,90	7,15
Superior	Nd (kN)	51,36	51,36	51,36	51,36
	Mx (kNm)	1,76	1,03	1,03	1,10
	My (kNm)	7,92	3,17	3,17	7,15

Fonte: Elaborada pela autora (2023)

6.7 DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA LONGITUDINAL

Para o dimensionamento da armadura longitudinal é necessário inicialmente definir o arranjo das armaduras e os ábacos de flexão oblíqua que foram desenvolvidos por Pinheiro, Baraldi e Porem (2009). A Figura 67 apresentada algumas possibilidades de arranjo das barras

na seção do pilar, cada uma correspondendo a uma numeração de ábaco a ser utilizada, como consta na Figura 68.

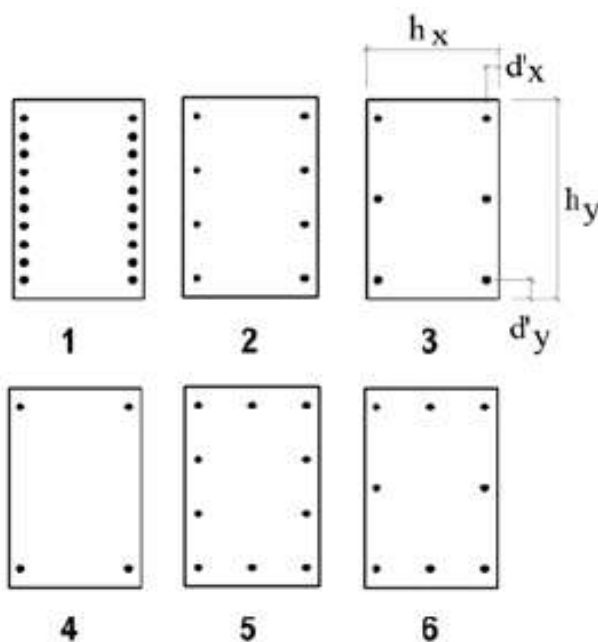
Deve-se determinar os parâmetros de entrada para a escolha dos ábacos a serem empregados, que são calculados pelas equações a seguir:

$$\frac{d'}{h} \rightarrow \text{para cada direção} \quad 130$$

onde:

$$d' = c + \phi t + \frac{\phi l}{2} \quad 131$$

Figura 67 - Possibilidades de arranjo das barras longitudinais na seção transversal do pilar



Fonte: Pinheiro, Baraldi e Porem (2009)

Figura 68 - Sequência 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
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, Baraldi e Porem (2009)

$$10 \text{ mm} \leq \phi l \leq \frac{b}{8} \quad 132$$

$$\phi t \geq \left\{ \begin{array}{l} 5 \text{ mm} \\ \frac{\phi l}{4} \end{array} \right\} \quad 133$$

onde:

c é o cobrimento dos pilares;

ϕt é o diâmetro de estribo;

ϕl é o diâmetro da armadura longitudinal;

b é a menor dimensão da seção pilar.

A Tabela 109 apresenta os resultados dos parâmetros para definição dos ábacos. É considerado inicialmente bitola da barra longitudinal de 16 mm e ϕt de 5 mm. Foi escolhido o

ábaco de número 8 (Arranjo 2), que dispõe 8 barras longitudinais na seção transversal (4 por face do pilar). Os ábacos são divididos em oito quadrantes que variam de acordo com o valor de entrada v (explorado mais adiante) a cada 0,2, indo de 0,0 a 1,4. Além do v , também são parâmetros de entrada μ_x e μ_y . ω é o valor da área de aço, que se pretende encontrar.

Tabela 109 - Definição dos ábacos para dimensionamento do pilar P1

Pavimento	hx (cm)	hy (cm)	c (cm)	ϕl (mm)	ϕt (mm)	d'	d'/hx	d'/hy	Ábaco
Baldrame	17	30	4,5	16	5	5,8	0,34	0,19	8
Térreo	17	30	4,0	16	5	5,3	0,31	0,18	8
Superior	17	30	4,0	16	5	5,3	0,31	0,18	8

Fonte: Elaborada pela autora (2023)

Com os ábacos definidos, calculam-se os parâmetros para sua utilização a fim de obter a taxa de armadura (ω) graficamente, de acordo com as equações expressas abaixo.

$$v = \frac{Nd}{A_{\text{Concreto}} \times fcd} \quad 134$$

$$\mu_x = \frac{Mxd}{A_{\text{Concreto}} \times fcd \times hx} \quad 135$$

$$\mu_y = \frac{Myd}{A_{\text{Concreto}} \times fcd \times hy} \quad 136$$

Utilizando a Equação 137, encontra-se a área de aço necessária.

$$\omega = \frac{A_{\text{aço}} \times fyd}{A_{\text{Concreto}} \times fcd} \therefore A_{\text{aço}} = \frac{A_{\text{Concreto}} \times fcd \times \omega}{fyd} \quad 137$$

onde:

ω : taxa de armadura definida pelo ábaco;

$A_{\text{aço}}$: área de aço necessária;

fyd : tensão de escoamento do aço CA-50;

A_{Concreto} : área da seção transversal;

f_{cd} : resistência de cálculo do concreto.

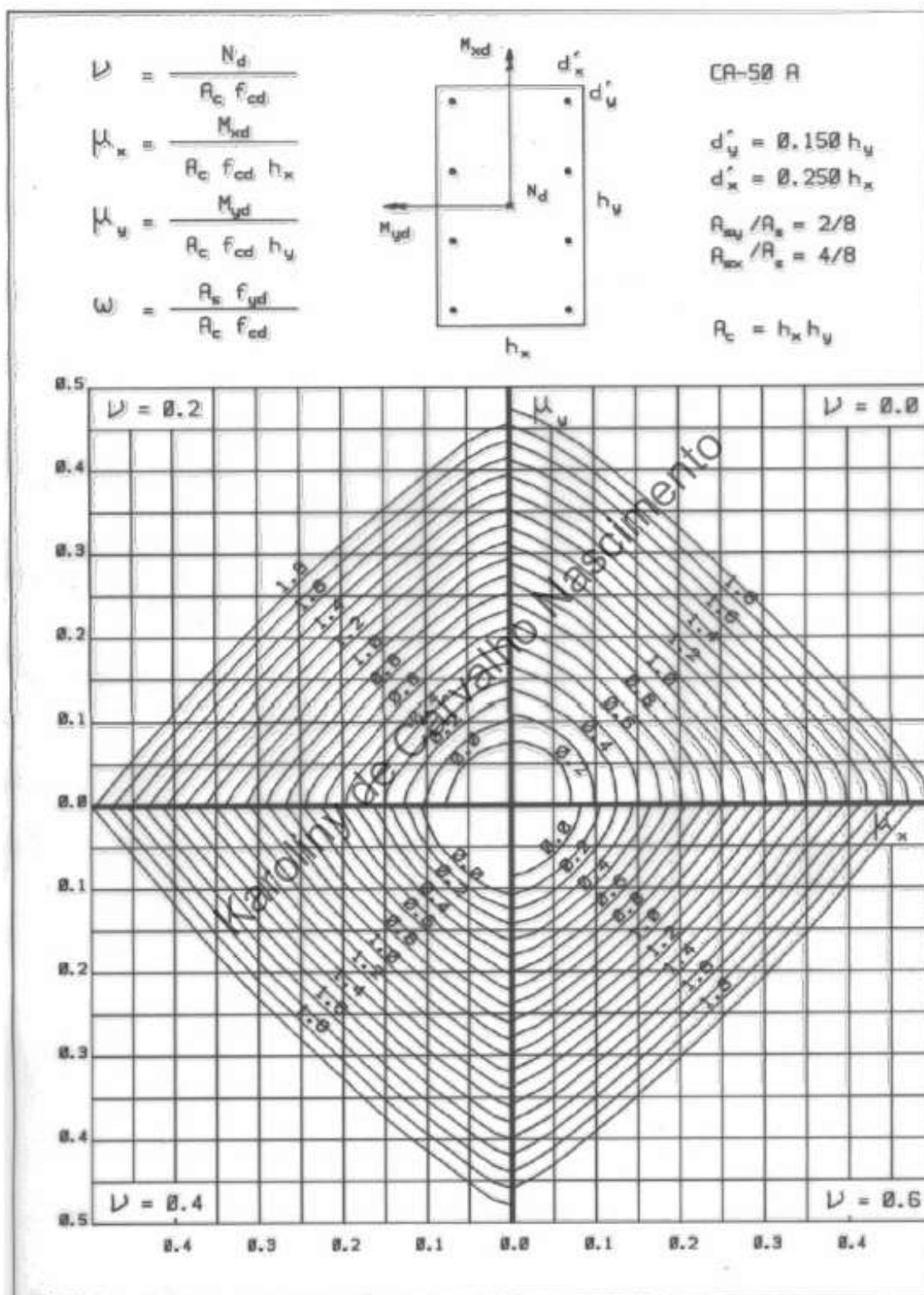
Os resultados da aplicação das formulações pertinentes podem ser observados na Tabela 110. Como os valores de v oscilaram, no entanto, entre os intervalos de 0,0 e 0,2, apenas foi utilizado o ábaco da Figura 69 para o dimensionamento da peça.

Tabela 110 – Cálculo dos parâmetros de entrada nos ábacos

Situação	Pavimento	Nd (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)	μ_x	μ_y	v
1 (Topo)	Superior	51,36	1,76	7,92	0,01	0,02	0,05
	Térreo	116,37	4,29	7,26	0,02	0,02	0,11
	Baldrame	178,86	3,60	7,92	0,02	0,02	0,16
2,3 (Int.)	Superior	51,36	1,03	3,17	0,01	0,01	0,05
	Térreo	116,37	2,34	2,90	0,01	0,01	0,11
	Baldrame	178,86	3,60	7,92	0,02	0,02	0,16
4 (Base)	Superior	51,36	1,10	7,15	0,01	0,02	0,05
	Térreo	116,37	3,52	7,15	0,02	0,02	0,11
	Baldrame	178,86	3,60	4,29	0,02	0,01	0,16

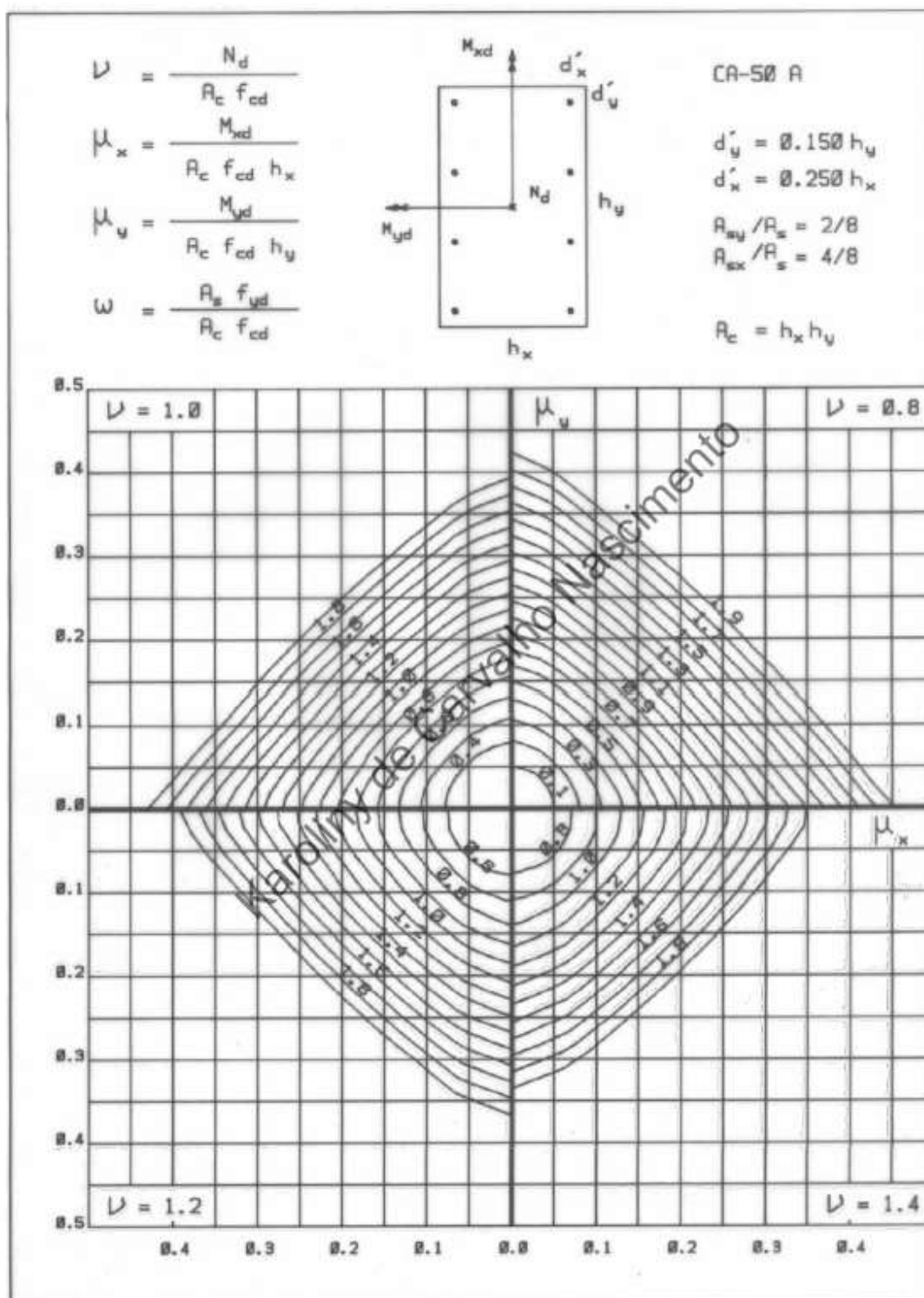
Fonte: Elaborada pela autora (2023)

Figura 69 - Ábacos para flexão composta oblíqua (8A)



Fonte: Pinheiro, Baraldi e Porem (2009)

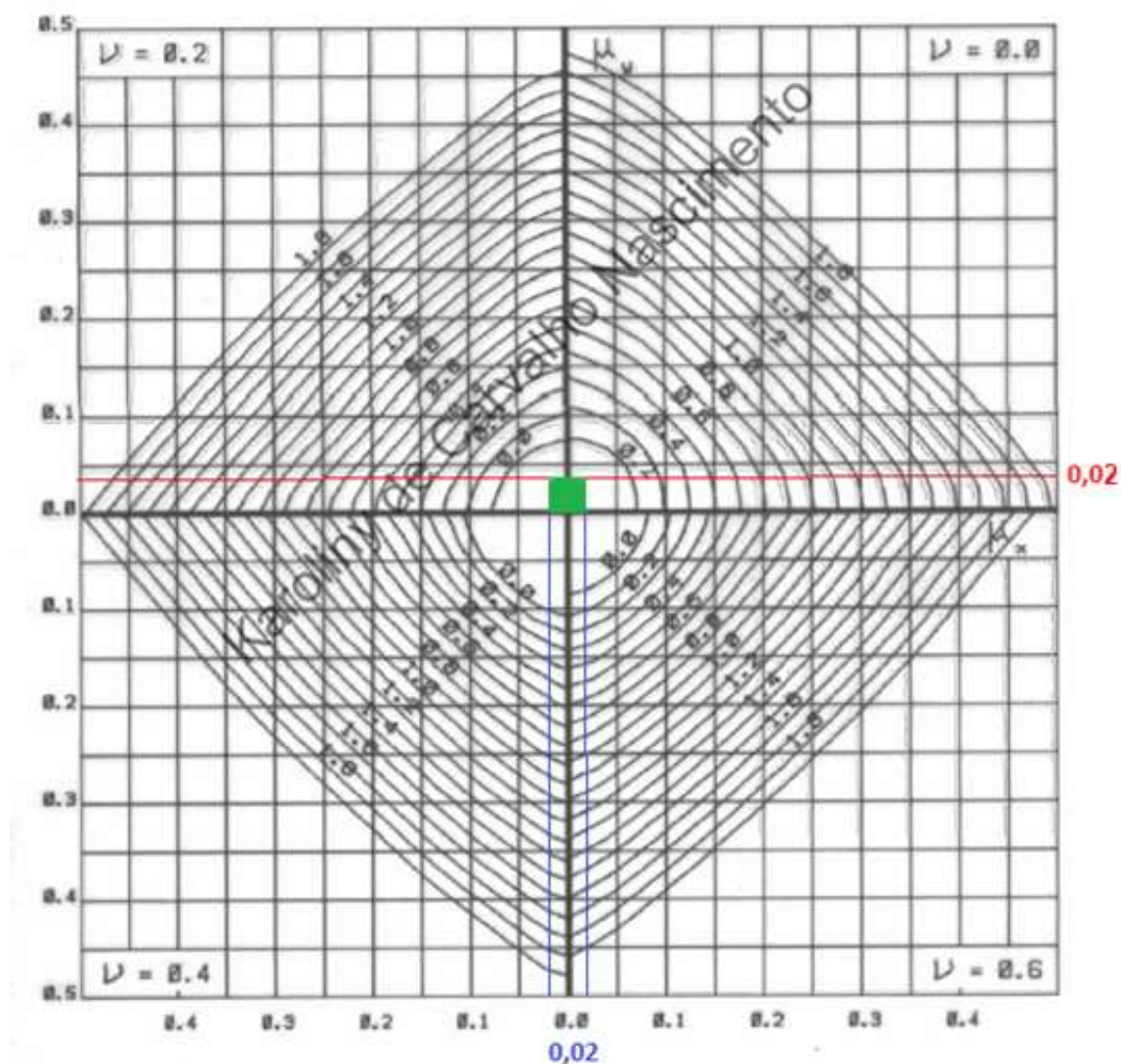
Figura 70 - Ábacos para flexão composta oblíqua (8B)



Fonte: Pinheiro, Baraldi Porem (2009)

No entanto, observa-se que os valores máximos de μ registrados em ambas as direções da Tabela 110 cobrem uma parcela do ábaco que resulta em taxa de armadura nula (região destacada em verde na Figura 71), e conseqüentemente, em área de aço nula para todas as situações levantadas. Por isso, deve-se adotar uma taxa de armadura mínima no dimensionamento do pilar em análise.

Figura 71 - Região de abrangência de ω para os dados de entrada calculados (Ábaco 8A)



Fonte: Pinheiro, Baraldi e Porem (2009) – Adaptado pela autora (2023)

6.8 DETALHAMENTO DA ARMADURA LONGITUDINAL

Independentemente do valor da área de aço resultante do processo de dimensionamento por método gráfico, esse valor deve ser confrontado com o valor de área mínima e máxima estabelecidos por norma, com a área efetiva do arranjo selecionado, bem como verificados os espaçamentos entre as barras. Deve-se, ainda, calcular o comprimento de transpasse das barras do pilar de um pavimento para o próximo. Todo esse procedimento de detalhamento da armadura longitudinal deve estar em conformidade com os critérios estabelecidos pela ABNT NBR 6118:2014.

O item 17.3.5.3.1 da norma estabelece as Equações 142 e 143 como área mínima e área máxima de aço, respectivamente.

$$A_{s, \min} = 0,15 \frac{Nd}{f_{yd}} \geq 0,004 * A_c \quad 138$$

$$A_{s, \max} = 0,08 * A_c \quad 139$$

Como mencionado anteriormente, deve-se ainda comparar a área de aço calculada com a área efetiva do arranjo selecionado. A Tabela 111 apresenta o comparativo das áreas de aço.

Tabela 111 - Verificação da área de aço

Pavimento	Nd (kN)	Ac (m²)	Øl (mm)	N barras	As,uni (cm²)	As,efet (cm²)	As,mín (cm²)	As,máx (cm²)
Superior	51,36	0,051	16	8	2,01	16,08	2,04	40,8
Térreo	116,37	0,051	16	8	2,01	16,08	4,01	40,8
Baldrame	178,86	0,051	16	8	2,01	16,08	6,17	40,8

Fonte: Elaborada pela autora (2023)

Como a área de aço mínima, adotada no caso em estudo no dimensionamento do pilar P1, é inferior à área efetiva - adotada em função da escolha do tipo de arranjo de armadura -, respeitando-se também os limites máximos, o ábaco escolhido foi validado e dá-se prosseguimento à definição do espaçamento das barras.

O espaçamento entre barras deve atender os valores mínimos estabelecidos pela ABNT NBR 6118:2014 em seu item 18.4.2.2. Ou seja, o espaçamento mínimo livre entre faces das barras longitudinais fora da região de emendas deve atender aos critérios apresentados a seguir.

$$S_l \geq \begin{cases} 20mm \\ \phi l \\ 1,2dm_{\text{máx}} \end{cases} \quad 140$$

onde:

$dm_{\text{máx}}$ é a dimensão máxima característica do agregado graúdo

ϕl é o diâmetro da barra longitudinal

Além disso, o espaçamento máximo entre os eixos das barras deve atender a seguinte condição:

$$e_{l,\text{máx}} \leq \begin{cases} 400mm \\ 2 \times \text{menor dimensão do pilar} \end{cases} \quad 141$$

O espaçamento existente entre eixos das barras é calculado como segue.

$$e_{l,\text{faces}} = \frac{h - 2 \times c - 2 \times \phi t - 2 \times \frac{\phi l}{2}}{n - 1} \quad 142$$

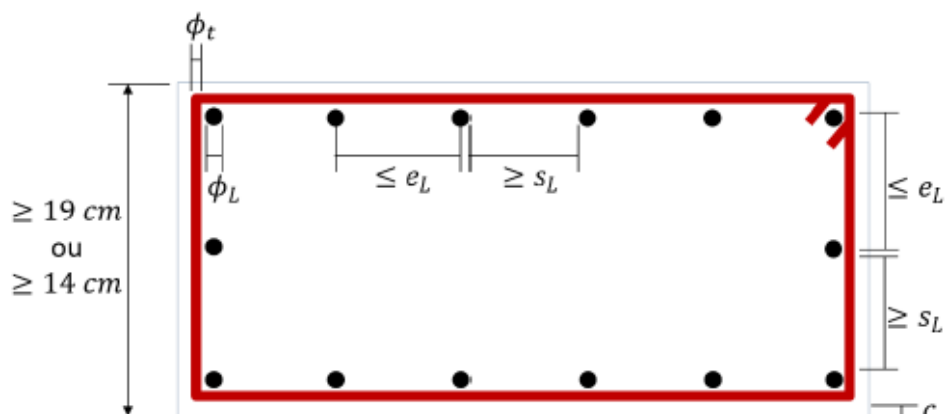
onde:

n é o número de barras da seção na direção analisada;

h é a dimensão da seção transversal na direção analisada.

Já o espaçamento livre existente entre as faces $S_{l,\text{faces}}$ corresponde ao $e_{l,\text{faces}}$, descontado o dobro da metade do diâmetros das barras longitudinais. A Figura 72 abaixo apresenta as recomendações normativas para o detalhamento das barras longitudinais.

Figura 72 - Disposição da armadura longitudinal



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

Tabela 112 - Verificação espaçamento entre eixos

Pavimento	hx (cm)	hy (cm)	ϕ_l (mm)	ϕ_t (mm)	c (cm)	N barras/face X	N barras/face Y	el face x (cm)	el face y (cm)	el, máx (cm)	Verificação
Superior	17	30	16	5	4	2	4	6,40	6,47	34	OK
Térreo	17	30	16	5	4	2	4	6,40	6,47	34	OK
Baldrame	17	30	16	5	4,5	2	4	5,40	6,13	34	OK

Fonte: Elaborada pela autora (2023)

Tabela 113 - Verificação espaçamento entre faces

Pavimento	hx (cm)	hy (cm)	Sl constante (mm)	ϕ_l (mm)	$1,2 * d_{máx}$ (mm)	Sl, mín (cm)	sl face x (cm)	sl face y (cm)	Verificação
Superior	17	30	20	16	22,8	3	4,80	4,87	OK
Térreo	17	30	20	16	22,8	3	4,80	4,87	OK
Baldrame	17	30	20	16	22,8	3	3,80	4,53	OK

Fonte: Elaborada pela autora (2023)

6.8.1 Emenda por transpasse

A área de aço máxima ($A_{s,máx}$) resultante da Eq. 139 também é critério válido para que se realize o transpasse ou emenda das barras longitudinais, na região entre mudança de pavimentos do pilar. Esse transpasse pode ser feito em uma ou mais seções. Como o valor

encontrado para aquela propriedade (40,8 cm², vide Tabela 111) é superior ao dobro da área de aço efetiva $A_{s,efet}$ (16,08 cm², observável na mesma tabela), o traspasse deve ocorrer em uma única seção. A partir da razão entre esses parâmetros também se observa que para respeitar a área de aço máxima, o número de barras traspassadas não pode superar o valor de 20 unidades. Desse modo, escolhe-se traspassar 16 barras (8 inferiores + 8 superiores) em uma única seção.

O cálculo do comprimento de traspasse é feito a partir da Equação 147. Nota-se que é necessário calcular o comprimento de ancoragem necessário, a partir do qual requer o cálculo das demais variáveis apresentadas a seguir.

$$l_{oc} = l_{b,nec} \geq \begin{cases} 0,6l_b \\ 15\phi l \\ 200mm \end{cases} \quad 143$$

onde:

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

$$l_{b,min} \geq \begin{cases} 0,3 * l_b \\ 10\phi l \\ 100 mm \end{cases}$$

$$l_b = \frac{\phi l f_{yd}}{4 f_{bd}}$$

$$f_{bd} = \eta_1 \eta_2 \eta_3 f_{ctd,inf}$$

$$\eta_1 = \begin{cases} 1,0 \text{ para barras lisas (CA25)} \\ 1,4 \text{ para barras entalhadas (CA60)} \\ 2,25 \text{ para barras de alta aderência (CA50)} \end{cases}$$

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

$$\eta_3 = \begin{cases} 1,0 \text{ para } \phi l < 32mm \\ \frac{132 - \phi l}{100} \text{ para } \phi l > 32mm \end{cases}$$

Portanto, para o comprimento de traspasse do pavimento térreo:

$$fbd = 2,25 * 1 * 1 * (1,45) = 3,26 \text{ MPa}$$

$$lb = \frac{1,6}{4} \times \frac{500}{\frac{1,15}{3,26}} = 53,35 \text{ cm}$$

$$lb, nec = 1 * 53,35 * \frac{4,01}{16,08} = 13,30 \text{ cm}$$

$$lb, mín \geq \left\{ \begin{array}{l} 0,3 * lb = 16 \text{ cm} \\ 10\emptyset l = 16 \text{ cm} \\ 10 \text{ cm} \end{array} \right\} \rightarrow lb, mín = 16 \text{ cm}$$

$$lb, nec \geq lb, mín \rightarrow \text{Falso!} \therefore lb, nec = lb, mín = 16 \text{ cm}$$

Logo:

$$l_{oc} = l_{b, nec} = 16 \text{ cm} \geq \left\{ \begin{array}{l} 0,6l_b = 32 \text{ cm} \\ 15\emptyset l = 24 \text{ cm} \\ 20 \text{ cm} \end{array} \right.$$

O comprimento de traspasse vale, portanto, 32 cm.

Já o comprimento de traspasse do pavimento baldrame vale:

$$fbd = 2,25 * 1 * 1 * (1,45) = 3,26 \text{ MPa}$$

$$lb = \frac{1,6}{4} \times \frac{500}{\frac{1,15}{3,26}} = 53,35 \text{ cm}$$

$$lb, nec = 1 * 53,35 * \frac{6,17}{16,08} = 20,47 \text{ cm}$$

$$lb, mín \geq \left\{ \begin{array}{l} 0,3 * lb = 16 \text{ cm} \\ 10\emptyset l = 16 \text{ cm} \\ 10 \text{ cm} \end{array} \right\} \rightarrow lb, mín = 16 \text{ cm}$$

$$lb, nec \geq lb, mín \rightarrow \text{Ok!}$$

Logo:

$$l_{oc} = l_{b, nec} = 20,47 \text{ cm} \geq \left\{ \begin{array}{l} 0,6l_b = 32,00 \text{ cm} \\ 15\emptyset l = 24 \text{ cm} \\ 20 \text{ cm} \end{array} \right. \rightarrow \text{Falso!}$$

O comprimento de traspasse vale, portanto, 32 cm.

6.9 ARMADURA TRANSVERSAL

Assim como as vigas, os pilares também possuem armaduras transversais ao longo de seu comprimento - os estribos -, e o item 18.4.3 da ABNT NBR 6118:2014 dispõe sobre o detalhamento desse tipo de armadura. O diâmetro do estribo foi definido e registrado na Tabela 109, valendo 5 mm. Portanto, o espaçamento longitudinal deve ser igual ou menor aos seguintes valores:

$$et \leq \left\{ \begin{array}{l} 200 \text{ mm} \\ \text{menor dimensão da seção} \\ 12 * \phi l \text{ (CA - 50)} \end{array} \right\} \quad 144$$

Quanto ao comprimento e a quantidade de estribos necessária para o dimensionamento do pilar devem ser calculados conforme as equações apresentadas a seguir, e respectivamente:

$$Lt = 2 \times (hx - 2 \times c) + 2 \times (hy - 2 \times c) + l\text{dobra} \quad 145$$

$$nt = \frac{\text{Altura do pilar}}{et \text{ adot.}} \quad 146$$

onde:

ldobra: comprimento de fechamento do estribo, sendo maior valor entre 7 cm e $10\phi t$.

Os valores dos parâmetros mencionados anteriormente para o detalhamento dos estribos no pilar P1 encontram-se sintetizados na tabela abaixo.

Tabela 114 - Detalhamento dos estribos ao longo do pilar P1

Pavimento	L (cm)	hx (cm)	hy (cm)	c (cm)	ϕl (mm)	ϕt (mm)	l dobra (cm)	et (cm)	nt	Lt (cm)
Superior	270	17	30	4,0	16	5	7	17	16	69
Térreo	338	17	30	4,0	16	5	7	17	20	69
Baldrame	139	17	30	4,5	16	5	7	17	9	65

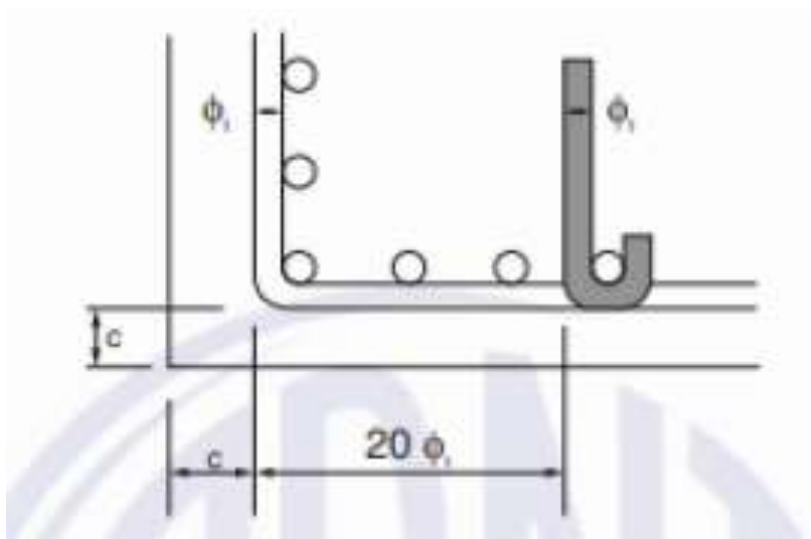
Fonte: Elaborada pela autora (2023)

Deve-se verificar, também, a necessidade ou não de se utilizar estribos suplementares. Esses dispositivos têm a função de evitar a flambagem das barras longitudinais, já que apenas

os estribos transversais podem não ser suficientes para a integridade da peça. Assim, o item 18.2.4 da ABNT NBR 6118:2014 dispõe sobre esse tema.

Os estribos poligonais protegem, portanto, as barras longitudinais situadas a uma distância $20\phi_t$, em um número de até 3 barras, a partir das que se encontram posicionadas nos vértices daqueles. As barras posicionadas fora desse limite, por conseguinte, devem ser reforçadas com estribos suplementares, conforme ilustrado na Figura 73.

Figura 73 - Proteção contra flambagem das barras



Fonte: ABNT NBR 6118:2014 (Figura 18.2)

Dessa forma, a contagem do número de barras protegidas pelos estribos poligonais a partir das barras posicionadas nos cantos da seção e para os dois eixos da seção demonstra que não há necessidade de se utilizar estribos de reforço à flambagem. Além disso, calcula-se a variável a , conforme indicado na Equação 150.

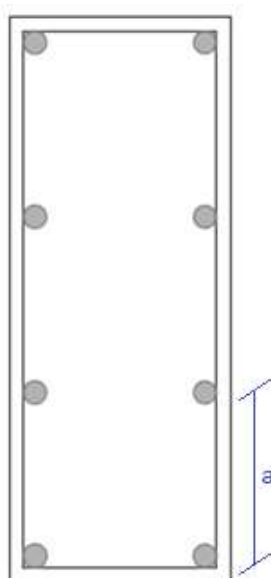
$$a = \phi_t + \frac{\phi_l}{2} + e_l, \text{ faces} < 20 \times \phi_t \quad 147$$

Logo, para todos os pavimentos, na direção X do pilar tem-se os resultados apresentados na Tabela 115.

Tabela 115 – Avaliação quanto a pertinência de uso de estribos suplementares

Pavimento	$\varnothing l$ (mm)	$\varnothing t$ (mm)	el face x (cm)	el face y (cm)	α_x (cm)	α_y (cm)	$20\varnothing t$ (cm)	Situação
Superior	16	5	6,40	6,47	7,30	7,37	10	S/ est. Suplementar
Térreo	16	5	6,40	6,47	7,30	7,37	10	S/ est. Suplementar
Baldrame	16	5	5,40	6,13	6,30	7,03	10	S/ est. Suplementar

Fonte: Elaborada pela autora (2023)

Figura 74 – Variável a de cálculo do estribo suplementar na seção genérica do pilar P1

Fonte: Elaborada pela autora (2023)

Portanto, o dimensionamento final do pilar P1 apresenta os seguintes resultados finais para todos os pavimentos:

Barras longitudinais → $8\varnothing 16$ (CA – 50)

Barras transversais → $\varnothing 5c17$ (CA – 60)

O resultado final do detalhamento da peça estrutural pode ser observado no Apêndice C.

6.10 VERIFICAÇÃO POR ENVOLTÓRIA

A verificação de segurança do dimensionamento do pilar é feita seguindo o disposto no item 11.3.3.4.3 da ABNT NBR 6118:2014 para obtenção da envoltória dos momentos mínimos de primeira ordem (Equação 148), dos omentos de segunda ordem (Equação 149), e dos momentos resistentes (Equação 150).

$$\left(\frac{M1d, \text{mín}, x}{M1d, \text{mín}, xx}\right)^2 + \left(\frac{M1d, \text{mín}, y}{M1d, \text{mín}, yy}\right)^2 = 1 \quad 148$$

onde:

$M1d, \text{mín}, xx$ e $M1d, \text{mín}, yy$ são componentes em flexão composta normal;

$M1d, \text{mín}, x$ e $M1d, \text{mín}, y$ são componentes em flexão composta oblíqua.

$$\left(\frac{Md, \text{tot}, x}{Md, \text{tot}, xx}\right)^2 + \left(\frac{Md, \text{tot}, y}{Md, \text{tot}, yy}\right)^2 = 1 \quad 149$$

onde:

Md, tot, xx e Md, tot, yy são componentes em flexão composta normal;

Md, tot, x e Md, tot, y são componentes em flexão composta oblíqua.

$$\left(\frac{Mrd, \text{tot}, x}{Mrd, \text{tot}, xx}\right)^{1,2} + \left(\frac{Mrd, \text{tot}, y}{Mrd, \text{tot}, yy}\right)^{1,2} = 1 \quad 150$$

onde:

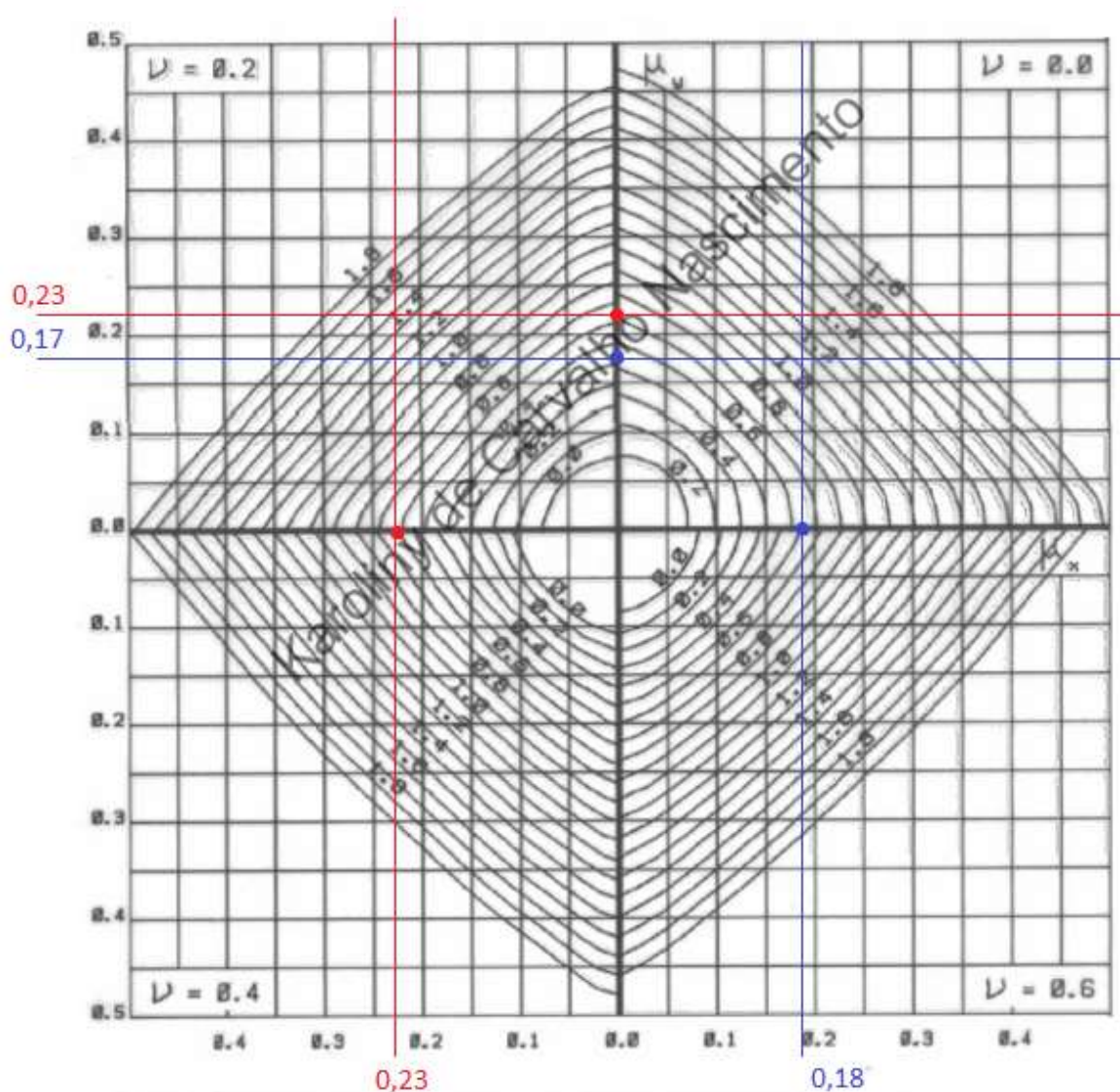
Mrd, xx e Mrd, yy são componentes em flexão composta normal;

Mrd, x e Mrd, y são componentes em flexão composta oblíqua.

Os momentos mínimos de 1ª ordem foram calculados na seção 6.3 e registrados na Tabela 102. O computo da parcela de momentos de 2ª ordem não é aplicável ao estudo de caso, conforme indicado nas Tabelas Tabela 103 e Tabela 104. Quanto aos momentos resistentes, os mesmos são obtidos a partir do uso reverso do ábaco utilizado para o dimensionamento do pilar em análise. Com a área de aço efetiva obtida para a seção desse pilar calcula-se a taxa de aço

efetiva (Equação 137), resultando em $\omega = 0,64$. Plotando o resultado nos gráficos pertinentes, realiza-se interpolações lineares a fim de se obter os valores de μ_x (para μ_y é nulo) e μ_y (na situação inversa). Dessa forma, utilizando as equações apresentadas (Equações 134, 135 e 136) calcula-se os momentos resistentes em ambas as direções. A análise aqui apresentada é restrita ao pavimento térreo.

Figura 75 - Procedimento para levantamento de dados para construção da envoltória de momentos resistentes no trecho do pavimento térreo do pilar P1(Ábaco 8A)



Fonte: Pinheiro, Baraldi e Porem (2009) – Adaptado pela autora (2023)

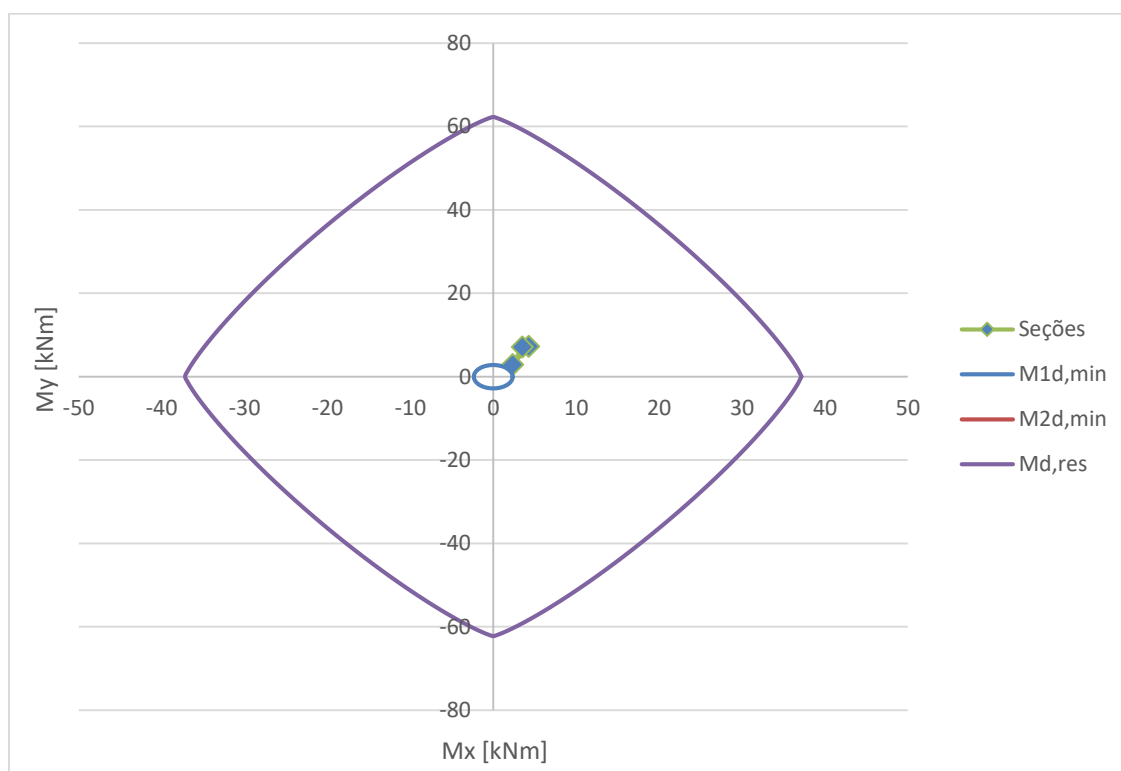
Tabela 116 - Cálculo dos momentos resistentes

	Ábaco 8A			Momentos resistentes					
	ν (0,0)	ν (0,2)	ν (0,11)	Ac (m ²)	fcd	hx (m)	hy (m)	Mrdx (kNm)	Mrdy (kNm)
μ_x	0,18	0,23	0,20	0,051	21428,57	0,17	0,30	37,16	62,29
μ_y	0,00	0,00	0,00						
μ_x	0,00	0,00	0,00						
μ_y	0,17	0,23	0,19						

Fonte: Elaborada pela autora (2022)

Além disso, é plotado o momento calculado para a seção da base, intermediária e topo do pilar P1 no térreo (vide Tabela 107). Os desenhos das envoltórias dos momentos são apresentados no gráfico da Figura 76. Nota-se que os momentos resistentes englobam todos os demais e, portanto, o dimensionamento e detalhamento da seção ocorre a favor da segurança.

Figura 76 - Envoltória do pilar P1 no térreo



Fonte: Elaborada pela autora (2022)

7 CONCLUSÃO

O presente trabalho propôs a elaboração de um projeto estrutural em concreto armado de uma edificação unifamiliar de dois pavimentos em basicamente 5 etapas: na primeira, visou-se elaborar a concepção estrutural de um projeto arquitetônico, criado também pela autora, utilizando ferramentas que utilizam a tecnologia BIM, a fim de estabelecer posicionamento e dimensões de todos os elementos estruturais principais; na segunda, efetuaram-se os cálculos para o dimensionamento e detalhamento das lajes que compõem o segundo pavimento da edificação; na terceira efetuou-se a avaliação da estabilidade global utilizando o coeficiente Γ -Z; e nas quarta e quinta etapas, redigiu-se breve memorial de cálculo para a execução do projeto estrutural de uma viga e de um pilar da edificação.

O desenvolvimento da primeira etapa partiu do princípio de que a edificação objeto deste estudo aplica-se a um caso real, com uma distribuição de ambientes que necessitam da construção de elementos estruturais que precisam vencer grades vãos e de alto valor comercial. Nesses casos, além das recomendações normativas, o fator estético foi preponderante em alguns pontos do projeto, sendo decisivo para adoção, por exemplo, da viga invertida VS2, que viabilizaria a mudança de posição do pilar P8 (que se torna o pilar P21 a partir do nível da cobertura) enquanto solução para escondê-lo na alvenaria e não ficar exposto na área de uso comum da edificação. Além disso, a visualização tridimensional da modelagem estrutural em *software* de apoio permitiu avaliar antecipadamente regiões do projeto em que poderiam haver maiores magnitudes de cargas e tensões, por conseguinte, maiores deformações na estrutura. Logo, as dimensões e posições iniciais dos pilares foram fixadas de modo a reduzir o efeito desses carregamentos e contaram com a validação do pré-dimensionamento pelo método da área de influência. A modelagem da estrutura também permitiu observar padrão nos vãos das vigas, não sendo necessário replicar os cálculos de estimativa da altura para todos esses elementos no projeto, a fim de simplificação. A adoção de diferentes seções geométricas dos elementos estruturais, sobretudo das vigas e dos pilares, no entanto, se tornou aspecto de notória dificuldade para a execução das etapas posteriores deste trabalho.

O processo de dimensionamento das lajes, desenvolvido na segunda etapa do trabalho, envolveu uma série de temas técnicos essenciais que auxiliaram a execução da quarta etapa do trabalho. Foram abordados: a definição dos parâmetros do modelo de cálculo das lajes isoladas;

o cálculo dos momentos fletores dessas lajes com posterior compatibilização dos mesmos para análise unificada do pavimento; o dimensionamento em atendimento ao ELU e o detalhamento das armaduras positivas, negativas, de borda; e considerações normativas para o arranjo das barras de aço nas áreas de vazio da laje LT1. Além disso, efetuaram-se avaliações quanto ao ELU de cisalhamento e ELS de deformação, levando em consideração o estado de fissuração das peças. Quantificou-se um total de 297,68 kg de aço necessários à execução das lajes, distribuídos entre barras de 6,3 e 8 mm de diâmetro, e os resultados obtidos nas avaliações das peças em serviço apresentam boa margem de segurança comparado aos limites normativos. Nesta etapa, foi essencial o auxílio das planilhas eletrônicas, porém a vinculação dos arquivos base de origem da elaboração dos documentos deste trabalho, bem como a organização dos dados e programação das fórmulas demanda uso de dispositivo computacional com maior capacidade de memória e processamento, evitando o travamento de execução dos programas utilizados e comprometimento no avanço do cronograma de execução do trabalho.

A modelagem estrutural tridimensional realizada na etapa um foi a base para a modelagem bidimensional no programa Ftool (PUC-RIO, 2018) dos pórticos associados escolhidos para a avaliação da estabilidade global pelo cálculo do coeficiente Gamma-Z. Além da calibração dos dados de entrada no programa, foram levantadas e inseridas cada uma das cargas verticais (peso próprio, cargas acidentais, alvenaria, reação das lajes nas vigas e cargas pontuais de viga) e horizontais de vento (conforme prerrogativas da ABNT NBR 6123:1988) atuantes na estrutura, bem como formuladas as combinações de ações necessárias. Todos os resultados finais encontrados validaram a edificação como sendo de estrutura de nós fixos.

Notou-se, ainda, correlação direta entre essa etapa e a primeira etapa do trabalho pois, globalmente, previam-se maiores deslocamentos dos pórticos horizontais (na direção de menor inércia da residência), que não puderam ser combatidos no pré-dimensionamento com os eixos de maior inércia dos pilares (restrição arquitetônica). Por isso, já se imaginava que a altura das vigas pertencentes aos pórticos horizontais precisariam ser mais robustas que as vigas pertencentes aos pórticos verticais, mas não se sabia em que taxa/proporção. O exercício do cálculo do coeficiente Gamma-Z consistiu, portanto, em um processo iterativo que trouxe a resposta para esses questionamentos iniciais, a medida em que foi necessário aumentar as alturas das vigas pré-dimensionadas até que se enquadrassem dentro dos limites em que a estrutura é classificada como de nós fixos, corrigindo posteriormente os dados da prancha de

formas. As vigas horizontais, em decorrência dessa avaliação do grau de estabilidade global, tiveram aumento entre 10 e 30 cm de suas alturas em relação ao que se previu no ato do lançamento estrutural.

Na quarta fase realizou-se o dimensionamento da viga VT14-15, onde foram quantificados 137,03 kg de aço, distribuídos entre barras de 12,5, 16 e 20 mm de diâmetro para as barras longitudinais, cujo comprimento foi encontrado a partir do método da decalagem do gráfico de momentos fletores. Foi registrada ocorrência de fissuração da viga entre os pilares P13 e P18, que demandou alteração do momento de inércia no programa Ftool (PUC-RIO, 2018) nesse trecho, para aferir as flechas imediatas. Na avaliação em serviço, a viga avaliada atendeu aos limites de aceitabilidade sensorial visual e de abertura de fissuras.

Na quinta fase, realizou-se o dimensionamento do pilar de canto P1 - caso mais crítico dentre as categorias de pilares, onde o mesmo é submetido à flexão composta oblíqua - para uma das quatro combinações de carga introduzidas no capítulo 4 (situação com vento atuando pela direita e enquanto carga secundária). Não foram registrados momentos de 2ª ordem na avaliação da esbeltez do pilar nos pavimentos, assim como a verificação por envoltória de momentos resistentes se mostrou adequada para o pavimento térreo. O resultado final foi de 117,82 kg de aço, distribuídos entre 8 barras de 16 mm para as longitudinais e de 45 estribos de 5 mm que formam as armaduras transversais. Ressalta-se, no entanto, que esse dimensionamento só é válido se confrontado com o dimensionamento da mesma peça para as outras três combinações de ações críticas.

A execução deste trabalho exigiu gerenciar informações, ferramentas, arquivos e documentos e exigiu conhecimentos relacionados às disciplinas de cálculo estrutural. Além disso, incentivou a busca por dispositivos específicos alternativos, utilizados na prática de projetos, com as quais os cálculos das planilhas (ou manuais) pudessem ser confrontados, de modo a mitigar a ocorrência de erros e auxiliar nas tomadas de decisões.

O desenvolvimento deste trabalho também lançou luz a lacunas no processo de aprendizagem dos assuntos relacionados à área de estruturas que requerem maior aprofundamento no futuro e que complementariam os resultados deste estudo, a exemplo da execução de projeto e dimensionamento de lajes utilizando outras técnicas construtivas, projeto e dimensionamento das formas da estrutura, da viga invertida e semi-invertida, das fundações, da escada, dentre outros.

8 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento**. Rio de Janeiro: ABNT, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 7480: Barras e fios de aço destinados a armaduras para concreto armado**. Rio de Janeiro: ABNT, 2007.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6123: Forças devidas ao vento em edificações**. Rio de Janeiro: ABNT, 1988.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6120: Ações para o cálculo de estruturas de edificações**. Rio de Janeiro: ABNT, 2019.

AUTODESK®. AutoCAD®: V2021. [S.l.], 2021. Disponível em: <https://www.autodesk.com.br/products/autocad/overview>. Acesso em: 2 jun. 2023.

AUTODESK®. Revit®: V2021. [S.l.], 2021. Disponível em: <https://www.autodesk.com.br/products/revit/overview>. Acesso em: 2 jun. 2023.

AUTOQI®.Eberick®: V2022. [S.l.], 2022. Disponível em: <https://www.autoqi.com.br>. Acesso em: 2 jun. 2023.

BOFF, Mariana Pagnoncelli. **Estudo dos efeitos da não linearidade geométrica e física sobre o comportamento de uma edificação em concreto armado**. TCC (Graduação) – Curso de Engenharia Civil, UFSM, RS, Santa Maria, 2021.

CARVALHO, Roberto Chust; FILHO, Jasson Rodrigues de Figueiredo. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado: segundo a ABNT NBR 6118:2014**. 4ª ed. São Carlos, SP: Edufscar, 2021.

Engenharia em curso. **Como analisar estabilidade global no FTOOL**. Youtube. Disponível em: <https://www.youtube.com/watch?v=UTeIe7Q9oF4&t=1915s>. Acesso em: 11 jan. 2023.

LEHMKUHL, Sofia Ramlow. **Projeto estrutural de edificação multifamiliar em concreto armado através do uso de procedimentos manuais e software comercial**. TCC (Graduação) – Curso de Engenharia Civil, UFSC, Florianópolis, 2018.

Mais Engenharia. **Estruturas de nós móveis e nós fixos: aplicação do P-Delta**. Disponível em: <https://maisengenharia.altoqi.com.br/estrutural/estruturas-de-nos-fixos-e-nos-moveis-aplicacao-do-p-delta/>. Acesso em: 23 fev. 2023.

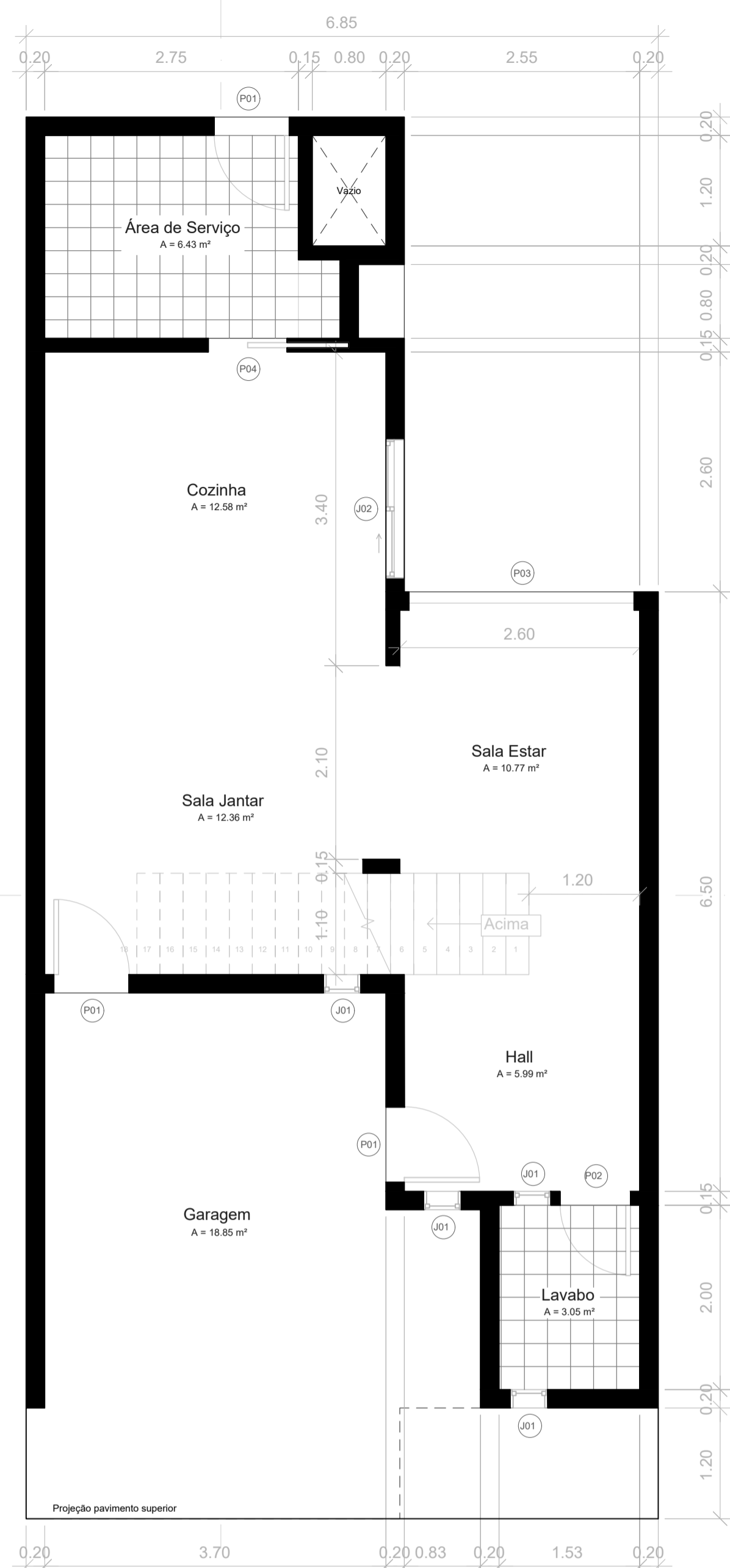
PERLIN, Lourenço Panosso; PINTO, Roberto Carlos de Andrade; PADARATZ, Ivo J. **Apostila da Disciplina Estruturas de Concreto Armado II**. Florianópolis, UFSC, 2020.

PUC-RIO. Ftool: Version 4.00.04. [S.l.], 2018. Disponível em: <https://www.ftool.com.br>. Acesso em: 2 jun. 2023.

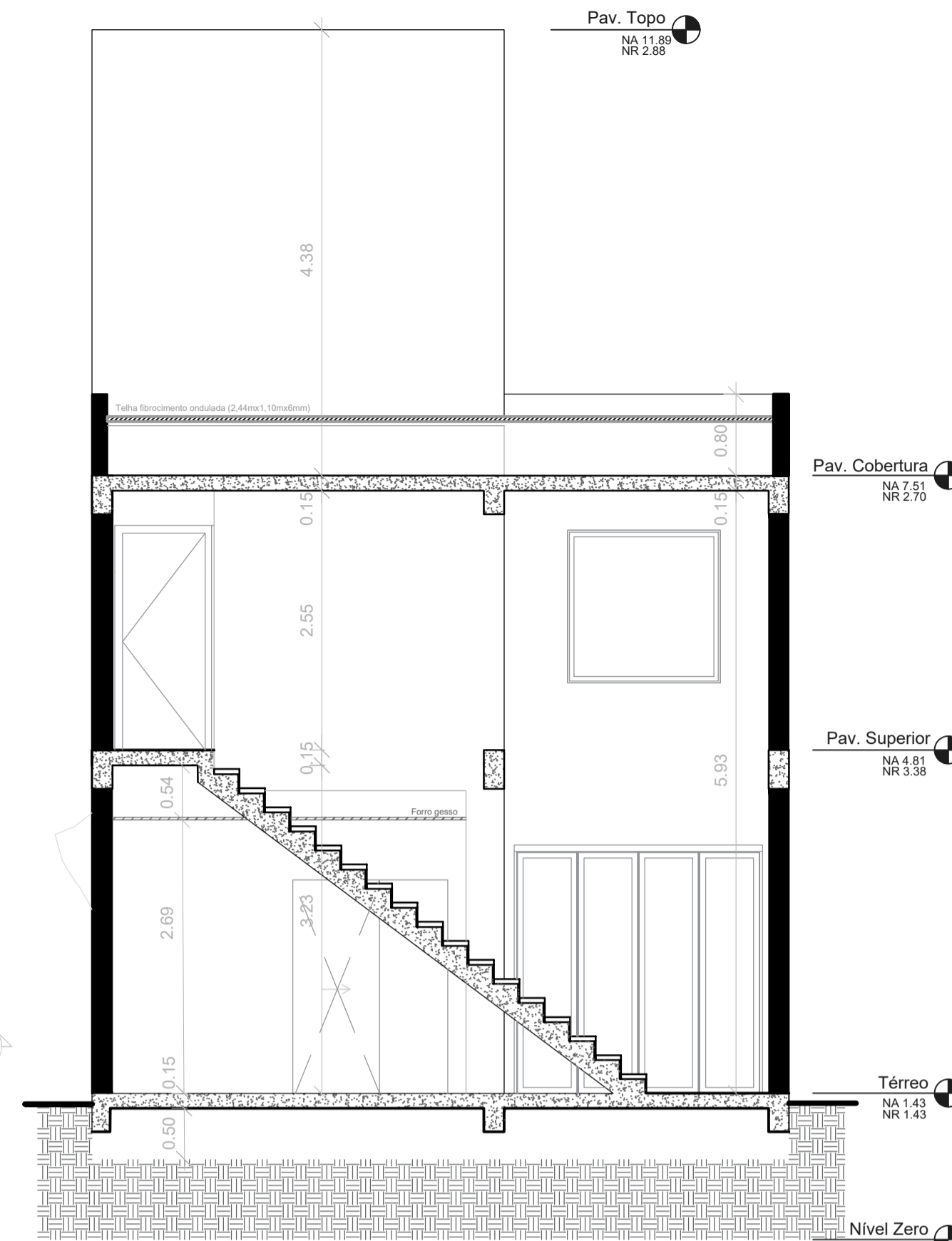
SOUSA, André Luiz Vieira de. **Projeto estrutural em concreto armado de uma residência unifamiliar**. TCC (Graduação) – Curso de Engenharia Civil, UFSC, Florianópolis, 2022.

SILVA, Caio Henrique da. **Projeto Estrutural de uma residência unifamiliar e estudo de caso com lajes maciças e nervuradas**. TCC (Graduação) – Curso de Engenharia Civil, UFSC, Florianópolis, 2021.

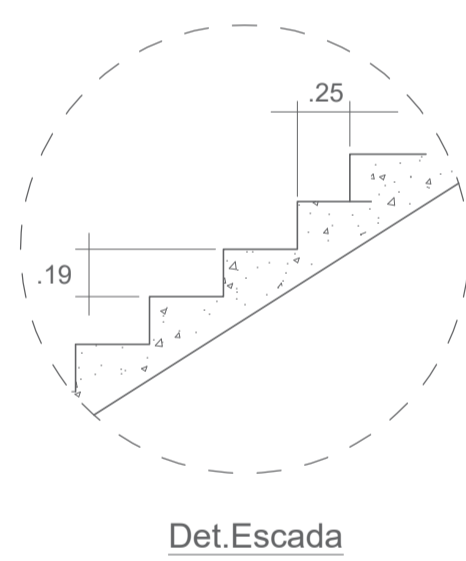
9 APÊNDICE A – PROJETO ARQUITETÔNICO



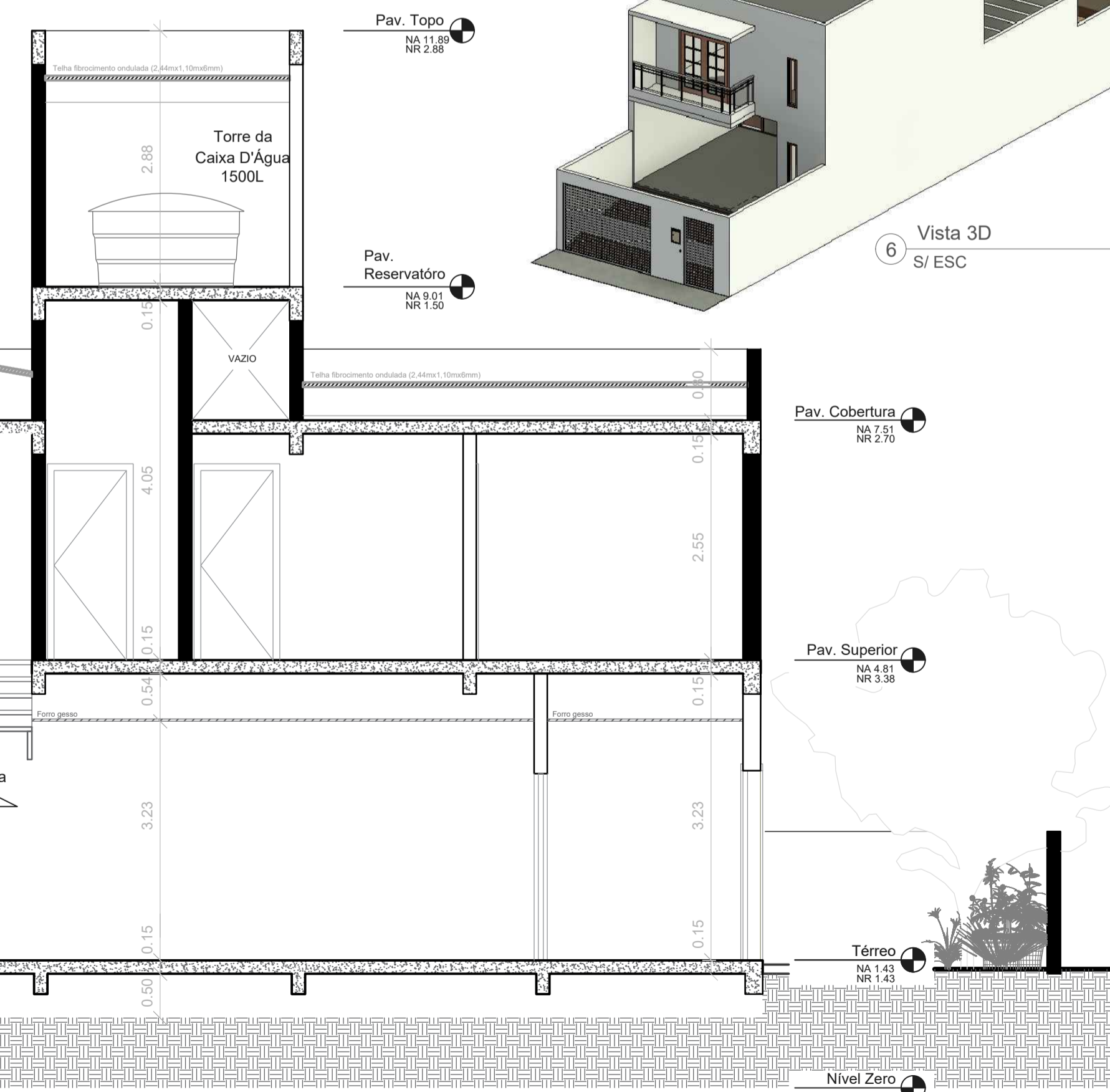
1 Pavimento Térreo
1:50



3 Corte A
1:50



Det. Escada



4 Corte B
1:50

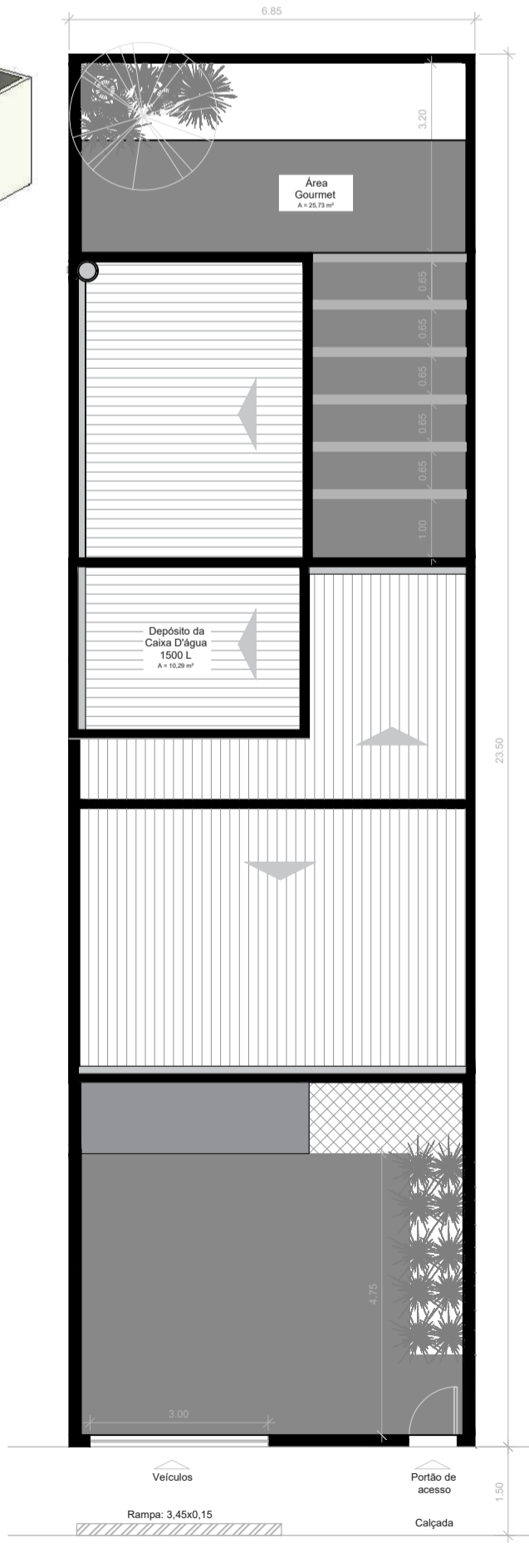
Tabela de ambientes, áreas e revestimentos de piso				
Número	Nome	Revestimento	Perímetro (m)	Área (m²)
01	Área de Serviço	Piso cerâmico	10.80	6.43
02	Cozinha	Piso laminado de madeira	14.20	12.58
03	Sala Jantar	Piso laminado de madeira	14.55	12.36
04	Sala Estar	Piso laminado de madeira	13.40	10.77
05	Hall	Piso laminado de madeira	9.80	5.99
06	Lavabo	Piso cerâmico	7.05	3.05
07	Garagem	Piso cerâmico externo	18.45	18.85
08	Dormitório 01	Piso laminado de madeira	13.40	10.90
09	Dormitório 02	Piso laminado de madeira	11.20	7.78
10	Circulação	Piso laminado de madeira	13.90	5.95
11	Banheiro	Piso cerâmico	8.10	3.83
12	Suíte	Piso laminado de madeira	16.10	16.10
13	Closet	Piso laminado de madeira	9.60	5.72
14	Banheiro - Suíte	Piso cerâmico	9.20	5.20
15	Varanda	Piso cerâmico	9.50	3.89
16	Área Gourmet	Deck de madeira	27,09	25,73
17	Depósito da Caixa D'água 1500L	-	12,98	10,29
Total geral: 17			165,41	

Quadro de esquadrias - Portas					
Marca de tipo	Material	Tipo	Contagem	Largura	Altura
P01	Madeira	De abrir - 1 folha	8	0.81	2.13
P02	Madeira	De abrir - 1 folha	1	0.76	2.03
P03	Madeira	De correr - 4 folhas	1	2.44	2.44
P04	Madeira	De correr - 1 folha	2	0.85	2.10
P05	Madeira	De abrir - 2 folhas	1	1.83	2.14
Total geral: 13					

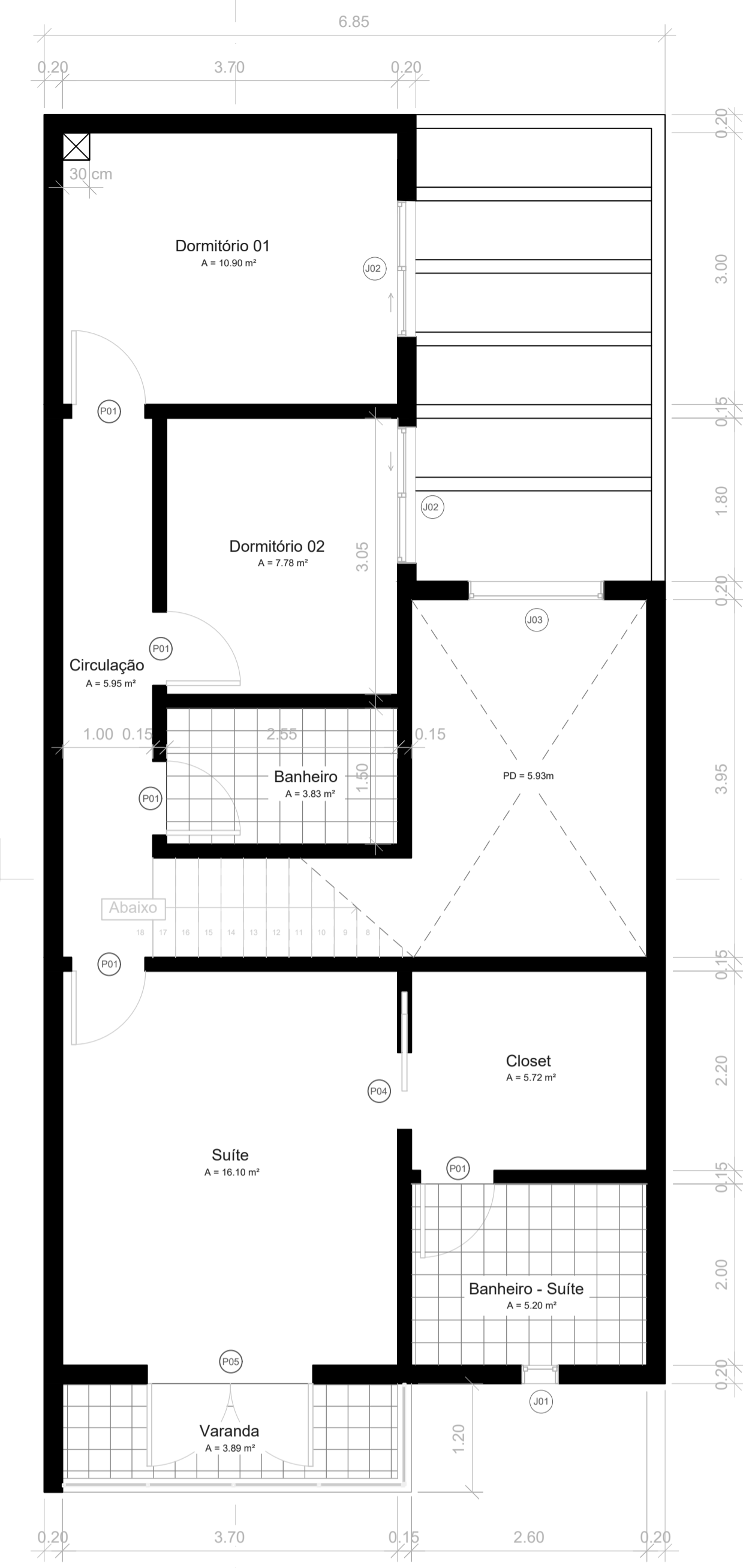
Quadro de esquadrias - Janelas						
Marca de tipo	Material	Tipo	Contagem	Largura (m)	Altura (m)	Altura do peitoril (m)
J01	Madeira e vidro	Maxim-ar - 1 folha	5	0.41	1.71	0.50
J02	Alumínio e vidro	De correr - 2 folhas	3	1.50	1.20	0.90
J03	Alumínio e vidro	-	1	1.50	1.50	0.66
J04	Madeira e vidro	Maxim-ar - 1 folha	1	0.80	0.40	0.68
Total geral: 10						



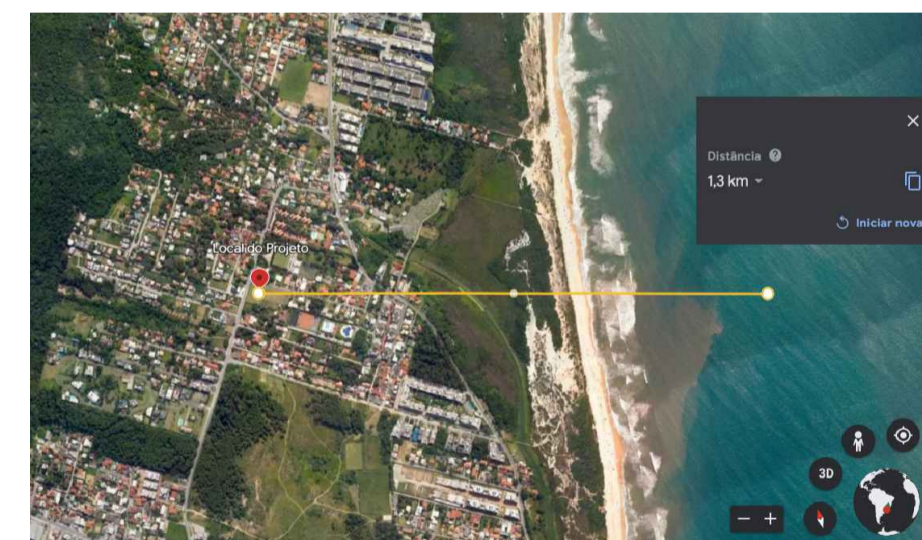
6 Vista 3D
S/ ESC



5 Cobertura e Locação
1:100



2 Pavimento Superior
1:50



7 Local de implantação
S/ ESC

Quadro de áreas - Geral	
	Área (m²)
Pavimento Térreo	81,73
Pavimento Superior	86,56
Área Gourmet	25,73
Depósito da Caixa D'Água 1500L	10,29
Área Externa	38,38
Total Construído	168,29
Total do Terreno	160,97

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA
CENTRO TECNOLÓGICO
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
ECV 5513 - TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO II (TCC)

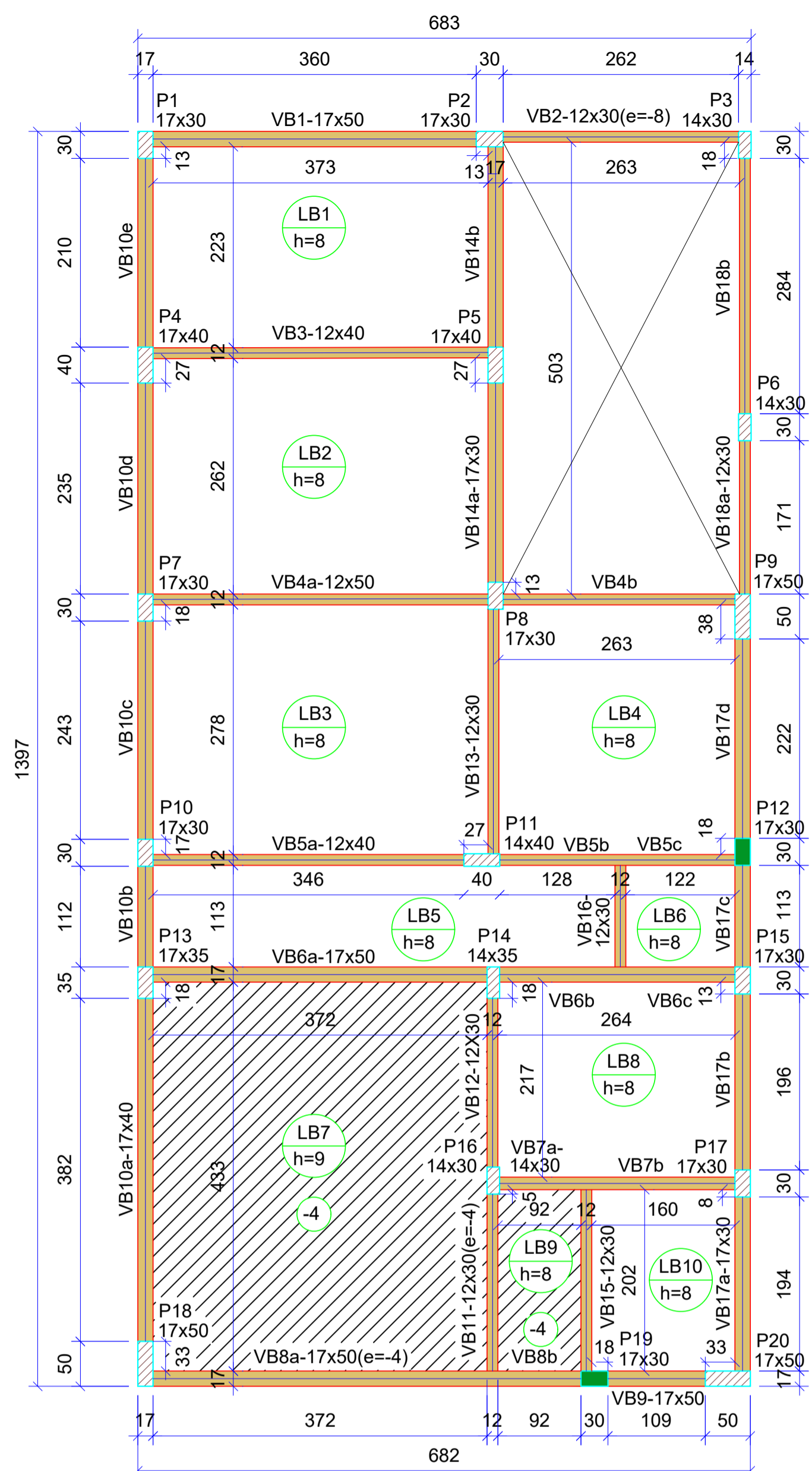
TÍTULO: PROJETO ARQUITETÔNICO - UNIDADE RESIDENCIAL UNIFAMILIAR
RESPONSÁVEL TÉCNICO: KAROLINY DE CARVALHO NASCIMENTO
PROFESSOR: LOURENÇO PANOSSO PERLIN, Dr.
ASSUNTO: PLANTAS BAIXAS - PAVIMENTOS TÉRREO E SUPERIOR
CORTES
COBERTURA E LOCAÇÃO
LOCAL DE IMPLANTAÇÃO
VISTA 3D
QUADRO DE AMBIENTES, ÁREAS E REVESTIMENTOS DE PISO
QUADRO DE ÁREAS - GERAL
QUADRO DE ESQUADRIAS - PORTAS E JANELAS

DATA: 5/11/2022
ESCALA: INDICADA

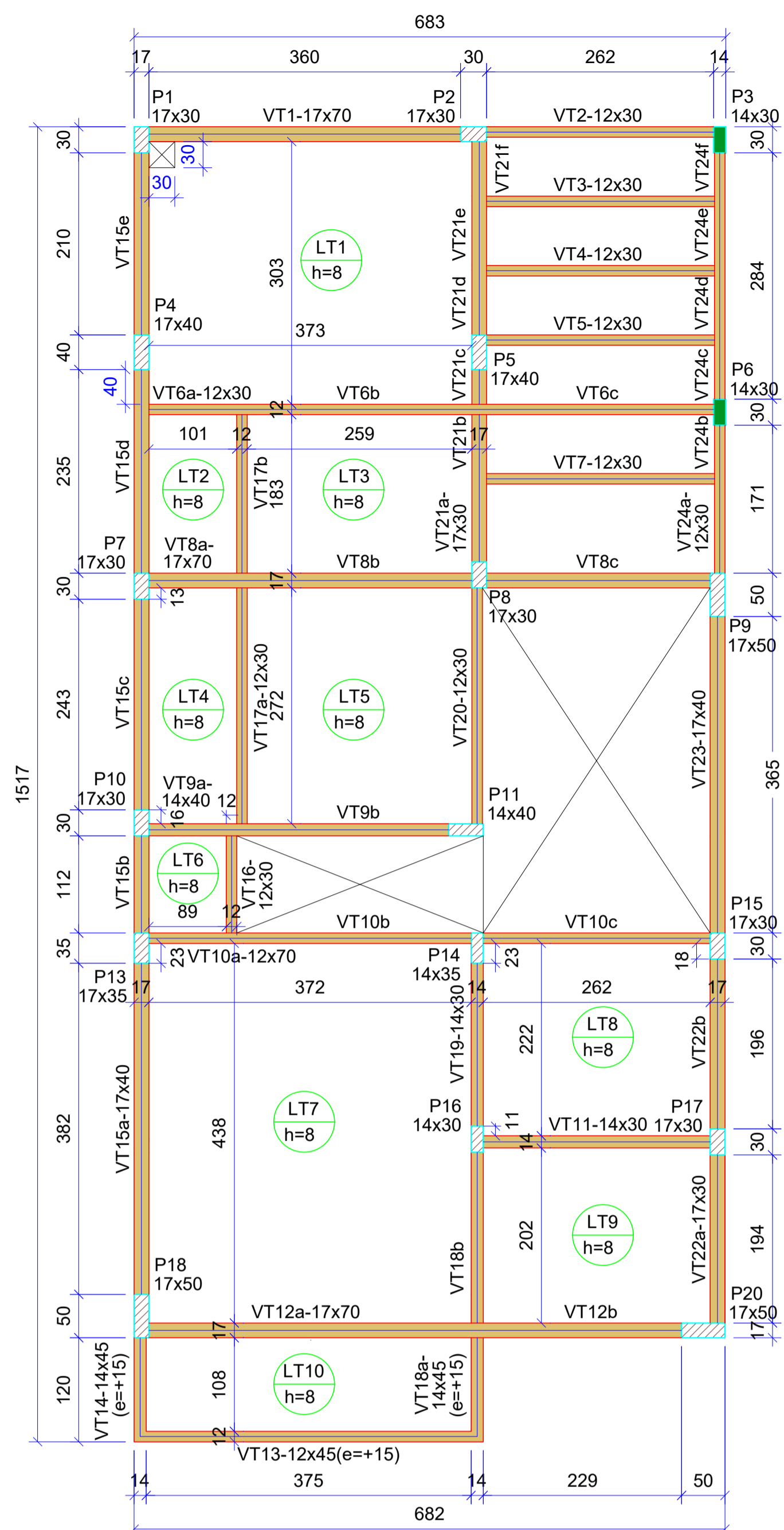
ENDEREÇO: Rua Florêncio Rocha, Campeche, Florianópolis, SC

FOLHA: 01

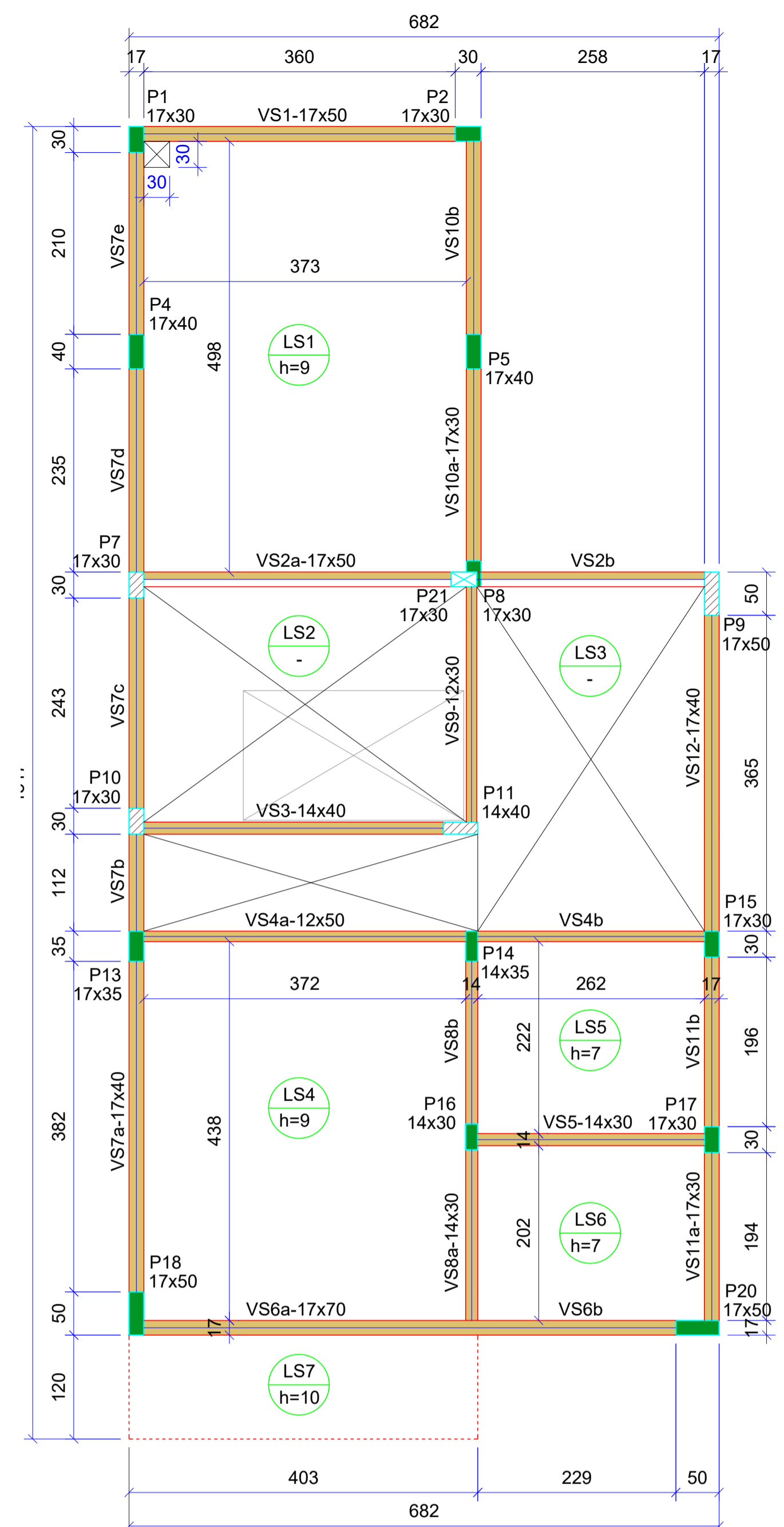
10 APÊNDICE B – PLANTA DE FORMAS



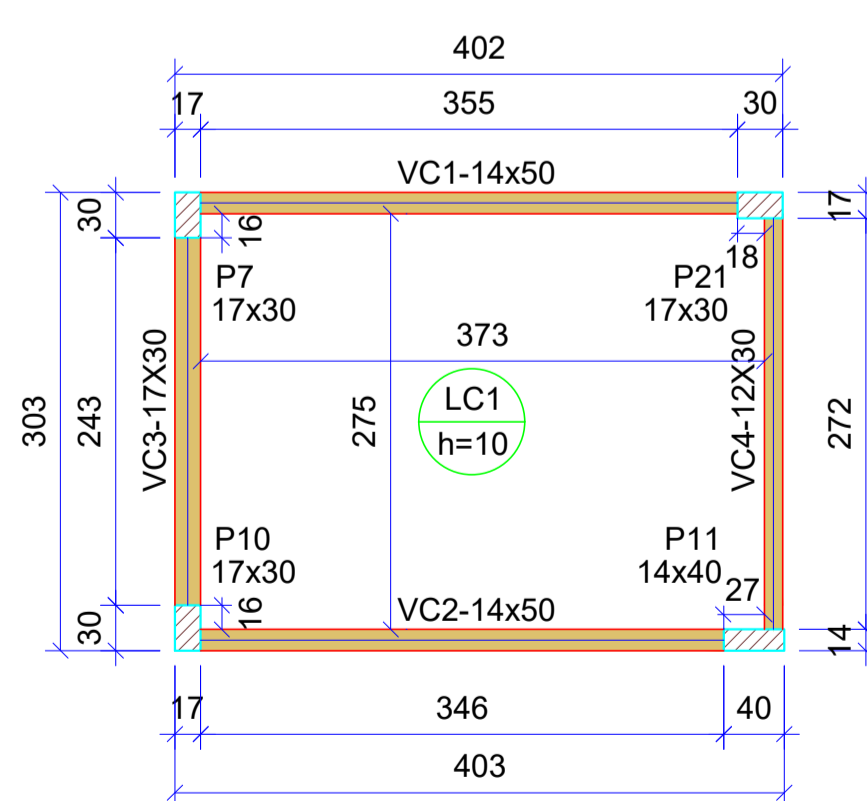
1 Forma Baldrame
Nível 139



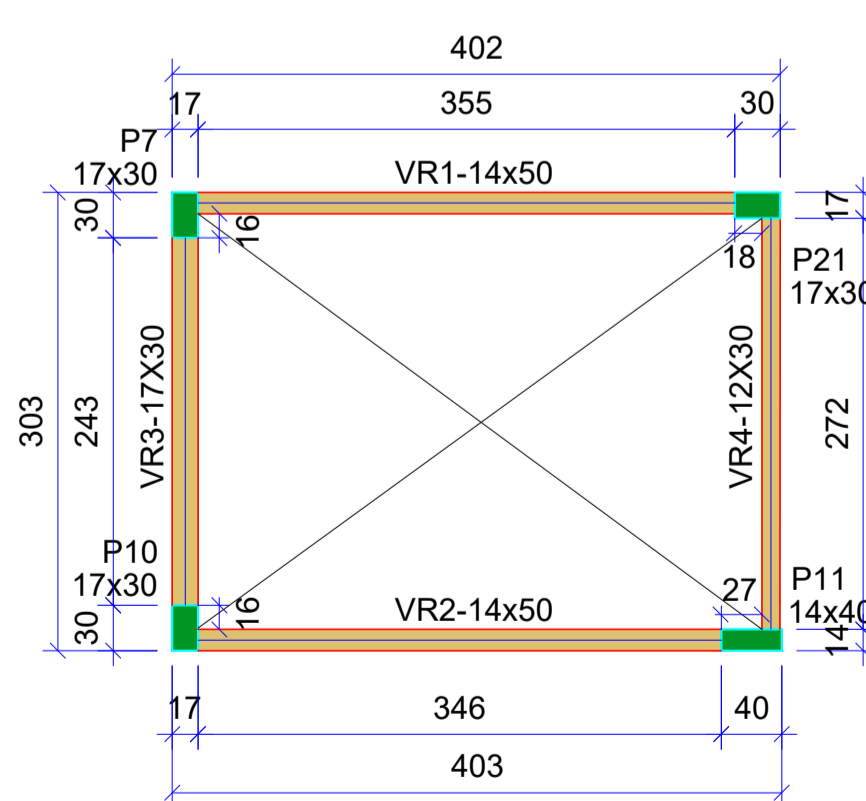
2 Forma Pavimento Térreo
Nível 477



3 Forma Pavimento Superior
Nível 747



4 Forma Cobertura
Nível 898



5 Forma Reservatório
Nível 1189

Nome	Seção (cm)	Elevação (cm)	Vigas				
			Nível (cm)	Nome	Seção (cm)	Elevação (cm)	Nível (cm)
VB1	17x50	0	139	VT15b	17x40	0	477
VB2	12x30	-8	131	VT15c	17x40	0	477
VB3	12x40	0	139	VT15d	17x40	0	477
VB4a	12x50	0	139	VT15e	17x40	0	477
VB4b	12x50	0	139	VT16	12x30	0	477
VB5a	12x40	0	139	VT17a	12x30	0	477
VB5b	12x40	0	139	VT17b	12x30	0	477
VB5c	12x40	0	139	VT18a	14x45	15	492
VB6a	17x50	0	139	VT18b	14x45	15	492
VB6b	17x50	0	139	VT19	14x30	0	477
VB6c	17x50	0	139	VT20	12x30	0	477
VB7a	14x30	0	139	VT21a	17x30	0	477
VB7b	14x30	0	139	VT21b	17x30	0	477
VB8a	17x50	-4	135	VT21c	17x30	0	477
VB8b	17x50	-4	135	VT21d	17x30	0	477
VB9	17x50	0	139	VT21e	17x30	0	477
VB10a	17x40	0	139	VT21f	17x30	0	477
VB10b	17x40	0	139	VT22a	17x30	0	477
VB10c	17x40	0	139	VT22b	17x30	0	477
VB10d	17x40	0	139	VT23	17x40	0	477
VB10e	15x40	0	139	VT24a	12x30	0	477
VB11	12x30	-4	135	VT24b	12x30	0	477
VB12	12x30	0	139	VT24c	12x30	0	477
VB13	12x30	0	139	VT24d	12x30	0	477
VB14a	17x30	0	139	VT24e	12x30	0	477
VB14b	17x30	0	139	VT24f	12x30	0	477
VB15	12x30	0	139	VS1	17x50	0	747
VB16	12x30	0	139	VS2a	17x50	+41	788
VB17a	17x30	0	139	VS2b	17x50	+41	788
VB17b	17x30	0	139	VS3	14x40	0	747
VB17c	17x30	0	139	VS4a	12x50	0	747
VB17d	17x30	0	139	VS4b	12x50	0	747
VB18a	12x30	0	139	VS5	14x30	0	747
VB18b	12x30	0	139	VS6a	17x70	0	747
VT1	17x70	0	477	VS6b	17x70	0	747
VT2	12x30	0	477	VS7a	17x40	0	747
VT3	12x30	0	477	VS7b	17x40	0	747
VT4	12x30	15	492	VS7c	17x40	0	747
VT5	12x30	15	492	VS7d	17x40	0	747
VT6a	12x30	0	477	VS7e	17x40	0	747
VT6b	12x30	0	477	VS8a	14x30	0	747
VT6c	12x30	0	477	VS8b	14x30	0	747
VT7	12x30	0	477	VS9	12x30	0	747
VT8a	17x70	0	477	VS10a	17x30	0	747
VT8b	17x70	0	477	VS10b	17x30	0	747
VT8c	17x70	0	477	VS11a	17x30	0	747
VT9a	14x40	0	477	VS11b	17x30	0	747
VT9b	14x40	0	477	VS12	17x40	0	747
VT9c	14x40	0	477	VS13	17x40	0	747
VT10a	12x70	0	477	VC1	14x50	0	898
VT10b	12x70	0	477	VC2	14x50	0	898
VT10c	12x70	0	477	VC3	17x30	0	898
VT11	14x30	0	477	VC4	12x30	0	898
VT12a	17x70	0	477	VR1	14x50	0	1189
VT12b	17x70	0	477	VR2	14x50	0	1189
VT13	12x45	15	492	VR3	17x30	0	1189
VT14	14x45	15	492	VR4	12x30	0	1189
VT15a	17x40	0	477				

	Pilar que morre
	Pilar que passa
	Pilar que nasce

	Viga normal
	Viga invertida

Nome	Seção (cm)	Nasce Nível (cm)	Morre Nível (cm)
P1	17x30	0	747
P2	17x30	0	747
P3	14x30	0	481
P4	17x40	0	747
P5	17x40	0	747
P6	14x30	0	481
P7	17x30	0	1189
P8	17x30	0	747
P9	17x50	0	747+41
P10	17x30	0	1189
P11	14x40	0	1189
P12	17x30	0	139
P13	17x35	0	747
P14	14x35	0	747
P15	17x30	0	747
P16	14x30	0	747
P17	17x30	0	747
P18	17x50	0	747
P19	17x30	0	139
P20	17x50	0	747
P21	17x30	0	1189

Nome	Tipo	Altura (cm)	Elevação (cm)	Nível (cm)
LB1	Maciça	8	0	139
LB2	Maciça	8	0	139
LB3	Maciça	8	0	139
LB4	Maciça	8	0	139
LB5	Maciça	9	0	139
LB6	Maciça	8	0	139
LB7	Maciça	9	-4	135
LB8	Maciça	8	0	139
LB9	Maciça	8	-4	135
LB10	Maciça	8	0	139
LT1	Maciça	8	0	477
LT2	Maciça	8	0	477
LT3	Maciça	8	0	477
LT4	Maciça	8	0	477
LT5	Maciça	9	0	477
LT6	Maciça	8	0	477
LT7	Maciça	9	0	477
LT8	Maciça	8	0	477
LT9	Maciça	8	0	477
LT10	Maciça	8	0	477
LS1	Maciça	9	0	747
LS2	Não dimensionado	-	0	747
LS3	Não dimensionado	-	0	747
LS4	Maciça	9	0	747
LS5	Maciça	7	0	747
LS6	Maciça	7	0	747
LS7	Maciça	10	0	747
LC1	Maciça	10	0	898

fc _k (kgf/cm ²)	E _{cs} (kgf/cm ²)
300	268384

Dimensão máxima do agregado = 19 mm

	Lajes em nível
	Lajes com rebaixo



UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA
CENTRO TECNOLÓGICO
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
ECV 5513 - TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO II (TCC)

TÍTULO: PROJETO ESTRUTURAL - UNIDADE RESIDENCIAL UNIFAMILIAR

RESPONSÁVEL TÉCNICO: KAROLINY DE CARVALHO NASCIMENTO

PROFESSOR: LOURENÇO PANOSO PERLIN, Dr.

ASSUNTO: PLANTAS DE FORMAS - Baldrame, Pavimento Térreo, Pavimento Superior, Pavimento Cobertura, Pavimento Reservatório, Pavimento Topo

FOLHA: 02

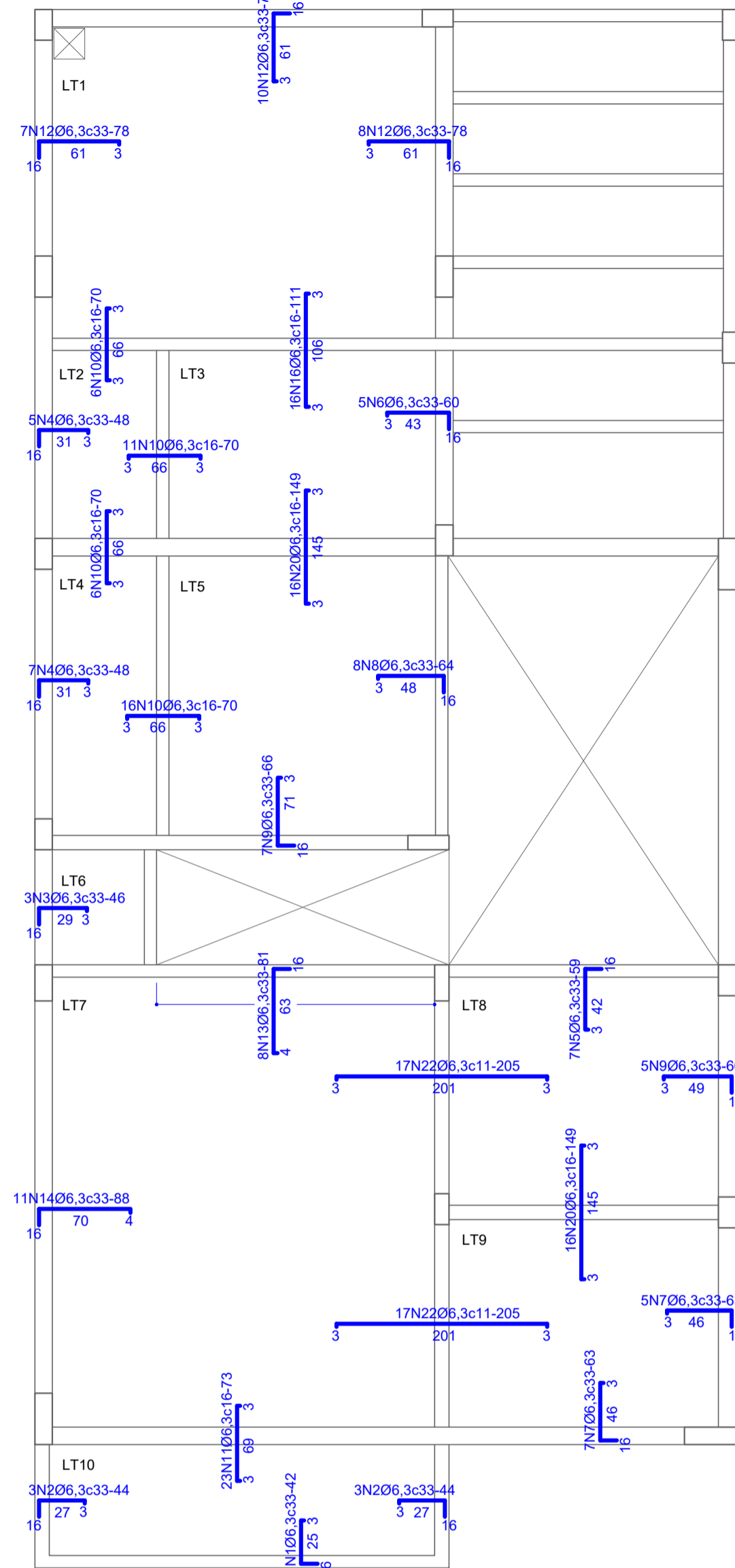
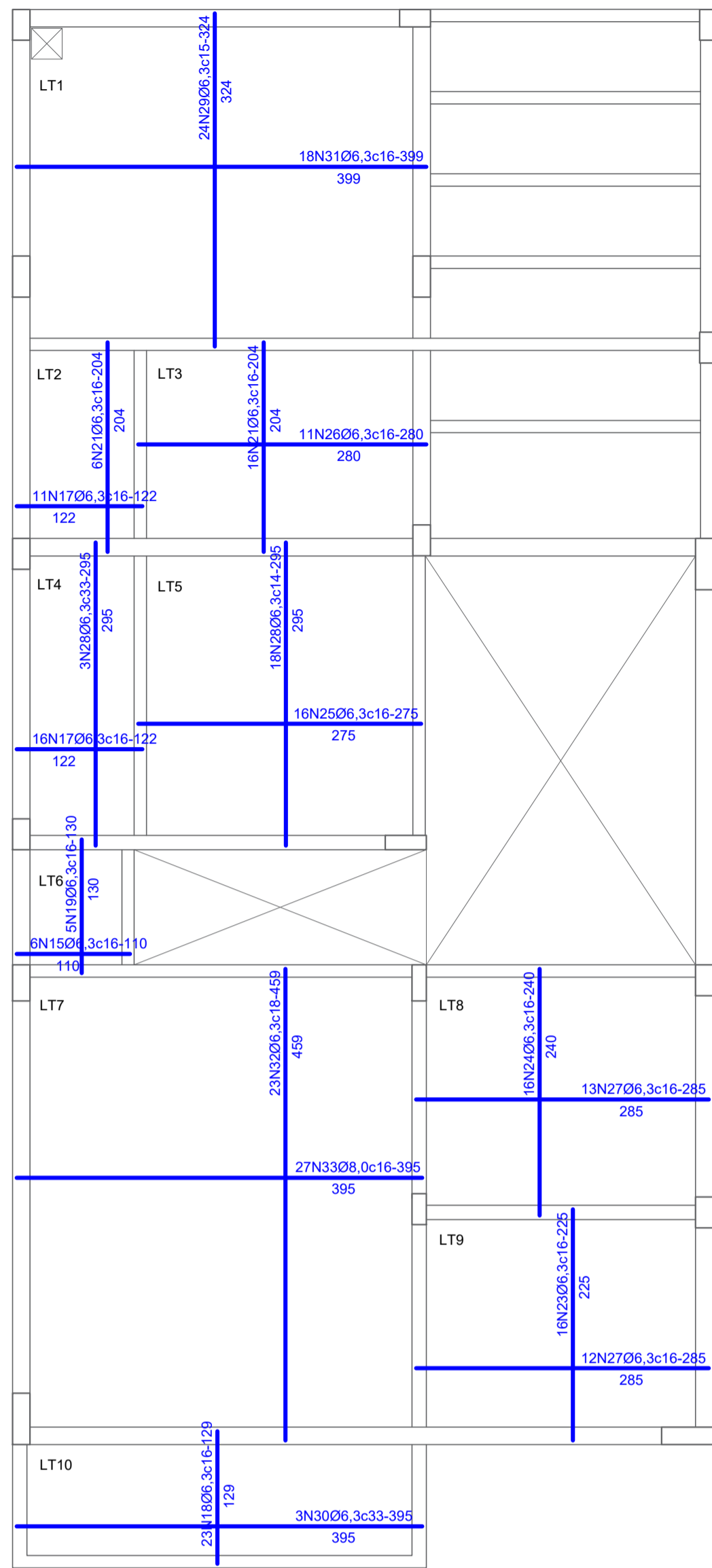
Dimensões em centímetro, exceto quando indicado

DATA: 2023

ESCALA: S/ESC.

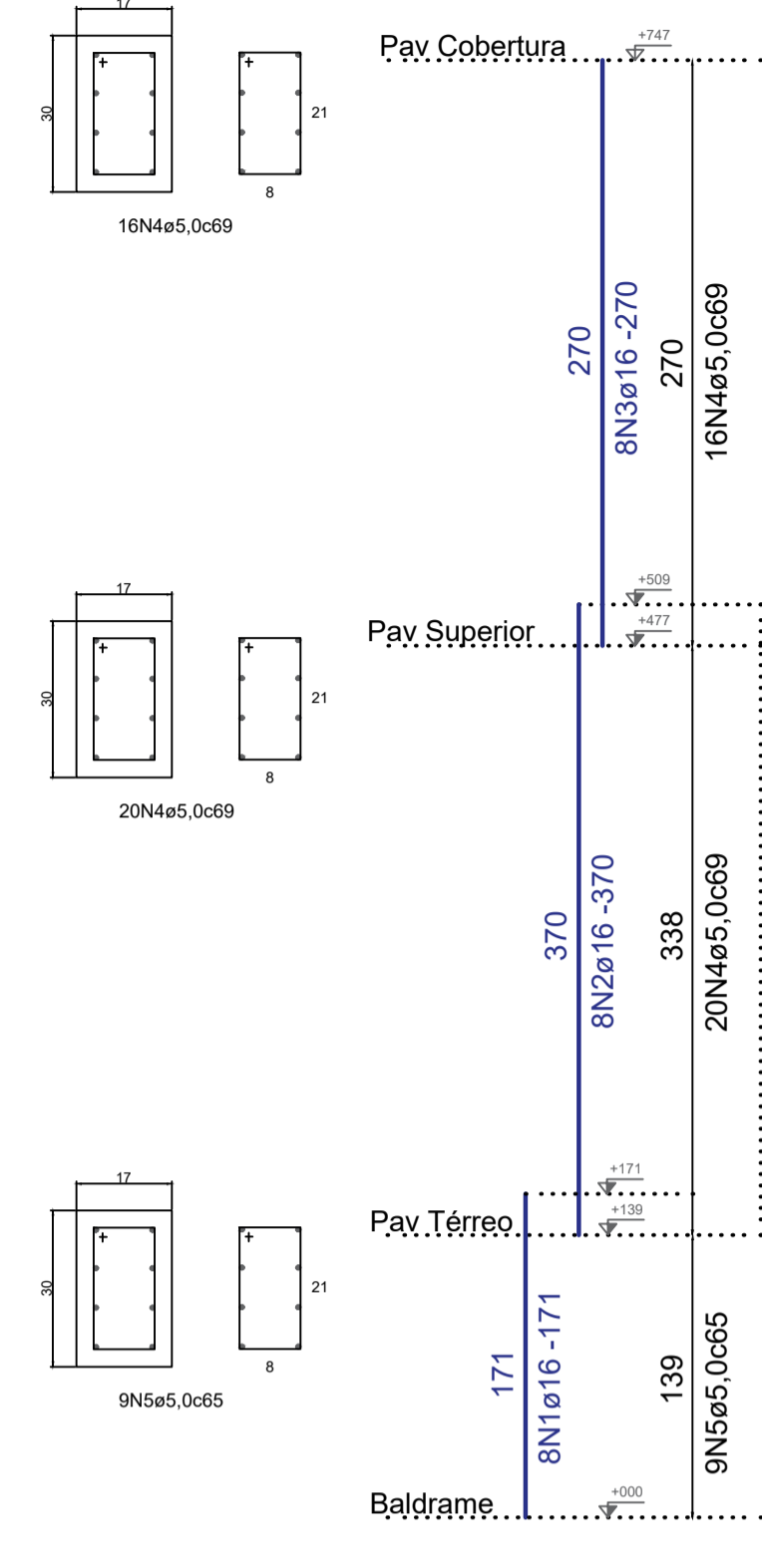
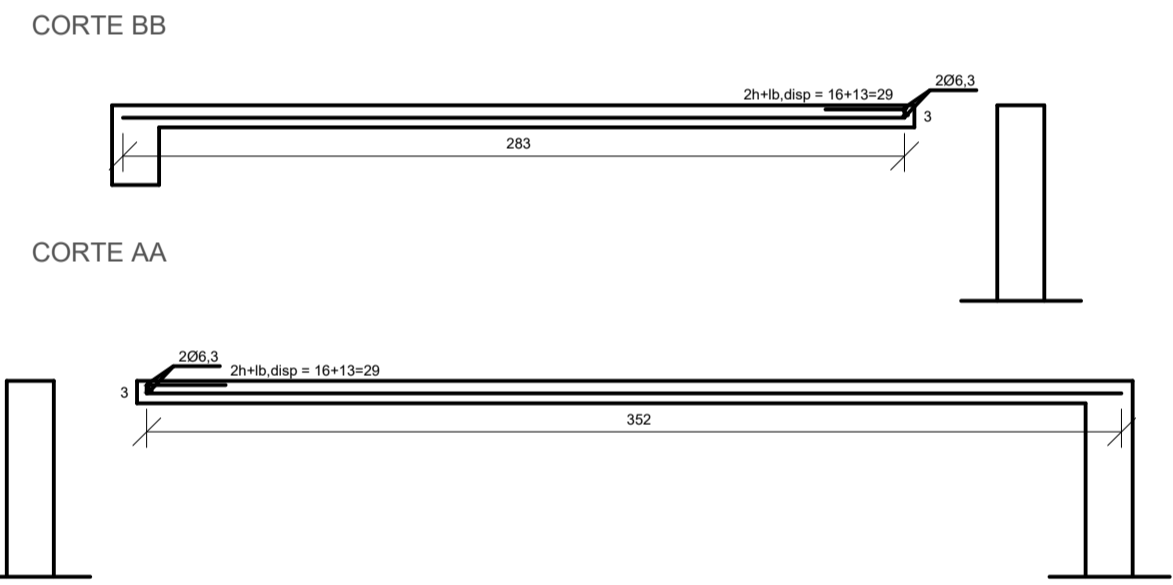
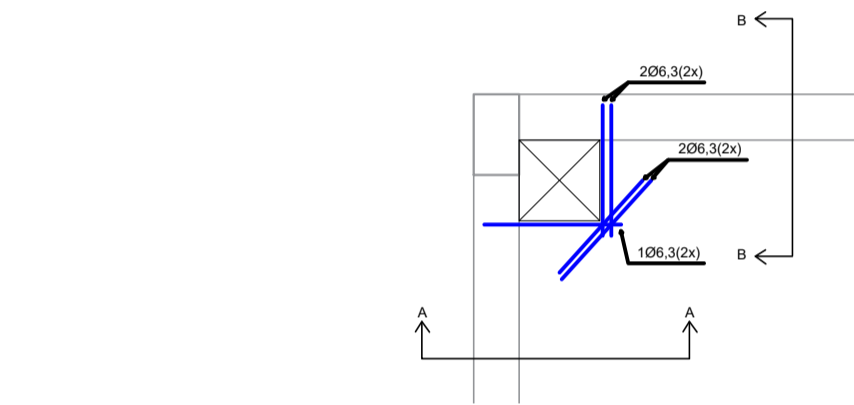
ENDEREÇO: Rua Florêncio Rocha, Campeche, Florianópolis, SC

**11APÊNDICE C – PLANTA DE ARMAÇÃO DAS PEÇAS ESTRUTURAIS
DIMENSIONADAS**



LISTA DE AÇO - LAJES					
Aço	Ø (mm)	N	Qtd Barras	C unit(m)	C total(m)
CA-50	6,3	N1	11	42	4,58
		N2	3	44	1,31
		N3	3	46	1,37
		N4	12	48	5,73
		N5	7	59	4,11
		N6	5	60	3,00
		N7	12	63	7,53
		N8	8	64	5,15
		N9	12	66	7,89
		N10	19	70	27,11
		N11	23	73	16,79
		N12	25	78	19,48
		N13	8	81	6,50
		N14	11	88	9,71
		N15	6	110	6,60
		N16	16	111	17,68
		N17	27	122	32,94
		N18	23	129	29,67
		N19	21	130	27,30
		N20	16	149	23,76
		N21	22	204	44,88
		N22	34	205	69,70
		N23	16	225	36,00
		N24	16	240	38,40
		N25	16	275	44,00
		N26	11	280	30,80
		N27	25	285	71,25
		N28	21	295	61,95
		N29	24	324	77,76
		N30	3	395	11,85
		N31	18	399	71,82
		N32	23	459	105,57
		N33	27	395	106,65

QUADRO RESUMO - LAJES			
Aço	Ø (mm)	C total (m)	Massa/m (kg/m)
CA-50	6,3	922,18	0,248
CA-60	5	106,65	0,393
		Total(kg)	297,68



4) Planta detalhamento pilar P1
Detalhamento S/Esc.

LISTA DE AÇO - PILAR					
Aço	Ø (mm)	N	Qtd Barras	C unit(m)	C total(m)
CA-50	16	N1	8	270	21,60
		N2	8	370	29,60
		N3	8	171	13,68
CA-60	5	N4	36	469	24,84
		N5	9	65	5,85

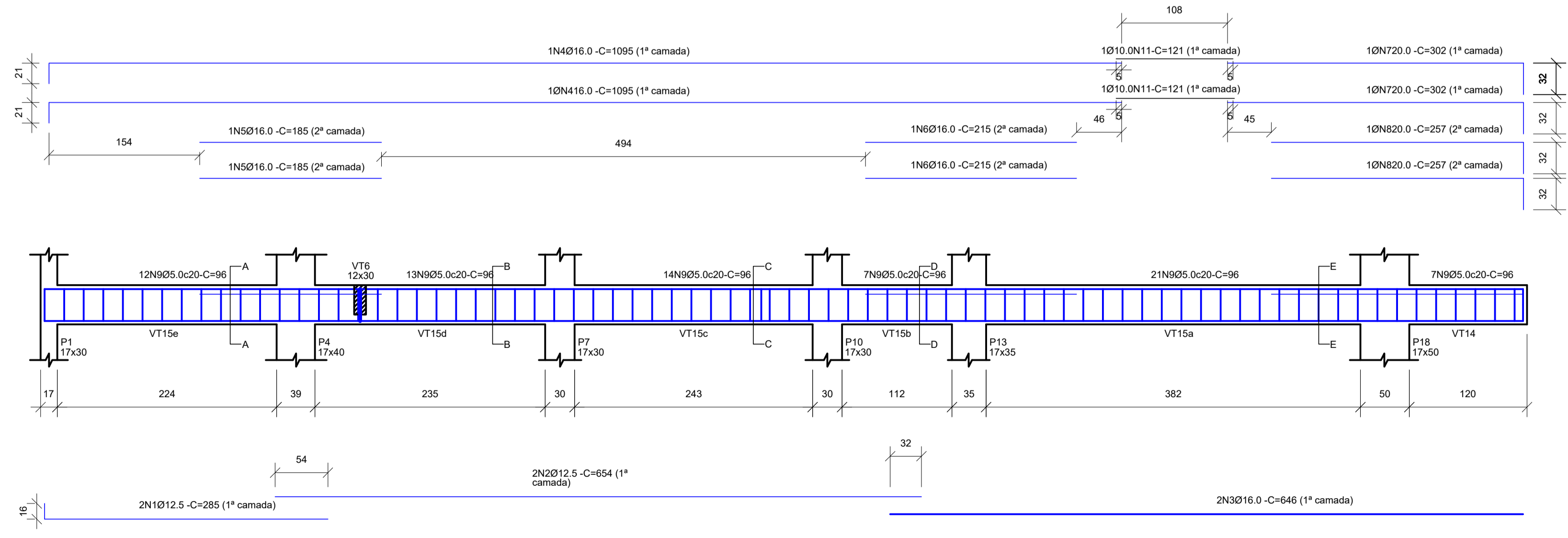
QUADRO RESUMO - PILAR				
Aço	Ø (mm)	C total (m)	Massa/m (kg/m)	Massa Total = 10% (kg)
CA-50	16	64,85	1,578	112,52
CA-60	5	30,69	0,154	3,20
		Total(kg)		115,72

- Notas:
1. Dimensões em centímetro.
 2. Todas as medidas, especificações e interferências deverão ser verificadas na obra e cotejadas com o projeto arquitetônico e complementares antes da execução.
 3. A dosagem do concreto deverá ter como base a resistência característica fck, relação água/cimento e dimensão máxima dos agregados deste projeto.
 4. Adotar revestimento de 4,0 cm para pilares e vigas, porém 4,5 cm para elementos em contato com solo, além de 3,5 cm de revestimento inferior e 1,5 de revestimento superior para as lajes. Utilizar dispositivos distanciadores e espaçadores que garantam o posicionamento adequado das armaduras.
 5. Classe de agressividade ambiental : III (Forte)
 6. Conferir as medidas das formas e posicionamento das armaduras antes da concretagem
 7. Limpar e vedar adequadamente a forma. Não realizar a concretagem sobre po, pedaços de madeira ou corpo estranho.
 8. As armaduras deverão ser lançadas limpas e isentas de qualquer substância que prejudique a aderência do concreto.
 9. Nos primeiros 7 dias a partir do lançamento do concreto nas formas deverá ser feita a cura do concreto, mantendo a superfície umedecida ou protegendo-a com película impermeável.
 10. As formas e escoramentos deverão ser projetados de modo a não sofrerem deformações excessivas devido ao seu peso, ao peso do concreto e às cargas acidentais que possam atuar na estrutura durante a execução da obra.
 11. Resistência característica do concreto (fck) de 30 MPa.
 12. Tempo de escoramento das lajes de 21 dias.
 13. Aço CA-50 para armadura longitudinal
 14. Aço CA-60 para estribos
 15. Relação a/c inferior ou igual a 0,55
 16. Classe de agregado graúdo: Brita 1
 17. Módulo de elasticidade secante do concreto (ECs): 26 GPa
 18. Nomenclatura:
N Família de Aço
Ø Diâmetro barra de aço
c Espacamento entre barras de aço

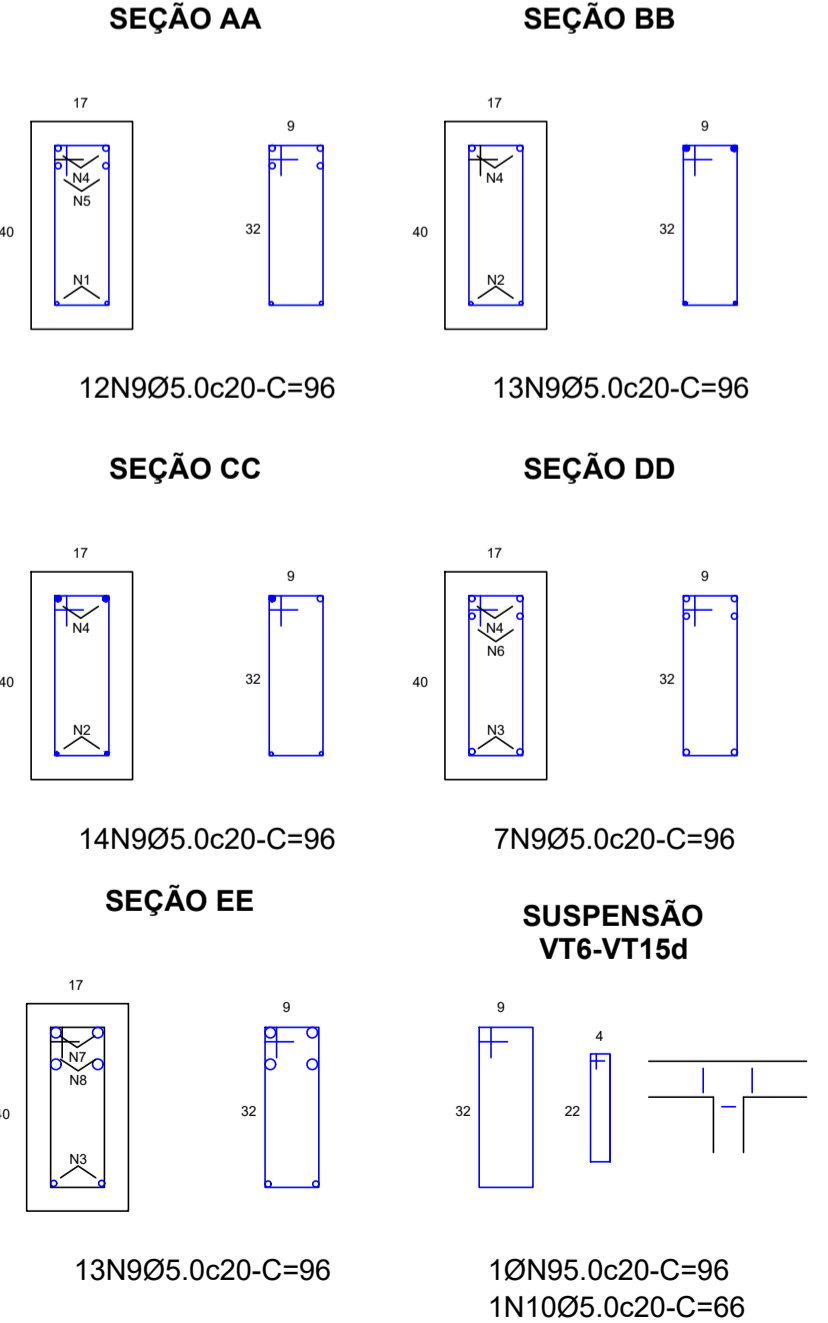
1) Planta armaduras positivas
Forma pavimento Térreo
Nível (481)

2) Planta armaduras negativas
Forma pavimento Térreo
Nível (481)

3) Abertura em laje
Detalhamento
S/Esc.



5) Planta detalhamento viga VT14-VT15
Detalhamento
S/Esc.



LISTA DE AÇO - VIGA VT14-15					
Aço	Ø (mm)	N	Qtd Barras	C unit(m)	C total(m)
CA-50	12,5	N1	2	283	5,70
		N2	2	654	13,08
		N3	2	646	12,92
		N4	2	1095	21,90
		N5	2	185	3,70
		N6	2	215	4,30
		N7	2	302	6,04
		N8	2	257	5,14
CA-60	5	N9	75	96	72,00
		N10	1	66	0,66

QUADRO RESUMO - VT14-15				
Aço	Ø (mm)	C total (m)	Massa/m (kg/m)	Massa Total = 10% (kg)
CA-50	12,5	18,78	0,963	19,89
	16	42,82	1,578	74,33
	20	11,18	2,48	30,50
CA-60	5	72,66	0,154	12,31
		Total(kg)		137,03

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA
CENTRO TECNOLÓGICO
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
ECV 5513 - TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO II (TCC)

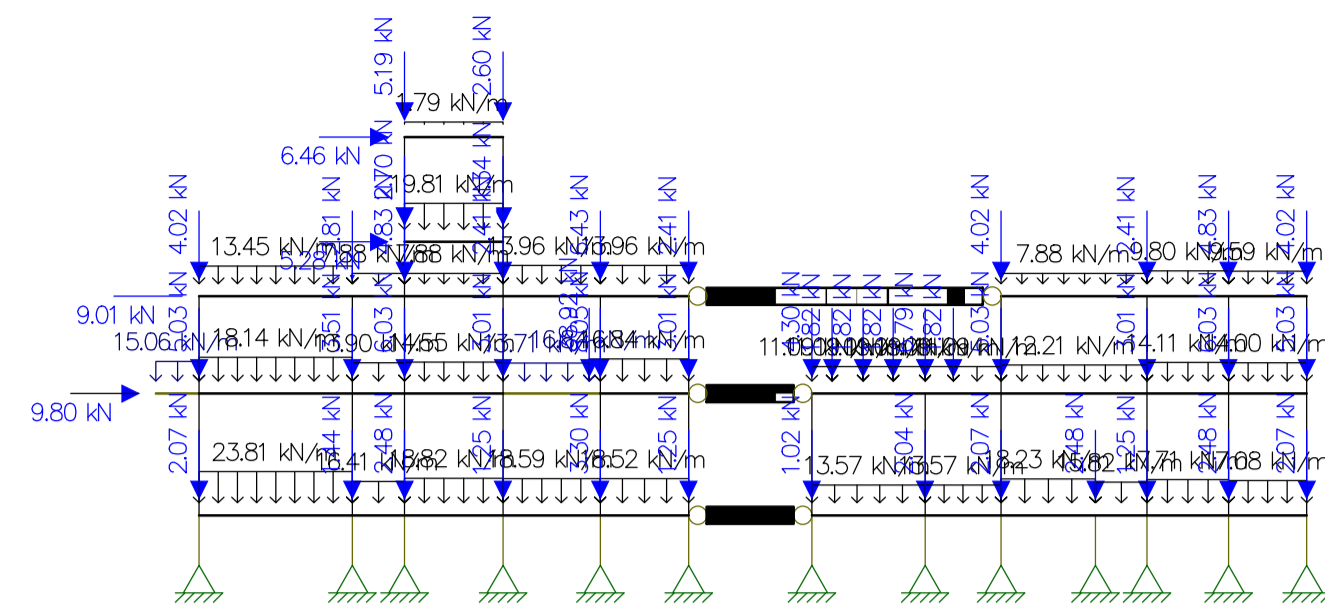
TÍTULO: PROJETO ESTRUTURAL - UNIDADE RESIDENCIAL UNIFAMILIAR
RESPONSÁVEL TÉCNICO: KAROLINY DE CARVALHO NASCIMENTO
PROFESSOR: LOURENÇO PANOSSO PERLIN, Dr.
ASSUNTO: PLANTAS DE ARMAÇÃO - Lajes do Pavimento Superior
-Planta de armaduras positivas
-Planta de armaduras negativas
-Abertura em laje (Detalhamento)
- Viga V14-15
- Pilar P1

DATA: 2023
ESCALA: S/ESC.

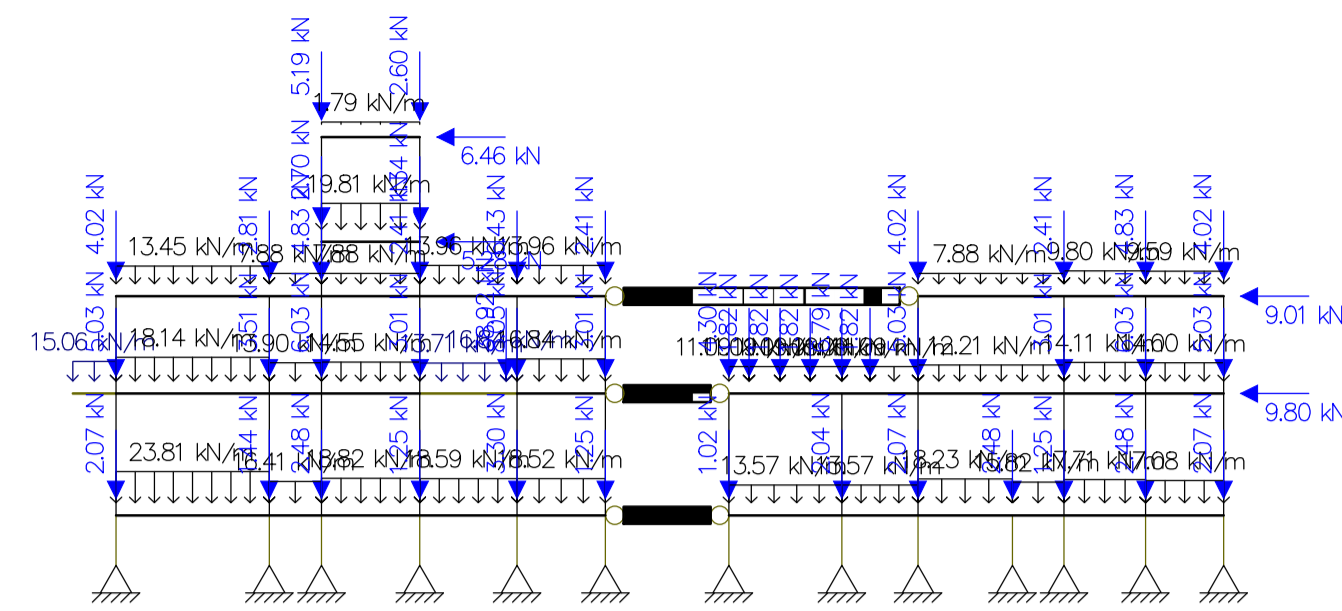
FOLHA: 03

ENDEREÇO: Rua Florêncio Rocha, Campeche, Florianópolis, SC

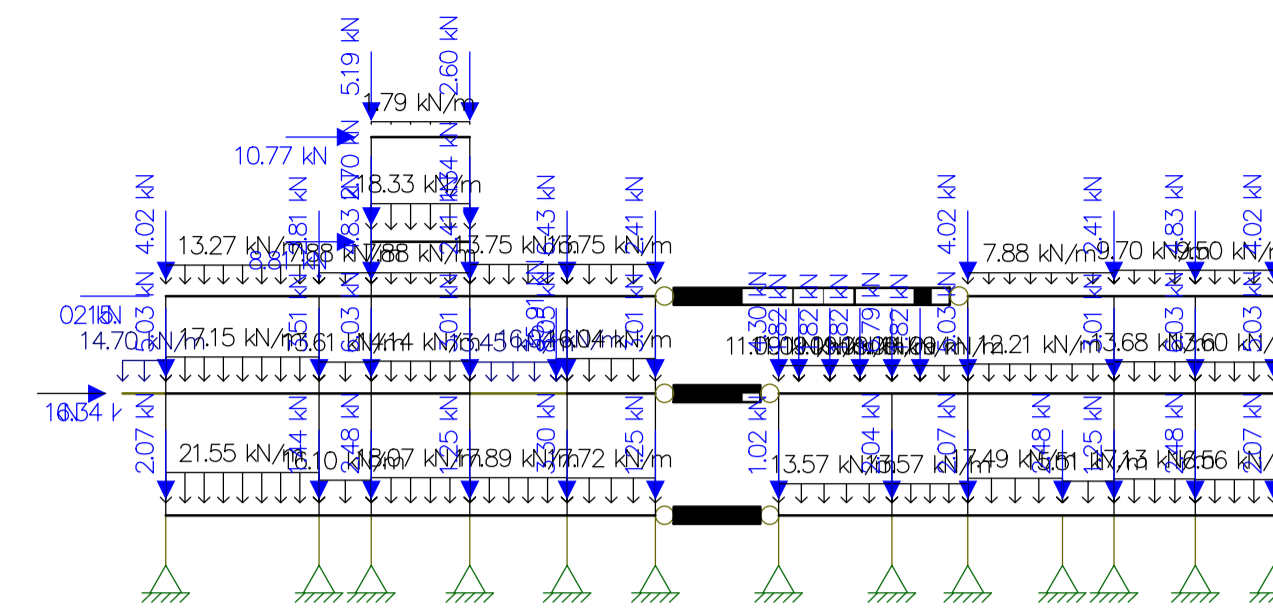
12 APÊNDICE D – CARREGAMENTOS DA ESTRUTURA



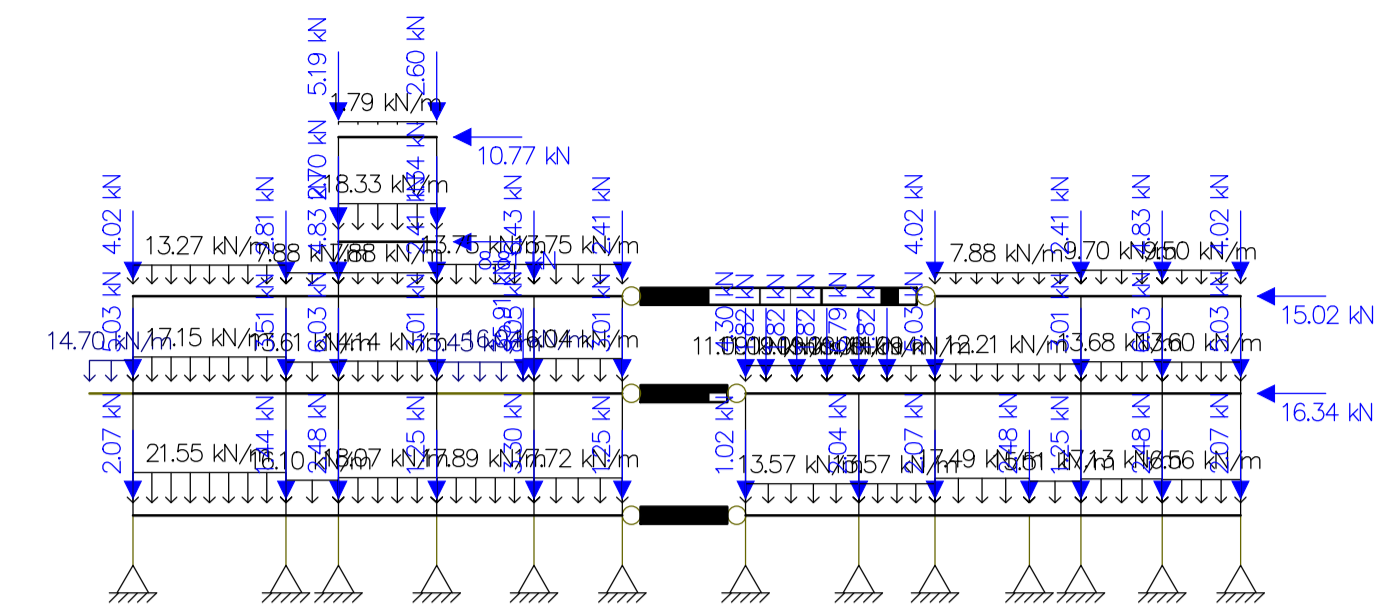
1 Pórtico vertical - Combinação Fd1



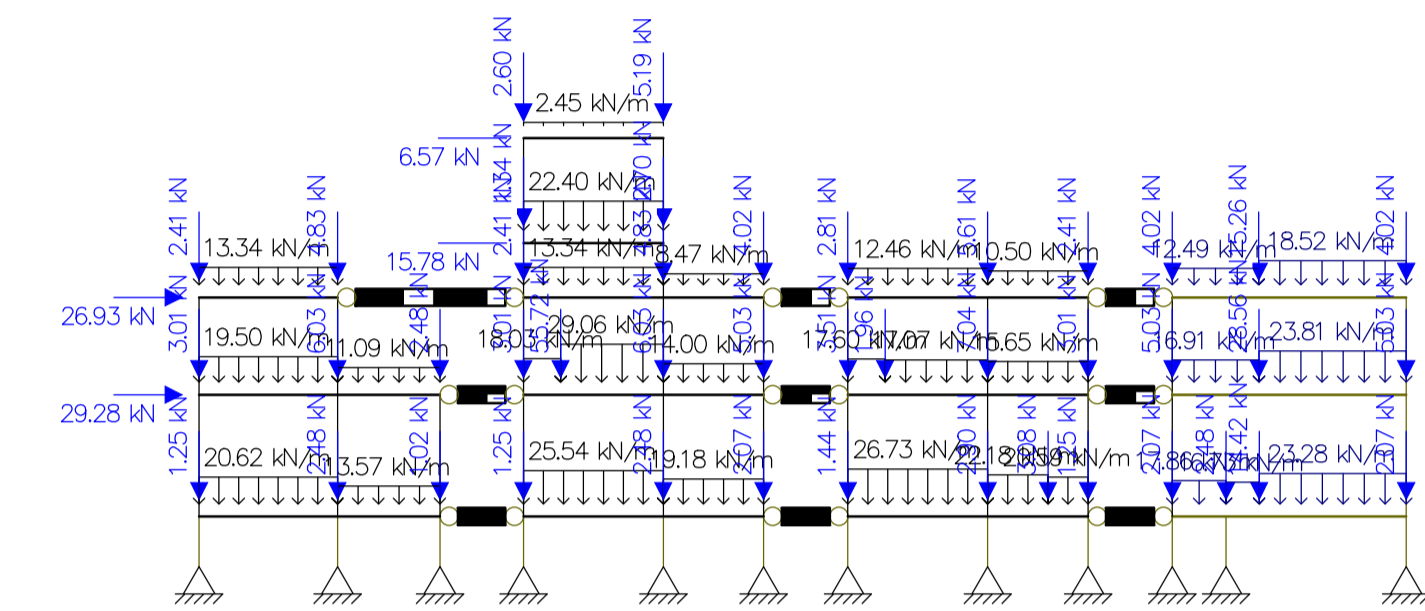
2 Pórtico vertical - Combinação Fd2



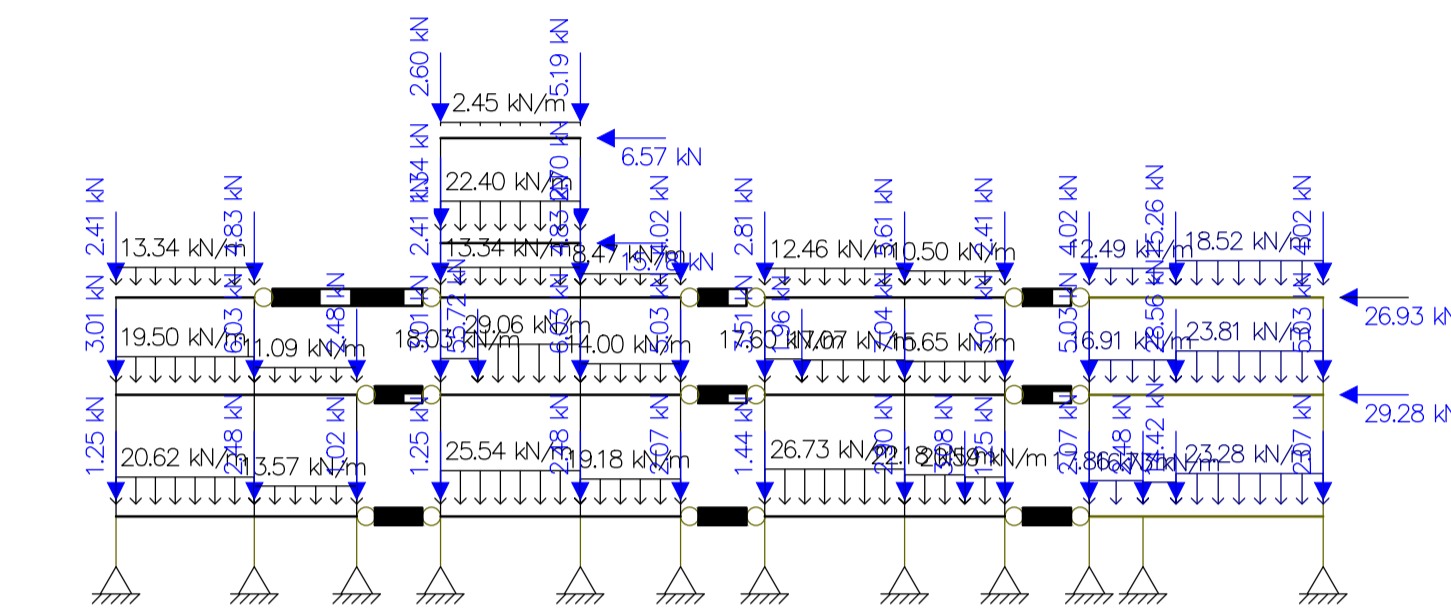
3 Pórtico vertical - Combinação Fd3



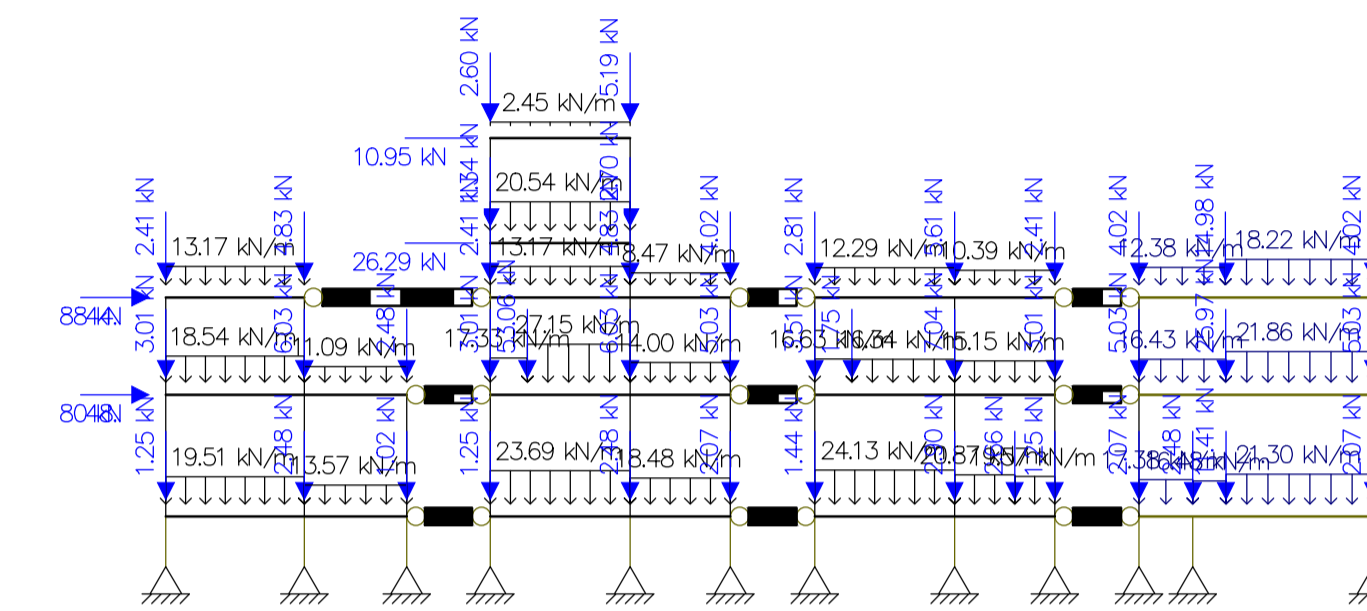
4 Pórtico vertical - Combinação Fd4



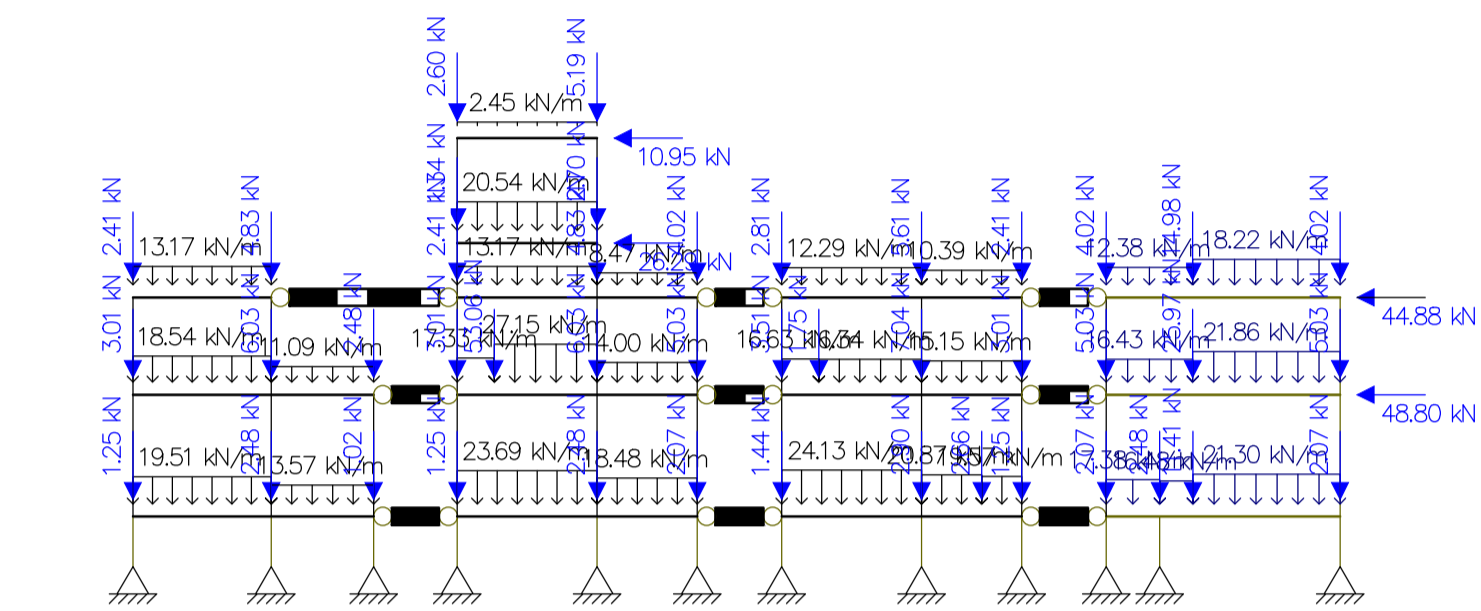
5 Pórtico horizontal - Combinação Fd1



6 Pórtico horizontal - Combinação Fd2



7 Pórtico horizontal - Combinação Fd3



8 Pórtico horizontal - Combinação Fd4

	UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA CENTRO TECNOLÓGICO DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL ECV 5513 - TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO II (TCC)	
	TÍTULO: PROJETO ESTRUTURAL - UNIDADE RESIDENCIAL UNIFAMILIAR	
RESPONSÁVEL TÉCNICO: KAROLINY DE CARVALHO NASCIMENTO		FOLHA: 04
PROFESSOR: LOURENÇO PANOSSO PERLIN, Dr.		
ASSUNTO: Carregamentos da estrutura para as análises de estabilidade global		DATA: 2023
ESCALA: S/ESC.		ENDEREÇO: