



UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA
CENTRO TECNOLÓGICO
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Pedro Henrique Peres de Aquino Costa

**PROJETO ESTRUTURAL DE EDIFÍCIO RESIDENCIAL MULTIFAMILIAR POR
MEIO DE MÉTODOS MANUAIS E COMPUTACIONAIS**

Florianópolis
2024

Pedro Henrique Peres de Aquino Costa

**PROJETO ESTRUTURAL DE EDIFÍCIO RESIDENCIAL MULTIFAMILIAR POR
MEIO DE MÉTODOS MANUAIS E COMPUTACIONAIS**

Trabalho de Conclusão de Curso submetido ao curso de Engenharia Civil do Centro Tecnológico da Universidade Federal de Santa Catarina como requisito parcial para a obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Roberto Caldas de Andrade Pinto, Ph D.

Florianópolis

2024

Ficha catalográfica gerada por meio de sistema
automatizado gerenciado pela BU/UFSC.
Dados inseridos pelo próprio autor.

Costa, Pedro Henrique Peres de Aquino
PROJETO ESTRUTURAL DE EDIFÍCIO RESIDENCIAL
MULTIFAMILIAR POR MEIO DE MÉTODOS MANUAIS E
COMPUTACIONAIS ; Peres de Aquino Costa ; orientador,
Roberto Caldas de Andrade Pinto, 2024.
170 p.

Trabalho de Conclusão de Curso (graduação) -
Universidade Federal de Santa Catarina, Centro
Tecnológico, Graduação em Engenharia Civil, Florianópolis,
2024.

Inclui referências.

1. Engenharia Civil. 2. Projeto estrutural. I. Pinto,
Roberto Caldas de Andrade. II. Universidade Federal de
Santa Catarina. Graduação em Engenharia Civil. III.
Título.

Pedro Henrique Peres de Aquino Costa

**PROJETO ESTRUTURAL DE EDIFÍCIO RESIDENCIAL MULTIFAMILIAR POR
MEIO DE MÉTODOS MANUAIS E COMPUTACIONAIS**

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

Florianópolis, 29 de novembro de 2024.

Profa. Liane Ramos da Silva
Coordenadora do Curso

Banca examinadora

Prof. Roberto Caldas de Andrade Pinto, Ph D.
Orientador
Universidade Federal de Santa Catarina

Profa. Ângela do Valle
Universidade Federal de Santa Catarina

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

AGRADECIMENTOS

Gostaria de agradecer a Deus pela saúde, vida e bem-estar que me propiciou ao longo deste ano para a efetuação deste trabalho, além de todas as pessoas boas e bênçãos que colocou em minha vida.

Agradeço à Universidade Federal de Santa Catarina pelo aprendizado de qualidade ao longo dos anos e todos os professores e colegas com quem tive contato e que me permitiram as noções para esse trabalho, além de todos meus amigos de fora da universidade que me apoiaram.

Sou grato à minha família por todo apoio e esforços que fizeram por mim ao longo de toda minha vida e por todo suporte que me deram para que sempre fosse capaz de atingir minhas metas acadêmicas e profissionais.

Agradeço em especial ao Professor Roberto por toda ajuda e orientação que me proporcionou ao longo destes meses, seu conhecimento e sabedoria foram essenciais, além de todo seu apoio e consideração para que eu fosse capaz de cumprir minhas metas.

Gostaria de agradecer aos engenheiros com quem trabalhei nas empresas RKS e Base estrutural, empresas de projetos estruturais que me proporcionaram conhecimento para elaboração deste trabalho, além de vários engenheiros que compartilharam comigo seus conhecimentos e me ajudaram em momentos de dificuldade.

Por fim, gostaria de agradecer à Isabela, que me apoiou principalmente nos últimos meses de elaboração deste trabalho, me incentivando e ajudando a me manter constantemente motivado, e espreitando comigo em outros momentos.

RESUMO

Este trabalho de conclusão de curso aborda o processo de elaboração de um projeto estrutural para um edifício residencial multifamiliar de 7 pavimentos, com estrutura em concreto armado. O desenvolvimento do projeto aplicou conhecimentos adquiridos ao longo da graduação, complementados por temas da área não explorados em profundidade no curso, integrando teoria e prática voltadas à atuação profissional do engenheiro civil. As etapas englobaram a concepção e análise estrutural, além do dimensionamento de elementos como lajes, vigas e pilares, de forma manual e computacional. Os cálculos manuais foram realizados por meio de planilhas eletrônicas (Excel), softwares de análise estrutural (Ftool) e ferramentas complementares como tabelas e ábacos. Os cálculos computacionais foram efetuados por meio do software AltoQi Eberick. Por fim, o trabalho apresenta as plantas elaboradas ao longo do projeto, consolidando o aprendizado e as soluções adotadas.

Palavras-chave: Concreto armado; Projeto estrutural; Estabilidade global; Dimensionamento; Detalhamento; Software; Residencial multifamiliar.

ABSTRACT

This undergraduate thesis explores the development of a structural design for a seven-story multifamily residential building with a reinforced concrete structure. The project utilized knowledge acquired during the undergraduate program, complemented by topics in the field that are not extensively covered in the curriculum, integrating theory and practice to prepare for the professional activities of a civil engineer. The stages included structural conception and analysis, as well as the design of elements such as slabs, beams, and columns, using both manual and computational methods. Manual calculations were carried out with the aid of spreadsheets (Excel), structural analysis software (Ftool), and complementary tools such as tables and abacuses. Computational calculations were performed using the AltoQi Eberick software. Finally, the project presents the plans developed throughout the process, consolidating the acquired knowledge and the adopted solutions.

Keywords: Reinforced concrete; Structural design; Global stability; Sizing; Detailing; Software; Multifamily residential

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Arquitetura do pavimento tipo	19
Figura 2 – Arquitetura do pavimento cobertura	20
Figura 3 – Formas do pavimento tipo	24
Figura 4 – Formas do pavimento cobertura	25
Figura 5 – Formas do pavimento platibanda	26
Figura 6 – Combinações ELU	29
Figura 7 – Combinações ELS.....	30
Figura 8 – Lajes dimensionadas.....	31
Figura 9 – Lajes específicas dimensionadas.....	31
Figura 10 – Discretização das lajes.....	32
Figura 11 – Forma de obtenção dos coeficientes a_1 e a_2	33
Figura 12 – Casos de vinculação das lajes	36
Figura 13 – Vinculação utilizada para cada laje	36
Figura 14 – Carga de revestimentos	37
Figura 15 – Peso específico para carga de parede.....	38
Figura 16 – Tabela 6	39
Figura 17 – Tabela 4	39
Figura 18 – Tabela 10 da norma	40
Figura 19 – Tabela 10	41
Figura 20 – Tabela para obtenção de γ	42
Figura 21 – Tabela para obtenção de ψ	42
Figura 22 – Mapa com valores de isopletas.....	45
Figura 23 – Parâmetros meteorológicos e fator de rajada	48
Figura 24 – Mapa com valores de isopletas.....	49
Figura 25 – Mapa com valores de isopletas.....	50
Figura 26 – Pórticos nas direções x e y na planta.....	53
Figura 27 – Pórticos na direção x no software Ftool	54
Figura 28 – Pórticos na direção y no software Ftool	54
Figura 29 – Ligações entre vigas e pilares -trechos rígidos	55
Figura 30 – Esforços axiais no eixo x.....	56
Figura 31 – Esforços cortantes no eixo x	56
Figura 32 – Momentos fletores no eixo x	57

Figura 33 – Deslocamentos no eixo x	57
Figura 34 – Esforços axiais no eixo y	58
Figura 35 – Esforços cortantes no eixo y	58
Figura 36 – Momentos fletores no eixo y	59
Figura 37 – Deslocamentos no eixo y	59
Figura 38 – Trecho da tabela 13.3 – Movimento lateral de edifícios	62
Figura 39 – Coeficiente para cálculo dos momentos em lajes	65
Figura 40 – Tabela para obtenção de momentos e flechas	65
Figura 41 – Distribuição dos momentos fletores (não compatibilizados).....	67
Figura 42 – Forma de compatibilização dos momentos fletores negativos	67
Figura 43 – Forma de compatibilização dos momentos fletores positivos	68
Figura 44 – Distribuição dos momentos fletores (compatibilizados).....	69
Figura 45 – Armaduras mínimas para lajes.....	72
Figura 46 – Valores de p_{min} conforme classe do concreto.....	73
Figura 47 – Espaçamento mínimo entre eixos de barras	75
Figura 48 – Detalhe da armadura de borda.....	78
Figura 49 – Tabela para obtenção de α	79
Figura 50 – Tabela com deslocamentos limite	85
Figura 51 – V3 em planta	87
Figura 52 – V3 - Esforços cortantes ELU (kN)	87
Figura 53 – V3 – Momentos fletores ELU (kN.m).....	88
Figura 54 – V8 em planta	88
Figura 55 – V8 - Esforços cortantes ELU (kN)	88
Figura 56 – V8 – Momentos fletores ELU (kN.m).....	89
Figura 57 – Espaçamento horizontal mínimo entre as faces das barras.....	90
Figura 58 – Valor de V_{c1}	92
Figura 59 – Resistência de aderência de cálculo	95
Figura 60 – Diâmetro dos pinos de dobramento	98
Figura 61 – V3 - Detalhamento	98
Figura 62 – V8 - Detalhamento	98
Figura 63 – V3 – Momentos fletores ELS (kN.m)	99
Figura 64 – V8 – Momentos fletores ELS (kN.m)	99
Figura 65 – V3 – Flechas imediatas (cm).....	101
Figura 66 – V8 – Flechas imediatas (cm).....	101

Figura 67 – P3 em planta	103
Figura 68 – P3 – Momentos fletores ELU (kN.m).....	103
Figura 69 – P14 em planta	104
Figura 70 – P14 – Momentos fletores ELU (kN.m).....	104
Figura 71 – Parâmetros para comprimento equivalente de pilares	105
Figura 72 – Classificação da esbeltez dos pilares.....	106
Figura 73 – Casos de <i>ab</i>	107
Figura 74 – Configurações para uso dos ábacos	109
Figura 75 – Exemplo – ábaco 8A	110
Figura 76 – Somatório de momentos fletores para cada seção	111
Figura 77 – Ábaco utilizado	115
Figura 78 – Ábaco utilizado	117
Figura 79 – Ábaco utilizado	120
Figura 80 – Ábaco utilizado	120
Figura 81 – Ábaco utilizado	122
Figura 82 – Ábaco utilizado	124
Figura 83 – P14 – Detalhamento do lance 1 e 2	126
Figura 84 – P14 – Detalhamento do lance 3 e 4	127
Figura 85 – P14 – Detalhamento do lance 5 e platibanda.....	128
Figura 86 – Ábaco utilizado	131
Figura 87 – P3 – Detalhamento do lance 1	132
Figura 88 – Modelo 3D da estrutura lançada no software AltoQI Eberick	133
Figura 89 – Armação horizontal positiva – Lajes do Tipo.....	134
Figura 90 – Armação vertical positiva – Lajes do Tipo	134
Figura 91 – Armação horizontal negativa – Lajes do Tipo	135
Figura 92 – Armação vertical negativa – Lajes do Tipo.....	135
Figura 93 – Armação horizontal positiva – Lajes da Cobertura	136
Figura 94 – Armação vertical positiva – Lajes da Cobertura	136
Figura 95 – Armação horizontal negativa – Lajes da Cobertura.....	137
Figura 96 – Armação vertical negativa – Lajes da Cobertura.....	137
Figura 97 – Armação positiva – Lajes da Platibanda	138
Figura 98 – Armação negativa – Lajes da Platibanda	138
Figura 99 – Deslocamentos horizontais devido à ação do vento	140
Figura 100 – V3 – Detalhamento.....	141

Figura 101 – V8 – Detalhamento.....	141
Figura 102 – P14 – Detalhamento – Lance 1	142
Figura 103 – P14 – Detalhamento – Lance 2.....	142
Figura 104 – P14 – Detalhamento – Lance 3.....	143
Figura 105 – P3 – Detalhamento – Lance 1	143
Figura 106 – P3 – Detalhamento – Lance 2.....	144

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Classe de agressividade ambiental	21
Tabela 2 –Qualidade do concreto	21
Tabela 3 – Cobrimentos de armadura conforme classe de agressividade	22
Tabela 4 – Valores utilizados para cálculo do vão efetivo	33
Tabela 5 – Valores obtidos para vãos efetivos.....	34
Tabela 6 – Tipo de armação.....	35
Tabela 7 – Carregamentos das lajes.....	41
Tabela 8 – Combinações de carregamentos das lajes.....	43
Tabela 9 – Valores de S^2	48
Tabela 10 – Valores de coeficiente de arrasto	50
Tabela 11 – Forças devido ao vento por pavimento.....	51
Tabela 12 – Módulo de elasticidade secante para componentes da análise	52
Tabela 13 – Resultados de γ_z para pórticos em x.....	61
Tabela 14 – Resultados de γ_z para pórticos em y.....	61
Tabela 15 – Deslocamentos horizontais entre pavimentos	62
Tabela 16 – Deslocamentos horizontal máximo.....	63
Tabela 17 – Coeficientes μ	65
Tabela 18 – Momentos Máximos ELU (Não compatibilizados)	66
Tabela 19 – Momentos Máximos ELU (compatibilizados).....	69
Tabela 20 – Valores obtidos de d, x e x/d para momentos positivos no vão	71
Tabela 21 – Valores obtidos de d, x e x/d para momentos positivos no vão y	71
Tabela 22 – Valores obtidos de d, x e x/d para momentos negativos no vão x.....	72
Tabela 23 – Área de aço calculada na região de momentos positivos do vão x	73
Tabela 24 – Área de aço calculada na região de momentos positivos do vão y	74
Tabela 25 – Área de aço calculada na região de momentos negativos	74
Tabela 26 – Área de aço efetiva para armadura positiva no vão x.....	76
Tabela 27 – Área de aço efetiva para armadura positiva no vão y.....	76
Tabela 28 – Área de aço efetiva para armadura negativa.....	77
Tabela 29 – Momentos de fissuração	80
Tabela 30 – Momentos Máximos ELS.....	81
Tabela 31 – Valores para cálculo de I_{eq} (1/2)	83

Tabela 32 – Valores para cálculo de I_{eq} (2/2)	83
Tabela 33 – Altura equivalente das lajes.....	83
Tabela 34 – Flechas imediatas das lajes	84
Tabela 35 – Flechas diferidas no tempo das lajes	86
Tabela 36 – Cálculo de armaduras – vigas (1/2).....	90
Tabela 37 – Cálculo de armaduras – vigas (2/2).....	90
Tabela 38 – Verificação de bielas do concreto.....	91
Tabela 39 – Armaduras mínimas de cisalhamento	92
Tabela 40 – Valores de V_c e V_{sw}	93
Tabela 41 – Valores de armadura transversal calculada	93
Tabela 42 – Valores máximos de espaçamento para estribos	94
Tabela 43 – Valores de α_l	95
Tabela 44 – Ancoragem das barras (1/2)	96
Tabela 45 – Ancoragem das barras (2/2)	96
Tabela 46 – Ancoragem com gancho.....	97
Tabela 47 – Verificação de fissuração (1/3)	100
Tabela 48 – Verificação de fissuração (2/3)	100
Tabela 49 – Verificação de fissuração (3/3)	100
Tabela 50 – Flechas diferidas no tempo	102
Tabela 51 – P14 - Carregamentos	114
Tabela 52 – P14 - Esbeltez	114
Tabela 53 – P14 – Efeitos de segunda ordem	115
Tabela 54 – P14 – Cálculo de armadura para ábaco (1/2).....	115
Tabela 55 – P14 – Cálculo de armadura para ábaco (2/2).....	115
Tabela 56 – P14 - Carregamentos (Lance 2)	116
Tabela 57 – P14 – Efeitos de segunda ordem (Lance 2)	117
Tabela 58 – P14 – Cálculo de armadura para ábaco (1/2) (Lance 2).....	117
Tabela 59 – P14 – Cálculo de armadura para ábaco (2/2) (Lance 2).....	117
Tabela 60 – P14 - Carregamentos (Lance 3)	119
Tabela 61 – P14 – Efeitos de segunda ordem (Lance 3)	119
Tabela 62 – P14 – Cálculo de armadura para ábaco (1/2) (Lance 3).....	119
Tabela 63 – P14 – Cálculo de armadura para ábaco (2/2) (Lance 3).....	119
Tabela 64 – P14 - Carregamentos (Lance 4)	121

Tabela 65 – P14 – Efeitos de segunda ordem (Lance 4)	121
Tabela 66 – P14 – Cálculo de armadura para ábaco (1/2) (Lance 4).....	121
Tabela 67 – P14 – Cálculo de armadura para ábaco (2/2) (Lance 4).....	121
Tabela 68 – P14 - Carregamentos (Lance 5)	123
Tabela 69 – P14 – Efeitos de segunda ordem (Lance 5)	123
Tabela 70 – P14 – Cálculo de armadura para ábaco (1/2) (Lance 5).....	123
Tabela 71 – P14 – Cálculo de armadura para ábaco (2/2) (Lance 5).....	123
Tabela 72 – P14 – Resultados para detalhamento de cada lance	125
Tabela 73 – P3 - Carregamentos	129
Tabela 74 – P3 - Esbeltez	129
Tabela 75 – P3 – Efeitos de segunda ordem	129
Tabela 76 – P3 – Cálculo de armadura para ábaco (1/2).....	130
Tabela 77 – P3 – Cálculo de armadura para ábaco (2/2).....	130
Tabela 78 – P14 – Resultados para detalhamento de cada lance	132
Tabela 79 – Resultado de γz gerado pelo software	139
Tabela 80 – Combinações de γz efetuadas pelo software	139
Tabela 81 – Deslocamento do centro de massa dos pavimentos	140
Tabela 82 – Deslocamento relativo do centro de massa entre pavimentos	140

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	16
1.1	OBJETIVO GERAL	17
1.2	OBJETIVOS ESPECÍFICOS	17
1.3	METODOLOGIA	17
2	APRESENTAÇÃO DO PROJETO	19
2.1	PROJETO ARQUITETÔNICO	19
2.2	DECISÕES TÉCNICAS	21
2.3	PLANTA DE FORMAS.....	24
2.3.1	PRÉ-DIMENSIONAMENTO DOS ELEMENTOS	26
2.3.1.1	<i>LAJES</i>	26
2.3.1.2	<i>VIGAS</i>	27
2.3.1.3	<i>PILARES</i>	27
2.4	COMBINAÇÕES DE AÇÕES.....	28
2.4.1	AÇÕES PERMANENTES	28
2.4.2	AÇÕES VARIÁVEIS	28
2.4.3	COMBINAÇÕES ÚLTIMAS	28
2.4.4	COMBINAÇÕES DE SERVIÇO	30
2.5	MODELAGEM UTILIZADA POR PAVIMENTO.....	31
2.5.1	PRÉ-DIMENSIONAMENTO	32
2.5.1.1	<i>ESPESSURA</i>	32
2.5.1.2	<i>VÃOS EFETIVOS</i>	33
2.5.1.3	<i>TIPO DE ARMAÇÃO</i>	34
2.5.1.4	<i>CONDIÇÕES DE APOIO E TIPO DE VINCULAÇÃO</i>	35
2.6	CARREGAMENTO	37
2.6.1	CARREGAMENTO PERMANENTE	37
2.6.2	CARREGAMENTO ACIDENTAL	40
2.6.3	CARREGAMENTOS E COMBINAÇÕES PARA LAJES	41
3	ANÁLISE DE ESTABILIDADE GLOBAL	44
3.1	FORÇAS DEVIDO AO VENTO	44
3.1.1	CÁLCULO DOS ESFORÇOS CAUSADOS PELO VENTO	44
3.1.2	VELOCIDADE BÁSICA DO VENTO (V_0)	44
3.1.3	FATORES S_1, S_2 e S_3	45

3.1.3.1	<i>FATOR S1</i>	45
3.1.3.2	<i>FATOR S2</i>	46
3.1.3.2.1	RUGOSIDADE DO TERRENO	46
3.1.3.2.2	DIMENSÕES DA EDIFICAÇÃO	47
3.1.3.2.3	ALTURA SOBRE O TERRENO	47
3.1.3.3	<i>FATOR S3</i>	48
3.1.4	COEFICIENTE DE ARRASTO	49
3.1.5	FORÇAS DEVIDO AO VENTO	51
3.2	ESTABILIDADE GLOBAL	52
3.2.1	CONSIDERAÇÕES DE CÁLCULO	52
3.2.2	MODELO ADOTADO	53
3.2.3	COMBINAÇÕES DE ESFORÇOS	55
3.2.4	DIAGRAMAS DE ESFORÇOS E DESLOCAMENTOS DA ESTRUTURA	56
3.2.5	ANÁLISE DOS EFEITOS DE 2ª ORDEM	60
3.2.6	ESTADO LIMITE DE SERVIÇO	62
4	CÁLCULO E DETALHAMENTO MANUAL DE LAJES, VIGAS E PILARES	64
4.1	LAJES	64
4.1.1	FLEXÃO – ELU – MOMENTOS MÁXIMOS DE CÁLCULO	64
4.1.2	DETALHAMENTO DAS LAJES	70
4.1.2.1	<i>LINHA NEUTRA E DUCTILIDADE</i>	70
4.1.2.2	<i>ARMADURAS – ÁREA DE AÇO</i>	72
4.1.2.3	<i>ARMADURAS – DETALHAMENTO</i>	75
4.1.2.3.1	ARMADURAS POSITIVAS	75
4.1.2.3.2	ARMADURAS NEGATIVAS	76
4.1.2.3.3	ARMADURAS DE BORDA	77
4.1.3	VERIFICAÇÃO ELS-DEF	79
4.2	VIGAS	87
4.2.1	ARMADURA LONGITUDINAL	89
4.2.2	ARMADURA TRANSVERSAL	91
4.2.3	COMPRIMENTO E ANCORAGEM DE BARRAS LONGITUDINAIS	94
4.2.4	ESTADO LIMITE DE DEFORMAÇÕES EXCESSIVAS (ELS)	99
4.3	PILARES	103
4.3.1	EFEITOS DA FLAMBAGEM	104

4.3.2	2° ORDEM – MÉTODO PILAR-PADRÃO COM CURVATURA APROXIMADA.....	107
4.3.3	ANÁLISE DAS IMPERFEIÇÕES GEOMÉTRICAS LOCAIS.....	108
4.3.4	FLEXÃO COMPOSTA - ENVOLTÓRIA DOS MOMENTOS RESISTENTES	109
4.3.5	SITUAÇÕES DE CÁLCULO.....	111
4.3.6	DETALHAMENTO	112
4.3.6.1	<i>ARMADURAS LONGITUDINAIS</i>	<i>112</i>
4.3.6.2	<i>EMENDAS DE BARRAS.....</i>	<i>113</i>
4.3.6.3	<i>ARMADURAS TRANSVERSAIS.....</i>	<i>113</i>
4.3.7	CÁLCULO DA ARMADURA E RESULTADOS OBTIDOS	114
4.3.7.1	<i>P14 – PRIMEIRO LANCE</i>	<i>114</i>
4.3.7.2	<i>P14 – SEGUNDO LANCE.....</i>	<i>116</i>
4.3.7.3	<i>P14 – TERCEIRO LANCE</i>	<i>119</i>
4.3.7.4	<i>P14 – QUARTO LANCE</i>	<i>121</i>
4.3.7.5	<i>P14 – QUINTO LANCE.....</i>	<i>123</i>
4.3.7.6	<i>P14 – DETALHAMENTO</i>	<i>125</i>
4.3.7.7	<i>P3 – PRIMEIRO LANCE.....</i>	<i>129</i>
4.3.7.8	<i>P3 – DETALHAMENTO</i>	<i>132</i>
5	CÁLCULO E DETALHAMENTO POR MÉTODOS COMPUTACIONAIS	133
5.1	LAJES	133
5.1.1	LAJES DO PAVIMENTO TIPO.....	134
5.1.2	LAJES DO PAVIMENTO COBERTURA	136
5.1.3	LAJES DO PAVIMENTO PLATIBANDA.....	138
5.2	ESTABILIDADE GLOBAL	139
5.3	VIGAS	141
5.4	PILARES.....	142
6	COMPARAÇÃO ENTRE MÉTODO MANUAL E MÉTODO COMPUTACIONAL	145
6.1	LAJES	145
6.1.1	LAJES DO PAVIMENTO TIPO.....	145
6.1.2	LAJES DO PAVIMENTO COBERTURA	145
6.1.3	LAJES DO PAVIMENTO PLATIBANDA.....	146
6.2	ESTABILIDADE GLOBAL	147

6.3	VIGAS	147
6.4	PILARES.....	148
7	CONCLUSÃO	149
	REFERÊNCIAS	150
	APÊNDICES	151

1 INTRODUÇÃO

Ao longo da história, no campo da engenharia civil, a combinação de concreto e aço tem sido uma das mais poderosas e revolucionárias técnicas para a geração de estruturas robustas e duráveis. O concreto armado, que consiste na incorporação de barras de aço dentro do concreto, combina as excelentes propriedades de compressão do concreto com a resistência à tração do aço, tendo em vista que o concreto, em si, possui baixa resistência à tração, criando assim, estruturas capazes de suportar diversas cargas e resistir a determinadas condições ambientais.

Conforme Bastos (2023), “as estruturas de concreto são comuns em todos os países do mundo, caracterizando-se pela estrutura preponderante no Brasil. Comparada a estruturas com outros materiais, a disponibilidade dos materiais constituintes (concreto e aço) e a facilidade de aplicação, explicam a larga utilização das estruturas de concreto, nos mais variados tipos de obras, como edifícios de pavimentos, pontes e viadutos, reservatórios, barragens, pisos industriais, pavimentos rodoviários e de aeroportos, paredes de contenção, obras portuárias, canais, etc.”

Sendo assim, os engenheiros estruturais desempenham um papel crucial na aplicação adequada do concreto armado. Eles precisam compreender não apenas as propriedades individuais do concreto e do aço, mas também como esses materiais interagem entre si, tendo em vista que são utilizados de forma conjunta. A seleção adequada dos tipos de concreto, do tipo de armadura, o dimensionamento correto dos elementos estruturais e a análise detalhada das cargas são algumas das responsabilidades dos engenheiros estruturais, para garantir um projeto coerente e seguro de estruturas de concreto armado.

O interesse pelo tema surgiu durante a graduação, em atividades de estágio na área de projeto estrutural. Essa curiosidade amadureceu com o aprendizado em matérias optativas, relacionadas à área de estruturas e concreto armado, julgando-se essencial a elaboração do trabalho de conclusão de curso relativo ao tema, a fim de gerar uma melhor preparação acadêmica e profissional para o mercado de trabalho.

O corpo do trabalho apresenta o dimensionamento e detalhamento de elementos estruturais, em concreto armado, de um pavimento da edificação, de forma manual, por meio de métodos compreendidos durante a graduação e de outras bibliografias. Assim como, por meio de métodos computacionais utilizando o software

AltoQi Eberick. Após tais procedimentos, é apresentado o comparativo dos dois métodos utilizados, bem como, suas conclusões.

1.1 OBJETIVO GERAL

Elaborar um projeto estrutural de um edifício em concreto armado, por meio do dimensionamento de elementos específicos como vigas, pilares, lajes, e assim, comparar os resultados entre o dimensionamento manual e por meio de software.

1.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Efetuar uma revisão bibliográfica sobre dimensionamento e detalhamento de elementos em concreto armado.
- Dimensionar e detalhar de forma manual pilares, vigas e lajes.
- Executar uma análise de estabilidade global da estrutura.
- Dimensionar e detalhar toda a edificação por meio de software comercial.
- Realizar um comparativo dos resultados obtidos manualmente e por meio de software comercial.

1.3 METODOLOGIA

A metodologia do presente trabalho consiste em realizar inicialmente uma revisão bibliográfica sobre temas relacionados ao dimensionamento e detalhamento de estruturas em concreto armado, a fim de se obter o conhecimento adequado para a elaboração dos mesmos por meio de métodos manuais e analisar os resultados obtidos por meio de métodos computacionais.

Obteve-se um projeto arquitetônico por meio de uma empresa de projetos estruturais, foram efetuadas mudanças no projeto a fim de que se garantisse que não houvesse plágio na execução do trabalho. Foi executada então a etapa de concepção estrutural para um dimensionamento adequado da planta de formas.

Em seguida foi elaborado o dimensionamento dos elementos estruturais do pavimento tipo da arquitetura, por meio da planta de formas, e conseqüentemente,

realizado o detalhamento de elementos específicos da estrutura, com a utilização de métodos manuais e correção de dimensionamentos, caso necessário.

Foram realizadas a análise de estabilidade global da estrutura e verificação se a mesma está dimensionada de forma adequada para determinadas condições climáticas e de carregamentos.

Finalmente, foi elaborado o lançamento de toda a estrutura no software AltoQi Eberick, de forma a executar um comparativo dos dimensionamentos e detalhamentos obtidos por meio dos dois métodos, destacando as semelhanças e diferenças.

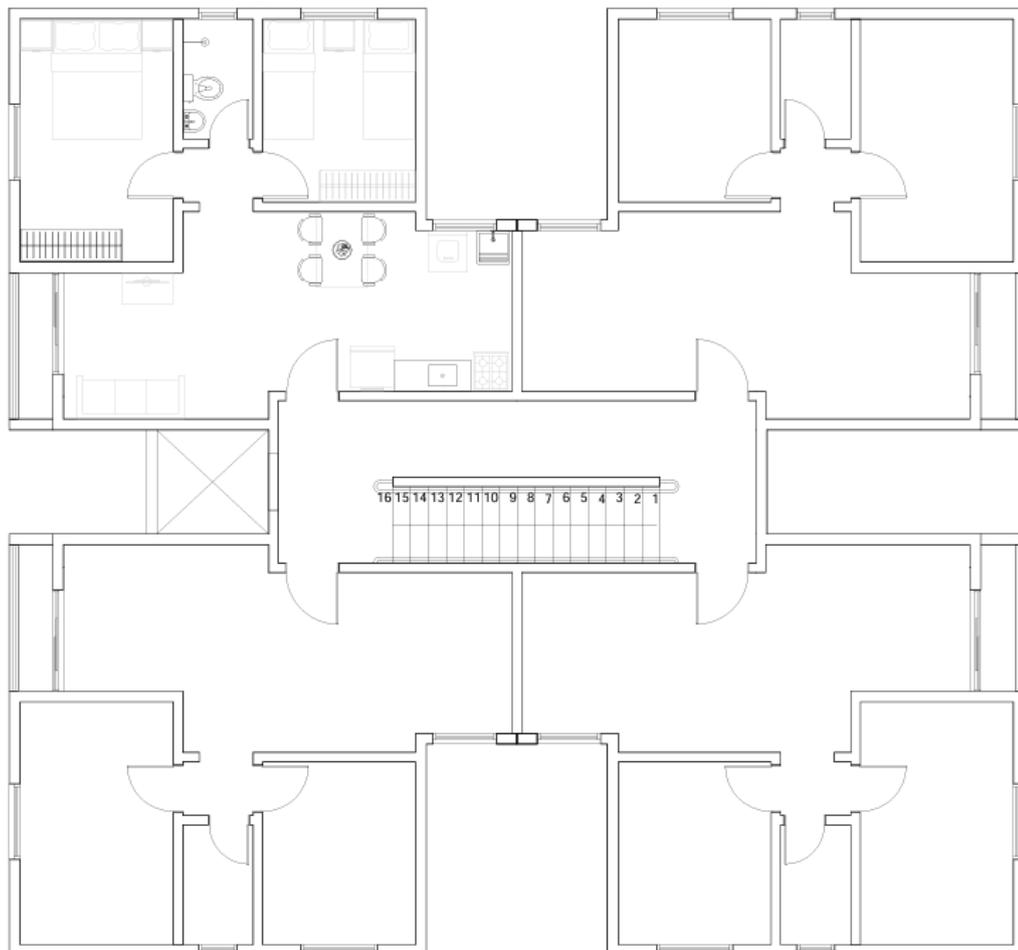
2 APRESENTAÇÃO DO PROJETO

2.1 PROJETO ARQUITETÔNICO

A planta é de um prédio residencial multifamiliar de padrão médio a baixo, com 7 pavimentos e cobertura com caixa d'água, com pé direito de 2,80 metros. O projeto arquitetônico foi feito de maneira simétrica, sendo os apartamentos dispostos em planta simetricamente e havendo pequenas alterações apenas na área de circulação, no centro da torre.

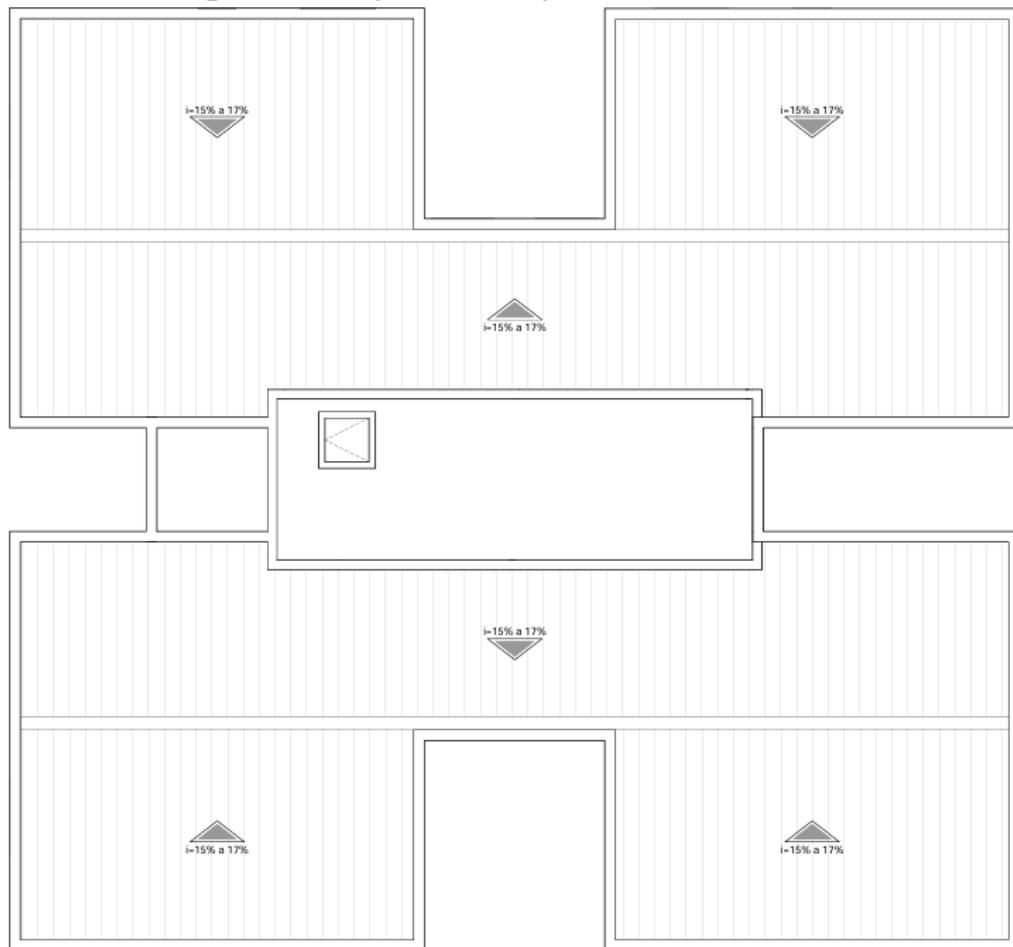
As medidas em projeção no terreno são de aproximadamente 15x16 metros. A figura 1 apresenta uma versão básica dessas plantas, e nos apêndices, consta o projeto completo.

Figura 1 – Arquitetura do pavimento tipo



Fonte: Elaborado pelo autor

Figura 2 – Arquitetura do pavimento cobertura



Fonte: Elaborado pelo autor

O edifício se localizaria no centro da cidade de Joinville - SC, em uma região com grande variedade de edifícios ao redor, sendo a grande maioria edifícios mais altos.

No projeto, foram utilizadas duas espessuras de parede: 15 e 17 cm. As paredes de 15 cm são feitas com blocos cerâmicos vazados de 9 cm de largura, acrescidos de 3 cm de revestimento em cada lado. As paredes de 17 cm são compostas por blocos cerâmicos de 11,5 cm de largura, com 3 cm de revestimento no lado externo e 2,5 cm no lado interno.

Os tetos serão acabados com forro de gesso. O contrapiso possui uma camada de 5 cm. A cobertura é composta por estrutura de madeira com telhas de fibrocimento onduladas. A caixa d'água foi dimensionada com capacidade de 10000 L de água, disposta sobre a cobertura. O prédio também conta com um elevador social.

2.2 DECISÕES TÉCNICAS

Os parâmetros levados em conta para a execução do projeto foram definidos de acordo com o que é estabelecido na NBR 6118:2023. Considerou-se que como a edificação está situada no centro de Joinville, a uma grande distância do mar e longe das zonas industriais, a classe de agressividade ambiental adequada para o projeto seria a classe II (Moderada), conforme é possível visualizar na tabela 1.

Tabela 1 – Classe de agressividade ambiental

Classe de agressividade ambiental	Agressividade	Classificação geral do tipo de ambiente para efeito de projeto	Risco de deterioração da estrutura
I	Frac	Rural	Insignificante
		Submerso	
II	Moderada	Urbano ^{a, b}	Pequeno
III	Forte	Marinho ^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 (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, elementos em contato com solo contaminado ou água subterrânea contaminada.

Fonte: (ABNT NBR 6118:2023)

Após ter sido definida a classe de agressividade, utilizou-se a Tabela 2 para definir a composição do concreto. Determinou-se que a relação água/cimento deve ser igual ou inferior a 0,60 e optou-se por utilizar a classe de concreto C30, com resistência característica à compressão de 30 MPa aos 28 dias.

Tabela 2 –Qualidade 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 6118:2023)

Conforme essas especificações, definiu-se então os cobrimentos necessários para a estrutura, conforme a tabela 3.

Tabela 3 – Cobrimentos de armadura conforme classe de agressividade

Tipo de estrutura	Componente ou elemento	Classe de agressividade ambiental (Tabela 6.1)			
		I	II	III	IV ^c
		Cobrimto nominal mm			
Concreto armado	Laje ^b	20	25	35	45
	Viga ^b /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 Cobrimto nominal da bainha ou dos fios, cabos e cordoalhas. O cobrimto 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 cobrimto 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 cobrimto nominal ≥ 45 mm.

Fonte: (ABNT NBR 6118:2023)

O agregado graúdo selecionado para o projeto é de origem granítica, utilizando-se brita 1, com dimensão máxima de 1,9 cm. O período de escoramento será de 14 dias. Para o aço serão empregados os tipos CA-50 e CA-60. Com essas definições, calcularam-se os parâmetros do concreto e do aço, para os procedimentos que serão executados adiante.

Serão apresentados a seguir os cálculos desses parâmetros:

Resistência de cálculo do concreto à compressão, f_{cd} :

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1,4} = \frac{30}{1,4} = 21,43 \text{ MPa} \quad (2.1)$$

Resistência média do concreto à tração, $f_{ct,m}$:

$$f_{ct,m} = 0,3 * f_{ck}^{\frac{2}{3}} = 0,3 * 30^{\frac{2}{3}} = 2,896 \text{ MPa} \quad (2.2)$$

Resistência à tração inferior característica e de cálculo, $f_{ctk,inf}$ e f_{ctd} :

$$f_{ctk,inf} = 0,7 * f_{ct,m} = 0,7 * 2,896 = 2,03 \text{ MPa} \quad (2.3)$$

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk,inf}}{1,4} = \frac{2,03}{1,4} = 1,45 \text{ MPa} \quad (2.4)$$

Módulo de elasticidade secante:

$$E_{ci} = \alpha_e * 5600\sqrt{f_{ck}} = 1 * 5600\sqrt{30} = 30672 \text{ MPa} \quad (2.5)$$

$$\alpha_i = 0,8 + 0,2 * \frac{f_{ck}}{80} = 0,8 + 0,2 * \frac{30}{80} = 0,875 \quad (2.6)$$

$$E_{cs} = \alpha_i * E_{ci} = 0,875 * 30672 = 26838 \text{ MPa} \quad (2.7)$$

Para o aço, encontra-se a resistência de cálculo para ambos os tipos de aço escolhidos (CA-50 e CA-60):

$$f_{yd} (CA - 50) = \frac{f_{yk}}{1,15} = \frac{500}{1,15} = 434,78 \text{ MPa} \quad (2.8)$$

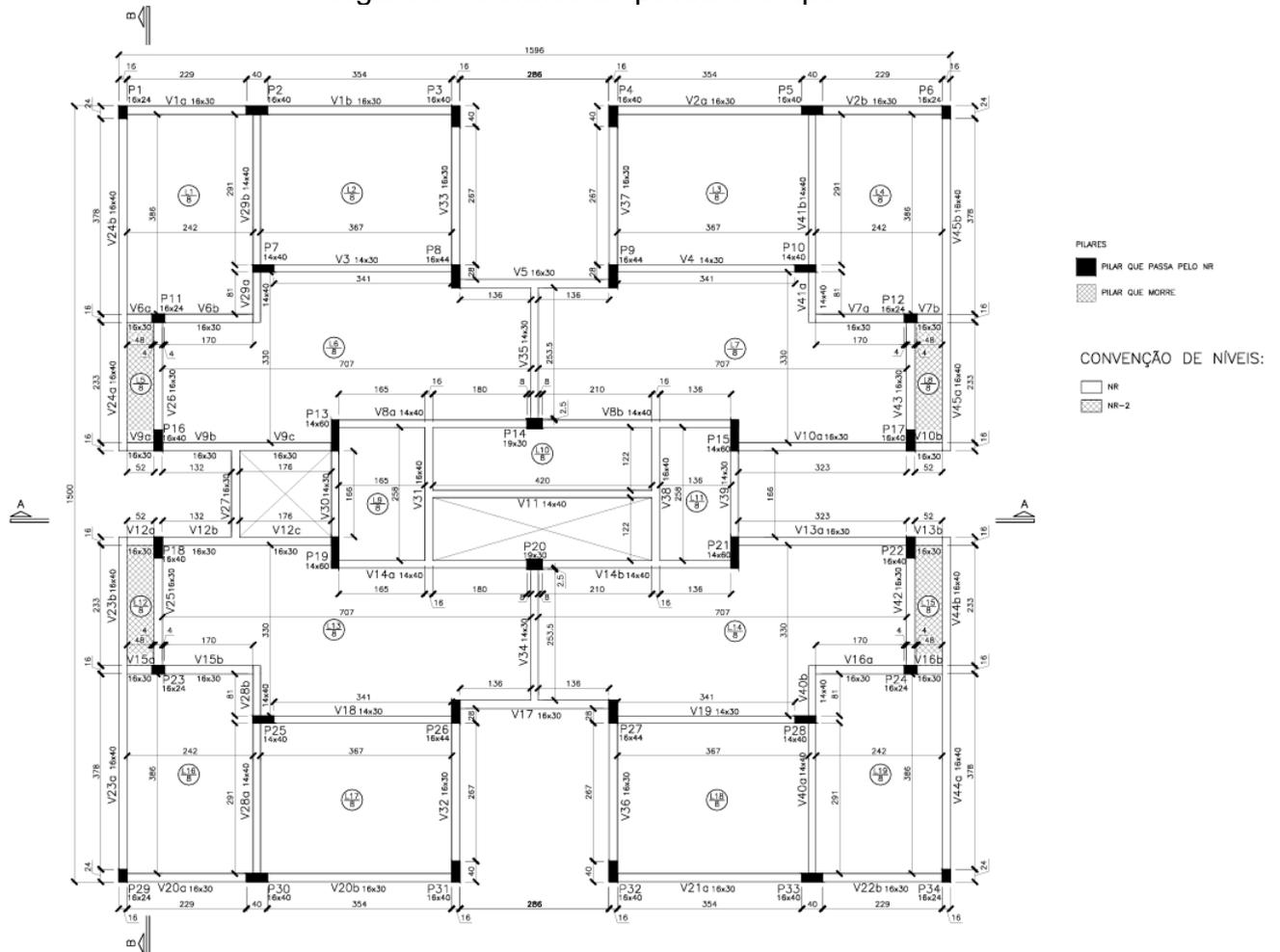
$$f_{yd} (CA - 60) = \frac{f_{yk}}{1,15} = \frac{600}{1,15} = 521,74 \text{ MPa} \quad (2.9)$$

De acordo com a NBR 6118:2023 o módulo de elasticidade do aço é fixado em 210 GPa (E_s).

2.3 PLANTA DE FORMAS

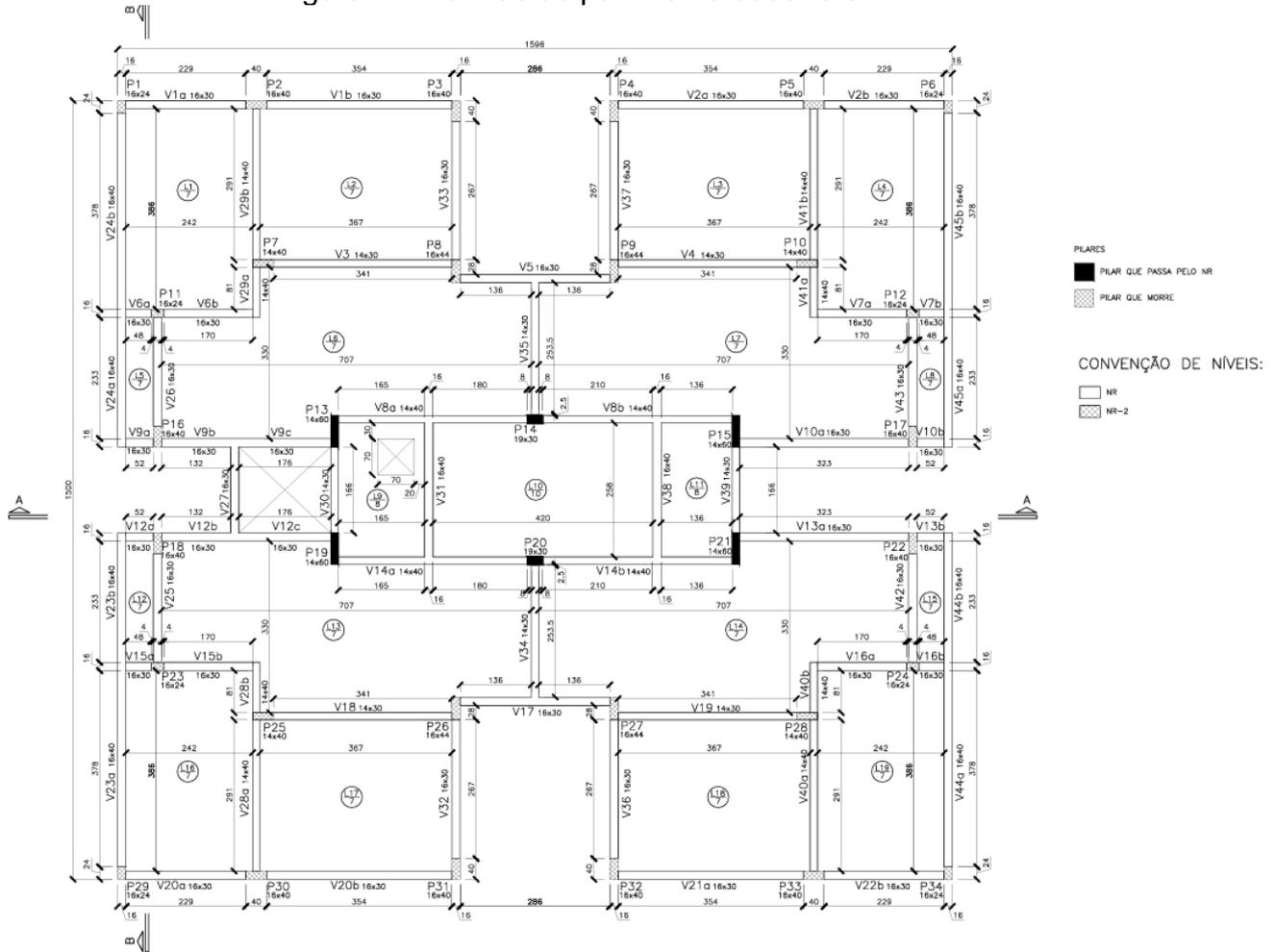
Com o projeto arquitetônico em mãos, foi possível realizar a planta de formas da estrutura do edifício, conforme ilustrado nas figuras 3, 4 e 5. A disposição dos elementos no pavimento tipo é a mesma utilizada na cobertura, com as diferenças sendo a mudança das espessuras das lajes e a mudança da laje 10 no pavimento para acomodar a caixa d'água. No pavimento platibanda, a disposição fica igual ao centro do pavimento cobertura, com mudanças nas espessuras de lajes e a existência da laje do elevador.

Figura 3 – Formas do pavimento tipo



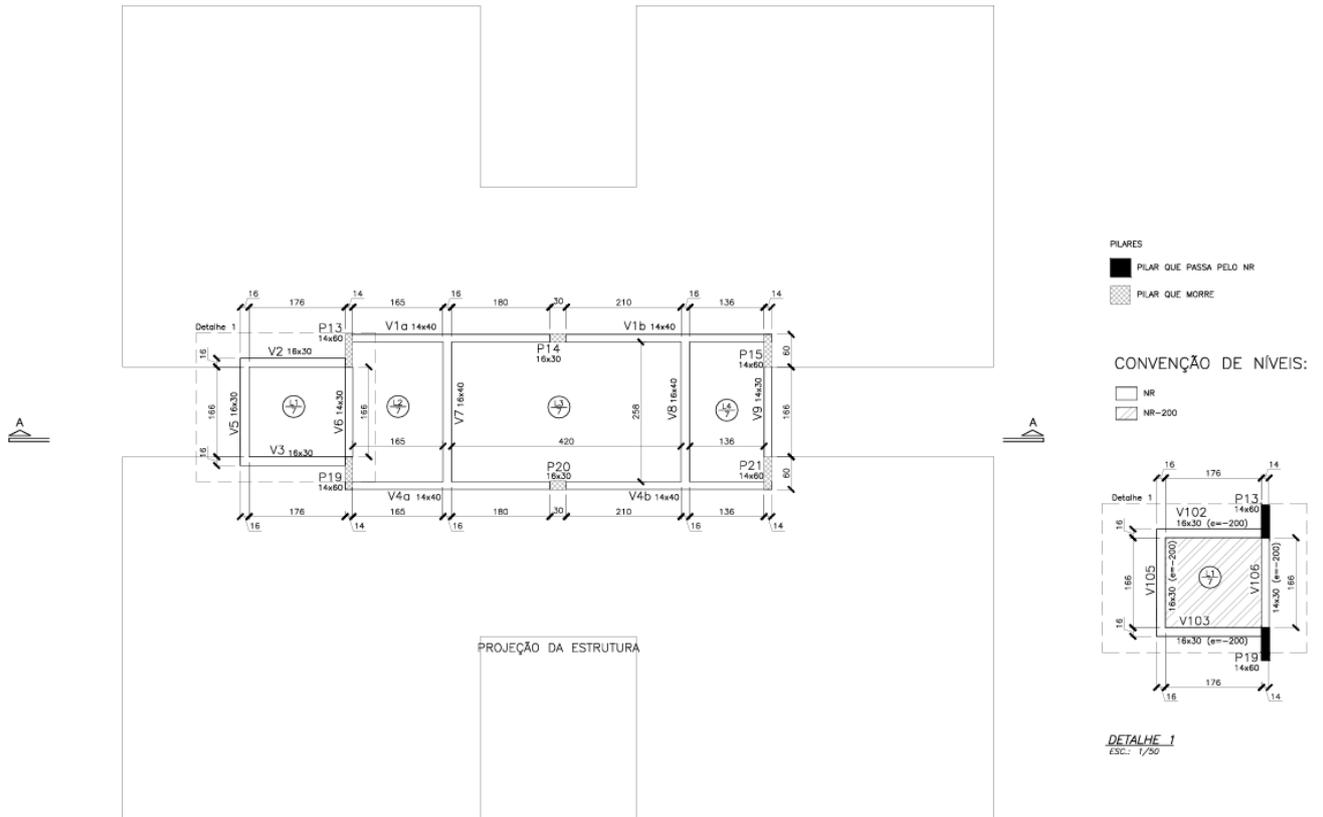
Fonte: Elaborado pelo autor

Figura 4 – Formas do pavimento cobertura



Fonte: Elaborado pelo autor

Figura 5 – Formas do pavimento platibanda



Fonte: Elaborado pelo autor

2.3.1 PRÉ-DIMENSIONAMENTO DOS ELEMENTOS

2.3.1.1 LAJES

Foram adotadas lajes maciças para todo o edifício. Utilizou-se como base o item 13.2.4.1 da NBR 6118:2023 onde fica especificado um valor mínimo de 8 cm de espessura para lajes de piso, não em balanço, e 7 cm de espessura para lajes de cobertura. Além disso optou-se por utilizar o valor de 10 cm para as lajes de caixa d'água e elevador, devido à carga elevada nessas lajes. As demais lajes do edifício não estavam submetidas a cargas elevadas e nem grandes vãos, e portanto, optou-se por utilizar os valores mínimos de norma.

2.3.1.2 VIGAS

Foram adotados valores de largura de 14 e 16 cm para todas as vigas da edificação, valores acima do mínimo exigido pela norma NBR 6118:2023 de 12 cm e escolhidos para ficarem dentro dos limites das espessuras de parede da arquitetura, de forma que os elementos estruturais não ficassem evidentes no edifício finalizado. Para os valores de altura foram escolhidos valores de 30 e 40 cm para todas as vigas, de acordo com os vãos a que estavam submetidas, tendo em vista que o edifício não estava submetido a elevadas cargas e não possuía vãos superiores a 4 m.

2.3.1.3 PILARES

Para o pré-dimensionamento dos pilares optou-se por fixar uma das dimensões da seção destes de acordo com a espessura da viga que estava apoiada acima do pilar, sendo assim, todos os pilares tiveram a seção mínima de 14 ou 16 cm de acordo com o valor mínimo exigido pela NBR 6118:2023 de 14 cm.

A norma exige uma área mínima de seção de pilares de 360 cm², portanto, a maior dimensão desses pilares foi escolhida de forma a cumprir essa exigência, sendo o valor mínimo de 26 cm para os pilares que possuíam a menor dimensão igual a 14 cm e 24 cm para os pilares que possuíam a menor seção igual a 16 cm, a fim de manterem-se valores pares e facilitar execução em obra.

Os demais pilares da torre possuem valores de maior dimensão superiores ao citados acima. Decidiu-se por manter seções mínimas devido ao fato do projetista ter optado por manter ao máximo esses pilares embutidos nas paredes do edifício.

2.4 COMBINAÇÕES DE AÇÕES

Segundo a ABNT NBR 6118:2023, as ações estruturais podem ser classificadas em permanentes, variáveis e excepcionais, e a forma de consideração dessas ações pode diferir conforme o tipo de edificação. Serão comentadas apenas as ações que foram consideradas nesse trabalho.

2.4.1 AÇÕES PERMANENTES

As ações permanentes são aquelas que mantêm valores praticamente constantes ao longo de toda vida útil da edificação ou que aumentam com o tempo até alcançar um limite específico. O principal exemplo dessas ações nesse trabalho é o peso próprio da estrutura, tendo em vista o grande peso do concreto armado, além de outros fatores como as paredes de alvenaria, elevador e caixa d'água.

2.4.2 AÇÕES VARIÁVEIS

As ações variáveis correspondem às cargas previstas para o uso da construção, como as geradas pela ação do vento, trânsito de pessoas e uso do elevador, devendo-se consultar as normas brasileiras para obter as prescrições e valores recomendados para cada caso. Incluem-se também nessa categoria as ações que ocorrem durante a fase de construção e cuja segurança não pode ser garantida apenas pela verificação da obra finalizada.

2.4.3 COMBINAÇÕES ÚLTIMAS

Essas combinações são utilizadas para o dimensionamento da estrutura no estado-limite último (ELU), diretamente relacionado à sua segurança. Classificam-se como combinações normais, especiais ou de construção, e excepcionais. No caso deste trabalho serão usadas apenas as situações de combinações normais, especificamente a situação de esgotamento da capacidade resistente para elementos estruturais de concreto armado. As combinações são mostradas abaixo:

Figura 6 – Combinações ELU

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		$F_d = \gamma_g F_{gk} + \gamma_{eg} F_{egk} + F_{q1exc} + \gamma_q \sum \psi_{0j} F_{qjk} + \gamma_{eq} \psi_{0e} F_{eqk}$

Fonte: (ABNT NBR 6118:2023)

No caso como não serão usadas nesse trabalho as ações permanentes indiretas e nem as ações variáveis indiretas, a combinação resultante é:

$$F_d = \gamma_g F_{gk} + \gamma_q (F_{q1k} + \sum \psi_{0j} F_{qjk}) \quad (2.10)$$

Em que:

- F_{gk} se refere às ações permanentes;
- F_{qk} se refere às ações variáveis;
- γ_g, γ_q se referem aos coeficientes de majoração, de acordo com a tabela 11.1 da NBR 6118:2023;
- ψ_0 se refere aos coeficientes retirados da tabela 11.2 da NBR 6118:2023.

2.4.4 COMBINAÇÕES DE SERVIÇO

Essas combinações são utilizadas para o dimensionamento e a verificação da estrutura no estado-limite de serviço (ELS), relacionado ao conforto do usuário e à durabilidade da estrutura. As ações são classificadas de acordo com sua permanência na estrutura, sendo verificadas como quase permanentes, frequentes e raras.

A tabela da NBR 6118:2023 com a descrição dessas combinações segue abaixo:

Figura 7 – Combinações ELS

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 $\psi_2 F_{qk}$	$F_{d,ser} = \Sigma F_{gi,k} + \Sigma \psi_2 F_{qj,k}$
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 $\psi_2 F_{qk}$	$F_{d,ser} = \Sigma F_{gik} + \psi_1 F_{q1k} + \Sigma \psi_2 F_{qjk}$
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 $\psi_1 F_{qk}$	$F_{d,ser} = \Sigma F_{gik} + F_{q1k} + \Sigma \psi_1 F_{qjk}$
<p>onde</p> <p>$F_{d,ser}$ é o valor de cálculo das ações para combinações de serviço;</p> <p>F_{q1k} é o valor característico das ações variáveis principais diretas;</p> <p>ψ_1 é o fator de redução de combinação frequente para ELS;</p> <p>ψ_2 é o fator de redução de combinação quase permanente para ELS.</p>		

Fonte: (ABNT NBR 6118:2023)

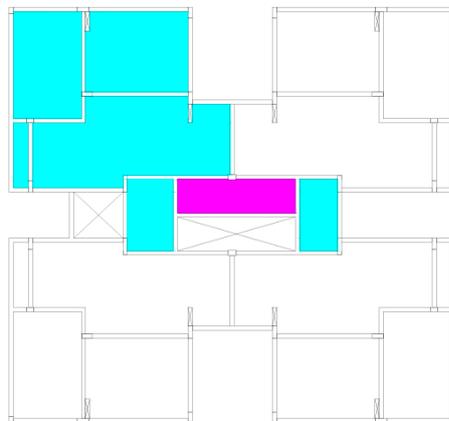
As combinações quase permanentes correspondem às ações que atuam durante a maior parte da vida útil da estrutura e são utilizadas na verificação do estado-limite de deformações excessivas, a principal análise de serviço feita nesse trabalho, os casos serão novamente tratados nos momentos de análise.

2.5 MODELAGEM UTILIZADA POR PAVIMENTO

Devido ao fato de os pavimentos possuírem um formato simétrico, somente uma parte de cada pavimento foi dimensionada, tendo em vista que as demais lajes terão o mesmo detalhamento. Ocorreram diferenças apenas nas lajes centrais, destacadas nas figuras 8 e 9, que não são simétricas como as demais, assim como nas formas da cobertura e caixa d'água, onde existem diferenças significativas de carregamento em relação as formas do pavimento tipo.

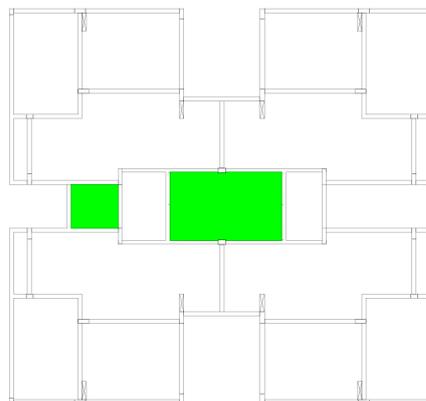
As lajes em azul se repetem em todos os pavimentos do edifício, até a cobertura, deixando de existir apenas no pavimento da platibanda. A laje central e maior, em verde, passa a existir a partir do pavimento cobertura e segue no pavimento da platibanda. A laje do elevador, a menor das lajes em verde, existe apenas no pavimento da platibanda. A laje em magenta existe apenas nos pavimentos do tipo.

Figura 8 – Lajes dimensionadas



Fonte: Elaborado pelo autor

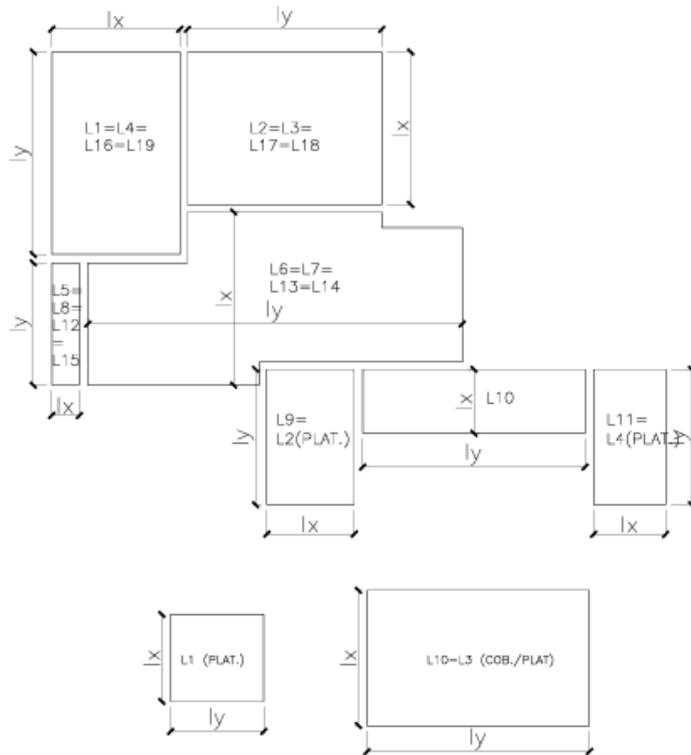
Figura 9 – Lajes específicas dimensionadas



Fonte: Elaborado pelo autor

Na figura 10 é mostrada a forma como foram discretizadas as lajes dos pavimentos tipo, cobertura e platibanda:

Figura 10 – Discretização das lajes



Fonte: elaborado pelo autor

2.5.1 PRÉ-DIMENSIONAMENTO

2.5.1.1 ESPESSURA

Foi utilizada uma espessura inicial de 8 cm, tendo em vista que as lajes possuem vãos relativamente pequenos e suportam apenas as cargas padrão de edifícios residenciais. De forma semelhante, optou-se por uma espessura de 7 cm para as lajes do pavimento cobertura, e espessuras maiores para lajes com funções diferentes, como as lajes da caixa d'água e elevador, dimensionadas com 10 cm.

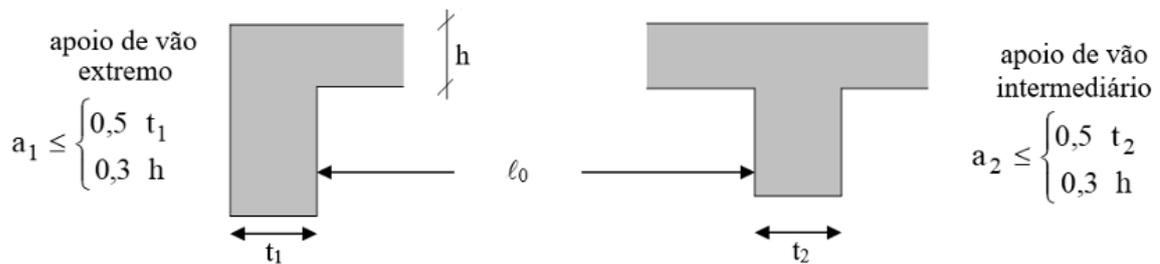
2.5.1.2 VÃOS EFETIVOS

Conforme o item 14.7.2.2, da NBR 6118/2023, quando os apoios puderem ser considerados suficientemente rígidos em relação à translação vertical, o vão efetivo das lajes deve ser calculado de acordo com a seguinte expressão:

$$l_{ef} = l_0 + a_1 + a_2 \tag{2.11}$$

O valor de l_0 se refere ao vão teórico da laje, o valor de medida real entre os apoios. Os valores de a_1 e a_2 , em cada extremidade do vão, podem ser determinados pelos valores apropriados de a_i , tendo como base a largura dos apoios para o valor de t_i . Na figura 11 é mostrado o procedimento para obtenção dos valores.

Figura 11 – Forma de obtenção dos coeficientes a_1 e a_2



Fonte: (ABNT NBR 6118/2023)

Nas tabelas 4 e 5 são mostrados os valores obtidos:

Tabela 4 – Valores utilizados para cálculo do vão efetivo

Pavimento	Laje	Tipo	h (cm)	lox (cm)	loy (cm)	t1x (cm)	t2x (cm)	t1y (cm)	t2y (cm)
Tipo	L1, L4, L16, L19	maciça	8	242	386	16	14	16	16
	L2, L3, L17, L18	maciça	8	291	367	16	14	14	16
	L5, L8, L12, L15	maciça	8	52	233	16	16	16	16
	L6, L7, L13, L14	maciça	8	330	707	14	14	16	14
	L10	maciça	8	122	420	14	14	16	16
Tipo/Cobertura	L9	maciça	8	165	258	14	16	14	14
Tipo/Cobertura	L11	maciça	8	136	258	14	16	14	14
Cobertura	L10	maciça	10	258	420	14	14	16	16
	L1, L4, L16, L19	maciça	7	242	386	16	14	16	16
	L2, L3, L17, L18	maciça	7	291	367	16	14	14	16
	L5, L8, L12, L15	maciça	7	52	233	16	16	16	16
	L6, L7, L13, L14	maciça	7	330	707	14	14	16	14
	L1	maciça	10	166	176	16	16	16	14
Platibanda	L2	maciça	7	165	258	14	16	14	14
	L3	maciça	7	258	420	14	14	16	16
	L4	maciça	7	136	258	14	16	14	14
	L4	maciça	7	136	258	14	16	14	14

Fonte: elaborado pelo autor

Tabela 5 – Valores obtidos para vãos efetivos

Pavimento	Laje	a1x (cm)	a2x (cm)	a1y (cm)	a2y (cm)	lx efet (cm)	ly efet (cm)
Tipo	L1, L4, L16, L19	2,4	2,4	2,4	2,4	247	391
	L2, L3, L17, L18	2,4	2,4	2,4	2,4	296	372
	L5, L8, L12, L15	2,4	2,4	2,4	2,4	57	238
	L6, L7, L13, L14	2,4	2,4	2,4	2,4	335	712
	L10	2,4	2,4	2,4	2,4	127	425
Tipo/Cobertura	L9	2,4	2,4	2,4	2,4	170	263
Tipo/Cobertura	L11	2,4	2,4	2,4	2,4	141	263
Cobertura	L10	3	3	3	3	258	426
	L1, L4, L16, L19	2,1	2,1	2,1	2,1	246	390
	L2, L3, L17, L18	2,1	2,1	2,1	2,1	295	371
	L5, L8, L12, L15	2,1	2,1	2,1	2,1	56	237
	L6, L7, L13, L14	2,1	2,1	2,1	2,1	334	711
	L1	3	3	3	3	172	182
Platibanda	L2	2,1	2,1	2,1	2,1	169	262
	L3	2,1	2,1	2,1	2,1	262	424
	L4	2,1	2,1	2,1	2,1	140	262

Fonte: elaborado pelo autor

Devido ao fato das diferenças serem pequenas, as lajes que possuíam medidas iguais, nas formas, foram calculadas de forma igual, utilizando os maiores vãos efetivos obtidos.

2.5.1.3 TIPO DE ARMAÇÃO

As lajes podem ser armadas de duas formas, sendo elas a unidirecional e a bidirecional. Na forma unidirecional a armação é feita apenas no sentido do menor vão da laje, enquanto que na armação bidirecional ela ocorre no sentido dos dois vãos da laje. O tipo de armação é definido conforme o valor de λ , valor esse definido pela relação entre o maior e menor vãos da laje, dado pela fórmula:

$$\lambda = \frac{\ell_y}{\ell_x} \quad (2.12)$$

Sendo ℓ_y o maior vão e ℓ_x o menor vão.

Caso o valor obtido de λ seja superior a 2, a armação da laje será feita nas duas direções (bidirecional). Nesta situação a laje possui esforços significativos em ambas as direções.

Caso o valor obtido de λ seja inferior a 2, a armação será realizada apenas na direção de menor vão da laje (unidirecional). Nesse cenário os esforços no sentido de

maior vão tornam-se desprezíveis, em virtude do comprimento da laje ser muito superior à sua largura.

Na tabela 6 encontram-se os valores obtidos para o λ de cada laje e o tipo de armação necessário.

Tabela 6 – Tipo de armação

Lajes	l_x (cm)	l_y (cm)	λ	Armação
L1, L4, L16, L19	247	391	1,58	2 direções
L2, L3, L17, L18	296	372	1,26	2 direções
L5, L8, L12, L15	57	238	4,18	1 direção
L6, L7, L13, L14	291	712	2,45	1 direção
L10	127	425	3,35	1 direção
L9	170	263	1,55	2 direções
L11	179	263	1,47	2 direções
L10 (Cobertura)	264	426	1,61	2 direções
L1 (Platibanda)	172	182	1,06	2 direções
L4 (Platibanda)	140	262	1,87	2 direções

Fonte: elaborado pelo autor

2.5.1.4 CONDIÇÕES DE APOIO E TIPO DE VINCULAÇÃO

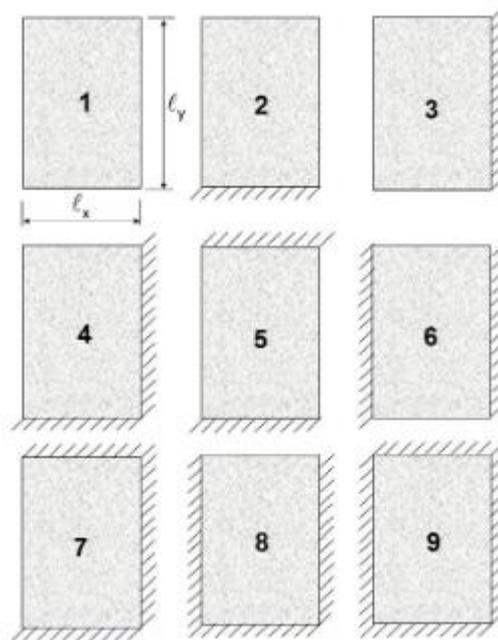
Para lajes retangulares, há várias tabelas disponíveis que permitem determinar os momentos fletores e os deslocamentos máximos. Neste trabalho, serão usadas as tabelas de Bares (1972) para calcular os esforços de flexão, exigindo a discretização do pavimento e o cálculo de cada laje individualmente, como um elemento isolado. Cada laje deverá ser classificada conforme um dos nove tipos de vinculação apresentados na Figura 12.

Para este trabalho as lajes foram todas consideradas com condições de apoio engastadas ou simplesmente apoiadas, não havendo nenhuma laje em condições de balanço. Os critérios utilizados para a consideração de apoio engastado foram:

- A laje que recebe o engaste ter no mínimo 2 cm de espessura a mais do que a laje a ser engastada, podendo possuir qualquer espessura superior a essa.
- Haver 2/3 ou mais de continuidade ao longo de um apoio.
- O vão da laje adjacente ser maior que 2/3 do vão da laje considerada, na mesma direção.

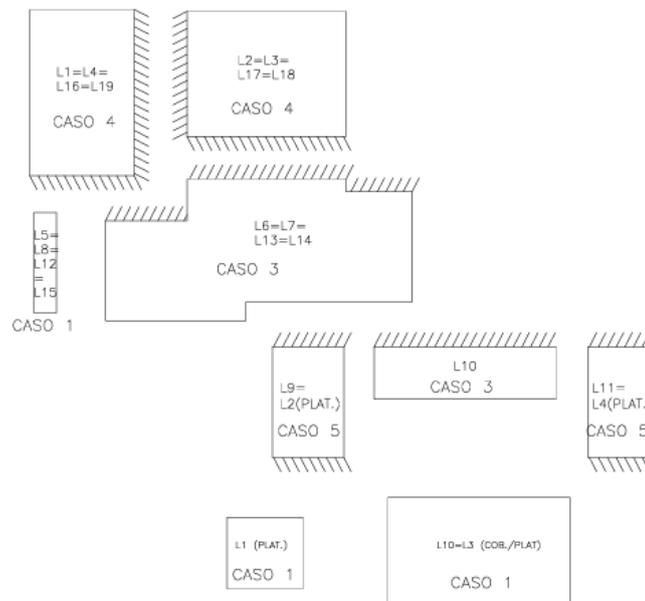
- O carregamento da laje considerada ser semelhante ao da laje adjacente.

Figura 12 – Casos de vinculação das lajes



Fonte: (Perlin, Pinto e Padaratz, 2018)

Figura 13 – Vinculação utilizada para cada laje



Fonte: Elaborado pelo autor

Optou-se por não engastar a laje 5 na laje 6 em virtude de as espessuras de ambas as lajes serem de apenas 8 cm, com o desnível da laje 5, o espaçamento para

armaduras seria de apenas 6 cm, não sendo um cenário favorável para execução e também cálculo.

Devido a diferença de cargas em relação às demais lajes, as lajes 9 e 11 passaram a ser apenas apoiadas (caso 1) no pavimento cobertura. No pavimento platibanda, quando passaram a ser laje 2 e 4, foram ambas engastadas na laje 3 (caso 3).

2.6 CARREGAMENTO

2.6.1 CARREGAMENTO PERMANENTE

As cargas de peso próprio das lajes foram obtidas multiplicando-se a espessura das lajes pelo peso específico do concreto (25 kN/m^3), tendo em vista que o cálculo é executado por m^2 e que todas as lajes do projeto são maciças.

Foi considerada também a carga de pisos e revestimentos de 1 kN/m^2 , estimada de acordo com a tabela 4 da NBR 6120/2019.

Figura 14 – Carga de revestimentos

Tabela 4 – Revestimentos de pisos e impermeabilizações

Material	Espessura cm	Peso kN/m^2
Impermeabilização com manta asfáltica simples (apenas manta com 15 % de sobreposição e pintura asfáltica, sem camada de regularização nem proteção mecânica)	0,3	0,08
	0,4	0,10
	0,5	0,11
Piso elevado interno com placas de aço, sem revestimento (até 30 cm de altura)	–	0,5
Piso elevado interno com placas de polipropileno, sem revestimento (até 30 cm de altura)	–	0,15
Revestimentos de pisos de edifícios residenciais e comerciais ($\gamma_{\text{ap-m}} = 20 \text{ kN/m}^3$)	5	1,0
	7	1,4
Revestimentos de pisos de edifícios industriais ($\gamma_{\text{ap-m}} = 34 \text{ kN/m}^3$)	5	1,7
	7	2,4
Impermeabilizações em coberturas com manta asfáltica e proteção mecânica, sem revestimento ($\gamma_{\text{ap-m}} = 18 \text{ kN/m}^3$)	10	1,8
	15	2,7

NOTA Calcular caso a caso, considerando a espessura dos componentes do revestimento de pisos e seus respectivos pesos específicos. Na falta de informações mais precisas, podem ser considerados os pesos específicos médios indicados.

Fonte: NBR 6120/2019

Além dessas cargas, foram consideradas cargas de paredes em lajes onde haviam paredes que não estavam apoiadas sobre vigas, tal procedimento ocorreu

apenas nas lajes L2/L3/L17/L18, que foram calculadas de forma igual. A fórmula utilizada para tal procedimento é:

$$g_{\text{par}} = \frac{V_a \cdot \gamma_{\text{par}}}{l_x \cdot l_y} K \quad (2.13)$$

De forma que:

- γ_{par} se refere ao peso específico da parede sobre a laje (kN/m²);
- V_a é o volume de parede (comprimento*altura*espessura), em m³;
- l_x é o menor vão da laje (m);
- l_y é o maior vão da laje (m);
- K é o coeficiente de ponderação das cargas, de acordo com posição da parede sobre a laje. Nesse projeto adotou-se o valor de 1.

Foi utilizado o valor de 15 kN/m² como peso específico da parede, como forma de simplificação, baseando-se na tabela 2 da NBR6120/2019, considerando a largura dos blocos e o peso do revestimento.

Figura 15 – Peso específico para carga de parede

ALVENARIA DE VEDAÇÃO				
Bloco de concreto vazado (Classe C – ABNT NBR 6136)	6,5	1,0	1,4	1,8
	9	1,1	1,5	1,9
	11,5	1,3	1,7	2,1
	14	1,4	1,8	2,2
	19	1,8	2,2	2,6
Bloco cerâmico vazado (Furo horizontal - ABNT NBR 15270-1)	9	0,7	1,1	1,6
	11,5	0,9	1,3	1,7
	14	1,1	1,5	1,9
	19	1,4	1,8	2,3
Bloco de concreto celular autoclavado (Classe C25 – ABNT NBR 13438)	7,5	0,5	0,9	1,3
	10	0,6	1,0	1,4
	12,5	0,8	1,2	1,6
	15	0,9	1,3	1,7
	17,5	1,1	1,5	1,9
	20	1,2	1,6	2,0
Bloco de vidro (decorativo, sem resistência ao fogo)	8	0,8	–	–
NOTA Na composição de pesos de alvenarias desta Tabela foi considerado o seguinte: — argamassa de assentamento vertical e horizontal de cal, cimento e areia com 1 cm de espessura e peso específico de 19 kN/m ³ ; — revestimento com peso específico médio de 19 kN/m ³ ; — proporção de um meio bloco para cada três blocos inteiros; — sem preenchimento de vazios (com graute etc.).				

Fonte: NBR 6120/2019

Na laje da caixa d'água (L10 da cobertura) foi considerada também a carga de uma caixa com capacidade de 10000 L. Para o cálculo considerou-se o peso específico da água (10 kN/m^3) multiplicado pela capacidade do reservatório e dividido pela área da laje.

Nas lajes da cobertura, onde não haviam lajes superiores, utilizou-se a carga de telhas de fibrocimento onduladas, de $0,4 \text{ kN/m}^2$, conforme a NBR 6120:2019.

Figura 16 – Tabela 6

Composição	Peso na superfície horizontal kN/m^2
Com telhas cerâmicas em geral (exceto tipo germânica e colonial) e estrutura de madeira com inclinação $\leq 40\%$	0,7
Com telhas cerâmicas (tipo germânica e colonial) e estrutura de madeira com inclinação $\leq 40\%$.	0,85
Com telhas de fibrocimento onduladas (com espessura até 5 mm) e estrutura de madeira	0,4
Com telhas de alumínio (com espessura até 0,8 mm) e estrutura metálica de aço	0,3
Com telhas de alumínio (com espessura até 0,8 mm) e estrutura metálica de alumínio	0,2
Com telhas de fibrocimento tipo canaleta (com espessura 8 mm) e estrutura de madeira	0,35
NOTA Peso por metro quadrado de telhado, na superfície horizontal, incluindo a estrutura de suporte (tesouras, terças, caibros e ripas).	

Fonte: NBR 6120:2019

Já nas lajes da platibanda foi escolhida a carga de $1,8 \text{ kN/m}^2$, referente às impermeabilizações.

Figura 17 – Tabela 4

Material	Espessura cm	Peso kN/m^2
Impermeabilização com manta asfáltica simples (apenas manta com 15 % de sobreposição e pintura asfáltica, sem camada de regularização nem proteção mecânica)	0,3	0,08
	0,4	0,10
	0,5	0,11
Piso elevado interno com placas de aço, sem revestimento (até 30 cm de altura)	–	0,5
Piso elevado interno com placas de polipropileno, sem revestimento (até 30 cm de altura)	–	0,15
Revestimentos de pisos de edifícios residenciais e comerciais ($\gamma_{ap-m} = 20 \text{ kN/m}^3$)	5	1,0
	7	1,4
Revestimentos de pisos de edifícios industriais ($\gamma_{ap-m} = 34 \text{ kN/m}^3$)	5	1,7
	7	2,4
Impermeabilizações em coberturas com manta asfáltica e proteção mecânica, sem revestimento ($\gamma_{ap-m} = 18 \text{ kN/m}^3$)	10	1,8
	15	2,7
NOTA Calcular caso a caso, considerando a espessura dos componentes do revestimento de pisos e seus respectivos pesos específicos. Na falta de informações mais precisas, podem ser considerados os pesos específicos médios indicados.		

Fonte: NBR 6120:2019

2.6.2 CARREGAMENTO ACIDENTAL

Foi utilizada a tabela 10 da NBR6120:2019 como fonte para a escolha das cargas acidentais geradas nas lajes, indicadas em kN/m².

Figura 18 – Tabela 10 da norma

Edifícios residenciais	Dormitórios	1,5	–
	Sala, copa, cozinha	1,5	–
	Sanitários	1,5	–
	Dispensa, área de serviço e lavanderia	2	–
	Quadras esportivas	5 ^a	–
	Salão de festas, salão de jogos	3 ^a	–
	Áreas de uso comum	3 ^a	–
	Academia	3 ^a	–
	Forro acessíveis apenas para manutenção e sem estoque de materiais	0,1 ^{a,r}	–
	Sótão	2 ^a	–
	Corredores dentro de unidades autônomas	1,5	–
	Corredores de uso comum	3	–
	Depósitos	3	–
	Áreas técnicas (ver item nesta Tabela)		
	Jardins (ver item nesta Tabela)		

Fonte: NBR 6120:2019

Adotou-se o valor de 2 kN/m² para todas as lajes que se encontravam dentro da delimitação dos apartamentos, de forma favorável à segurança, tendo em vista que a área de serviço localiza-se junto da área comum do apartamento. Optou-se, portanto, por utilizar o seu valor de carga para dimensionar todo o apartamento.

Para as lajes de uso comum de todos os apartamentos do edifício optou-se por utilizar o valor de 3 kN/m², conforme a tabela. Em todas as lajes onde não haviam lajes acima (pavimento cobertura e platibanda) utilizou-se o valor de 1 kN/m², de forma favorável à segurança, caso fossem necessárias manutenções ou outras atividades que demandassem a passagem de pessoas.

Para a laje do elevador foi utilizada a carga de 50 kN/m² como valor acidental, em virtude da falta de informações do fabricante e de forma favorável à segurança, conforme a NBR 6120:2019.

Figura 19 – Tabela 10

Áreas técnicas a,c As cargas devem ser validadas caso a caso, porém com os valores mínimos indicados nesta Tabela.	Barrilete	1,5	d
	Áreas técnicas em geral (fora da projeção dos equipamentos), exceto barrilete	3	-
	Sala de ventiladores, pressurização, exaustores	3	-
	Sala de ar-condicionado (<i>fan coil</i>)	4	-
	Sala de painéis elétricos de baixa tensão	4	-
	Sala de gerador e transformador (com leiaute)	3	-
	Sala de gerador e transformador (sem leiaute)	10	-
	Sala de <i>no-breaks</i>	7,5	-
	Sala de baterias	10	-
	CPD (centro de processamento de dados)	5	-
	Casa de máquinas de elevador de passageiros ($v \leq 1,0$ m/s)	30 ^{e,f}	g
	Casa de máquinas de elevador de passageiros ($v > 1,0$ m/s)	50 ^{e,f}	g
	Poço de elevador de passageiros	50 ^f	-
	Poço de plataforma de elevação motorizada para pessoas com mobilidade reduzida	2,5 ^h	-

Fonte: NBR 6120:2019

2.6.3 CARREGAMENTOS E COMBINAÇÕES PARA LAJES

Na tabela 7 são mostrados os carregamentos utilizados para cada laje:

Tabela 7 – Carregamentos das lajes

Pavimento	Laje	Permanente (kN/m ²)	Variável (kN/m ²)
Tipo	L1, L4, L16, L19	3	2
	L2, L3, L17, L18	5,32	2
	L5, L8, L12, L15	3	2
	L6, L7, L13, L14	3	2
	L10	3	3
Tipo/Cobertura	L9	3	3
Tipo/Cobertura	L11	3	3
Cobertura	L10	12,73	2
	L1, L4, L16, L19	2,15	1
	L2, L3, L17, L18	2,15	1
	L5, L8, L12, L15	2,15	1
	L6, L7, L13, L14	2,15	1
Platibanda	L1 (elev)	2,5	50
	L1	3,55	1
	L2	3,55	1
	L3	3,55	1
	L4	3,55	1

Fonte: Elaborado pelo autor

Com esses carregamentos definidos, foram realizadas as combinações de ações para ELU e para ELS.

Para o ELU:

$$F_d = \gamma_g F_{gk} + \gamma_q \left(F_{q1k} + \sum \psi_{0j} F_{qjk} \right) \quad (2.14)$$

Para o ELS:

$$F_{d,ser} = \sum F_{gi,k} + \sum \psi_{2j} F_{qj,k} \quad (2.15)$$

Para a obtenção dos coeficientes γ e ψ foram utilizadas as tabelas abaixo, advindas da NBR 6181:2023.

Figura 20 – Tabela para obtenção de γ

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: NBR 6118:2023

Figura 21 – Tabela para obtenção de ψ

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: NBR 6118:2023

Na tabela 8 são apresentadas as combinações obtidas para ELU e ELS, foi adotado o valor de 1,4 para γ e 0,3 para ψ , entretanto a majoração de 1,4 foi efetuada apenas no momento de cálculo dos momentos:

Tabela 8 – Combinações de carregamentos das lajes

Pavimento	Laje	ELU (kN/m ²)	ELS (kN/m ²)
Tipo	L1, L4, L16, L19	5	3,6
	L2, L3, L17, L18	7,32	5,92
	L5, L8, L12, L15	5	3,6
	L6, L7, L13, L14	5	3,6
	L10	6	3,9
Tipo/Cobertura	L9	6	3,9
Tipo/Cobertura	L11	6	3,9
Cobertura	L10	14,73	13,53
	L1, L4, L16, L19	3,15	2,45
	L2, L3, L17, L18	3,15	2,45
	L5, L8, L12, L15	3,15	2,45
	L6, L7, L13, L14	3,15	2,45
Platibanda	L1 (elev)	52,5	17,5
	L1	4,55	3,95
	L2	4,55	3,85
	L3	4,55	3,85
	L4	4,55	2,85

Fonte: Elaborado pelo autor

3 ANÁLISE DE ESTABILIDADE GLOBAL

3.1 FORÇAS DEVIDO AO VENTO

Em edificações comuns, o vento é a principal fonte de esforços horizontais de maior intensidade. A magnitude desses esforços está diretamente relacionada à localização e à geometria da construção, tendo em vista que a localização influencia as condições meteorológicas e os obstáculos que o vento enfrenta até atingir a edificação, enquanto que a geometria afeta a aerodinâmica do edifício. Por se tratar de um fenômeno aleatório, é essencial considerar a pior condição possível durante o desenvolvimento do projeto.

3.1.1 CÁLCULO DOS ESFORÇOS CAUSADOS PELO VENTO

O cálculo da pressão dinâmica do vento é feito pela seguinte fórmula:

$$q = 0,613 * V_k^2 \quad (3.1)$$

O valor de V_k é obtido pela fórmula abaixo:

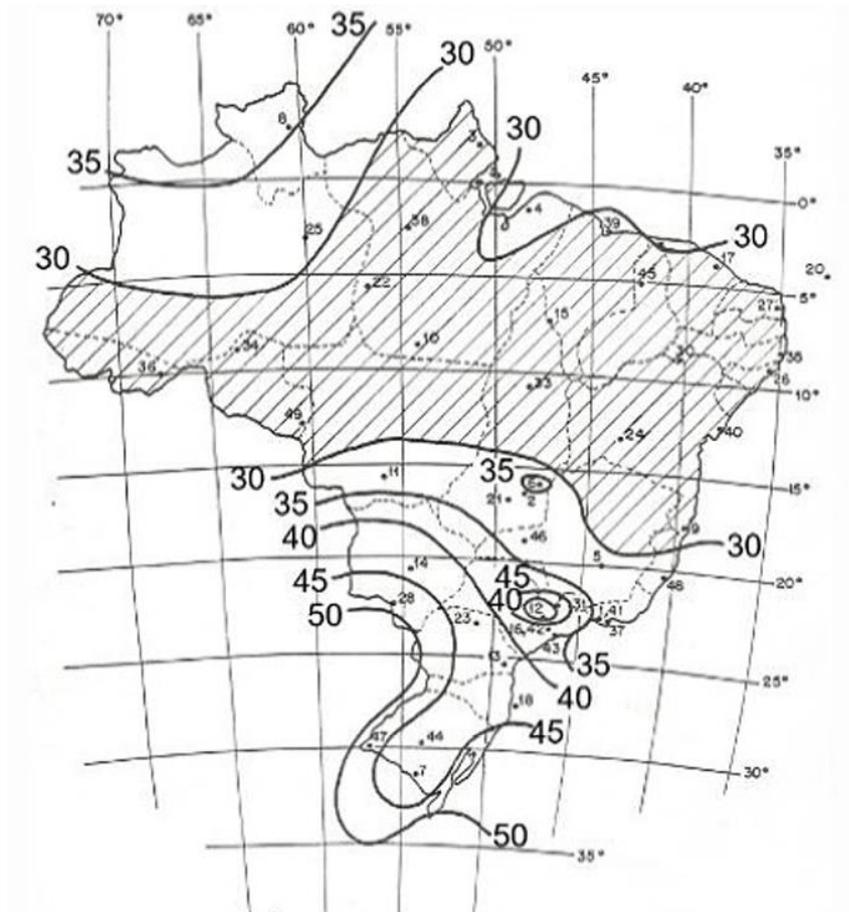
$$V_k^2 = V_o * S_1 * S_2 * S_3 \quad (3.2)$$

A unidade de q é N/m^2 e de V_o m/s . A forma para obtenção dos demais parâmetros será demonstrada a seguir.

3.1.2 VELOCIDADE BÁSICA DO VENTO (V_o)

Esse parâmetro se refere a uma rajada com 3 segundos de duração, localizada 10 metros acima do nível do terreno, em ambiente aberto e plano, sendo esta rajada excedida em média uma vez a cada 50 anos na localidade. Admite-se que o vento pode soprar de qualquer direção horizontal. O valor é obtido conforme a localidade do país, na figura 22. Definiu-se ele em 43 m/s para este trabalho.

Figura 22 – Mapa com valores de isopletas



Fonte: (ABNT NBR 6123:2023)

3.1.3 FATORES S_1 , S_2 e S_3

3.1.3.1 FATOR S_1

Esse fator considera as variações no relevo do terreno e é definido da seguinte forma:

- Terreno plano ou fracamente acidentado: = 1,0;
- Taludes e morros: Feito conforme o procedimento de cálculo descrito na página 10 da NBR 6123:2023;
- Vales profundos, protegidos de ventos em qualquer direção: = 0,9.

Para este projeto, o valor foi fixado em 1,0, pois a localização corresponde a cidade de Joinville/SC, uma região com terreno plano ou levemente acidentado.

3.1.3.2 FATOR S_2

Esse fator leva em conta o efeito combinado da rugosidade do terreno, da variação da velocidade do vento com a altura em relação ao solo e das dimensões da edificação, ou da parte específica da edificação em análise. Para sua obtenção devemos analisar cada um desses parâmetros.

3.1.3.2.1 RUGOSIDADE DO TERRENO

A rugosidade do terreno é dividida em 5 categorias, de acordo com a NBR 6123:2023:

- Categoria I: Superfícies extensas e lisas, com mais de 5 km de extensão, medidas na direção do vento incidente;
- Categoria II: Terrenos abertos e nivelados, com poucos obstáculos isolados, como árvores e edificações baixas, onde a altura média dos obstáculos é igual ou inferior a 1,0 m;
- Categoria III: Terrenos planos ou ondulados com alguns obstáculos, como cercas vivas e muros, árvores quebra-ventos e edificações baixas e esparsas, onde a altura média dos obstáculos é de 3,0 m;
- Categoria IV: Terrenos com muitos obstáculos próximos, comuns em áreas florestais, industriais ou urbanizadas, onde a altura média dos obstáculos é de 10,0 m;
- Categoria V: Terrenos com obstáculos numerosos, grandes, altos e próximos, onde a altura média dos obstáculos é igual ou superior a 25 m.

Para esse trabalho adotou-se a categoria V por se tratar de um edifício a ser construído no centro da cidade, onde existem muitas construções elevadas ao redor.

3.1.3.2.2 DIMENSÕES DA EDIFICAÇÃO

As edificações são divididas em 3 classes, de acordo com a NBR 6123:2023:

- Classe A: Inclui todas as unidades de vedação, seus elementos de fixação e componentes individuais de estruturas sem vedação. Aplica-se a edificações cuja maior dimensão, seja horizontal ou vertical, não ultrapassa 20 m.
- Classe B: Abrange edificações ou partes de edificações em que a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal varia entre 20 m e 50 m.
- Classe C: Refere-se a edificações ou partes de edificações cuja maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal excede 50 m.

Para esse trabalho adotou-se a classe B por se tratar de um edifício a ser construído que possui altura de 23,6 m e nenhuma de suas dimensões horizontais superarem esse valor.

3.1.3.2.3 ALTURA SOBRE O TERRENO

O fator S_2 é obtido por meio da fórmula que segue abaixo, utilizado para o cálculo da velocidade do vento em uma altura z acima do terreno:

$$S_2 = b_m * F_r * (z/10)^p \quad (3.3)$$

Em que:

- F_r é o fator de rajada, sempre igual à categoria 2;
- z é altura onde está sendo analisado o S_2 ;

b_m , p e F_r são obtidos conforme a figura 23:

Figura 23 – Parâmetros meteorológicos e fator de rajada

Tabela 1 – Parâmetros meteorológicos

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

Tabela 2 – Fator de rajada

F_r	Classes		
	A	B	C
	1,00	0,98	0,95

Fonte: (ABNT NBR 6123:2023)

Os valores obtidos de S_2 para cada pavimento seguem abaixo:

Tabela 9 – Valores de S_2

Pavimento	z (m)	S_2
1	2,8	0,584
2	5,6	0,652
3	8,4	0,696
4	11,2	0,728
5	14	0,755
6	16,8	0,777
7	19,6	0,797
Tel.	21,6	0,809
Reserv.	23,6	0,821

Fonte: Elaborado pelo autor

3.1.3.3 FATOR S_3

Esse fator se baseia em conceitos estatísticos e leva em conta o nível de segurança necessário e a durabilidade esperada da edificação. Para determinar o valor, utiliza-se a figura 24:

Figura 24 – Mapa com valores de isopletas

Grupo	Descrição	S_g	T_p (anos)
1	Estruturas 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, edifícios de centrais de controle, etc.). Pontes rodoviárias e ferroviárias. Estruturas que abrigam substâncias inflamáveis, tóxicas e/ou explosivas. Vedações das edificações do grupo 1 (telhas, vidros, painéis de vedação).	1,11	100
2	Estruturas cuja ruína represente substancial risco à vida humana, particularmente a pessoas em aglomerações, crianças e jovens, incluindo, mas não limitado a: <ul style="list-style-type: none"> • edificações com capacidade de aglomeração de mais de 300 pessoas em um mesmo ambiente, como centros de convenções, ginásios, estádios etc. • creches com capacidade maior do que 150 pessoas; • escolas com capacidade maior do que 250 pessoas; Vedações das edificações do grupo 2 (telhas, vidros, painéis de vedação).	1,06	75
3	Edificações para residências, hotéis, comércio, indústrias. Estruturas ou elementos estruturais desmontáveis com vistas a reutilização. Vedações das edificações do grupo 3 (telhas, vidros, painéis de vedação).	1,00	50
4	Edificações não destinadas à ocupação humana (depósitos, silos) e sem circulação de pessoas no entorno. Vedações das edificações do grupo 4 (telhas, vidros, painéis de vedação).	0,95	37
5	Edificações temporárias não reutilizáveis. Estruturas dos Grupos 1 a 4 durante a construção (fator aplicável em um prazo máximo de 2 anos). Vedações das edificações do grupo 5 (telhas, vidros, painéis de vedação).	0,83	15

Fonte: (ABNT NBR 6123:2023)

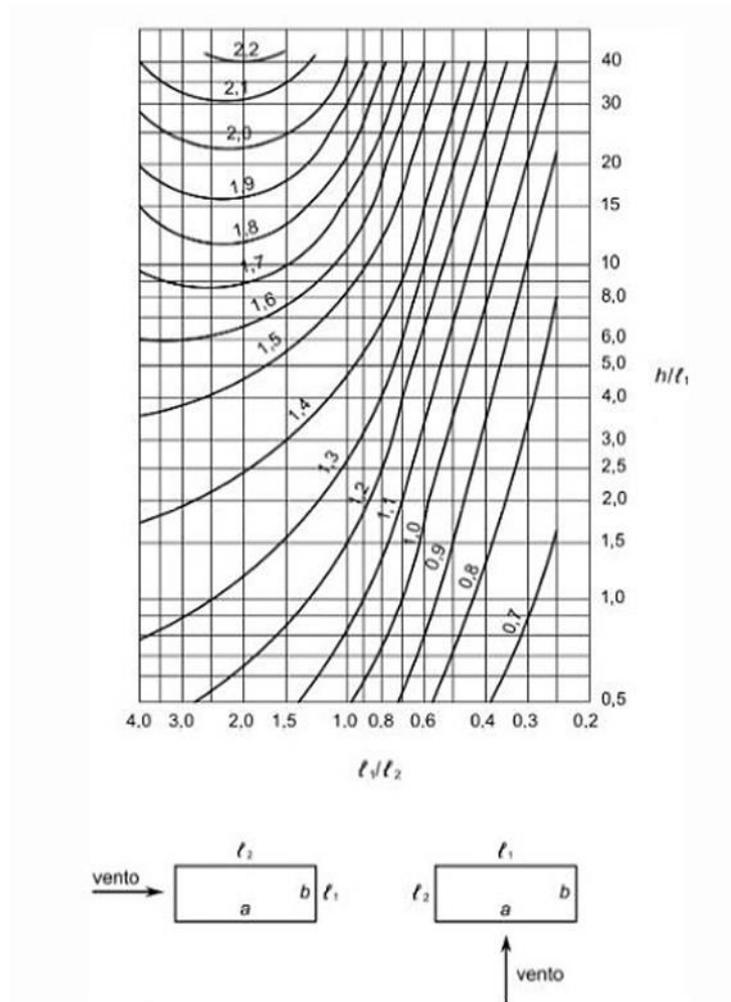
Para esse trabalho adotou-se o valor de 1,0.

3.1.4 COEFICIENTE DE ARRASTO

Este coeficiente é empregado para determinar a força de arrasto que atua sobre a estrutura, sendo necessário avaliar se a edificação está sujeita a ventos de alta ou baixa turbulência. Essa classificação depende da altura da edificação em relação às construções vizinhas e da distância até essas edificações adjacentes.

Com base nesses critérios, estabelecidos no item 6.1.3 da NBR 6123:2023, o projeto foi classificado como sujeito a ventos de baixa turbulência. Os coeficientes de arrasto foram obtidos através da figura. Esse coeficiente varia conforme a altura do edifício e suas dimensões em planta, de acordo com a figura 25.

Figura 25 – Mapa com valores de isopletas



Fonte: (ABNT NBR 6123:2023)

Os valores obtidos nas direções x e y podem ser visualizados a seguir.

Tabela 10 – Valores de coeficiente de arrasto

Coeficiente de arrasto (Baixa turbulência)		
	x	y
$h/L1$	1,48	1,57
$L1/L2$	1,06	0,94
Ca	1,22	1,2

Fonte: Elaborado pelo autor

3.1.5 FORÇAS DEVIDO AO VENTO

Com todos os valores anteriormente definidos, é possível então calcular o valor de V_k com a equação (3.2), e posteriormente, o valor de q , com a equação (3.1).

Calcula-se então o valor da força de arrasto, para se obter o valor dos carregamentos do vento que agem ao longo da estrutura, calculado conforme:

$$F_a = C_a * q * A_e \quad (3.4)$$

Em que:

- C_a se refere ao coeficiente de arrasto;
- q se refere à pressão dinâmica do vento;
- A_e se refere à área da seção analisada, na direção perpendicular ao vento.

Os valores obtidos para carga de vento em cada pavimento são mostrados na tabela 11:

Tabela 11 – Forças devido ao vento por pavimento

Pavimento	z (m)	V _k (m/s)	q (kN)	A _e Y (m ²)	A _e X (m ²)	F _a Y (kN)	F _a X (kN)
1	2,8	25,094	0,386	44,69	42	21,044	19,454
2	5,6	28,037	0,482	44,69	42	26,270	24,285
3	8,4	29,916	0,549	44,69	42	29,910	27,650
4	11,2	31,325	0,602	44,69	42	32,794	30,316
5	14	32,464	0,646	44,69	42	35,221	32,560
6	16,8	33,425	0,685	44,69	42	37,337	34,516
7	19,6	34,259	0,719	44,69	42	39,225	36,262
Telhado	21,6	34,796	0,742	31,92	30	28,903	26,719
Reservatório	23,6	35,293	0,764	19,46	5,72	18,127	5,241

Fonte: Elaborado pelo autor

3.2 ESTABILIDADE GLOBAL

A estabilidade global, conforme estabelecido pela NBR 6118:2023, tem como objetivo determinar os efeitos das ações em uma estrutura para possibilitar a verificação dos estados-limite últimos e de serviço.

Inicialmente, será apresentada uma breve explicação do modelo adotado e das suposições feitas para a análise estrutural, além dos diagramas gerados. Em seguida, serão exibidos os resultados referentes à estabilidade global, utilizando o coeficiente adequado, e será realizada a verificação do deslocamento lateral quanto ao estado limite de deformações excessivas.

3.2.1 CONSIDERAÇÕES DE CÁLCULO

Para a análise estrutural, foi utilizado o software Ftool. Efetuou-se uma análise linear para determinar os esforços e deslocamentos, assumindo o comportamento elástico-linear do concreto. As características geométricas dos elementos estruturais foram determinadas pela seção bruta de concreto.

Utilizou-se o coeficiente de Poisson igual a 0,2, conforme o item 8.2.9 da NBR 6118:2023, e o módulo de elasticidade aplicado para os elementos estruturais foi o secante, com a correção descrita no item 15.7.3 da NBR 6118:2023, para considerar a não linearidade física do concreto. Para as vigas esse valor foi ajustado multiplicando-se por 0,4, e para os pilares, por 0,8. Esses valores foram ainda multiplicados por 1,1, em conformidade com o item 15.5.1 da NBR 6118:2023, que permite essa majoração.

Tabela 12 – Módulo de elasticidade secante para componentes da análise

Ecs (MPa)	26838
Vigas (MPa)	11809
Pilares (MPa)	23617

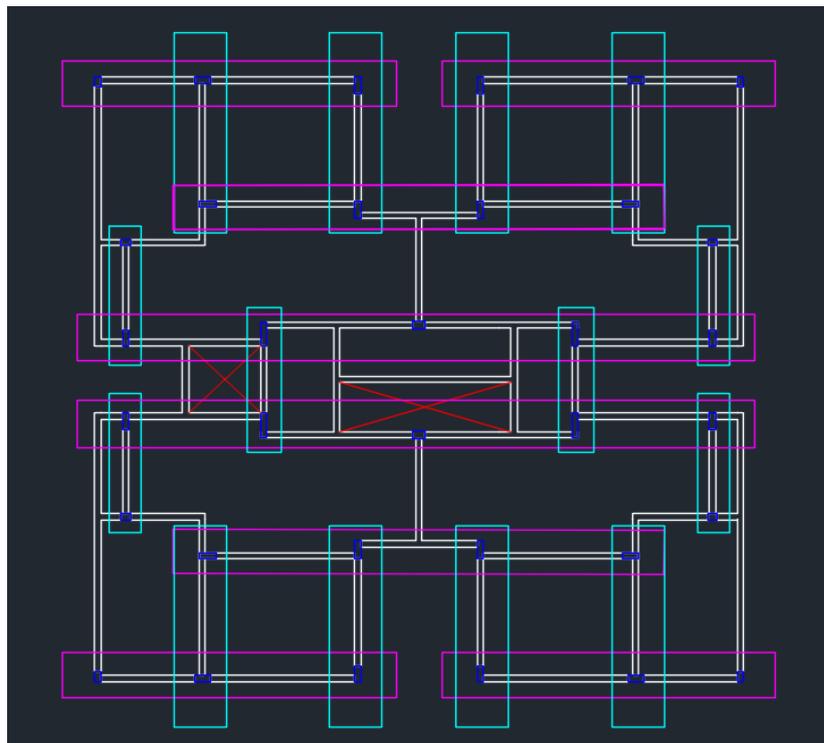
Fonte: Elaborado pelo autor

3.2.2 MODELO ADOTADO

Essa abordagem foi utilizada para determinar o coeficiente γ_z , calcular os esforços de dimensionamento e verificar as deformações laterais do edifício. Devido à simetria da edificação e à presença das lajes atuando como diafragma rígido, foram adotados pórticos planos interligados por elementos considerados infinitamente rígidos e incapazes de transmitir momentos fletores, representando a rigidez da estrutura nos eixos x e y.

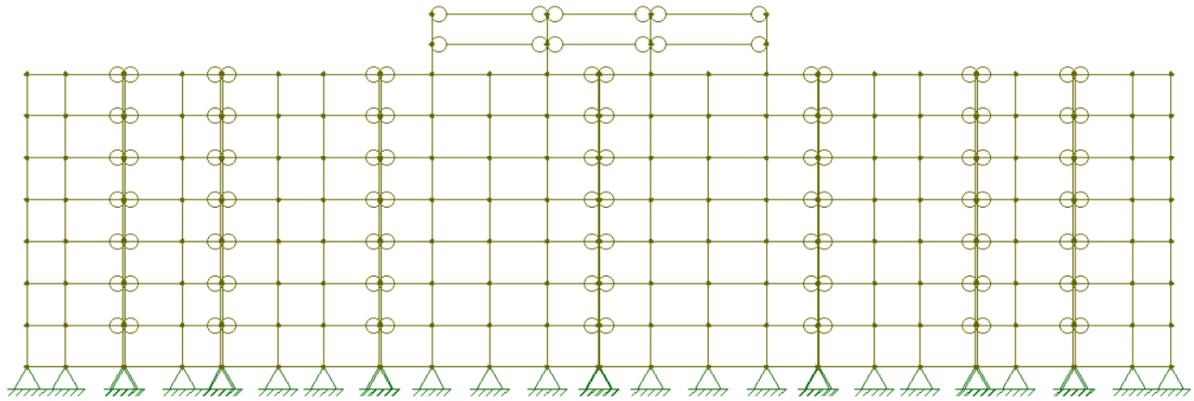
Dessa forma, todos os pórticos trabalham em conjunto e apresentam as mesmas deformações sob os carregamentos laterais aplicados pelo vento. As Figuras 26, 27 e 28 mostram a discretização para os pórticos na direção x (em magenta) e na direção y (em azul ciano), além dos modelos adotados para esses pórticos no software Ftool.

Figura 26 – Pórticos nas direções x e y na planta



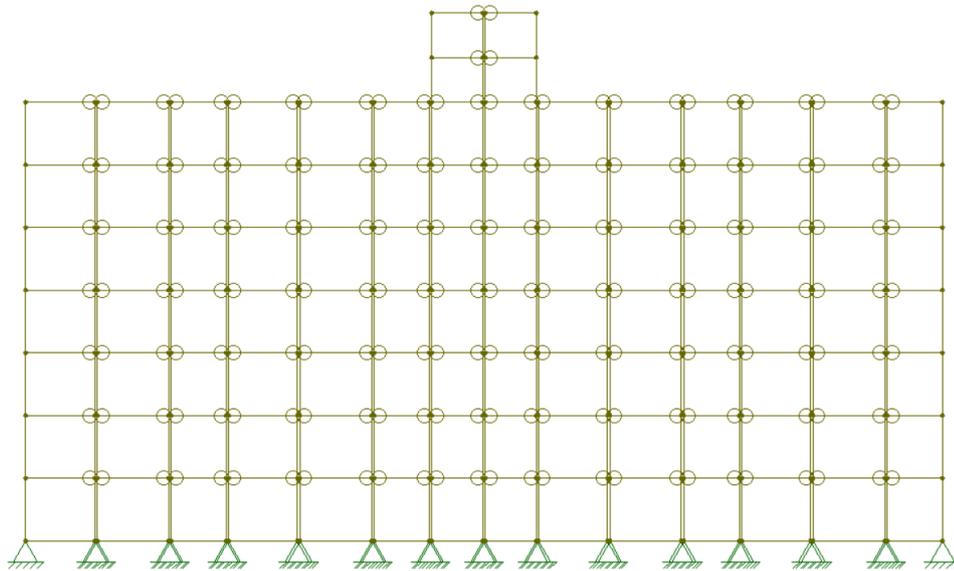
Fonte: Elaborado pelo autor

Figura 27 – Pórticos na direção x no software Ftool



Fonte: Elaborado pelo autor

Figura 28 – Pórticos na direção y no software Ftool

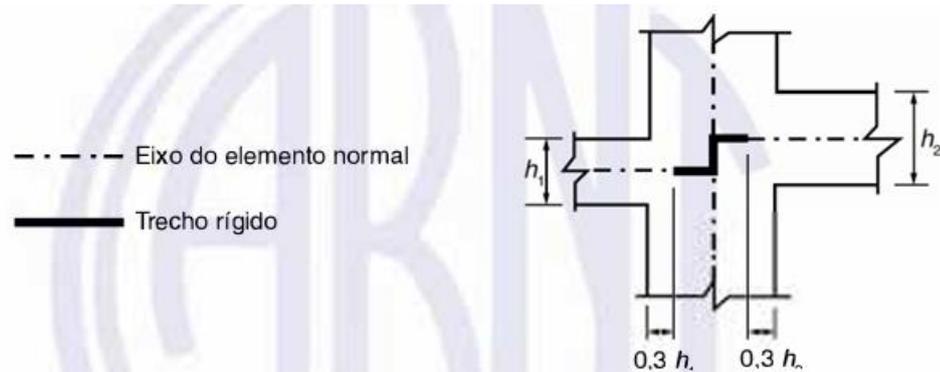


Fonte: Elaborado pelo autor

A geometria considerou a presença de trechos rígidos nas ligações entre vigas e pilares, apenas na direção da dimensão dos pilares na direção sendo analisada. Optou-se por simular a barra rígida com um módulo de elasticidade e um momento de inércia 10 vezes maiores que o maior momento de inércia e o maior módulo de elasticidade utilizados na análise, com o objetivo de garantir a passagem de esforços ao longo de toda a estrutura. As barras rígidas foram executadas com um comprimento de 10 cm, com a mesma finalidade.

Os critérios adotados foram extraídos da NBR 6118:2023, conforme a figura 29.

Figura 29 – Ligações entre vigas e pilares -trechos rígidos



Fonte: (ABNT NBR 6118:2023)

A geometria considerou a presença de trechos rígidos nas ligações entre vigas e pilares, apenas na direção da dimensão dos pilares na direção que está sendo analisada.

3.2.3 COMBINAÇÕES DE ESFORÇOS

Foram utilizadas as equações abaixo para o ELU:

$$F_{d1} = 1,4F_{gk} + 1,4F_{qk} + 0,6 * 1,4F_{vk} \quad (3.5)$$

$$F_{d2} = 1,4F_{gk} + 1,4F_{vk} + 0,5 * 1,4F_{qk} \quad (3.6)$$

Para o ELS foi utilizada, tendo em vista que o vento é considerado carga acidental:

$$F_{d,s} = F_{gk} + 0,3F_{vk} + 0,3F_{qk} \quad (3.7)$$

Em que:

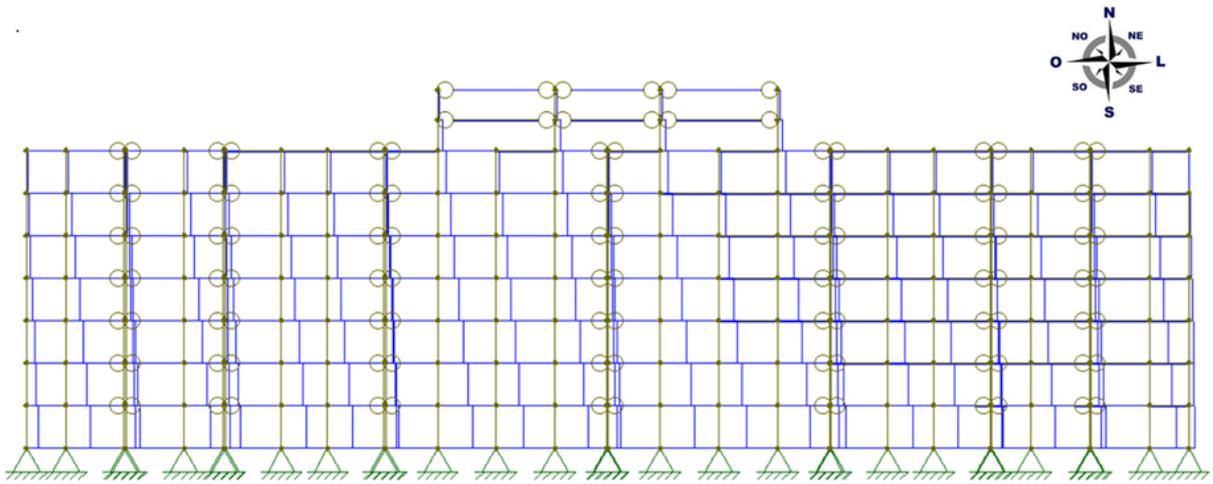
- F_{gk} se refere ao carregamento permanente;
- F_{qk} se refere ao carregamento acidental;
- F_{vk} se refere ao carregamento do vento.

3.2.4 DIAGRAMAS DE ESFORÇOS E DESLOCAMENTOS DA ESTRUTURA

Nas figuras a seguir, são apresentados os diagramas de esforços (axial, cortante e momento fletor) e o deslocamento referente à combinação última descrita na equação de F_{d1} , (3.5), considerando o vento incidindo de leste a oeste, com esforços pontuais agindo nos nós dos pórticos na direção horizontal, que provocou o maior deslocamento da estrutura. Devido às limitações do software na exibição dos resultados, são mostrados apenas os diagramas, para uma melhor visualização.

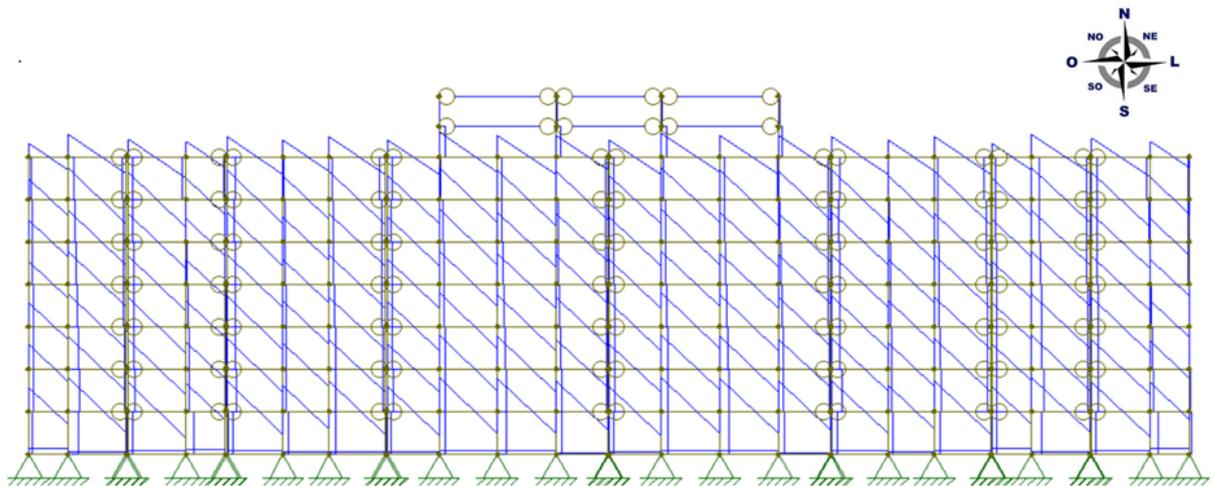
Pórticos em X:

Figura 30 – Esforços axiais no eixo x



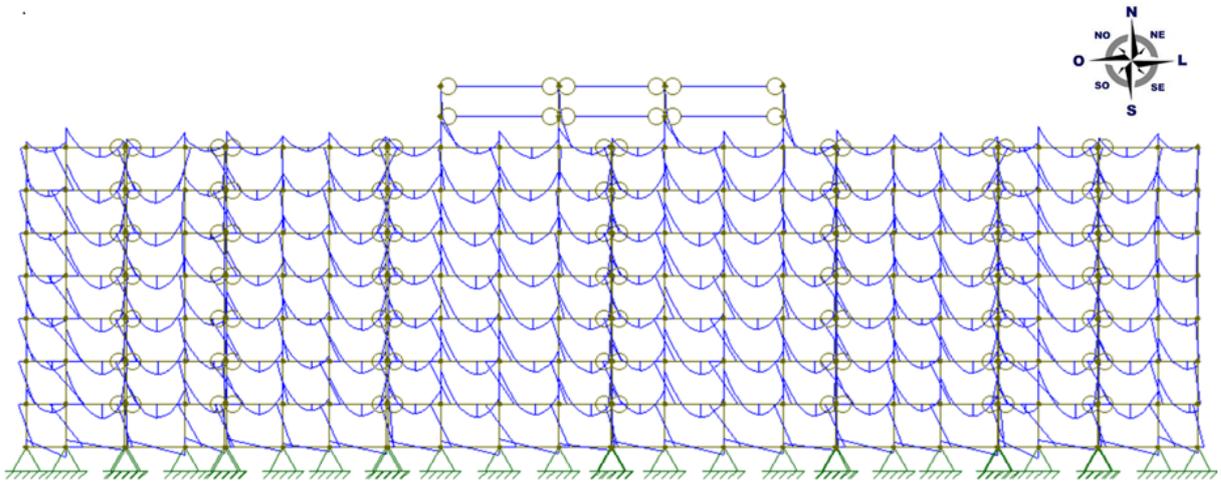
Fonte: Elaborado pelo autor

Figura 31 – Esforços cortantes no eixo x



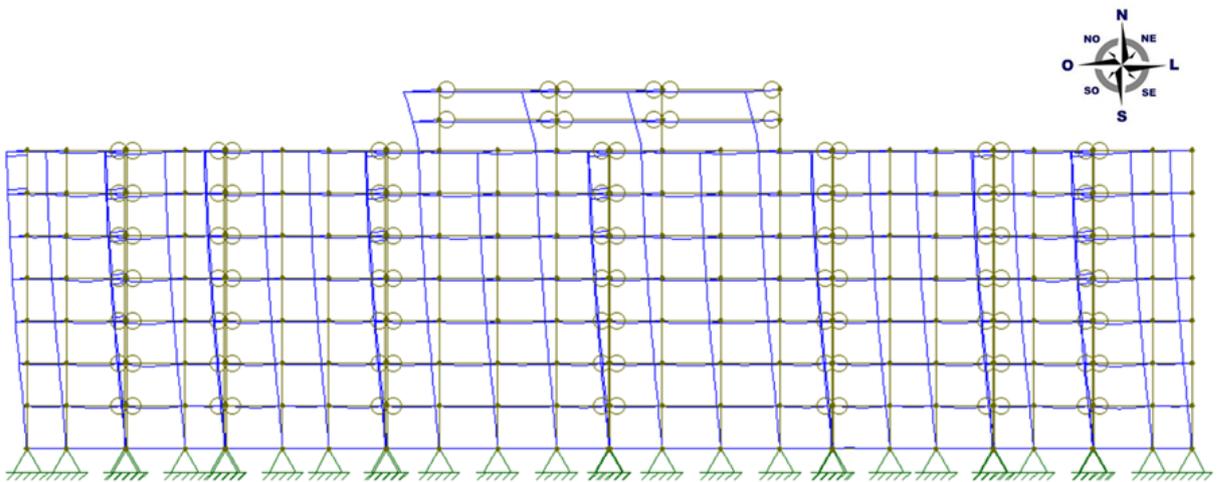
Fonte: Elaborado pelo autor

Figura 32 – Momentos fletores no eixo x



Fonte: Elaborado pelo autor

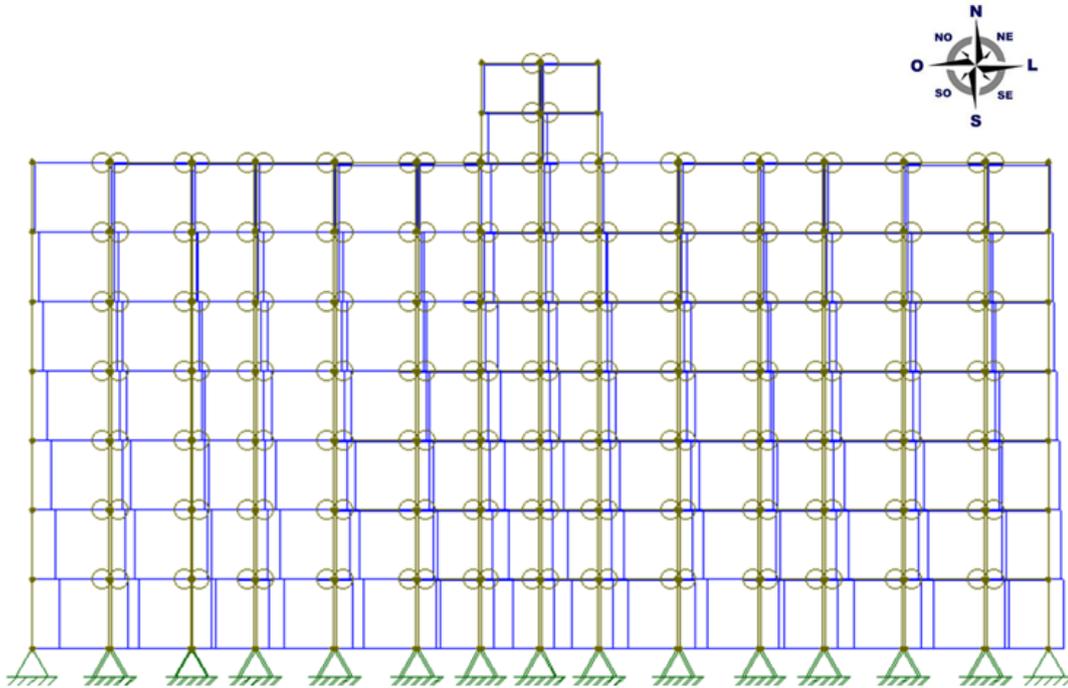
Figura 33 – Deslocamentos no eixo x



Fonte: Elaborado pelo autor

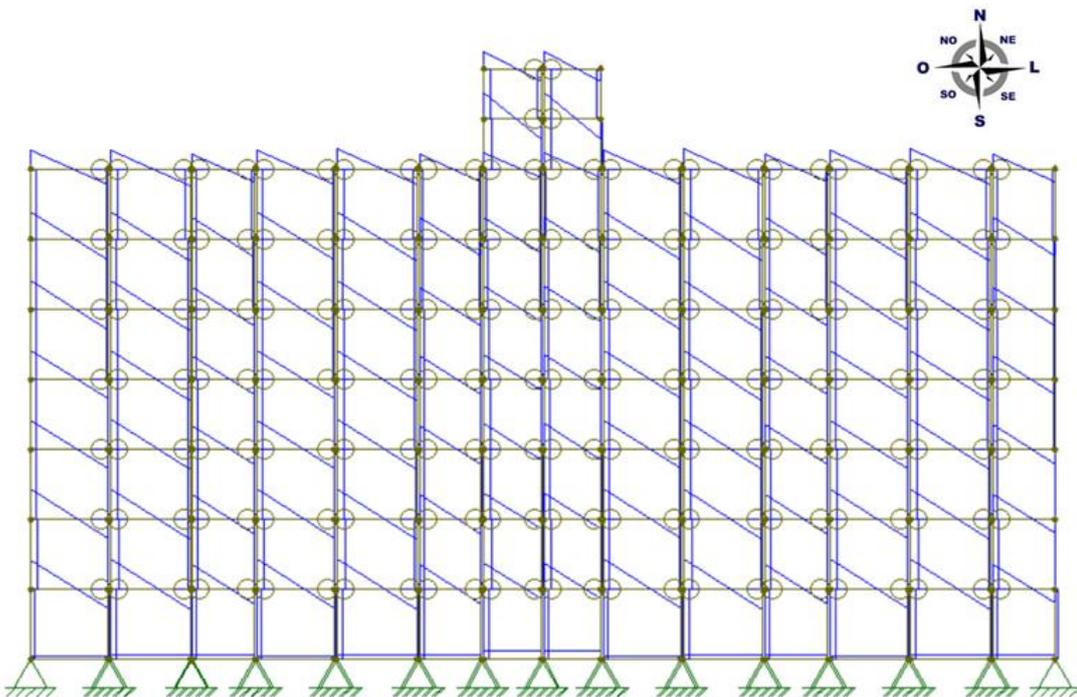
Pórticos em Y:

Figura 34 – Esforços axiais no eixo y



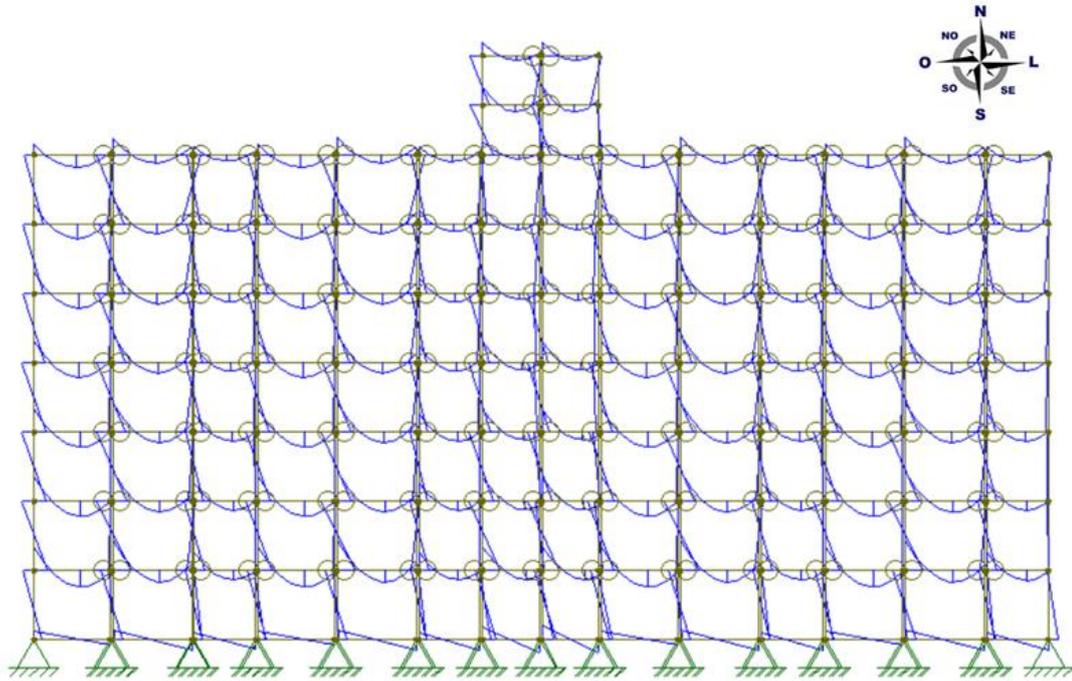
Fonte: Elaborado pelo autor

Figura 35 – Esforços cortantes no eixo y



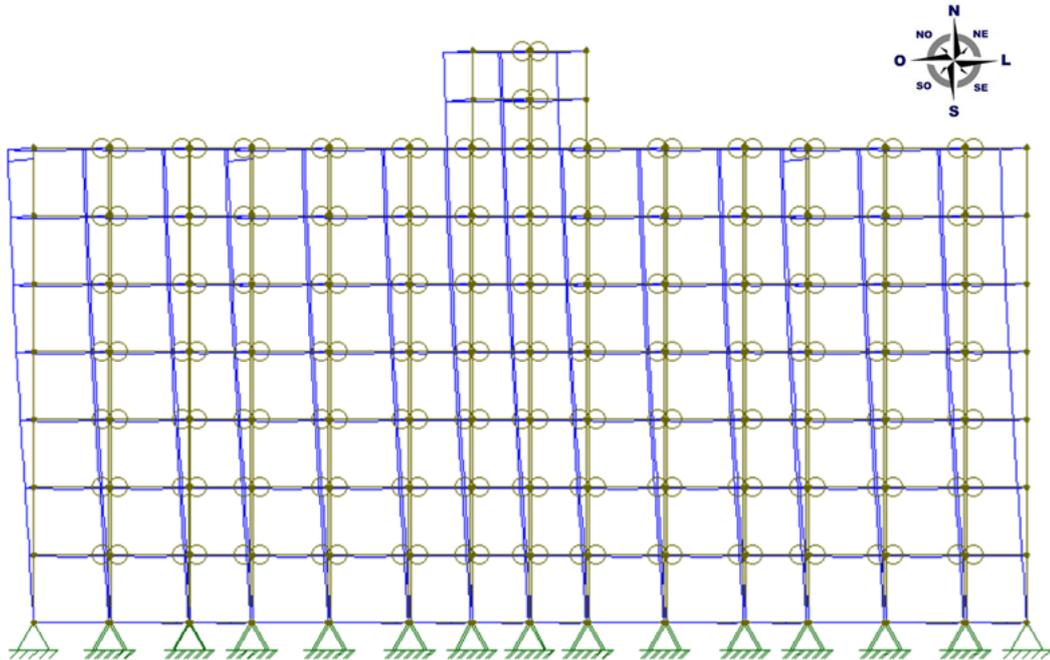
Fonte: Elaborado pelo autor

Figura 36 – Momentos fletores no eixo y



Fonte: Elaborado pelo autor

Figura 37 – Deslocamentos no eixo y



Fonte: Elaborado pelo autor

3.2.5 ANÁLISE DOS EFEITOS DE 2ª ORDEM

Efeitos de segunda ordem surgem em todas as estruturas submetidas a cargas horizontais. Em edifícios altos, com uma relação entre altura e as dimensões em planta elevada, esses efeitos podem provocar instabilidades, já que os deslocamentos gerados podem introduzir momentos significativos na estrutura.

Foi efetuada, portanto, a análise necessária para identificar se os efeitos de segunda ordem são significativos, e por consequência, a necessidade de considerá-los no cálculo de estabilidade global do edifício. Esta verificação foi realizada a partir do coeficiente γ_z .

De acordo com o item 15.5.1 da NBR 6118:2023, o cálculo do coeficiente γ_z é um método aproximado que facilita a avaliação da necessidade ou não de incluir os esforços globais de segunda ordem na análise estrutural, classificando a estrutura como de nós fixos ou nós móveis.

Esse método classifica como de nós fixos as estruturas que apresentam pequenos deslocamentos horizontais dos nós, o que torna os efeitos globais de segunda ordem desprezíveis, nesse caso, menores que 10% dos esforços de primeira ordem. Assim, basta considerar os efeitos locais e localizados de segunda ordem.

No caso de estruturas de nós móveis, ocorrem deslocamentos significativos horizontais dos nós, fazendo com que os efeitos globais de segunda ordem se tornem relevantes, nesse caso, maiores que 10% dos esforços de primeira ordem. Nesses casos, é necessário considerar tanto os esforços globais de segunda ordem quanto os locais e localizados.

O coeficiente γ_z é aplicável apenas para estruturas reticuladas com pelo menos quatro pavimentos e pode ser determinado a partir de uma análise linear de primeira ordem, utilizando os valores de rigidez que foram apresentados no item 3.2.1.

O valor de γ_z é obtido conforme a equação:

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \Delta M_{tot,d}/M_{1,tot,d}} \quad (3.8)$$

Em que:

- $\Delta M_{tot,d}$ se refere à soma de todos os produtos de cada força vertical atuante na estrutura, na combinação considerada com seus valores de

cálculo, pelos deslocamentos horizontais correspondentes aos pontos de aplicação dessas forças, conforme determinado na análise de primeira ordem.

- $M_{1,tot,d}$ se refere ao momento de tombamento, no caso, a soma dos momentos gerados por todas as forças horizontais da combinação considerada, com seus valores de cálculo, em relação à base da estrutura

Nas tabelas 13 e 14, é possível ver o coeficiente obtido para cada direção, x e y, com os esforços do vento incidindo na direção Leste-Oeste, tendo em vista que foram os piores casos. O valor limite de γz para a estrutura ser considerada como de nós fixos é de 1,10. Os valores das forças e deslocamentos foram determinados com base nas combinações últimas descritas nas equações (3.5) e (3.6). Levando em conta que, devido ao diafragma rígido, o deslocamento horizontal é uniforme para cada ponto do pavimento, permitindo que se multiplique o valor da carga vertical de todo o pavimento, para cada pavimento, pelo deslocamento horizontal respectivo.

Pórticos em x:

Tabela 13 – Resultados de γz para pórticos em x

Pavimento	z (m)	Fa X (kN)	Vento - Fd1x (kN)	Vento - Fd2x (kN)	P (kN)	δ_{hor} - Fd1 (cm)	δ_{hor} - Fd2 (cm)	$\Delta M_{tot,d}$ - Fd1 (kN.m)	$\Delta M_{tot,d}$ - Fd2 (kN.m)	M1,tot,d - Fd1 (kN.m)	M1,tot,d - Fd2 (kN.m)
Reservatório	23,6	5,24	4,40	7,34	137,10	5,737	9,556	7,865	7,630	45,756	76,260
Telhado	21,6	26,72	22,44	37,41	214,74	4,316	7,191	9,268	8,383	114,237	190,394
7	19,6	36,26	30,46	50,77	1010,22	3,553	5,892	35,893	50,891	195,098	325,164
6	16,8	34,52	28,99	48,32	1426,86	3,289	5,475	46,929	65,567	285,213	475,355
5	14	32,56	27,35	45,58	1426,86	2,942	4,9	41,978	58,681	382,906	638,176
4	11,2	30,32	25,47	42,44	1426,86	2,498	4,163	35,643	49,855	487,090	811,816
3	8,4	27,65	23,23	38,71	1426,86	1,964	3,273	28,024	39,196	597,018	995,029
2	5,6	24,29	20,40	34,00	1426,86	1,345	2,244	19,191	26,873	484,790	807,983
1	2,8	19,45	16,34	27,24	1426,86	0,655	1,101	9,346	13,185	103,898	173,163
Total								234,138	320,262	2696,004	4493,340
γz (Fd1)	1,0951	γz (Fd2)	1,077								

Fonte: Elaborado pelo autor

Tabela 14 – Resultados de γz para pórticos em y

Pavimento	z (m)	Fa Y (kN)	Vento - Fd1y (kN)	Vento - Fd2y (kN)	P (kN)	δ_{hor} - Fd1 (cm)	δ_{hor} - Fd2 (cm)	$\Delta M_{tot,d}$ - Fd1 (kN.m)	$\Delta M_{tot,d}$ - Fd2 (kN.m)	M1,tot,d - Fd1 (kN.m)	M1,tot,d - Fd2 (kN.m)
Reservatório	23,6	18,13	15,23	25,38	137,10	4,992	8,223	6,844	6,566	49,495	82,492
Telhado	21,6	28,90	24,28	40,46	214,74	4,686	7,725	10,063	9,005	123,574	205,957
7	19,6	39,23	32,95	54,92	1010,22	4,432	7,287	44,773	62,940	211,045	351,742
6	16,8	37,34	31,36	52,27	1426,86	4,001	6,603	57,089	79,076	308,526	514,210
5	14	35,22	29,59	49,31	1426,86	3,497	5,776	49,897	69,172	414,199	690,332
4	11,2	32,79	27,55	45,91	1426,86	2,905	4,801	41,450	57,495	526,900	878,166
3	8,4	29,91	25,12	41,87	1426,86	2,233	3,693	31,862	44,226	645,800	1076,334
2	5,6	26,27	22,07	36,78	1426,86	1,494	2,475	21,317	29,640	524,416	874,027
1	2,8	21,04	17,68	29,46	1426,86	0,7115	1,19	10,152	14,251	359,350	598,916
Total								273,447	372,371	3163,305	5272,175
γz (Fd1)	1,095	γz (Fd2)	1,076								

Fonte: Elaborado pelo autor

Com base nos resultados apresentados, é possível observar que os esforços globais de segunda ordem da estrutura podem ser desprezados, sendo ela considerada, portanto, como de nós fixos, já que os valores de γz ficaram abaixo de 1,1.

3.2.6 ESTADO LIMITE DE SERVIÇO

Além da verificação da estabilidade global, é essencial assegurar que o estado limite de deformações excessivas seja atendido. Para isso, será utilizada a tabela 13.3 da NBR 6118:2023, apresentada abaixo, onde é possível ver o item a ser atendido.

Figura 38 – Trecho da tabela 13.3 – Movimento lateral de edifícios

Efeitos em elementos não estruturais	Paredes	Divisórias leves e caixilhos telescópicos	Ocorrido após a instalação da divisória	$\ell/250^c$ e 25 mm
		Movimento lateral de edifícios	Provocado pela ação do vento para combinação frequente ($\psi_1 = 0,30$)	$H/1700$ e $H/850^e$ entre pavimentos ^f

Fonte: (ABNT NBR 6118:2023)

Os valores obtidos para os deslocamentos de acordo com a equação (3.7) seguem nas tabelas 15 e 16:

Tabela 15 – Deslocamentos horizontais entre pavimentos

Pavimento	z (m)	δ_{hor-x} (cm)	δ_{hor-y} (cm)	$\delta_{hor-x-entre}$ pavimentos (cm)	$\delta_{hor-y-entre}$ pavimentos (cm)	$H_i/850$ (cm)
Reservatório	23,6	1,467	1,320	0,29	0,07	0,235
Telhado	21,6	1,173	1,252	0,15	0,04	0,235
7	19,6	1,028	1,212	0,08	0,12	0,329
6	16,8	0,948	1,094	0,10	0,13	0,329
5	14	0,849	0,962	0,13	0,16	0,329
4	11,2	0,722	0,803	0,15	0,18	0,329
3	8,4	0,567	0,619	0,18	0,20	0,329
2	5,6	0,388	0,415	0,20	0,22	0,329
1	2,8	0,186	0,194	0,19	0,19	0,329

Fonte: Elaborado pelo autor

Tabela 16 – Deslocamentos horizontal máximo

Pavimento	z(m)	$\delta_{hor - x}$ (cm)	$\delta_{hor - y}$ (cm)	H/1700 (cm)
Reservatório	23,6	1,173	1,32	1,39

Fonte: Elaborado pelo autor

É possível observar que para quase todos os dados, os valores de deslocamentos limites foram atendidos, com exceção do último pavimento na direção x, entretanto nesse pavimento o modelo foi considerado utilizando apenas pilares para resistência, tal procedimento não gera pórticos, que são os principais elementos resistentes aos esforços do vento, exigindo que os pilares resistam aos esforços do vento de forma isolada, apesar de que na estrutura concluída os elementos estão todos ligados entre si, e portanto, esses pilares resistem de forma conjunta.

No caso esse deslocamento não reflete o real comportamento do pavimento, tendo em vista que o deslocamento dos demais pavimentos é atendido. A mesma situação vale para o deslocamento limite para a torre toda, caso fosse utilizado o segundo maior valor na direção x, apresentado na tabela como limite superior, o limite de deslocamento seria de 1,27 cm (altura de 21,6 m), sendo assim, o limite é atendido.

4 CÁLCULO E DETALHAMENTO MANUAL DE LAJES, VIGAS E PILARES

4.1 LAJES

As lajes são elementos estruturais cuja função é resistir aos esforços verticais, permanentes ou acidentais, que atuam na estrutura. Esses esforços são, então, transmitidos aos apoios que as sustentam.

Além de resistir a esforços verticais, as lajes atuam como diafragmas rígidos, distribuindo os esforços horizontais ao longo da estrutura e garantindo que ela trabalhe de forma monolítica, ao ser submetida por diversas ações, como as forças devido ao vento ou deslocamentos causados por cargas verticais.

Neste trabalho, a análise estrutural das lajes será realizada com base em uma análise linear (adotando o coeficiente de Poisson igual a 0,2, conforme o item 14.7.3 da NBR 6118/2023), fundamentada na teoria da elasticidade, que considera o comportamento elástico-linear dos materiais. Esses resultados podem ser utilizados tanto para a verificação dos estados-limite de serviço quanto para o dimensionamento no estado-limite último, observando-se a necessidade de atender à ductilidade mínima de $x/d \leq 0,45$, com x se referindo à altura da linha neutra e d à altura útil da seção.

4.1.1 FLEXÃO – ELU – MOMENTOS MÁXIMOS DE CÁLCULO

Para o cálculo dos momentos das lajes bidirecionais utilizou-se as seguintes expressões.

$$M_x = \mu_x \frac{p \ell_x^2}{100}, \quad M_y = \mu_y \frac{p \ell_x^2}{100}, \quad M_x^- = \mu_x^- \frac{p \ell_x^2}{100}, \quad M_y^- = \mu_y^- \frac{p \ell_x^2}{100} \quad (4.1)$$

Em que:

- p é o carregamento distribuído na laje;
- ℓ_x é o menor vão da laje;
- $\mu_x, \mu_x', \mu_y, \mu_y'$ são os coeficientes obtidos por meio das tabelas de Bares, eles variam conforme o tipo de vinculação de cada laje e as relações

entre os vãos dada por λ . Conforme o trecho de uma das tabelas de Bares que segue abaixo:

Figura 39 – Coeficiente para cálculo dos momentos em lajes

TABELA 3.7 – COEFICIENTES PARA O CÁLCULO DOS MOMENTOS MÁXIMOS EM LAJES RETANGULARES UNIFORMEMENTE CARREGADAS (CASOS 1, 2 E 3)

λ	Caso 1		Caso 2			Caso 3		
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y	μ_y'	μ_x	μ_x'	μ_y
1,00	4,41	4,41	3,07	3,94	8,52	3,94	8,52	3,07
1,05	4,80	4,45	3,42	3,78	8,79	4,19	8,91	2,84
1,10	5,18	4,49	3,77	3,90	9,18	4,43	9,30	2,76
1,15	5,56	4,49	4,14	3,97	9,53	4,64	9,63	2,68
1,20	5,90	4,48	4,51	4,05	9,88	4,85	9,95	2,59
1,25	6,27	4,45	4,88	4,10	10,16	5,03	10,22	2,51
1,30	6,60	4,42	5,25	4,15	10,41	5,20	10,48	2,42

Fonte: (Perlin, Pinto e Padaratz, 2018)

Os valores obtidos para os coeficientes foram:

Tabela 17 – Coeficientes μ

Pavimento	Laje	μ_x	μ_x'	μ_y	μ_y'
Tipo/Cobertura	L1, L4, L16, L19	5,008	10,922	2,342	8,108
	L2, L3, L17, L18	4	9,098	2,75	7,74
Tipo	L9	5,86	0	4,16	10,7
	L11	7,788	0	4,064	11,698
Cobertura	L10	3,448	0	2,5	0
	L9	8,12	0	4,2	0
	L11	9,522	0	3,798	0
Platibanda	L1	3,448	0	2,5	0
	L2	5,87	11,42	2,04	0
	L3	8,396	0	3,326	0
	L4	6,4	12,18	1,62	0

Fonte: Elaborado pelo autor

Para o cálculo dos momentos das lajes unidirecionais, foi utilizada a tabela da figura 40:

Figura 40 – Tabela para obtenção de momentos e flechas

Tipo	Representação	Momento Negativo	Momento Positivo	Flecha
Lajes em dois apoios		-	$M^+ = \frac{p \cdot \ell^2}{8}$	$f = \frac{5}{384} \frac{p \cdot \ell^4}{EI}$
Lajes com 1 apoio e 1 engaste		$M^- = \frac{p \cdot \ell^2}{8}$	$M^+ = \frac{p \cdot \ell^2}{14,22}$	$f = \frac{1}{184,6} \frac{p \cdot \ell^4}{EI}$
Dois engastes		$M^- = \frac{p \cdot \ell^2}{12}$	$M^+ = \frac{p \cdot \ell^2}{24}$	$f = \frac{1}{384} \frac{p \cdot \ell^4}{EI}$
Laje em balanço		$M^- = \frac{p \cdot \ell^2}{2}$	-	$f = \frac{1}{8} \frac{p \cdot \ell^4}{EI}$

Fonte: (Perlin, Pinto e Padaratz, 2018)

No caso das lajes unidirecionais, consideram-se as lajes como vigas com largura de 1 m e vão igual ao menor vão da laje. Todas essas lajes se encontravam no segundo caso da figura 40 e, portanto, seus momentos positivos e negativos máximos foram calculados utilizando as seguintes equações:

Momento positivo:

$$M^+ = \frac{p \cdot \ell^2}{14,22} \quad (4.2)$$

Momento negativo:

$$M^- = \frac{p \cdot \ell^2}{8} \quad (4.3)$$

Onde:

- p é o carregamento do ELU distribuído na laje;
- ℓ é o menor vão da laje.

Os resultados de momentos seguem abaixo:

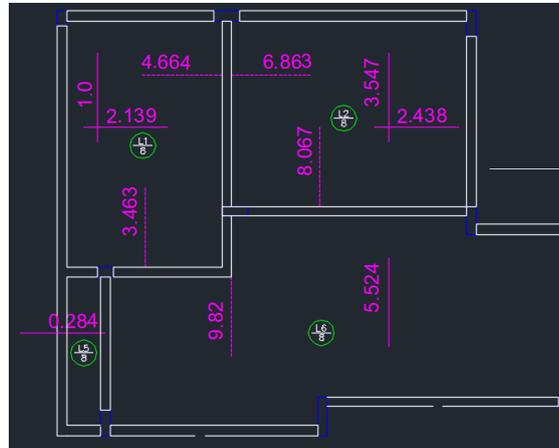
Tabela 18 – Momentos Máximos ELU (Não compatibilizados)

Pavimento	Laje	Mx (kNm/m)	M'x (kNm/m)	My (kNm/m)	M'y (kNm/m)
Tipo	L1, L4, L16, L19	2,139	4,664	1	3,463
	L2, L3, L17, L18	3,593	8,172	2,47	6,952
	L5, L8, L12, L15	0,284	0	0	0
	L6, L7, L13, L14	5,524	9,82	0	0
	L10	0,953	1,694	0	0
Tipo	L9	1,423	0	1,01	2,598
Tipo	L11	1,301	0	0,679	1,954
Cobertura	L10	4,955	0	3,593	0
	L1, L4, L16, L19	1,337	2,915	0,625	2,164
	L2, L3, L17, L18	1,535	3,492	1,055	2,97
	L5, L8, L12, L15	0,173	0	0	0
	L6, L7, L13, L14	3,46	6,15	0	0
Cobertura	L9	1,971	0	1,02	0
Cobertura	L11	1,59	0	0,634	0
Platibanda	L1 (elev)	7,497	0	5,436	0
	L1	0,635	0	0,46	0
	L2	1,068	2,078	0,371	0
	L3	3,671	0	1,454	0
	L4	0,799	1,521	0,202	0

Fonte: Elaborado pelo autor

Na figura 41 é exibida a distribuição de momentos nas lajes, antes da compatibilização:

Figura 41 – Distribuição dos momentos fletores (não compatibilizados)



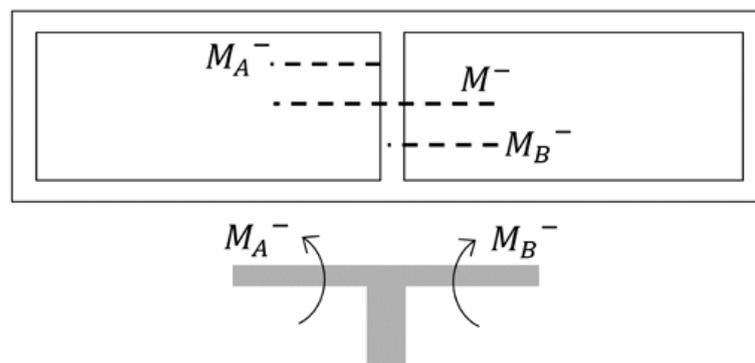
Fonte: Elaborado pelo autor

Obtidos então os momentos isolados de cada laje, efetuou-se a compatibilização desses momentos, tendo em vista que eles foram considerados isolados, é necessário compatibilizá-los, pois as lajes são contínuas entre si. Utilizou-se a seguinte fórmula para compatibilização dos momentos negativos:

$$M^- \geq \begin{cases} 0,8 M_A^- \\ 0,8 M_B^- \\ \frac{M_A^- + M_B^-}{2} \end{cases} \quad (4.4)$$

Utilizou-se a figura 42 como referência para obtenção e transformação dos momentos:

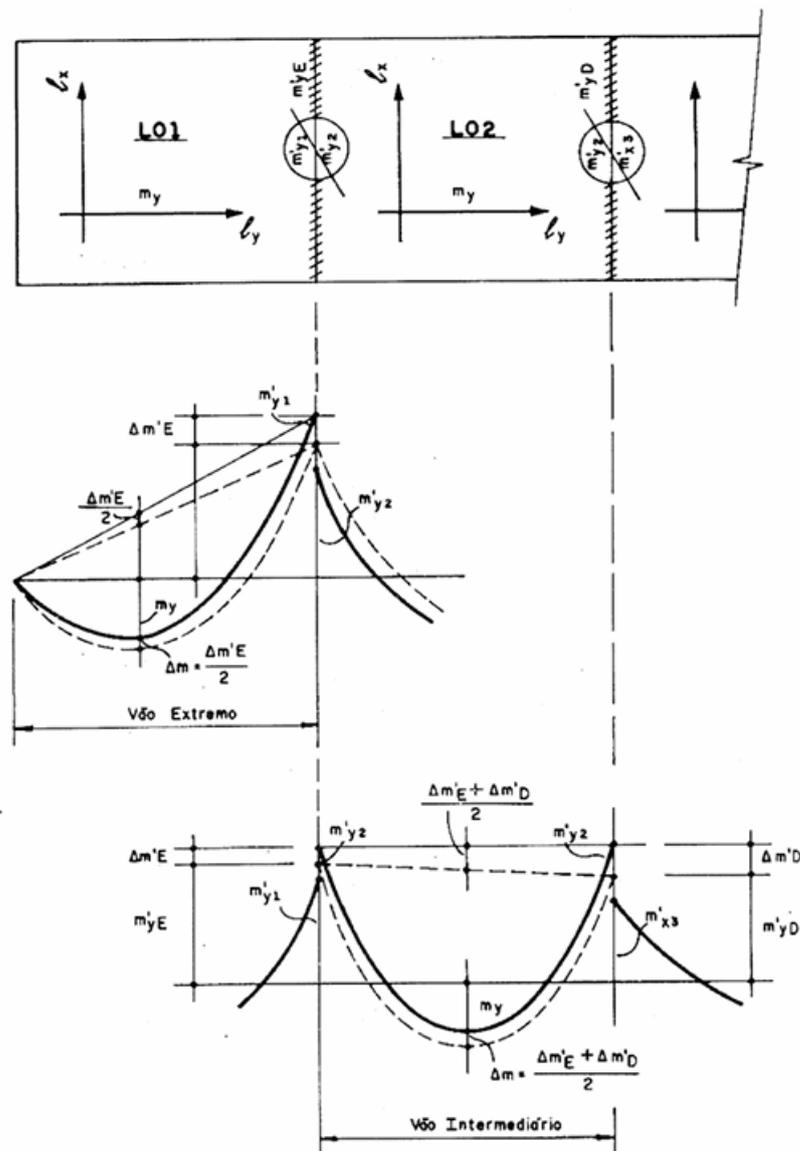
Figura 42 – Forma de compatibilização dos momentos fletores negativos



Fonte: (Perlin, Pinto e Padaratz, 2018)

Devido à compatibilização dos momentos negativos, é necessário fazer a correção dos momentos positivos, conforme dois casos, os de vãos extremos e de vãos intermediários. Para os vãos extremos adiciona-se metade da variação do momento fletor negativo, conforme direção considerada, ao momento fletor positivo. Já para os vãos intermediários adiciona-se a média das variações ocorridas nos momentos negativos, conforme direção considerada, aos momentos fletores positivos. Conforme esquema da figura 43:

Figura 43 – Forma de compatibilização dos momentos fletores positivos



Fonte: (Perlin, Pinto e Padaratz, 2018)

Na tabela 19 seguem os resultados de todos os momentos compatibilizados das lajes, optou-se por não compatibilizar os momentos das lajes da cobertura e

platibanda, pois os esforços geravam armaduras mínimas distribuídas em todos os casos:

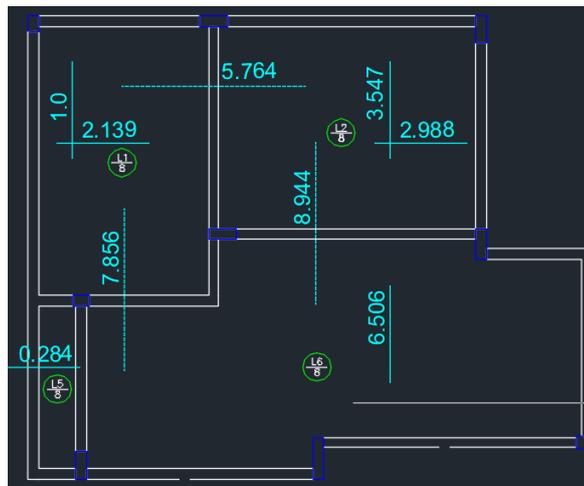
Tabela 19 – Momentos Máximos ELU (compatibilizados)

Pavimento	Laje	Mx (kNm/m)	M'y (kNm/m)	My (kNm/m)	M'x (kNm/m)
Tipo	L1, L4, L16, L19	2,139	5,764	1	7,856
	L2, L3, L17, L18	3,547	8,944	2,988	5,764
	L5, L8, L12, L15	0,284	0	0	0
	L6, L7, L13, L14	6,506	8,944	M'x2	7,856
	L10	0,953	1,694	0	0
Tipo	L9	1,423	0	1,01	2,598
Tipo	L11	1,301	0	0,679	1,954
Cobertura	L10	4,955	0	3,593	0
	L1, L4, L16, L19	1,337	2,915	0,625	2,164
	L2, L3, L17, L18	1,535	3,492	1,055	2,97
	L5, L8, L12, L15	0,173	0	0	0
	L6, L7, L13, L14	3,46	6,15	0	0
Cobertura	L9	1,971	0	1,02	0
Cobertura	L11	1,59	0	0,634	0
Platibanda	L1 (elev)	7,497	0	5,436	0
	L1	0,635	0	0,46	0
	L2	1,068	2,078	0,371	0
	L3	3,671	0	1,454	0
	L4	0,799	1,521	0,202	0

Fonte: Elaborado pelo autor

Na figura 44 é possível observar a distribuição desses esforços compatibilizados:

Figura 44 – Distribuição dos momentos fletores (compatibilizados)



Fonte: Elaborado pelo autor

4.1.2 DETALHAMENTO DAS LAJES

4.1.2.1 LINHA NEUTRA E DUCTILIDADE

É necessário primeiramente estimar um diâmetro inicial para as armaduras no eixo x e y, que não ultrapasse a relação de h/8 (h = altura da laje). Com os cobrimentos já definidos, são calculadas então as alturas úteis das seções, conforme as fórmulas:

$$d_x = h - c - 0,5 * \phi_x \quad (4.5)$$

$$d_y = h - c - \phi_x - 0,5 * \phi_y \quad (4.6)$$

Em que:

- h se refere à altura da laje;
- c se refere ao cobrimento de armaduras;
- ϕ_x e ϕ_y se referem aos diâmetros das armaduras x e y das lajes.

Tendo a altura útil definida, é possível então calcular a posição da linha neutra das lajes para, posteriormente, calcular a área de aço necessária. O valor da linha neutra deve respeitar o limite de ductilidade ($x/d \leq 0,45$). O cálculo é feito utilizando a seguinte equação:

$$x = \frac{d - \sqrt{d^2 - 2 \times \frac{Md}{bw \times \alpha c \times fcd}}}{\lambda} \quad (4.7)$$

Onde:

- d se refere à altura útil da seção;
- Md se refere ao momento obtido pela combinação do ELU;
- bw se refere à largura da seção, no caso 100 cm.
- αc se refere ao parâmetro de redução de tensão, sendo utilizado o valor de 0,85 para concretos que vão até a classe C50;
- fcd se refere à resistência de cálculo do concreto à compressão;

- λ se refere ao coeficiente de posição da linha neutra, sendo utilizado o valor de 0,8 para concretos que vão até a classe C50;

Os valores obtidos são mostrados a seguir:

Tabela 20 – Valores obtidos de d, x e x/d para momentos positivos no vão x

Pavimento	Laje	Mx (kNm/m)	$\varnothing x$ (cm)	dx (cm)	x (cm)	x/d
Tipo	L1, L4, L16, L19	2,139	0,63	5,185	0,29	0,0559
	L2, L3, L17, L18	3,547	0,63	5,185	0,488	0,0941
	L5, L8, L12, L15	0,284	0,63	5,185	0,038	0,0073
	L6, L7, L13, L14	6,506	0,63	5,185	0,778	0,1500
	L10	0,953	0,63	5,185	0,127	0,0245
Tipo	L9	1,423	0,63	5,185	0,191	0,0368
Tipo	L11	1,301	0,63	5,185	0,174	0,0336
Cobertura	L10	4,955	0,63	7,185	0,486	0,0676
	L1, L4, L16, L19	1,337	0,5	4,25	0,22	0,0518
	L2, L3, L17, L18	1,535	0,5	4,25	0,254	0,0598
	L5, L8, L12, L15	0,173	0,5	4,25	0,028	0,0066
	L6, L7, L13, L14	3,46	0,5	4,25	0,592	0,1393
Cobertura	L9	1,971	0,63	5,185	0,266	0,0513
Cobertura	L11	1,59	0,63	5,185	0,214	0,0413
Platibanda	L1 (elev)	7,497	0,63	7,185	0,747	0,1040
	L1	0,635	0,5	4,25	0,104	0,0245
	L2	1,068	0,5	4,25	0,175	0,0412
	L3	3,671	0,5	4,25	0,63	0,1482
	L4	0,799	0,5	4,25	0,131	0,0308

Fonte: Elaborado pelo autor

Tabela 21 – Valores obtidos de d, x e x/d para momentos positivos no vão y

Pavimento	Laje	My (kNm/m)	$\varnothing y$ (cm)	dy (cm)	x (cm)	x/d
Tipo	L1, L4, L16, L19	1	0,63	4,555	0,153	0,0336
	L2, L3, L17, L18	2,988	0,63	4,555	0,38	0,0834
	L5, L8, L12, L15	0	0,63	4,555	-	-
	L6, L7, L13, L14	M'x2	0,63	4,555	-	-
	L10	0	0,63	4,555	-	-
Tipo	L9	1,01	0,63	4,555	0,154	0,0338
Tipo	L11	0,679	0,63	4,555	0,103	0,0226
Cobertura	L10	3,593	0,63	6,555	0,385	0,0587
	L1, L4, L16, L19	0,625	0,5	3,75	0,116	0,0309
	L2, L3, L17, L18	1,055	0,5	3,75	0,197	0,0525
	L5, L8, L12, L15	0	0,5	3,75	-	-
	L6, L7, L13, L14	0	0,5	3,75	-	-
Cobertura	L9	1,02	0,63	4,555	0,156	0,0342
Cobertura	L11	0,634	0,63	4,555	0,096	0,0211
Platibanda	L1 (elev)	5,436	0,63	6,555	0,59	0,0900
	L1	0,46	0,5	3,75	0,085	0,0227
	L2	0,371	0,5	3,75	0,068	0,0181
	L3	1,454	0,5	3,75	0,274	0,0731
	L4	0,202	0,5	3,75	0,037	0,0099

Fonte: Elaborado pelo autor

Tabela 22 – Valores obtidos de d, x e x/d para momentos negativos no vão x

Pavimento	Laje	M' (kNm/m)	Ø (cm)	d (cm)	x (cm)	x/d
Tipo	L1, L4, L16, L19 / L2, L3, L17, L18	5,764	0,63	6,185	0,679	0,1098
	L1, L4, L16, L19 / L6, L7, L13, L14	7,856	0,8	6,1	1,11	0,1820
	L2, L3, L17, L18 / L6, L7, L13, L14	8,944	0,8	6,1	1,083	0,1775
	L10	1,694	0,63	6,185	0,19	0,0307
	L9	2,598	0,63	6,185	0,294	0,0475
	L11	0,679	0,63	6,185	0,22	0,0356

Fonte: Elaborado pelo autor

Em virtude dos carregamentos serem muito inferiores aos demais carregamento do edifício, as demais lajes acabaram ficando apenas armadas com a armadura mínima de norma, e portanto, tendo em vista que todas as lajes do pavimento tipo mantiveram suas alturas de linha neutra abaixo do limite de ductilidade, as alturas de linha neutra obtidas para as demais lajes foram inferiores.

4.1.2.2 ARMADURAS – ÁREA DE AÇO

Para o cálculo da área de aço necessária é utilizada a seguinte fórmula:

$$A_s = \frac{Md}{f_y d * (d - 0,4 * x)} \quad (4.8)$$

Obtidos os valores da área de aço para cada seção, caso seus valores sejam inferiores aos valores de armadura mínima necessária, é adotado a armadura mínima. Seus valores podem ser obtidos conforme a tabela da figura 45:

Figura 45 – Armaduras mínimas para lajes

TABELA 3.13 – VALORES MÍNIMOS PARA ARMADURAS DE LAJES

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

Fonte: (Perlin, Pinto e Padaratz, 2018)

O valor de ρ_{\min} pode ser obtido por meio da tabela da figura 46:

Figura 46 – Valores de ρ_{\min} conforme classe do concreto

Tabela 17.3 – Taxas mínimas de armadura de flexão para vigas com seção transversal retangular

f_{ck} MPa	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	85	90
$\rho_{\min} = A_{s,\min}/A_c$ %	0,150	0,150	0,150	0,164	0,179	0,194	0,208	0,211	0,219	0,226	0,233	0,239	0,245	0,251	0,256

Fonte: NBR 6118:2023

Adotou-se o valor de 0,15%. Abaixo seguem os valores de área de aço obtidos para cada laje:

Tabela 23 – Área de aço calculada na região de momentos positivos do vão x

Pavimento	Laje	As calc. (cm ²)	As mín (cm ²)
Tipo	L1, L4, L16, L19	0,97	0,80
	L2, L3, L17, L18	1,63	0,80
	L5, L8, L12, L15	0,13	1,20
	L6, L7, L13, L14	3,11	1,20
	L10	0,43	1,20
	L9	0,64	0,80
	L11	0,58	0,80
Cobertura	L10	1,63	1,01
	L1, L4, L16, L19	0,62	0,70
	L2, L3, L17, L18	0,71	0,70
	L5, L8, L12, L15	0,08	1,05
	L6, L7, L13, L14	1,65	1,05
	L9	0,89	0,80
	L11	0,72	0,80
Platibanda	L1 (elev)	2,5	1,01
	L1	0,29	0,70
	L2	0,49	0,70
	L3	1,76	0,70
	L4	0,36	0,70

Fonte: Elaborado pelo autor

Tabela 24 – Área de aço calculada na região de momentos positivos do vão y

Pavimento	Laje	As calc. (cm ²)	As mín (cm ²)
Tipo	L1, L4, L16, L19	0,51	0,80
	L2, L3, L17, L18	1,27	0,80
	L5, L8, L12, L15	-	-
	L6, L7, L13, L14	-	-
	L10	-	-
	L9	0,52	0,80
	L11	0,35	0,80
Cobertura	L10	1,29	1,01
	L1, L4, L16, L19	0,32	0,70
	L2, L3, L17, L18	0,55	0,70
	L5, L8, L12, L15	-	-
	L6, L7, L13, L14	-	-
	L9	0,52	0,80
	L11	0,32	0,80
Platibanda	L1 (elev)	1,98	1,01
	L1	0,24	0,70
	L2	0,19	0,70
	L3	0,77	0,70
	L4	0,1	0,70

Fonte: Elaborado pelo autor

Tabela 25 – Área de aço calculada na região de momentos negativos

Pavimento	Laje	As calc.(cm ²)	As mín (cm ²)
Tipo	L1, L4, L16, L19 / L2, L3, L17, L18	2,24	1,20
	L1, L4, L16, L19 / L6, L7, L13, L14	3,19	1,20
	L2, L3, L17, L18 / L6, L7, L13, L14	3,63	1,20
	L10	0,64	1,20
	L9	0,98	1,20
	L11	0,74	1,20
Cobertura	L1, L4, L16, L19 / L2, L3, L17, L18	1,10	1,05
	L1, L4, L16, L19 / L6, L7, L13, L14	2,40	1,05
	L2, L3, L17, L18 / L6, L7, L13, L14	2,40	1,05
Platibanda	L2	0,77	1,05
	L4	0,56	1,05

Fonte: Elaborado pelo autor

4.1.2.3 ARMADURAS – DETALHAMENTO

4.1.2.3.1 ARMADURAS POSITIVAS

Com as áreas de aço definidas, é necessário definir o espaçamento entre as barras que irão compor as armaduras da laje. Para isso, a área de aço calculada é dividida pela área de aço da bitola escolhida, e então, pelo número de barras obtido, calcula-se o espaçamento necessário para a distribuição dessa quantidade de barras em 1 metro de laje. O espaçamento obtido deve atender aos seguintes critérios:

Figura 47 – Espaçamento mínimo entre eixos de barras

$$s \leq \begin{cases} 20 \text{ cm} \\ 2h \end{cases}$$

Fonte: NBR 6118:2023

A quantidade de barras é obtida por meio da fórmula:

$$Q = \frac{l_0}{s} - 1 \quad (4.9)$$

Sendo que l_0 se refere ao espaçamento livre entre os vãos das vigas e Q deve ser arredondado para o número inteiro imediatamente superior.

O comprimento de barras é obtido por meio da fórmula:

$$C = 10\phi + l_0 + 10\phi \quad (4.10)$$

Sendo que ϕ se refere ao diâmetro da barra adotada. Nesse projeto optou-se por adotar um comprimento de armadura positiva que ia até os limites do cobrimento das vigas, facilitando sua execução em obra.

Os detalhamentos da armadura positiva se encontram nos anexos deste trabalho.

Tabela 26 – Área de aço efetiva para armadura positiva no vão x

Pavimento	Laje	As (cm ²)	Øx (cm)	s (cm)	As efet (cm ²)
Tipo	L1, L4, L16, L19	0,97	0,63	16	2,26
	L2, L3, L17, L18	1,63	0,63	16	2,26
	L5, L8, L12, L15	1,20	0,63	16	2,26
	L6, L7, L13, L14	3,11	0,63	11	3,15
	L10	1,20	0,63	16	2,26
	L9	0,89	0,63	16	2,26
	L11	0,80	0,63	16	2,26
Cobertura	L10	1,63	0,63	20	1,87
	L1, L4, L16, L19	0,70	0,5	14	1,60
	L2, L3, L17, L18	0,71	0,5	14	1,60
	L5, L8, L12, L15	1,05	0,5	14	1,60
	L6, L7, L13, L14	1,65	0,5	12	1,83
	L9	0,89	0,63	16	2,26
	L11	0,80	0,63	16	2,26
Platibanda	L1 (elev)	2,50	0,63	14	2,54
	L1	0,70	0,5	14	1,60
	L2	0,70	0,5	14	1,60
	L3	1,76	0,5	12	1,83
	L4	0,70	0,5	14	1,60

Fonte: Elaborado pelo autor

Tabela 27 – Área de aço efetiva para armadura positiva no vão y

Pavimento	Laje	As (cm ²)	Øy (cm)	s (cm)	As efet (cm ²)
Tipo	L1, L4, L16, L19	0,93	0,63	16	2,26
	L2, L3, L17, L18	1,57	0,63	16	2,26
	L5, L8, L12, L15	-	0,63	33	1,26
	L6, L7, L13, L14	-	0,63	33	1,26
	L10	-	0,63	33	1,26
	L9	0,80	0,63	16	2,26
	L11	0,80	0,63	16	2,26
Cobertura	L10	1,29	0,63	20	1,87
	L1, L4, L16, L19	0,70	0,5	14	1,60
	L2, L3, L17, L18	0,70	0,5	14	1,60
	L5, L8, L12, L15	-	0,5	33	0,79
	L6, L7, L13, L14	-	0,5	33	0,79
	L9	0,80	0,63	16	2,26
	L11	0,80	0,63	16	2,26
Platibanda	L1 (elev)	1,98	0,63	17	2,15
	L1	0,70	0,5	14	1,60
	L2	0,70	0,5	14	1,60
	L3	0,77	0,5	14	1,60
	L4	0,70	0,5	14	1,60

Fonte: Elaborado pelo autor

4.1.2.3.2 ARMADURAS NEGATIVAS

O procedimento para obter o espaçamento e número de barras para a armadura negativa é feito da mesma forma que foi feito para as armaduras positivas. Os valores obtidos podem ser vistos a seguir:

Tabela 28 – Área de aço efetiva para armadura negativa

Pavimento	Laje	As (cm ²)	∅ (cm)	s (cm)	As efet (cm ²)
Tipo	L1, L4, L16, L19 / L2, L3, L17, L18	2,24	0,63	16	2,26
	L1, L4, L16, L19 / L6, L7, L13, L14	3,19	0,8	16	3,64
	L2, L3, L17, L18 / L6, L7, L13, L14	3,63	0,8	16	3,64
	L10	1,2	0,63	16	2,26
	L9	1,2	0,63	16	2,26
	L11	1,2	0,63	16	2,26
Cobertura	L1, L4, L16, L19 / L2, L3, L17, L18	1,1	0,5	14	1,60
	L1, L4, L16, L19 / L6, L7, L13, L14	2,4	0,5	8	2,65
	L2, L3, L17, L18 / L6, L7, L13, L14	2,4	0,5	8	2,65
Platibanda	L2	1,05	0,5	14	1,60
	L4	1,05	0,5	14	1,60

Fonte: Elaborado pelo autor

Em função da falta de diagrama exato de momentos fletores negativos, para obter o comprimento de barras utiliza-se um diagrama triangular de momentos fletores, de acordo com a fórmula abaixo:

$$C = g_e + 10\phi + 2 * 0,25 * \ell_{x,max} + 10\phi + g_d \quad (4.11)$$

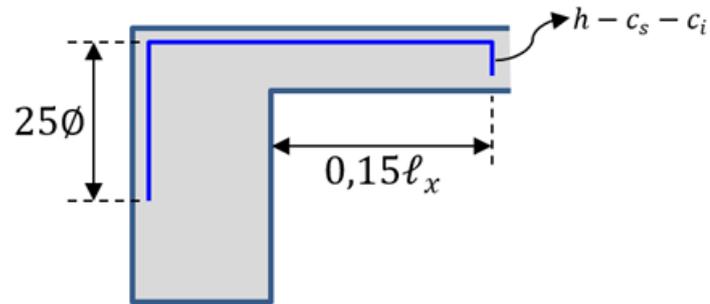
Em que:

- g_e se refere ao gancho da laje esquerda da barra;
- ϕ é o diâmetro da barra usada;
- g_d se refere ao gancho da laje direita da barra;
- $\ell_{x,max}$ se refere ao maior dos menores vãos entre as duas lajes engastadas, ou ao menor vão da laje que encontra engastada em outra que está apoiada.

4.1.2.3.3 ARMADURAS DE BORDA

O item 19.3.3.2 da NBR 6118:2023 determina a utilização de armaduras negativas de borda em todas as extremidades onde há viga de apoio, mas não há laje adjacente. Essas armaduras devem atender à armadura mínima que foi indicada na figura 31 e se estender por $0,15\ell_x$ a partir da face do apoio, conforme ilustrado na Figura 48. Adicionalmente, o espaçamento máximo permitido é de 33 cm.

Figura 48 – Detalhe da armadura de borda



Fonte: (Perlin, Pinto e Padaratz, 2018)

O comprimento da armadura é obtido por meio da fórmula abaixo:

$$C = 25\phi + b_w - c_v + 0,15 * \ell_x + h - c_s - c_i \quad (4.12)$$

Em que:

- ϕ se refere ao diâmetro da barra escolhida;
- b_w se refere à largura da viga de borda;
- c_v se refere ao cobrimento da viga;
- ℓ_x se refere ao menor vão da laje;
- h se refere à altura da laje;
- c_s se refere ao cobrimento superior da laje;
- c_i se refere ao cobrimento inferior da laje;

O detalhamento das armaduras de borda pode ser visualizado nos anexos. Foi utilizado o mesmo comprimento para todas as armaduras com a finalidade de facilitar a execução, no caso o maior entre os comprimentos obtidos.

4.1.3 VERIFICAÇÃO ELS-DEF

Para o cálculo das flechas que ocorrem durante toda a vida útil das lajes é necessário, primeiramente, calcular as flechas imediatas das lajes por meio da fórmula:

$$f = \frac{p * \ell_x^4}{E * h^3} * \frac{\alpha}{100} \quad (4.13)$$

Em que:

- p é a carga distribuída na laje, advinda da combinação de ações do ELS;
- ℓ_x é o menor vão da laje;
- E é o módulo de elasticidade secante do concreto (E_{cs});
- h é a altura da laje;
- α é o coeficiente utilizado para o cálculo de lajes, obtido por meio parâmetro λ que advém da expressão $\lambda = \ell_x / \ell_y$.

O termo α é obtido por meio da tabela da qual segue abaixo um trecho:

Figura 49 – Tabela para obtenção de α

TABELA 3.6 – COEFICIENTES α PARA CÁLCULO DE FLECHAS ELÁSTICAS EM LAJES RETANGULARES SUBMETIDAS A CARREGAMENTOS UNIFORMEMENTE DISTRIBUÍDO

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

Fonte: (Perlin, Pinto e Padaratz, 2018)

No caso de ocorrer fissuração na laje a ser analisada, é necessário executar o cálculo da flecha imediata considerando a fissuração existente em determinada região da laje, tal fissuração ocorre quando a resistência à tração do concreto é ultrapassada e, portanto, é necessário considerar essa fissuração no cálculo. Tal procedimento é feito por meio da fórmula de Branson.

Calculou-se o momento de fissuração das lajes por meio da fórmula:

$$M_r = \frac{\alpha * f_{ct} * I_c}{y_t} \quad (4.14)$$

Em que:

- α é o coeficiente que relaciona a resistência do concreto à tração na flexão com a resistência à tração direta do concreto. Para lajes retangulares, o valor é 1,5
- f_{ct} é a resistência à tração do concreto. De acordo com a NBR 6118:2023, para o estado-limite de deformação, que é o foco deste trabalho, deve-se utilizar o $f_{ct,m}$;
- I_c é o momento de inércia da seção bruta da laje;
- Y_t é a distância da linha neutra ao centroide da seção.

Obteve-se:

Tabela 29 – Momentos de fissuração

Pavimento	Laje	Mr (kNm/m)
Tipo	L1, L4, L16, L19	4,63
	L2, L3, L17, L18	4,63
	L5, L8, L12, L15	4,63
	L6, L7, L13, L14	4,63
	L10	4,63
Tipo/Cobertura	L9	4,63
Tipo/Cobertura	L11	4,63
Cobertura	L10	7,24
	L1, L4, L16, L19	3,55
	L2, L3, L17, L18	3,55
	L5, L8, L12, L15	3,55
	L6, L7, L13, L14	3,55
Platibanda	L1 (elev)	7,24
	L1	3,55
	L2	3,55
	L3	3,55
	L4	3,55

Fonte: Elaborado pelo autor

Para o cálculo dos momentos das lajes bidirecionais e unidirecionais utilizaram-se os procedimentos apresentados no item 4.1.1, porém com os carregamentos da combinação do ELS. Os momentos obtidos foram:

Tabela 30 – Momentos Máximos ELS

Pavimento	Laje	Mx (kNm/m)	M'y (kNm/m)	My (kNm/m)	M'y (kNm/m)
Tipo	L1, L4, L16, L19	1,1	2,399	0,514	1,781
	L2, L3, L17, L18	2,076	4,721	1,427	4,017
	L5, L8, L12, L15	0,146	-	-	-
	L6, L7, L13, L14	2,841	5,05	-	-
	L10	0,442	0,786	-	-
Tipo	L9	0,66	0	0,469	1,206
Tipo	L11	0,604	0	0,315	0,907
Cobertura	L10	3,251	0	2,357	0
	L1, L4, L16, L19	0,743	1,619	0,347	1,202
	L2, L3, L17, L18	0,853	1,94	0,586	1,65
	L5, L8, L12, L15	0,096	-	-	-
	L6, L7, L13, L14	1,922	3,416	-	-
Cobertura	L9	0,915	0	0,473	0
Cobertura	L11	0,738	0	0,294	0
Platibanda	L1 (elev)	1,785	0	1,294	0
	L1	0,394	0	0,285	0
	L2	0,645	1,256	0,224	0
	L3	2,219	0	0,879	0
	L4	0,483	0,919	0,122	0

Fonte: Elaborado pelo autor

Conforme os valores obtidos para os momentos de fissuração de cada uma das lajes e os respectivos momentos máximos atuante em cada uma das lajes, é possível observar que ocorre fissuração em M'x no grupo de lajes da laje 2 e também em M'x no grupo de lajes da laje 6, ambas do pavimento tipo.

Para o cálculo do momento de inércia equivalente dos elementos que sofreram fissuração foi utilizada a equação de Branson:

$$I_{eq} = \left(\frac{M_r}{M_a}\right)^3 I_c + \left[1 - \left(\frac{M_r}{M_a}\right)^3\right] I_{II} \leq I_c \quad (4.15)$$

Em que:

- Mr é o momento de fissuração;
- Ma é o momento máximo da combinação do ELS;
- Ic é o momento de inércia da seção bruta;
- I_{II} é o momento de inércia da seção fissurada.

I_{II} é obtido por meio da equação:

$$I_{II} = \frac{b x_{II}^3}{3} + \alpha_e * A_s * (x_{II} - d)^2 + (\alpha_e - 1) * A'_s * (x_{II} - d')^2 \quad (4.16)$$

Em que:

- b é a base do elemento;
- x_{II} é a linha neutra no segundo estágio;
- $\alpha_e = E_s/E_{cs}$;
- E_s é o modelo de elasticidade do aço, equivalente a 210 GPa;
- A_s se refere à área de aço tracionada;
- A'_s se refere à área de aço comprimida;
- d é a altura útil da seção, no sentido transversal;
- d' é a altura útil utilizada no cálculo da armadura comprimida.

Onde x_{II} é dado por:

$$x_{II} = -A + \sqrt{A^2 + 2 B} \quad (4.17)$$

Em que A e B são dados por:

$$A = \frac{(\alpha_e - 1) * A'_s + \alpha_e * A_s}{b_w} \quad (4.18)$$

$$B = \frac{d' * (\alpha_e - 1) * A'_s + d * \alpha_e * A_s}{b_w} \quad (4.19)$$

Efetuada os cálculos dos momentos de inércia das seções das lajes que sofreram fissuração, executou-se uma ponderação dos momentos de inércia que ocorrem nos apoios e nos vãos da laje, com a contribuição de cada parte sendo feita de forma simplificada, de acordo com a NBR6118:2023:

$$I_{eq,laje} = 0,15 * I_{eq,1} + 0,7 * I_{eq,2} + 0,15 * I_{eq,3} \quad (4.20)$$

Onde:

- $I_{eq,1}$ é o momento de inércia que ocorre no apoio 1;
- $I_{eq,3}$ é o momento de inércia que ocorre no apoio 2;
- $I_{eq,2}$ é o momento de inércia que ocorre no vão central;

Tabela 31 – Valores para cálculo de I_{eq} (1/2)

Laje	b (cm)	αe	A_s (cm ²)	d (cm)	M_a (kNm/m)	M_r (kNm/m)
L2, L3, L17, L18	100	7,8246	3,64	6,1	4,646	4,63
L6, L7, L13, L14	100	7,8246	3,64	6,1	5,05	4,63

Fonte: Elaborado pelo autor

Tabela 32 – Valores para cálculo de I_{eq} (2/2)

Laje	A	B	X_{II} (cm)	I_{II} (cm ⁴)	I_c (cm ⁴)	I_{eq} (cm ⁴)
L2, L3, L17, L18	0,285	1,737	1,601	713,285	4266,667	4239,380
L6, L7, L13, L14	0,285	1,737	1,601	713,285	4266,667	3459,292

Fonte: Elaborado pelo autor

Com esses valores calculados, é possível então calcular a altura equivalente para o trecho em que ocorre fissuração. Posteriormente foi feita a ponderação diretamente utilizando as alturas equivalentes, o cálculo da altura equivalente é feito por meio da seguinte fórmula:

$$h_{eq} = \sqrt[3]{\frac{12 \cdot I}{b}} \quad (4.21)$$

Os resultados obtidos são mostrados a seguir:

Tabela 33 – Altura equivalente das lajes

Laje	heq 1 - Apoio 1 (cm)	heq 2 - Vão (cm)	heq 3 - Apoio 2 (cm)	heq - Laje (cm)
L2, L3, L17, L18	8	8	7,983	7,997
L6, L7, L13, L14	8	8	7,460	7,919

Fonte: Elaborado pelo autor

Com todas as alturas definidas, elaborou-se então o cálculo das flechas imediatas das lajes:

Tabela 34 – Flechas imediatas das lajes

Pavimento	Laje	h (cm)	ELS - p (kN/m ²)	lx (cm)	fo (cm)
Tipo	L1, L4, L16, L19	8	3,6	247	0,0449
	L2, L3, L17, L18	7,997	5,83	296	0,1169
	L5, L8, L12, L15	8	3,6	57	0,0004
	L6, L7, L13, L14	7,919	3,60	335	0,2211
	L10	8	3,90	127	0,0048
	L9	8	3,9	170	0,0155
	L11	8	3,9	141	0,0066
Cobertura	L10	10	13,53	264	0,2352
	L1, L4, L16, L19	7	2,45	246	0,0449
	L2, L3, L17, L18	7	2,45	295	0,0723
	L5, L8, L12, L15	7	2,45	56	0,0004
	L6, L7, L13, L14	7	2,45	334	0,2153
	L9	8	3,9	170	0,0219
	L11	8	3,9	141	0,0097
Platibanda	L1 (elev)	10	17,5	172	0,0300
	L1	7	3,95	170	0,0189
	L2	7	3,85	169	0,0171
	L3	7	3,85	262	0,1893
	L4	7	3,85	140	0,0088

Fonte: Elaborado pelo autor

Tendo os valores das flechas imediatas calculados, é possível obter o valor das flechas diferidas no tempo, elas ocorrem devido ao fenômeno de fluência do concreto e seus valores serão comparados com os limites estabelecidos de aceitabilidade, seu cálculo é feito pelo procedimento abaixo:

$$\alpha_f = \frac{\Delta\xi}{1+50\rho'} \quad (4.22)$$

Onde:

- ρ' se refere à taxa de armadura de compressão, que no caso das lajes não existe
- $\Delta\xi = \xi(t) - \xi(t_0)$, sendo ξ um coeficiente que varia ao longo do tempo, calculado conforme as seguintes fórmulas:

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

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

Onde:

- t se refere ao tempo em meses. Para t_0 considerou-se o tempo de 14 dias para retirada de escoras.

O valor da flecha diferida no tempo será calculado por meio da fórmula:

$$f(t) = (1 + \alpha_f) f_0 \quad (4.23)$$

Os limites foram estabelecidos de acordo com a NBR6118:2023, sendo verificados os limites de aceitabilidade sensorial, mostrados na figura 50:

Figura 50 – Tabela com deslocamentos limite

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	Devido a cargas variáveis de utilização	$l/350$
Efeitos estruturais em serviço	Superfícies que devem drenar água	Coberturas e varandas	Total	$l/250^a$
	Pavimentos que devem permanecer planos	Ginásios e pistas de boliche	Total	$l/350 + \text{contraflecha}^b$
			Ocorrido após a construção do piso	$l/600$
Elementos que suportam equipamentos sensíveis	Laboratórios	Ocorrido após nivelamento do equipamento		De acordo com recomendação do fabricante do equipamento
Efeitos em elementos não estruturais	Paredes	Alvenaria, caixilhos e revestimentos	Após a construção da parede	$l/500^c$ e 10 mm e $\theta = 0,0017 \text{ rad}^d$
		Divisórias leves e caixilhos telescópicos	Ocorrido após a instalação da divisória	$l/250^c$ e 25 mm
		Movimento lateral de edifícios	Provocado pela ação do vento para combinação frequente ($\psi_1 = 0,30$)	$H/1700$ e $H_f/850^e$ entre pavimentos ^f
		Movimentos térmicos verticais	Provocado por diferença de temperatura	$l/400^g$ e 15 mm

Fonte: NBR 6118:2023

As flechas diferidas no tempo seguem na tabela 35:

Tabela 35 – Flechas diferidas no tempo das lajes

Pavimento	Laje	$\xi(t_0)$	$\xi(t)$	f_{o^∞} (cm)	f vibração (cm)	lim. visual (cm)	lim. vibração (cm)
Tipo	L1, L4, L16, L19	0,53	2	0,1108	0,0249	0,9880	0,7057
	L2, L3, L17, L18	0,53	2	0,2885	0,0401	1,1840	0,8457
	L5, L8, L12, L15	0,53	2	0,0011	0,0002	0,2280	0,1629
	L6, L7, L13, L14	0,53	2	0,5458	0,1192	1,3400	0,9571
	L10	0,53	2	0,0118	0,0037	0,5080	0,3629
	L9	0,53	2	0,0383	0,0119	0,6800	0,4857
	L11	0,53	2	0,0163	0,0051	0,5640	0,4029
Cobertura	L10	0,53	2	0,5804	0,0348	1,0560	0,7543
	L1, L4, L16, L19	0,53	2	0,1107	0,0183	0,9840	0,7029
	L2, L3, L17, L18	0,53	2	0,1784	0,0295	1,1800	0,8429
	L5, L8, L12, L15	0,53	2	0,0010	0,0002	0,2240	0,1600
	L6, L7, L13, L14	0,53	2	0,5314	0,0879	1,3360	0,9543
	L9	0,53	2	0,0539	0,0168	0,6800	0,4857
	L11	0,53	2	0,0240	0,0075	0,5640	0,4029
Platibanda	L1 (elev)	0,53	2	0,0741	0,0858	0,6880	0,4914
	L1	0,53	2	0,0466	0,0048	0,6800	0,4857
	L2	0,53	2	0,0421	0,0044	0,6760	0,4829
	L3	0,53	2	0,4671	0,0492	1,0480	0,7486
	L4	0,53	2	0,0216	0,0023	0,5600	0,4000

Fonte: Elaborado pelo autor

É possível observar que todos os limites foram atendidos.

4.2 VIGAS

Foram dimensionadas as vigas V3 e V8, do pavimento tipo. Abaixo estão as dimensões em planta dessas vigas, além de suas localizações. Estão localizados abaixo também os diagramas contendo os esforços cortantes e momentos fletores dessas vigas.

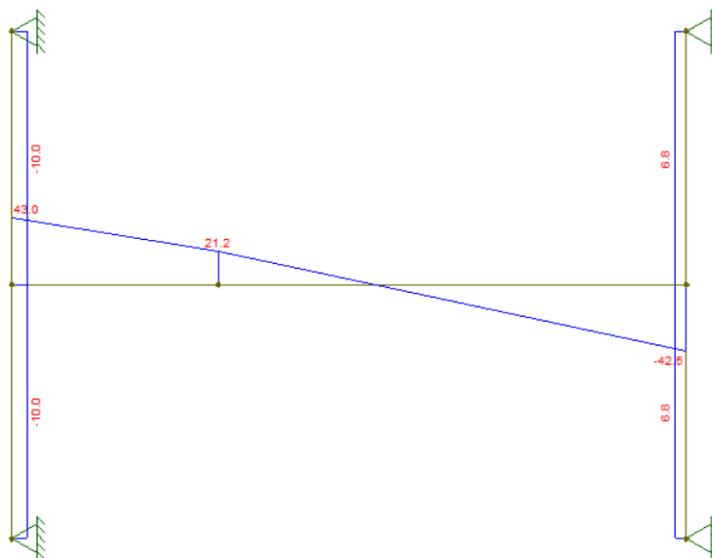
Viga 3:

Figura 51 – V3 em planta



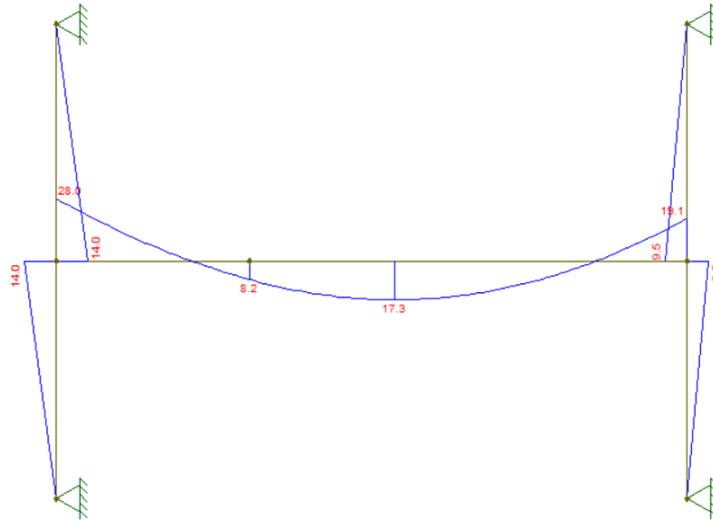
Fonte: Elaborado pelo autor

Figura 52 – V3 - Esforços cortantes ELU (kN)



Fonte: Elaborado pelo autor

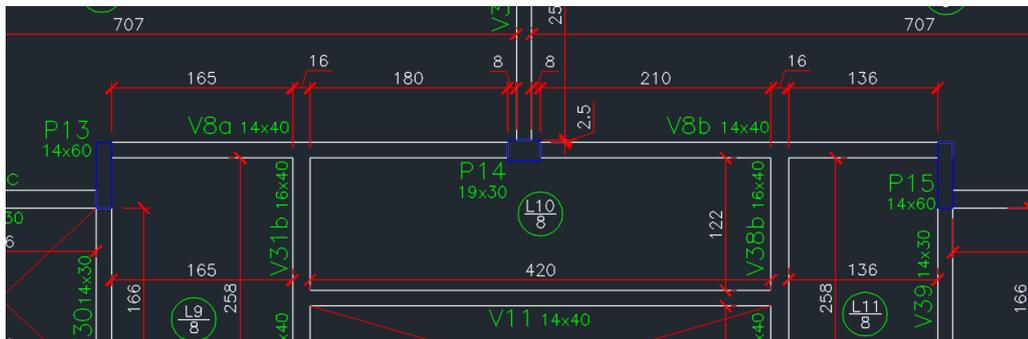
Figura 53 – V3 – Momentos fletores ELU (kN.m)



Fonte: Elaborado pelo autor

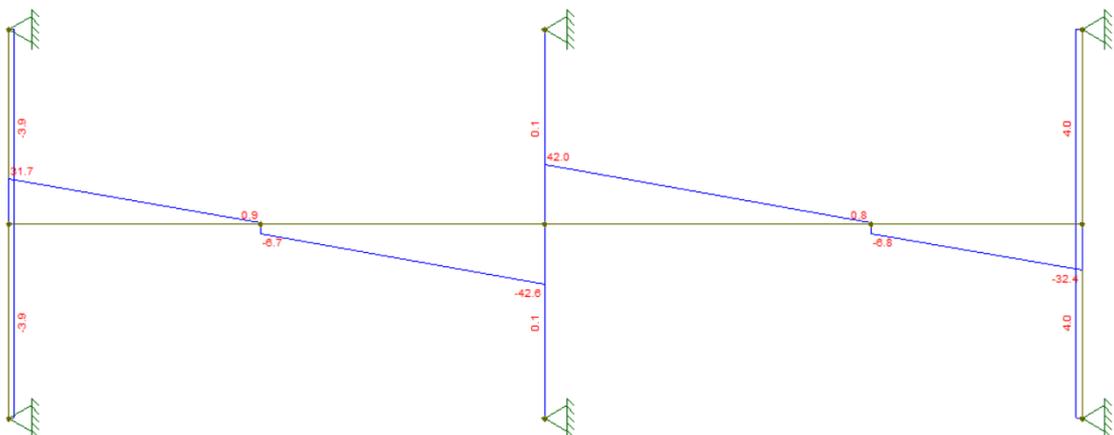
Viga 8:

Figura 54 – V8 em planta



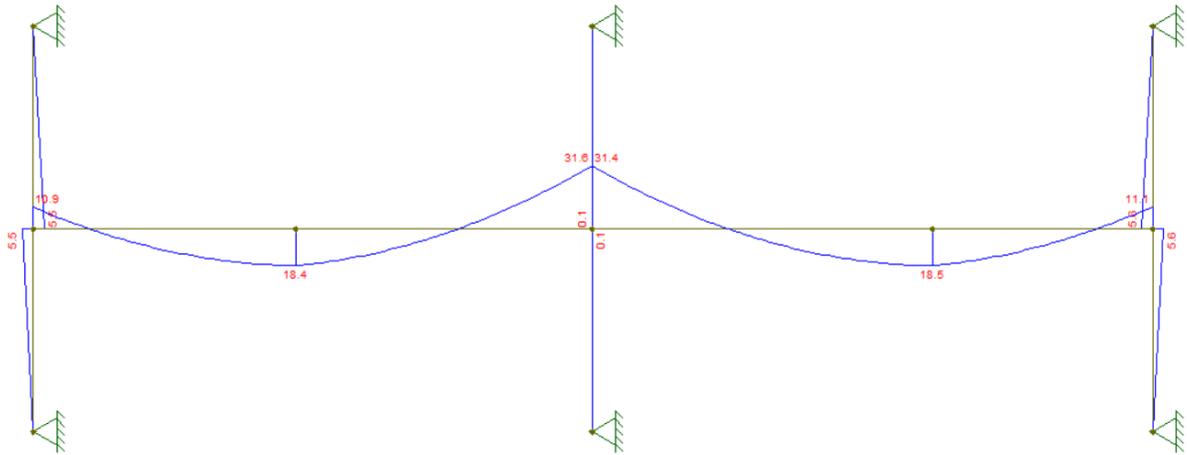
Fonte: Elaborado pelo autor

Figura 55 – V8 - Esforços cortantes ELU (kN)



Fonte: Elaborado pelo autor

Figura 56 – V8 – Momentos fletores ELU (kN.m)



Fonte: Elaborado pelo autor

4.2.1 ARMADURA LONGITUDINAL

Os valores de momentos fletores foram obtidos conforme os diagramas mostrados anteriormente, ainda não majorados. O cálculo da área de aço necessária foi feito conforme o maior momento fletor em cada seção das vigas, com o valor desses momentos sendo majorado no momento do cálculo. A área de aço foi obtida conforme a equação abaixo, semelhante ao procedimento feito para as lajes.

As equações apresentadas são as mesmas utilizadas no item 4.1.

$$x = \frac{d - \sqrt{d^2 - 2 \times \frac{Md}{bw \times ac \times fcd}}}{\lambda} \quad (4.24)$$

$$x = \frac{d - \sqrt{d^2 - 2 \times \frac{Md}{bw \times ac \times fcd}}}{\lambda} \quad (4.25)$$

Todas as barras ficaram dispostas em apenas uma camada, tanto para os momentos positivos, quanto negativos. Os valores obtidos para as áreas de aço são mostrados nas tabelas 36 e 37:

Tabela 36 – Cálculo de armaduras – vigas (1/2)

Viga	Trecho	Md (kN.m)	h (cm)	bw (cm)	ϕ_x (cm)	ϕ_t (cm)	C (cm)	d (cm)
V3	V3	24,220	30	14	1,25	0,5	3	25,875
	P7 e P8 (maior)	39,200	30	14	1,6	0,5	3	25,700
V8	V8a	25,760	40	14	1,25	0,5	3	35,875
	V8b	25,900	40	14	1,25	0,5	3	35,875
	P13	15,260	40	14	0,8	0,5	3	36,100
	P14	44,240	40	14	1,6	0,5	3	35,700
	P15	15,540	40	14	0,8	0,5	3	36,100

Fonte: Elaborado pelo autor

Tabela 37 – Cálculo de armaduras – vigas (2/2)

Viga	Trecho	fck (MPa)	x (cm)	x/d	As mín. (cm ²)	As máx. (cm ²)	As calc. (cm ²)	As efet. (cm ²)
V3	V3	30	4,970	0,1921	0,63	16,8	2,33	2,45
	P7 e P8 (maior)	30	8,559	0,3330	0,63	16,8	4,05	4,02
V8	V8a	30	3,670	0,1023	0,84	22,4	1,72	2,45
	V8b	30	3,691	0,1029	0,84	22,4	1,73	2,45
	P13	30	2,136	0,0592	0,84	22,4	1,00	1,01
	P14	30	6,519	0,1826	0,84	22,4	3,07	4,02
	P15	30	2,176	0,0603	0,84	22,4	1,01	1,01

Fonte: Elaborado pelo autor

Para a armadura negativa da Viga 3 optou-se por manter a armadura de 2 barras de 16 mm de diâmetro, tendo em vista que o valor ficou muito próximo ao calculado.

Para os espaçamentos horizontais seguiu-se o que é prescrito na NBR 6118:2023, no item 18.3.2.2, tendo em vista que as barras foram dispostas nos cantos das vigas, sendo seus valores superiores ao exposto:

Figura 57 – Espaçamento horizontal mínimo entre as faces das barras

a) na direção horizontal (a_h):

- 20 mm;
- diâmetro da barra, do feixe ou da luva;
- 1,2 vez a dimensão máxima característica do agregado graúdo;

Fonte: (ABNT NBR 6118:2023)

4.2.2 ARMADURA TRANSVERSAL

O item 17.4.2 da NBR 6118/2023 aborda as armaduras transversais em vigas e oferece dois modelos de cálculo. Para este trabalho, optou-se pelo modelo de cálculo II, detalhado no item 17.4.2.3. Esse modelo considera que as diagonais de compressão podem ter uma inclinação, em relação ao eixo longitudinal do elemento estrutural, variando entre 30° e 45°. Além disso, ele permite que a parcela complementar V_c diminua conforme aumenta a de V_{sd} . Utilizou-se o ângulo de 30° para as bielas.

Primeiramente foi verificado o esmagamento das bielas de concreto, por meio da fórmula:

$$V_{Rd2} = 0,54 * \alpha_{v2} * f_{cd} * b_w * d * \frac{\sin^2(\theta)}{\cotg(\alpha) + \cotg(\theta)} \quad (4.26)$$

Em que:

- α_{v2} tem valor igual a $1 - f_{ck}/250$, f_{ck} sendo considerado em MPa;
- θ se refere à inclinação das bielas de compressão;
- α se refere à inclinação dos estribos, no caso 90° para esse projeto.

Os valores obtidos para a verificação feita em cada trecho das vigas mostram que todas as seções estão de acordo com o exigido. Eles seguem na tabela 38:

Tabela 38 – Verificação de bielas do concreto

Viga	Trecho	fck (MPa)	b _w (cm)	h (cm)	d (cm)	α_{v2}	V _{sd} (kN)	V _{Rd2} (kN)
V3	P7 e P8 (maior)	30	14	30	25,700	0,88	60,2	158,65
V8	P13	30	14	40	36,100	0,88	44,38	222,85
	P14	30	14	40	35,700	0,88	59,64	220,38
	P15	30	14	40	36,100	0,88	45,36	222,85

Fonte: Elaborado pelo autor

Calculou-se então a armadura mínima exigida pela norma NBR 6118:2023, no item 17.4.1.1.1, conforme as equações abaixo:

$$\frac{A_{sw}}{s} \geq \frac{0,2 * b_w * \sin(\alpha) * f_{ct,m}}{f_{ykw}} \quad (4.27)$$

Em que:

- A_{sw} se refere à área de aço de armadura transversal;
- s é o espaçamento entre estribos, ao longo do eixo longitudinal;
- b_w se refere à largura da viga;
- α se refere à inclinação dos estribos (90°);
- $f_{ct,m}$ se refere à resistência média do concreto à tração;
- f_{ykw} se refere à resistência característica ao escoamento do aço da armadura transversal

Obteve-se:

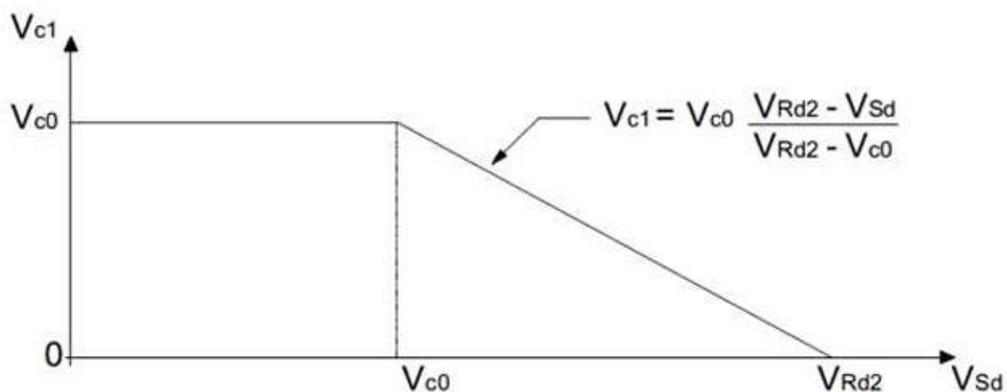
Tabela 39 – Armaduras mínimas de cisalhamento

Viga	Trecho	ϕt (cm)	A_{sw}/s (cm ²)	N ramos	s (cm)
V3	P7 e P8 (maior)	0,5	1,35	2	29
V8	P13	0,5	1,35	2	29
	P14	0,5	1,35	2	29
	P15	0,5	1,35	2	29

Fonte: Elaborado pelo autor

Para dimensionar os estribos, é necessário calcular o valor de V_c , que representa a parcela da força cortante resistida por mecanismos complementares ao modelo de treliça. No modelo II, esse valor é determinado conforme o gráfico da figura 58, com V_c sendo equivalente a V_{c1} na flexão simples:

Figura 58 – Valor de V_{c1}



Fonte: (Pinto, 2020)

A parcela V_{c0} é calculada pela equação:

$$V_{c0} = 0,6 * f_{ctd} * b_w * d \quad (4.28)$$

Concluindo, se o valor de V_{sd} , que representa a solicitação de cálculo, for menor ou igual a V_{c0} , então $V_{c1} = V_{c0}$. Já quando $V_{sd} = V_{Rd2}$, $V_{c1} = 0$. A norma destaca que deve ser realizada uma interpolação linear caso V_{sd} esteja entre V_{c0} e V_{Rd2} . Com o valor de V_c , é possível calcular V_{sw} , que corresponde à parcela de cortante suportada pela armadura transversal. O cálculo de V_{sw} é feito pela seguinte expressão:

$$V_{sw} = V_{sd} - V_c \quad (4.29)$$

Os valores obtidos durante os cálculos são mostrados na tabela 40:

Tabela 40 – Valores de V_c e V_{sw}

Viga	Trecho	Vsd (kN)	Vc0 (kN)	Vc1 (kN)	Vc (kN)	Vsw (kN)
V3	P7 e P8 (maior)	60,20	31,26	24,16	24,16	36,04
V8	P13	44,38	43,92	43,80	43,80	0,58
	P14	59,64	43,43	39,45	39,45	20,19
	P15	45,36	43,92	43,56	43,56	1,80

Fonte: Elaborado pelo autor

É possível então calcular a armadura transversal necessária, por metro:

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{sw}}{0,9 * d * f_{ywd} * (cotg(\alpha) + cotg(\theta)) * sen(\alpha)} \quad (4.30)$$

Os valores obtidos de armadura transversal para cada trecho seguem abaixo:

Tabela 41 – Valores de armadura transversal calculada

Viga	Trecho	ϕt (cm)	N ramos	Vsw (kN)	As/s (cm ² /m)	s (cm)
V3	P7 e P8 (maior)	0,5	2	36,04	1,72	22,00
V8	P13	0,5	2	0,58	0,02	5110,00
	P14	0,5	2	20,19	0,70	56,00
	P15	0,5	2	1,80	0,06	641,00

Fonte: Elaborado pelo autor

As taxas de armadura obtidas indicam o uso de armadura mínima em toda a V8. É necessário determinar os espaçamentos máximos, conforme descrito no item 18.3.3.2 da NBR 6118:2023. Esse item especifica que o diâmetro mínimo do estribo deve ser de 5 mm, não podendo exceder 1/10 da largura da alma da viga. As seguintes condições devem ser seguidas para o espaçamento máximo no sentido longitudinal:

- $V_d \leq 0,67 \cdot V_{Rd2}$, logo $s_{m\acute{a}x} = 0,6 \cdot d$ ($s_{m\acute{a}x} \leq 30$ cm);
- $V_d > 0,67 \cdot V_{Rd2}$, logo $s_{m\acute{a}x} = 0,3 \cdot d$ ($s_{m\acute{a}x} \leq 20$ cm).

Os resultados são demonstrados na tabela 42:

Tabela 42 – Valores máximos de espaçamento para estribos

Viga	Trecho	$s_{m\acute{a}x}$ (cm)
V3	P7 e P8 (maior)	15
V8	P13	21
	P14	21
	P15	21

Fonte: Elaborado pelo autor

Sendo assim, o dimensionamento utilizou a armadura e espaçamento mínimos, sendo estribos de 5 mm a cada 15 cm para a V3 e estribos de 5 mm a cada 21 cm para a V8.

4.2.3 COMPRIMENTO E ANCORAGEM DE BARRAS LONGITUDINAIS

Uma viga, no estado-limite último (ELU), apresenta um comportamento semelhante ao de uma treliça. Assim, é necessário ajustar o diagrama de momentos fletores, somando o valor de α_l , que corresponde ao comprimento do banzo tracionado. No caso desse trabalho, por haver armaduras apenas em uma camada e serem apenas 2 barras, esse cálculo serviu como forma de verificação. O cálculo de α_l é feito da seguinte forma para o modelo II, sendo α_l superior a $0,5 \cdot d$ no caso geral:

$$\alpha_l = 0,5 d \left[\frac{V_{Sd,max}}{(V_{Sd,max} - V_c)} (\cotg\theta + \cotg\alpha) - \cotg\alpha \right] \leq d \quad (4.31)$$

Os valores obtidos foram:

Tabela 43 – Valores de α_l

Viga	Trecho	θ (°)	d (cm)	α_l (cm)
V3	V3	30	25,875	22,41
	P7 e P8 (maior)	30	25,700	22,26
V8	V8a	30	35,875	31,07
	V8b	30	35,875	31,26
	P13	30	36,100	31,07
	P14	30	35,700	30,92
	P15	30	36,100	31,26

Fonte: Elaborado pelo autor

Utilizou-se o maior valor obtido para ambas as vigas. Para o cálculo do comprimento de ancoragem, foi feito o procedimento da figura 59, calculando-se primeiramente a resistência de aderência de cálculo:

Figura 59 – Resistência de aderência de cálculo

$$f_{bd} = \eta_1 \eta_2 \eta_3 f_{ctd}$$

$$\eta_1 = \begin{cases} 1,0 & \text{para barras lisas – CA 25} \\ 1,4 & \text{para barras entalhadas – CA 60} \\ 2,25 & \text{para barras de alta aderência – CA 50} \end{cases}$$

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

$$\eta_3 = \begin{cases} 1,0 & \phi \leq 32 \text{ mm} \\ \frac{132 - \phi}{100} & \phi > 32 \text{ mm} \end{cases}$$

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk,inf}}{\gamma_c} = \frac{0,7 f_{ctm}}{1,4} = \frac{0,7 \cdot 0,3 f_{ck}^{2/3}}{1,4} = 0,15 f_{ck}^{2/3}$$

Fonte: (Pinto, 2020)

Com esses valores definidos, calculou-se então os comprimentos de ancoragem conforme as fórmulas abaixo. A segunda fórmula leva em conta a tensão atuante no aço, tendo em vista que a armadura efetiva é superior à calculada:

$$l_b = \frac{\phi * f_{ywd}}{4 * f_{bd}} \quad (4.32)$$

$$l_{b,nec} = \frac{\alpha * l_b * A_{s,calc}}{A_{s,ef}} \quad (4.33)$$

As tabelas 44 e 45 apresentam todos os valores obtidos e os parâmetros utilizados:

Tabela 44 – Ancoragem das barras (1/2)

Viga	Trecho	∅ (cm)	fbd (MPa)	η1	η2	η3
V3	V3	1,25	3,259	2,25	1	1
	P7 e P8 (maior)	1,6	3,259	2,25	1	1
V8	V8a	1,25	3,259	2,25	1	1
	V8b	1,25	3,259	2,25	1	1
	P13	0,8	3,259	2,25	1	1
	P14	1,6	3,259	2,25	1	1
	P15	0,8	3,259	2,25	1	1

Fonte: Elaborado pelo autor

Tabela 45 – Ancoragem das barras (2/2)

Viga	Trecho	∅ (cm)	α	lb (cm)	As calc (cm²)	As efet (cm²)	lb, nec (cm)	lb, mín (cm)
V3	V3	1,25	1,000	41,70	2,33	2,45	39,619	31,25
	P7 e P8 (maior)	1,6	1,000	53,37	4,05	4,02	53,718	40
V8	V8a	1,25	1,000	41,70	1,72	2,45	29,254	31,25
	V8b	1,25	1,000	41,70	1,73	2,45	29,420	31,25
	P13	0,8	1,000	26,69	1,00	1,01	26,434	20
	P14	1,6	1,000	53,37	3,07	4,02	40,810	40
	P15	0,8	1,000	26,69	1,01	1,01	26,931	20

Fonte: Elaborado pelo autor

Para a ancoragem das armaduras negativas, devido ao valor obtido considerar as barras entrando de forma linear e reta, e a espessura dos pilares não ser suficiente para esses comprimentos de ancoragem, tendo em vista que P7 possui 40 cm de largura, P8 possui 16 cm e P13 juntamente com P14 possuem espessuras de 14 cm.

Foi necessária a utilização de ganchos nas barras das armaduras negativas. O procedimento é o mesmo que o feito para o comprimento de ancoragem necessário, porém agora utiliza-se $\alpha=0,7$. Após o procedimento, foi possível ancorar apenas as barras no apoio P7, o restante dos apoios não possui espessura suficiente. Como é possível observar nos resultados abaixo:

Tabela 46 – Ancoragem com gancho

Viga	Trecho	\varnothing (cm)	α	lb (cm)	As calc (cm ²)	As efet (cm ²)	lb, nec (cm)
V3	P7 e P8 (maior)	1,6	0,700	53,37	4,05	4,02	37,60
V8	P13	0,8	0,700	26,69	1,00	1,01	18,50
	P15	0,8	0,700	26,69	1,01	1,01	18,85

Fonte: Elaborado pelo autor

A fim de se garantir a ancoragem nos apoios remanescentes (P8, P13 e P14), decidiu-se pelo uso de grampos nos apoios, aumentando a área de aço existente na região e garantindo assim a ancoragem. O procedimento utilizado foi executar o cálculo da quantidade de taxa de armadura que chegava no apoio, utilizando barras com gancho, com o comprimento limite da espessura dos pilares em junção ao cobrimento de concreto.

Calculou-se então a quantidade de aço que faltava para se obter a quantidade necessária em cada apoio. Essa diferença foi convertida em grampos de aço CA-50, com diâmetro de 0,8 cm. O item 9.4 da NBR 6118:2023 trata sobre o uso desses dispositivos, sendo seu uso feito com 2 ramos, ambos com comprimento mínimo igual ao comprimento de ancoragem necessário, no sentido contrário ao apoio.

O resultado foi a inclusão de 1 grampo em cada um dos apoios P13 e P14, e a inclusão de 3 grampos no apoio P8. Será possível observar essas armaduras no detalhamento das vigas que será mostrado adiante.

Para as barras positivas a soma dos valores de α_l e $l_{b,nec}$ resultou em valores de comprimento que não chegavam nos apoios, portanto, optou-se por levar as armaduras até os apoios, a fim de facilitar a execução e garantir a existência de barras porta estribo nas vigas. Fez-se o mesmo procedimento com as barras negativas, nas regiões entre os vãos da viga, a fim de garantir a montagem dos estribos.

O procedimento feito para o cálculo do comprimento dos ganchos das barras utilizou como base o item 9.4.2.3 da NBR 6118:2023, onde consta que para gancho feito com ângulo reto (90°), o comprimento deste é de $8\varnothing$, seu cálculo é feito levando em conta o diâmetro do pino de dobramento.

$$g = 5 * \frac{\varnothing}{2} + (8 * \varnothing) \quad (4.34)$$

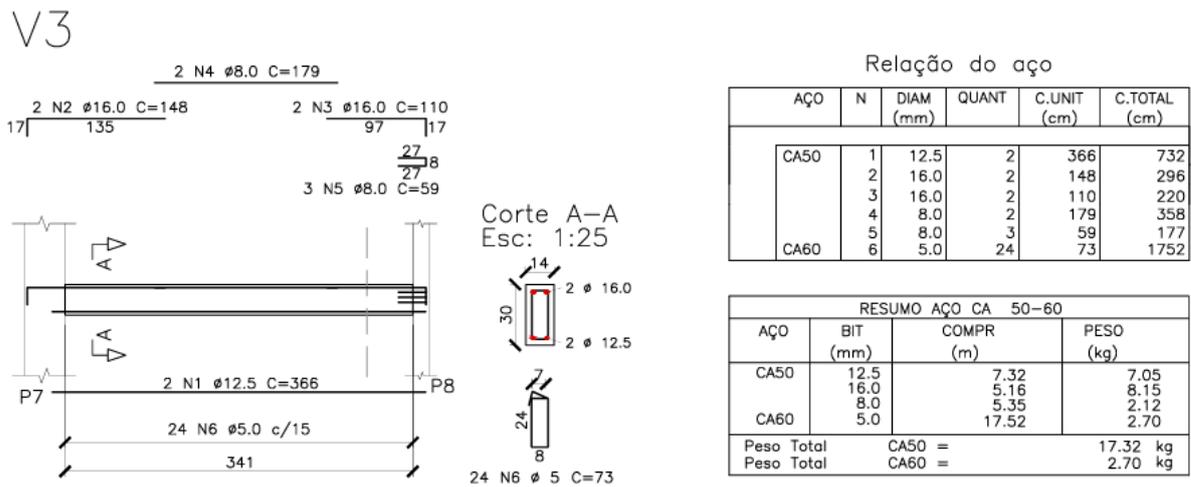
Figura 60 – Diâmetro dos pinos de dobramento

Bitola mm	Tipo de aço		
	CA-25	CA-50	CA-60
< 20	4 φ	5 φ	6 φ
≥ 20	5 φ	8 φ	–

Fonte: (ABNT NBR 6118:2023)

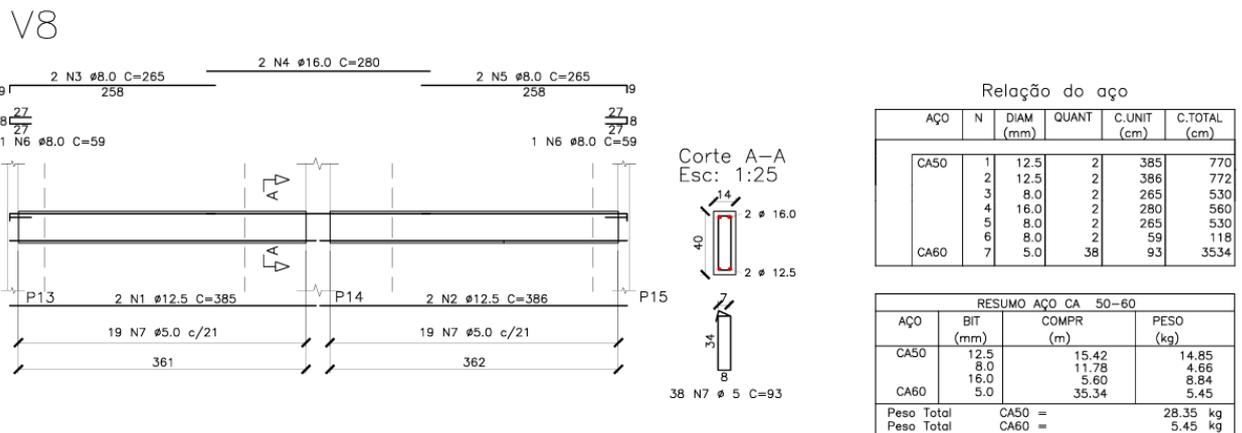
Obteve-se o valor de 17 cm para os ganchos da viga 3 e 9 cm para os ganchos da viga 8. Abaixo seguem os detalhamentos realizados para ambas as vigas:

Figura 61 – V3 - Detalhamento



Fonte: Elaborado pelo autor

Figura 62 – V8 - Detalhamento

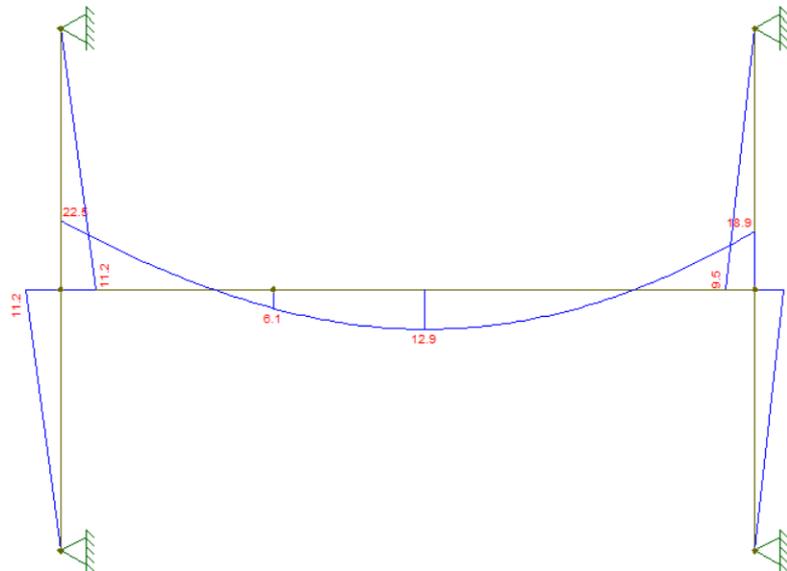


Fonte: Elaborado pelo autor

4.2.4 ESTADO LIMITE DE DEFORMAÇÕES EXCESSIVAS (ELS)

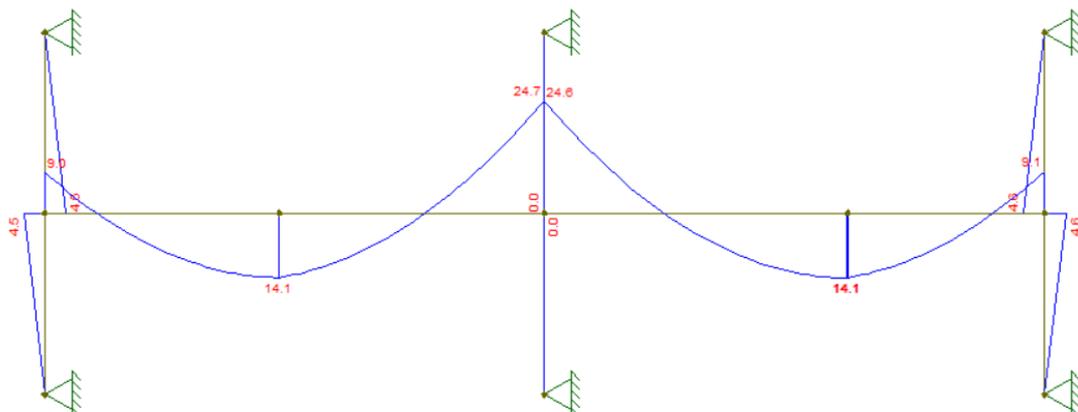
Assim como abordado no item 6.4 para as lajes, é necessário verificar os deslocamentos das vigas quanto à aceitabilidade sensorial, aceitabilidade de vibrações e compatibilidade com a parede de alvenaria. Os limites desses deslocamentos foram apresentados na Figura 26, na seção de lajes. Além disso, deve-se corrigir a altura equivalente das vigas devido ao fenômeno de fissuração. Vale ressaltar que a combinação de serviço utilizada para os cálculos de flechas foi a quase permanente (CQP), cujos esforços são mostrados nas figuras 63 e 64:

Figura 63 – V3 – Momentos fletores ELS (kN.m)



Fonte: Elaborado pelo autor

Figura 64 – V8 – Momentos fletores ELS (kN.m)



Fonte: Elaborado pelo autor

Para o cálculo das flechas foi executado o mesmo procedimento de cálculo explicado na seção (6.4) das lajes, bem como a verificação à fissuração. Os resultados mostram que a viga 3 fissurou em todas as seções e a viga 8, na seção do apoio central.

Os resultados são apresentados abaixo:

Tabela 47 – Verificação de fissuração (1/3)

Viga	Trecho	αe	Ic (cm ⁴)	As (cm ²)	d (cm)	α	Ma (kN.m)	Mr (kN.m)
V3	V3	7,825	31500,0	2,45	25,875	1,5	12,9	9,12
	P7	7,825	31500,0	4,02	25,700	1,5	22,5	9,12
	P8	7,825	31500,0	4,02	25,700	1,5	18,9	9,12
V8	V8a	7,825	74666,7	2,45	35,875	1,5	14,1	16,22
	V8b	7,825	74666,7	2,45	35,875	1,5	14,1	16,22
	P13	7,825	74666,7	1,01	36,100	1,5	9	16,22
	P14	7,825	74666,7	4,02	35,700	1,5	24,7	16,22
	P15	7,825	74666,7	1,01	36,100	1,5	9,1	16,22

Fonte: Elaborado pelo autor

Tabela 48 – Verificação de fissuração (2/3)

Viga	Trecho	A	B	XII (cm)	III (cm ⁴)	Ic (cm ⁴)	Ieq (cm ⁴)
V3	P7	2,248	57,760	8,73	12166,12	31500,00	13455,29
	Vão	1,372	35,494	7,16	8439,34	31500,00	16598,41
	P8	2,2475	57,76	8,73	12166,12	31500,00	14341,18
V8	P14	2,2475	80,2348	10,62	25381,04	74666,67	39338,29

Fonte: Elaborado pelo autor

Tabela 49 – Verificação de fissuração (3/3)

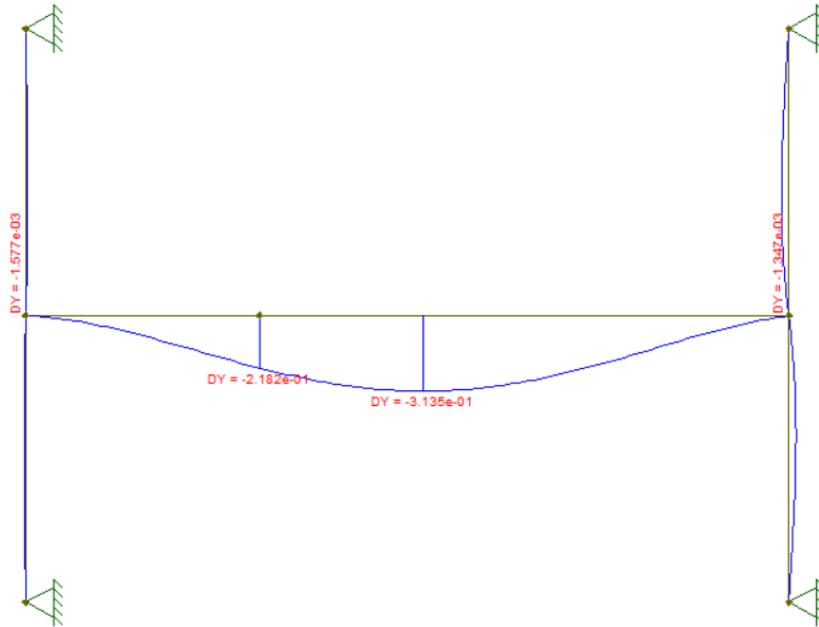
Viga	Trecho	heq 1 - Apoio 1 (cm)	heq 2 - Vão (cm)	heq 3 - Apoio 2 (cm)	heq - trecho (cm)
V3	V3	22,59	24,23	23,08	23,81
V8	Va	40,00	40,00	32,31	38,85
	Vb	32,31	40,00	40,00	38,85

Fonte: Elaborado pelo autor

Foram obtidas então as flechas imediatas por meio do software Ftool, utilizando os respectivos valores de altura equivalente para cada trecho. Calculou-se o valor da flecha diferida no tempo por meio das mesmas fórmulas utilizadas para o cálculo em lajes, na seção (4.1).

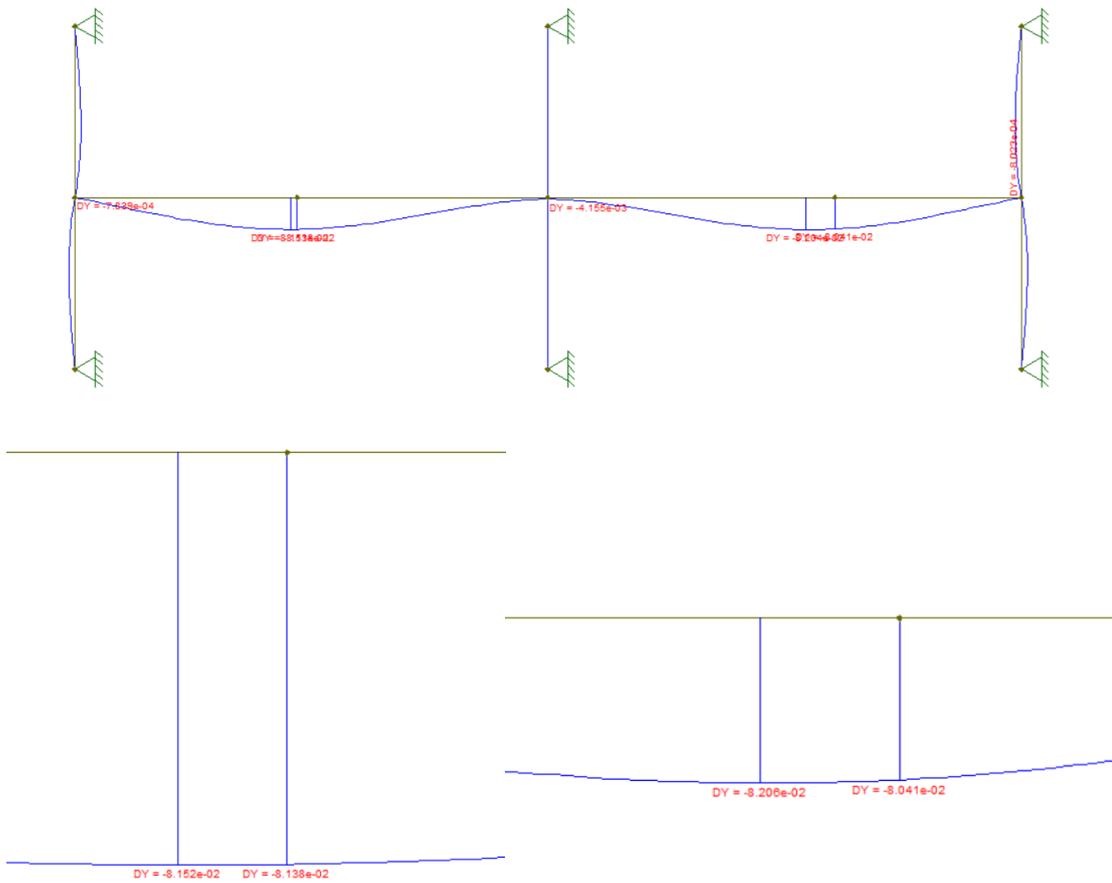
Comparou-se então se os valores estavam de acordo com os limites estabelecidos no item 13.3 da NBR 6118:2023. Os resultados seguem abaixo:

Figura 65 – V3 – Flechas imediatas (cm)



Fonte: Elaborado pelo autor

Figura 66 – V8 – Flechas imediatas (cm)



Fonte: Elaborado pelo autor

Tabela 50 – Flechas diferidas no tempo

Viga	Trecho	$\xi(t_0)$	$\xi(t)$	f_0 (cm)	f_{0^∞} (cm)	f vibração (cm)	lim. visual (cm)	lim. vibração (cm)
V3	V3	0,53	2	0,314	0,774	0,090	1,476	1,054
V8	Va	0,53	2	0,082	0,201	0,028	1,532	1,097
	Vb	0,53	2	0,082	0,203	0,028	1,536	1,097

Fonte: Elaborado pelo autor

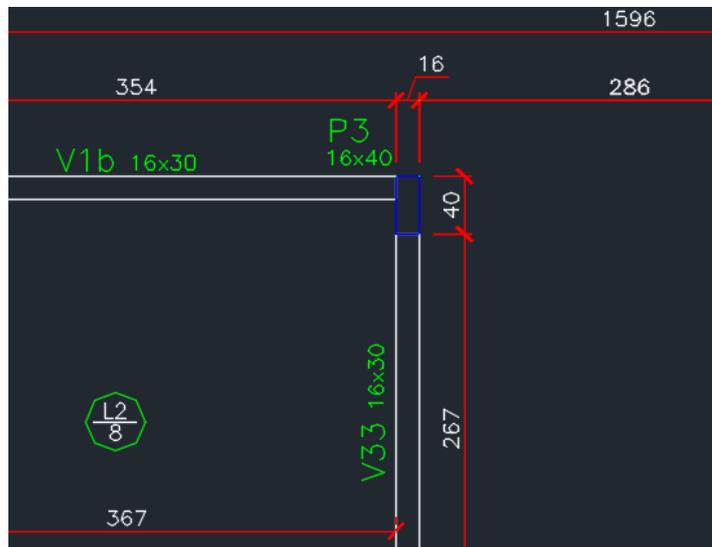
Nota-se, portanto, que todos os limites estabelecidos pela norma foram atendidos, inclusive o limite de flecha para paredes de alvenaria (1 cm).

4.3 PILARES

Foram feitos os dimensionamentos dos pilares P3 e P14, de todos os pavimentos. Nas figuras abaixo estão as dimensões em planta desses pilares, além de suas localizações nas formas. Encontram-se também os diagramas contendo os momentos fletores junto com as reações que agem nesses pilares.

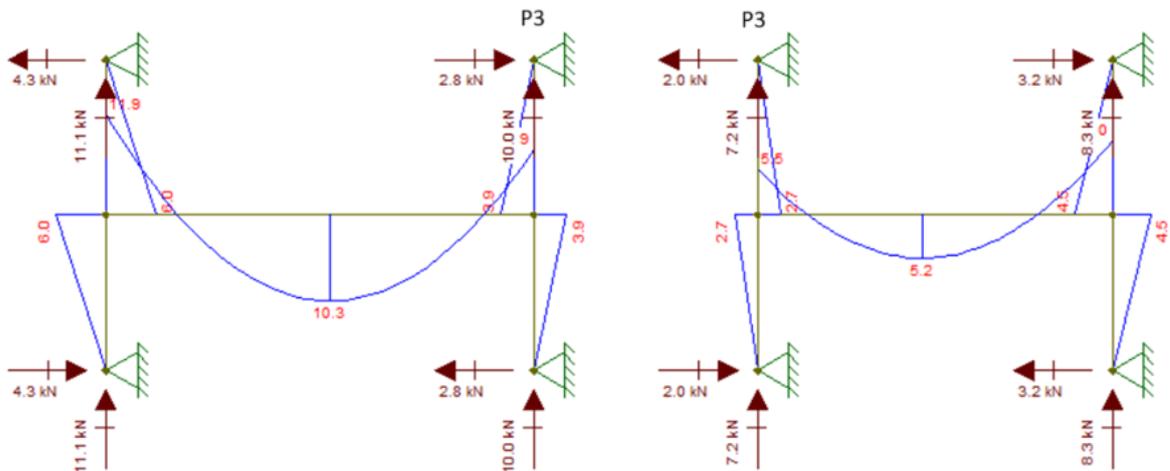
No caso do diagrama do pilar 3, a viga que se encontra a esquerda representa a V1b e a viga que se encontra a direita, representa a V33:

Figura 67 – P3 em planta



Fonte: Elaborado pelo autor

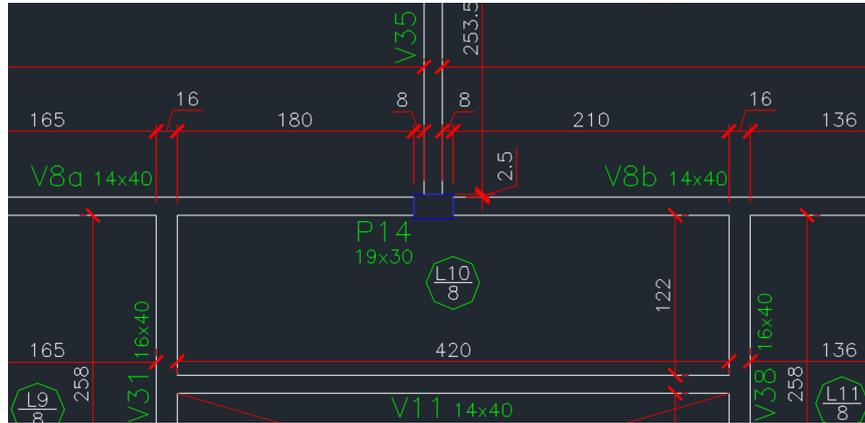
Figura 68 – P3 – Momentos fletores ELU (kN.m)



Fonte: Elaborado pelo autor

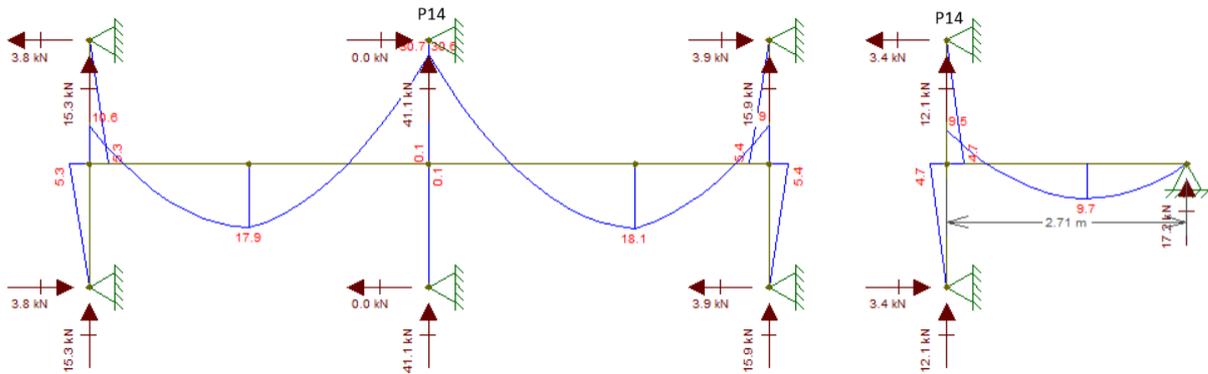
No caso do diagrama do pilar 14, a viga que se encontra a esquerda representa a V8 e a viga que se encontra a direita, representa a V35:

Figura 69 – P14 em planta



Fonte: Elaborado pelo autor

Figura 70 – P14 – Momentos fletores ELU (kN.m)



Fonte: Elaborado pelo autor

4.3.1 EFEITOS DA FLAMBAGEM

Devido à compressão, os pilares podem estar sujeitos a instabilidades laterais. Quando uma carga crítica é aplicada, o pilar pode perder seu alinhamento com o eixo e sofrer flambagem. Esse efeito é súbito e tem potencial para levar a estrutura à ruína.

De acordo com o item 15.7.4 da NBR 6118:2023, a análise global de segunda ordem fornece apenas os esforços nas extremidades das barras. Assim, é realizada uma análise dos efeitos locais de segunda ordem ao longo dos eixos das barras comprimidas.

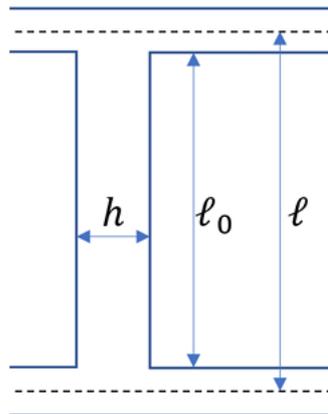
Para fins de verificação local, os elementos isolados devem ser formados pelas barras comprimidas extraídas da estrutura, com comprimento ℓ_e , definido pelo menor valor entre as duas equações que seguem:

$$\ell_e = \ell_0 + h \quad (4.35)$$

$$\ell_e = \ell \quad (4.36)$$

O valor de ℓ_e representa o comprimento equivalente do elemento que está comprimindo, nesse caso suposto como vinculado nas duas extremidades. A forma de obtenção desses parâmetros é mostrada na figura 71, a verificação deve ser feita na direção x e y:

Figura 71 – Parâmetros para comprimento equivalente de pilares



Fonte: (Perlin, Pinto e Padaratz, 2018)

Com esse valor obtido, calcula-se o valor do índice de esbeltez por meio da seguinte fórmula:

$$\lambda = \frac{\ell_e}{i} \quad (4.37)$$

i , o raio de giração, sendo dado por:

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} \quad (4.38)$$

Simplificando a fórmula do raio de giração, para pilares retangulares, são obtidas as seguintes equações:

$$\lambda_x = 3,46 * \frac{\ell_{e,x}}{h_x} \quad (4.39)$$

$$\lambda_y = 3,46 * \frac{\ell_{e,y}}{h_y} \quad (4.40)$$

De acordo com os valores de λ obtidos, é possível classificar os pilares conforme a figura 72:

Figura 72 – Classificação da esbeltez dos pilares

Os pilares são classificados em:

- pilares pouco esbeltos (curtos): $\lambda \leq \lambda_1$;
- pilares de esbeltez média: $\lambda_1 < \lambda \leq 90$;
- pilares esbeltos: $90 < \lambda \leq 140$;
- pilares muito esbeltos: $140 < \lambda \leq 200$;

Fonte: (Perlin, Pinto e Padaratz, 2018)

Sendo o valor limite de esbeltez dos pilares igual a 200, de acordo com a NBR6118:2023, exceto nos casos de elementos pouco comprimidos.

Avalia-se então a possibilidade de dispensar os efeitos de segunda ordem que atuam no pilar por meio do cálculo de λ_1 , caso seu valor seja inferior a λ , os efeitos de segunda ordem podem ser desconsiderados na análise. Seu valor é obtido por meio das fórmulas:

$$\lambda_{1,x} = \frac{25 + 12,5(M_{ad,x}/N_d)/h_x}{\alpha_{b,x}} \quad (4.41)$$

$$\lambda_{1,y} = \frac{25 + 12,5(M_{ad,y}/N_d)/h_y}{\alpha_{b,y}} \quad (4.42)$$

Com o valor de λ_1 sendo superior ou igual a 35 e inferior ou igual a 90. Os valores em x se referem aos esforços que atuam na direção da menor seção do pilar, já os em y se referem ao que atuam na direção da maior seção. Para o cálculo de α_b :

Figura 73 – Casos de α_b

Casos	Configuração	Valor de α_b
(a)	pilares biapoiados sem cargas transversais	$\alpha_b = 0.60 + 0.40 \frac{M_B}{M_A}, \text{ onde } 0.4 \leq \alpha_b \leq 1,0$ <p>Obs: os momentos M_A e M_B são os momentos de 1ª ordem nas extremidades do pilar. M_A é o maior valor absoluto ao longo do pilar biapoiado. M_B terá sinal positivo se tracionar a mesma face que M_A, e negativo em caso contrário.</p>
(b)	pilares biapoiados com cargas transversais significativas ao longo da altura	$\alpha_b = 1.0$
(c)	para em pilares em balanço	$\alpha_b = 0.80 + 0.20 \frac{M_C}{M_A}, \text{ onde } 0.85 \leq \alpha_b \leq 1,0$ <p>Obs: M_A é o momento de 1ª ordem no engaste e M_C é o momento de 1ª ordem no meio do pilar em balanço.</p>
(d)	pilares biapoiados ou em balanço com momentos menores que o momento mínimo	$\alpha_b = 1.0$

Fonte: (Perlin, Pinto e Padaratz, 2018)

Caso o valor de λ seja superior ao de λ_1 , existe a necessidade de verificar os efeitos de segunda ordem. Nesse trabalho utilizou-se o método do pilar-padrão com curvatura aproximada. Os métodos utilizáveis constam no item 15.8.3 da NBR 6118:2023.

4.3.2 2º ORDEM – MÉTODO PILAR-PADRÃO COM CURVATURA APROXIMADA

Esse método só é válido para pilares com esbeltez ≤ 90 , que possuam seção constante e armadura simétrica e constante ao longo de seu eixo. A análise leva em conta a não linearidade geométrica de forma aproximada, assumindo que a deformação da barra siga um formato senoidal.

A não linearidade física é abordada através de uma expressão aproximada para a curvatura na seção crítica.

Obtém-se o momento de segunda ordem por:

$$M_{2d} = N_d \frac{\ell_e^2}{10} * \frac{1}{r} \quad (4.43)$$

Sendo $1/r$, a curvatura na seção crítica, dado por:

$$\frac{1}{r} = \frac{0,005}{h * (\nu + 0,5)} \leq \frac{0,005}{h} \quad (4.44)$$

Em que h se refere à largura da seção na direção analisada e ν , a força normal adimensional, dada por:

$$\nu = \frac{N_d}{A_c * f_{cd}} \quad (4.45)$$

4.3.3 ANÁLISE DAS IMPERFEIÇÕES GEOMÉTRICAS LOCAIS

No item 11.3.3.4.2 da NBR 6118:2023 é tratado sobre imperfeições locais, especificando que, para o dimensionamento de um pilar, deve-se considerar o efeito do desaprumo ou da falta de retilineidade do eixo do pilar. O item 11.3.3.4.3 estabelece que o efeito das imperfeições locais nos pilares pode ser substituído, em estruturas reticuladas, pela consideração do momento mínimo de primeira ordem dado na equação abaixo:

$$M_{1d,mín} = N_d * (0,015 + 0,03 * h) \quad (4.46)$$

Onde h representa a altura total da seção transversal na direção considerada, em metros. A verificação do momento mínimo é considerada atendida quando, no dimensionamento adotado, obtém-se uma envoltória resistente que engloba a envoltória mínima de primeira ordem. Para pilares de seção retangular, essa envoltória pode ser adotada de forma conservadora.

Quando for necessário calcular os efeitos locais de segunda ordem em alguma das direções do pilar, a verificação do momento mínimo deve também incluir a envoltória mínima de segunda ordem, conforme descrito no item 15.3.2 da NBR 6118:2023.

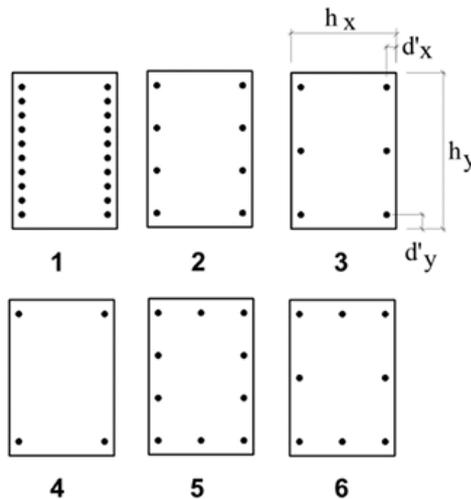
Nesse caso, a verificação do momento mínimo de segunda ordem é considerada atendida quando o dimensionamento adotado gera uma envoltória resistente que engloba a envoltória mínima de segunda ordem. Os momentos totais são então calculados a partir dos momentos mínimos de primeira ordem, seguindo as orientações do item 15.8.3 da NBR 6118/2023.

A obtenção da envoltória mínima pode ser feita por meio de duas análises de flexão composta normal, realizadas de forma isolada e com momentos fletores mínimos de primeira ordem aplicados nos extremos do pilar, em suas direções principais.

4.3.4 FLEXÃO COMPOSTA - ENVOLTÓRIA DOS MOMENTOS RESISTENTES

Para o cálculo das armaduras utilizou-se os ábacos de Pinheiro para flexão composta oblíqua. Os arranjos de armadura disponibilizados seguem na figura 74:

Figura 74 – Configurações para uso dos ábacos



Fonte: (Pinheiro, Baraldi e Porem, 2009)

Para a utilização dos ábacos, são necessários os seguintes parâmetros como valores de entrada:

μ_x , obtido por:

$$\mu_x = \frac{M_{xd}}{A_c * f_{cd} * h_x} \quad (4.47)$$

μ_y , obtido por:

$$\mu_y = \frac{M_{yd}}{A_c * f_{cd} * h_y} \quad (4.48)$$

ω , obtido por:

$$\omega = \frac{A_s * f_{yd}}{A_c * f_{cd}} \quad (4.49)$$

Além de:

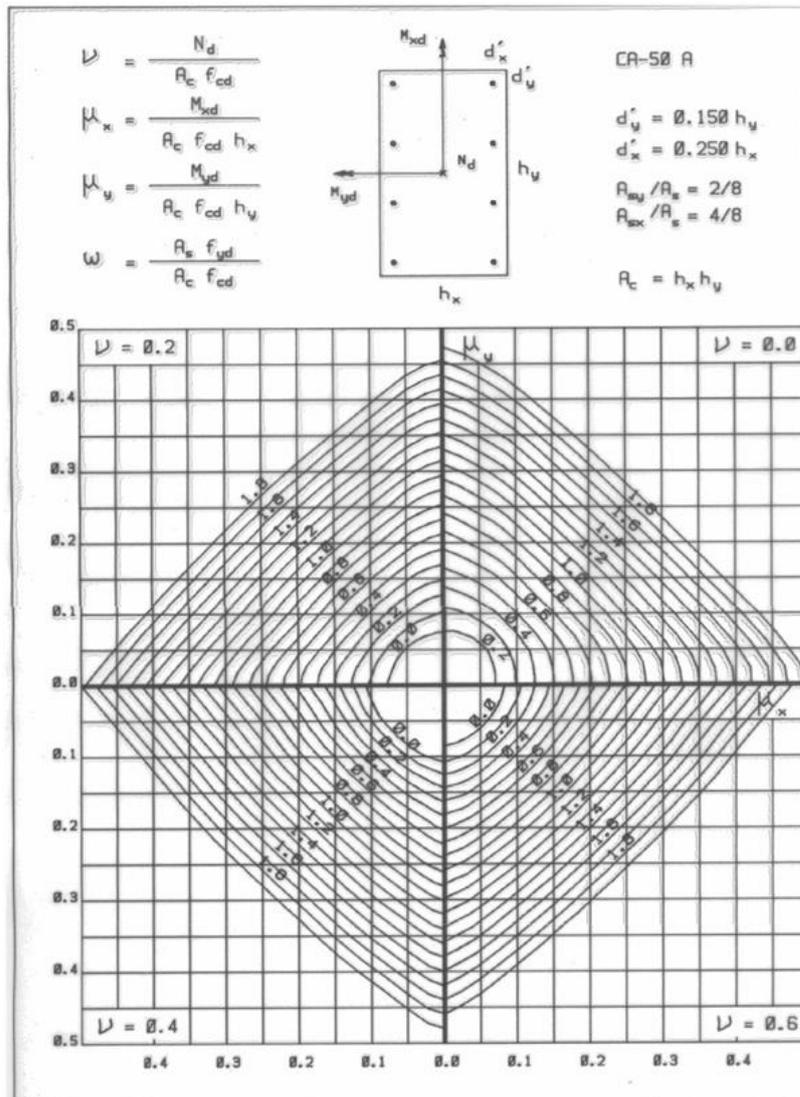
$$\frac{d'_y}{h_y} \tag{4.50}$$

$$\frac{d'_x}{h_x} \tag{4.51}$$

E ν , obtido pela equação (4.45).

Como explicado, existem diversos ábacos com vários arranjos possíveis de serem utilizados como referência. Na figura 75 segue o exemplo de um destes ábacos disponíveis:

Figura 75 – Exemplo – ábaco 8A



Fonte: (Pinheiro, Baraldi e Porem, 2009)

Os ábacos são compostos por 8 seções, que variam de $\nu = 0,0$ até $\nu = 1,4$. Os valores intermediários a esses, são obtidos por meio de uma interpolação linear.

Para determinar o valor de armadura, primeiramente escolheu-se o arranjo, calcularam-se as relações das equações (4.50) e (4.51) e, em seguida, foi selecionado o ábaco a ser utilizado.

Fixou-se então o valor de $\mu_y = 0$, e com o valor de μ_x , obteve-se o valor de ω . Com ω definido, isolou-se A_s na equação (10.49) para encontrar a área de aço necessária.

4.3.5 SITUAÇÕES DE CÁLCULO

Devido à simetria da armadura dos pilares, é necessário identificar a seção crítica a ser dimensionada. Como o esforço normal permanece constante ao longo do pilar, as seções críticas devem ser definidas com base na distribuição dos momentos fletores ao longo do elemento. Na figura 76 é mostrado a soma dos momentos fletores para cada uma das seções:

Figura 76 – Somatório de momentos fletores para cada seção

Seção	Eixo X	Eixo Y
Topo	$M_{x,topo,total} \geq \begin{cases} M_{1x,topo} \\ M_{1x,mín} \end{cases}$	$M_{y,topo,total} \geq \begin{cases} M_{1y,topo} \\ M_{1y,mín} \end{cases}$
Inter.	$M_{x,int,total} \geq \begin{cases} \alpha_{b,x}M_{A,x} + M_{2x} + M_{fx} \\ M_{1x,mín} + M_{2x} + M_{fx} \end{cases}$	$M_{y,int,total} \geq \begin{cases} \alpha_{b,y}M_{A,y} + M_{2y} + M_{fy} \\ M_{1y,mín} + M_{2y} + M_{fy} \end{cases}$
Base	$M_{x,base,total} \geq \begin{cases} M_{1x,base} \\ M_{1x,mín} \end{cases}$	$M_{y,base,total} \geq \begin{cases} M_{1y,base} \\ M_{1y,mín} \end{cases}$

Fonte: (Perlin, Pinto e Padaratz, 2018)

4.3.6 DETALHAMENTO

4.3.6.1 ARMADURAS LONGITUDINAIS

O item 18.4.2 da NBR 6118/2023 trata das armaduras longitudinais dos pilares. Os valores mínimos e máximos dessas armaduras são definidos no item 17.3.5.3 da mesma norma, conforme mostrado a seguir:

$$A_{s,min} = \left(0,15 * \frac{N_d}{F_{yd}} \right) \geq 0,004 * A_c \quad (4.52)$$

$$A_{s,máx} = 0,08 * A_c \quad (4.53)$$

A armadura máxima deve ser respeitada também nas regiões de emenda. O diâmetro das barras longitudinais deve estar entre 10 mm e 1/8 da menor dimensão transversal do pilar. Em relação à distribuição na seção transversal, para seções poligonais, é necessário posicionar ao menos uma barra em cada vértice. O espaçamento livre mínimo entre as faces das barras transversais deve ser igual ou superior aos valores da expressão abaixo:

$$s_l \geq \begin{cases} 2 \text{ cm} \\ \emptyset \text{ barra}, \emptyset \text{ feixe}, \emptyset \text{ luva} \\ 1,2 * d_{máx} \end{cases} \quad (4.54)$$

Com $d_{máx}$ se referindo à dimensão máxima do agregado graúdo. Já o espaçamento máximo entre eixos das barras deve respeitar os seguintes valores:

$$e_l \leq \begin{cases} 40 \text{ cm} \\ 2 * b \end{cases} \quad (4.55)$$

Com b se referindo à menor dimensão do pilar.

4.3.6.2 EMENDAS DE BARRAS

Esse assunto está abordado no item 9.5 da NBR 6118:2023. Optou-se pela emenda de barras por traspasse, devido à facilidade de execução e à popularidade desse método na região do projeto, utilizando o procedimento de “esperas” para a execução do pavimento superior. Esse tipo de emenda, entretanto, não é permitido para barras com diâmetro superior a 32 mm. O comprimento do traspasse para barras comprimidas é definido conforme segue:

$$\ell_{oc} = \ell_{b,nec} \geq \ell_{o,mín} \quad (4.56)$$

Em que:

$$\ell_{oc} \geq \begin{cases} 0,6 * \ell_b \\ 15\emptyset \\ 20 \text{ cm} \end{cases} \quad (4.57)$$

O valor de ℓ é obtido por meio da expressão abaixo, do item 9.4.2.4 da NBR 6118:2023:

$$\ell_b = \frac{\emptyset}{4} * \frac{f_{yd}}{f_{bd}} \geq 25\emptyset \quad (4.58)$$

f_b e $\ell_{b,nec}$ são calculados conforme (9.7) e (9.8), explicado na seção 9. $\ell_{b,mín}$ se da por:

$$\ell_{b,mín} \geq \begin{cases} 0,3 * \ell_b \\ 10\emptyset \\ 10 \text{ cm} \end{cases} \quad (4.59)$$

4.3.6.3 ARMADURAS TRANSVERSAIS

O item 18.4.3 da NBR 6118/2023 trata das armaduras transversais dos pilares, estipulando que estas devem ser distribuídas ao longo de toda a altura do pilar, incluindo as regiões de interseção com vigas e lajes. O diâmetro dos estribos deve ser de, no mínimo, 5 mm ou 1/4 do diâmetro das barras longitudinais.

O espaçamento longitudinal entre os estribos, medido ao longo do eixo do pilar, deve ser igual ou inferior ao menor dos seguintes valores:

$$s_{\max} \leq \begin{cases} 20 \text{ cm} \\ \text{menor dimensão da seção} \\ 24 * \phi_L \text{ (para CA - 25)} \\ 12 * \phi_L \text{ (PARA CA - 50)} \end{cases} \quad (4.60)$$

Nos pilares, para evitar a flambagem das barras da armadura longitudinal, utiliza-se o estribo como elemento de contenção. O item 18.2.4 da NBR 6118:2023 aborda essa questão, especificando que os estribos poligonais protegem contra a flambagem as barras longitudinais situadas em seus cantos e as abrangidas por eles, desde que estejam a, no máximo, $20\phi_t$ do canto e que não existam mais de duas barras nesse intervalo, excluindo a barra de canto. Caso haja mais de duas barras nesse trecho ou barras fora dele, deve-se utilizar estribos suplementares.

4.3.7 CÁLCULO DA ARMADURA E RESULTADOS OBTIDOS

4.3.7.1 P14 – PRIMEIRO LANCE

Calculando-se considerando a carga dos pavimentos superiores, obteve-se os seguintes valores de carregamento:

Tabela 51 – P14 - Carregamentos

Nd (kN)	1138,242
Imperfeições	
Md,min,x (kNm)	23,56
Md,min,y (kNm)	27,32

Fonte: Elaborado pelo autor

Para esbeltez do pilar:

Tabela 52 – P14 - Esbeltez

hx (cm)	19	hy (cm)	30
le x (cm)	269	le y (cm)	270
λ_x	48,99	λ_y	31,14
λ_{lim}	35	λ_{lim}	35

Fonte: Elaborado pelo autor

Efeitos de 2º ordem:

Tabela 53 – P14 – Efeitos de segunda ordem

2º Ordem			
M2d,x (kNm)	vd	1/r	0,005/hx
21,67	0,93	0,018	0,026

Fonte: Elaborado pelo autor

Cálculo de armadura:

Tabela 54 – P14 – Cálculo de armadura para ábaco (1/2)

Cálculo				
Eixo X	Mx,cr		Eixo Y	My,cr
	45,24			27,32
Ábaco	8A/B	8Ø, 4 por face		
Caso	1	2		
vd	0,93	0,93		
μ_x	0,19	0		
μ_y	0	0,07		
d'	4,50			

Fonte: Elaborado pelo autor

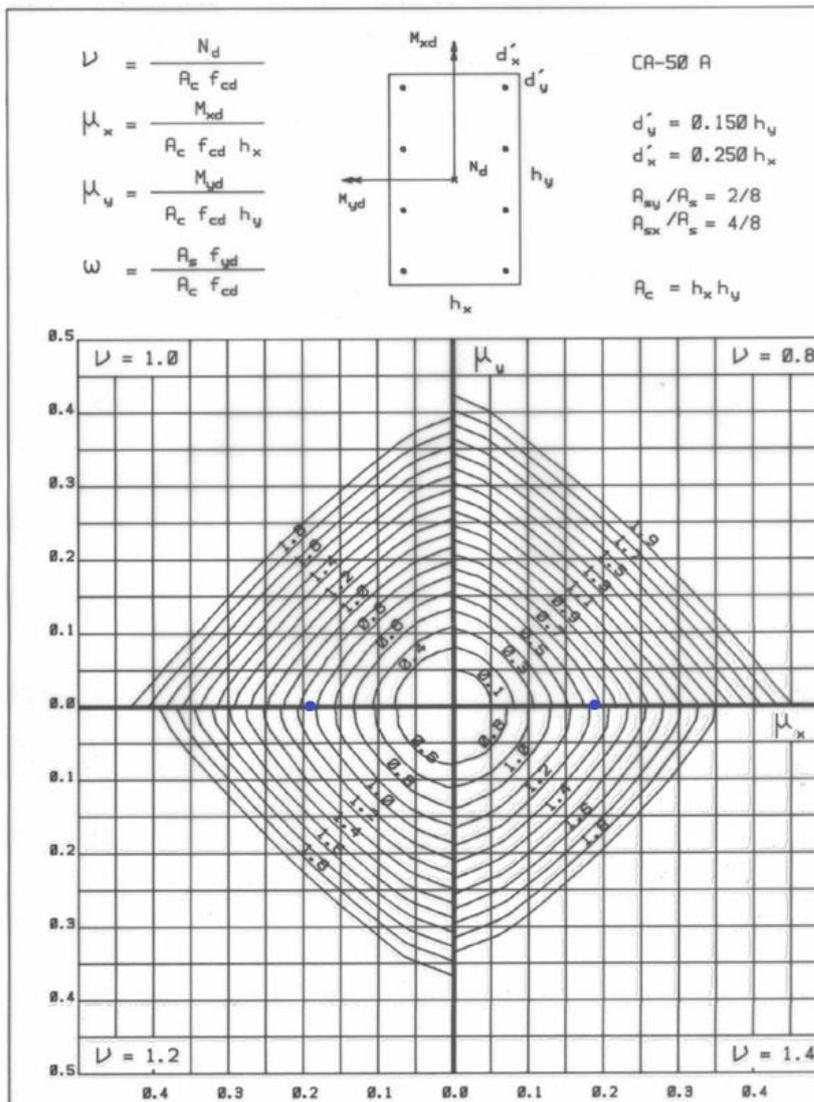
Tabela 55 – P14 – Cálculo de armadura para ábaco (2/2)

d'/hx	0,24	
d'/hy	0,15	
ØL (cm)	2	
Caso 1		
w	0,794	
As	22,31	
As,mín	3,93	2,28
As,máx	45,6	
As/ barra	2,79	
As barra esc.	3,142	

Fonte: Elaborado pelo autor

Figura 77 – Ábaco utilizado

8B



Fonte: (Pinheiro, Baraldi e Porem, 2009)

4.3.7.2 P14 – SEGUNDO LANCE

Tabela 56 – P14 - Carregamentos (Lance 2)

Nd (kN)	983,696
Imperfeições	
Md,min,x (kNm)	20,36
Md,min,y (kNm)	23,61

Fonte: Elaborado pelo autor

Tabela 57 – P14 – Efeitos de segunda ordem (Lance 2)

2° Ordem			
M2d,x (kNm)	vd	1/r	0,005/hx
18,73	0,81	0,020	0,026

Fonte: Elaborado pelo autor

Tabela 58 – P14 – Cálculo de armadura para ábaco (1/2) (Lance 2)

Cálculo			
Eixo X	Mx,cr		Eixo Y
	39,09		My,cr
			23,61
Ábaco	8A/B	8Ø, 4 por face	
Caso	1	2	
vd	0,81	0,81	
μ_x	0,17	0	
μ_y	0	0,06	
d'	4,30		

Fonte: Elaborado pelo autor

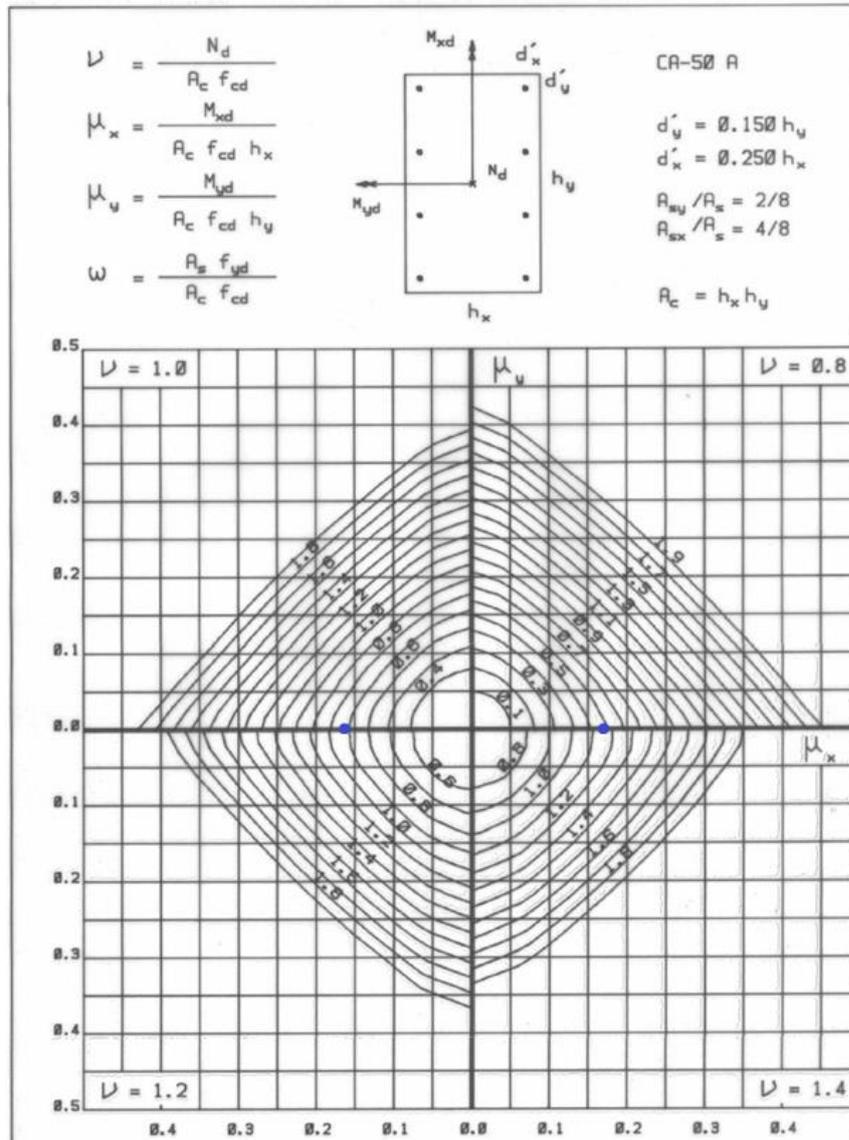
Tabela 59 – P14 – Cálculo de armadura para ábaco (2/2) (Lance 2)

d'/hx	0,23	
d'/hy	0,14	
ØL (cm)	1,6	
Caso 1		
w	0,57	
As	16,01	
As,mín	3,39	2,28
As,máx	45,6	
As/ barra	2,00	
As barra esc.	2,011	

Fonte: Elaborado pelo autor

Figura 78 – Ábaco utilizado

8B



Fonte: (Pinheiro, Baraldi e Porem, 2009)

4.3.7.3 P14 – TERCEIRO LANCE

Tabela 60 – P14 - Carregamentos (Lance 3)

Nd (kN)	829,15
Imperfeições	
Md,min,x (kNm)	17,16
Md,min,y (kNm)	19,90

Fonte: Elaborado pelo autor

Tabela 61 – P14 – Efeitos de segunda ordem (Lance 3)

2° Ordem			
M2d,x (kNm)	vd	1/r	0,005/hx
15,79	0,68	0,022	0,026

Fonte: Elaborado pelo autor

Tabela 62 – P14 – Cálculo de armadura para ábaco (1/2) (Lance 3)

Cálculo			
Eixo X	Mx,cr		Eixo Y
	32,95		My,cr
			19,90
Ábaco	8A/B	8Ø, 4 por face	
Caso	1	2	
vd	0,68	0,68	
μ_x	0,14	0	
μ_y	0	0,05	
d'	4,13		

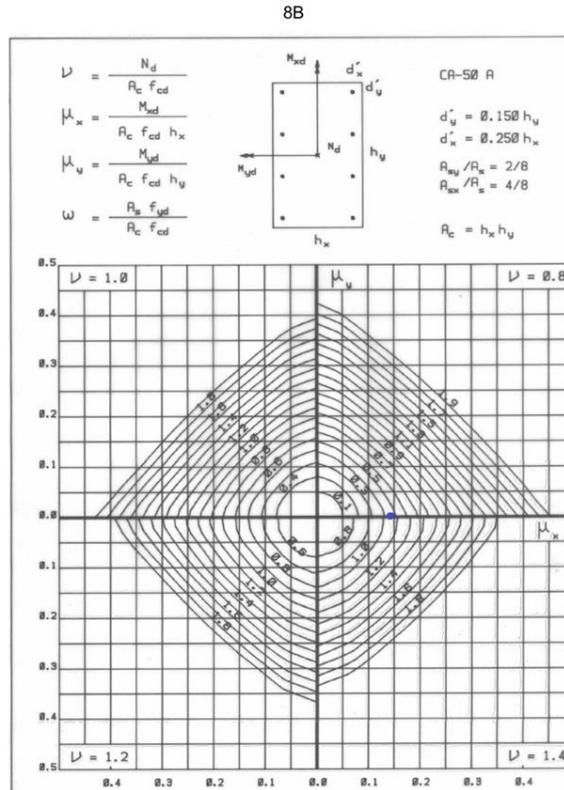
Fonte: Elaborado pelo autor

Tabela 63 – P14 – Cálculo de armadura para ábaco (2/2) (Lance 3)

d'/hx	0,22	
d'/hy	0,14	
ØL (cm)	1,25	
Caso 1		
w	0,346	
As	9,72	
As,mín	2,86	2,28
As,máx	45,6	
As/ barra	1,22	
As barra esc.	1,227	

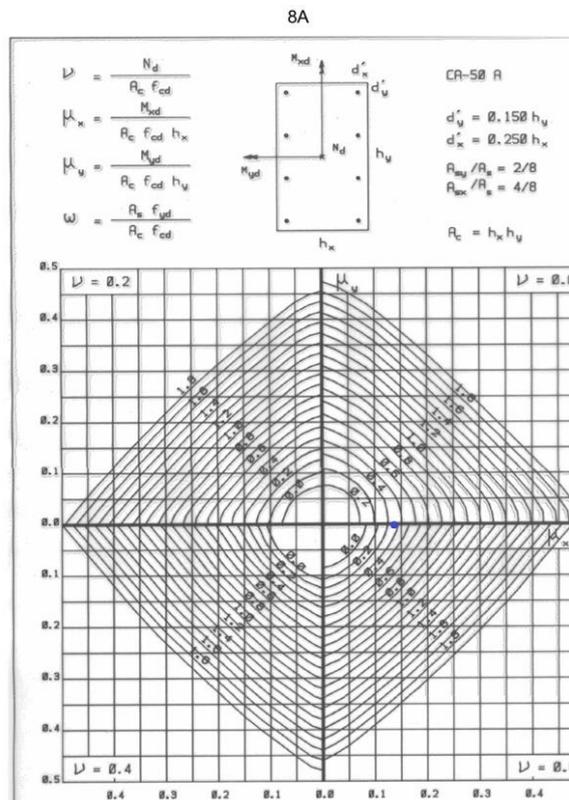
Fonte: Elaborado pelo autor

Figura 79 – Ábaco utilizado



Fonte: (Pinheiro, Baraldi e Porem, 2009)

Figura 80 – Ábaco utilizado



Fonte: (Pinheiro, Baraldi e Porem, 2009)

4.3.7.4 P14 – QUARTO LANCE

Tabela 64 – P14 - Carregamentos (Lance 4)

Nd (kN)	674,604
Imperfeições	
Md,min,x (kNm)	13,96
Md,min,y (kNm)	16,19

Fonte: Elaborado pelo autor

Tabela 65 – P14 – Efeitos de segunda ordem (Lance 4)

2º Ordem			
M2d,x (kNm)	vd	1/r	0,005/hx
12,85	0,55	0,025	0,026

Fonte: Elaborado pelo autor

Tabela 66 – P14 – Cálculo de armadura para ábaco (1/2) (Lance 4)

Cálculo			
Eixo X	Mx,cr		Eixo Y
	26,81		My,cr
			16,19
Ábaco	9A/B	6Ø, 3 por face	
Caso	1	2	
vd	0,55	0,55	
μ_x	0,12	0	
μ_y	0	0,04	
d'	4,00		

Fonte: Elaborado pelo autor

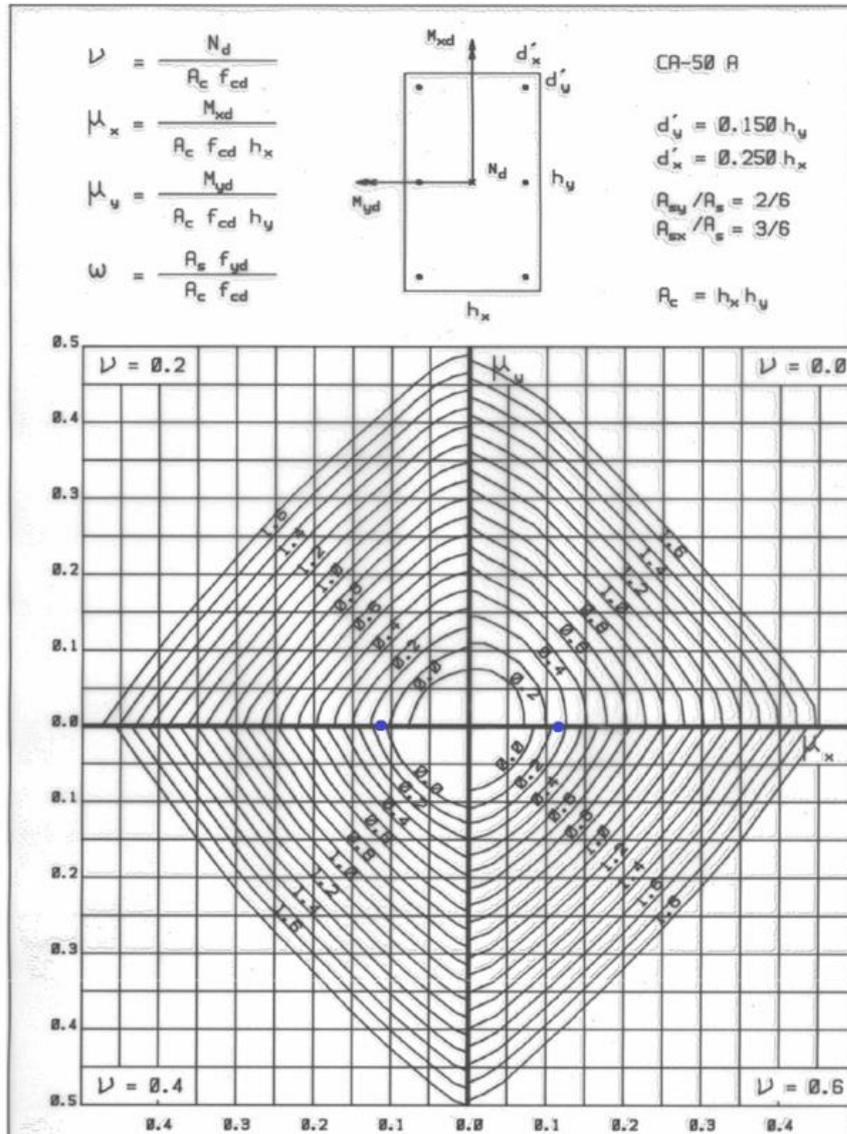
Tabela 67 – P14 – Cálculo de armadura para ábaco (2/2) (Lance 4)

d'/hx	0,21	
d'/hy	0,13	
ØL (cm)	1	
Caso 1		
w	0,125	
As	3,51	
As,mín	2,33	2,28
As,máx	45,6	
As/ barra	0,59	
As barra esc.	0,785	

Fonte: Elaborado pelo autor

Figura 81 – Ábaco utilizado

9A



Fonte: (Pinheiro, Baraldi e Porem, 2009)

4.3.7.5 P14 – QUINTO LANCE

Tabela 68 – P14 - Carregamentos (Lance 5)

Nd (kN)	520,058
Imperfeições	
Md,min,x (kNm)	10,77
Md,min,y (kNm)	12,48

Fonte: Elaborado pelo autor

Tabela 69 – P14 – Efeitos de segunda ordem (Lance 5)

2° Ordem			
M2d,x (kNm)	vd	1/r	0,005/hx
10,70	0,43	0,028	0,026

Fonte: Elaborado pelo autor

Tabela 70 – P14 – Cálculo de armadura para ábaco (1/2) (Lance 5)

Cálculo			
Eixo X	Mx,cr		Eixo Y
	21,46		My,cr
			12,48
Ábaco	8A/B	6Ø, 3 por face	
Caso	1	2	
vd	0,43	0,43	
μ_x	0,09	0	
μ_y	0	0,03	
d'	4,00		

Fonte: Elaborado pelo autor

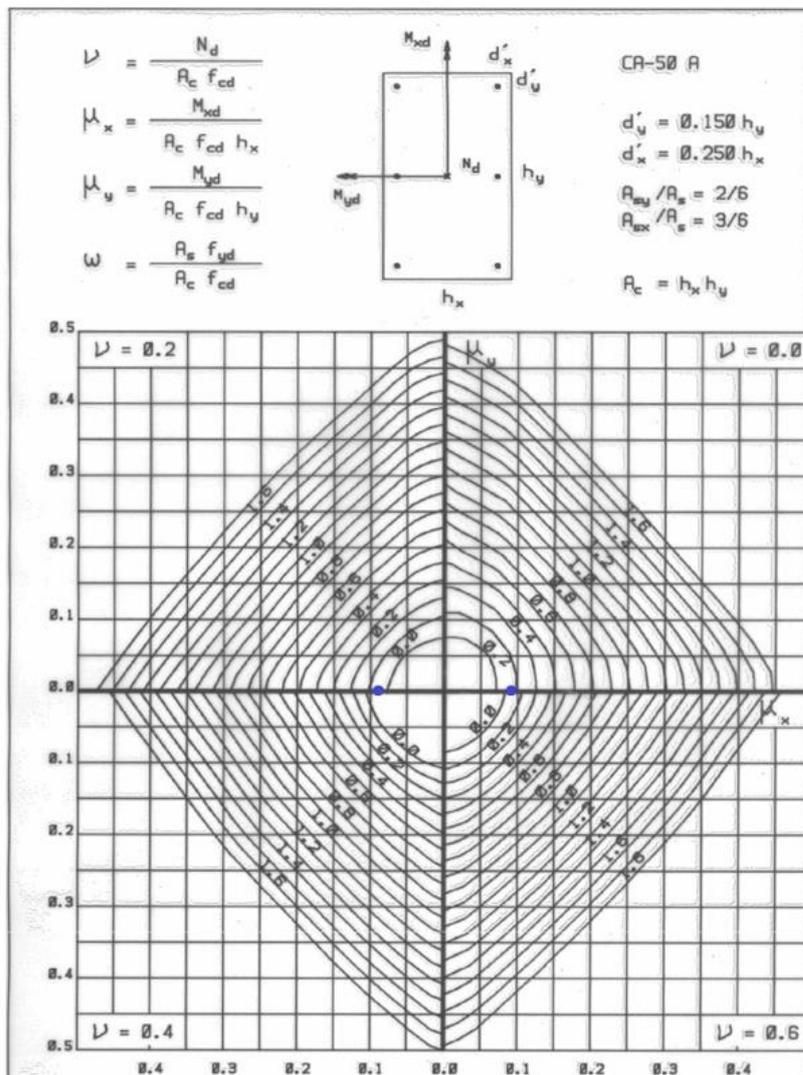
Tabela 71 – P14 – Cálculo de armadura para ábaco (2/2) (Lance 5)

d'/hx	0,21	
d'/hy	0,13	
ØL (cm)	1	
Caso 1		
w	0,01	
As	0,28	
As,mín	1,79	2,28
As,máx	45,6	
As/ barra	0,57	
As barra esc.	0,785	

Fonte: Elaborado pelo autor

Figura 82 – Ábaco utilizado

9A



Fonte: (Pinheiro, Baraldi e Porem, 2009)

Como é possível observar, a partir do quinto pavimento obteve-se a armadura mínima exigida pela norma, resultando em 4 barras longitudinais de $\varnothing = 10$ mm para todos os lances a partir deste pavimento.

4.3.7.6 P14 – DETALHAMENTO

Os resultados obtidos para o detalhamento de cada lance seguem abaixo:

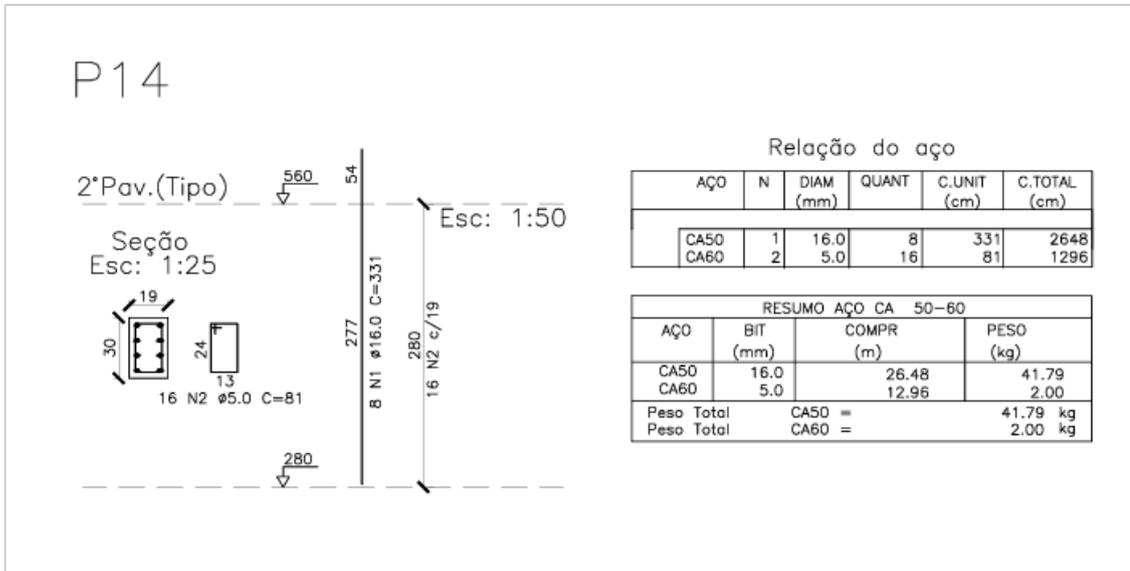
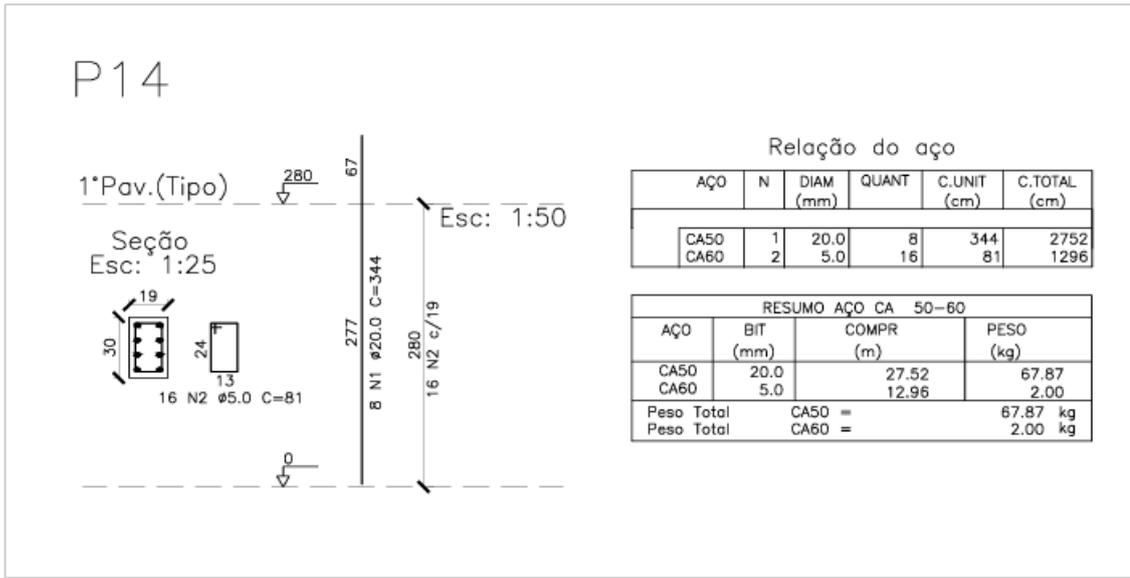
Tabela 72 – P14 – Resultados para detalhamento de cada lance

Pilar 14	$\varnothing L$ (cm)	N de barras	$\varnothing t$ (cm)	s de $\varnothing t$ (cm)	As,efet. (cm ²)	Traspasse (cm)
Lance 1	2,0	8	5,0	19	25,13	67
Lance 2	1,6	8	5,0	19	16,08	54
Lance 3	1,25	8	5,0	15	9,82	42
Lance 4	1,0	6	5,0	12	4,71	34
Lance 5	1,0	4	5,0	12	3,14	34

Fonte: Elaborado pelo autor

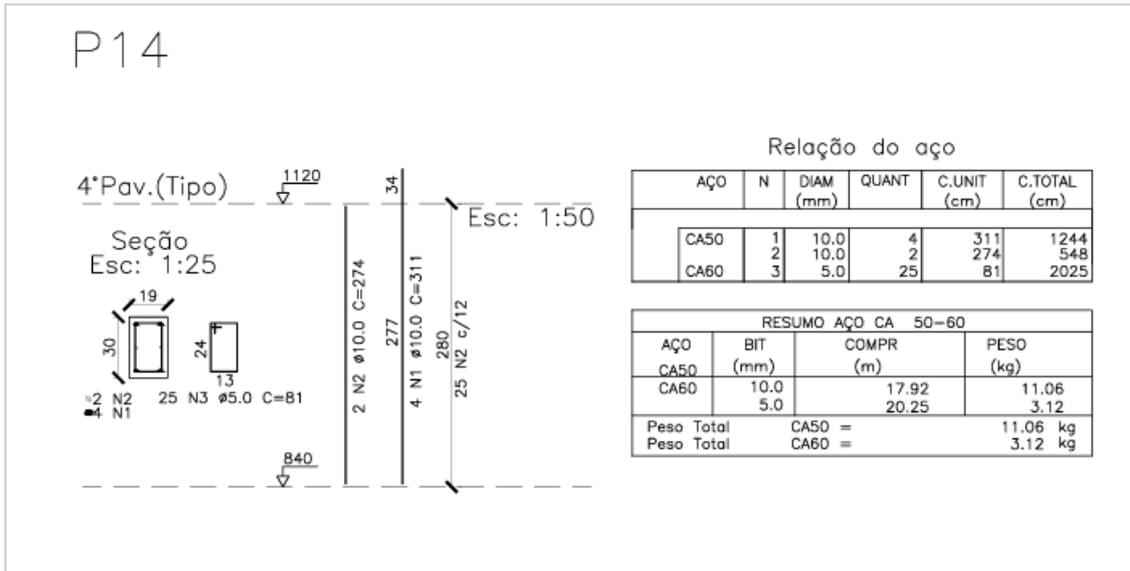
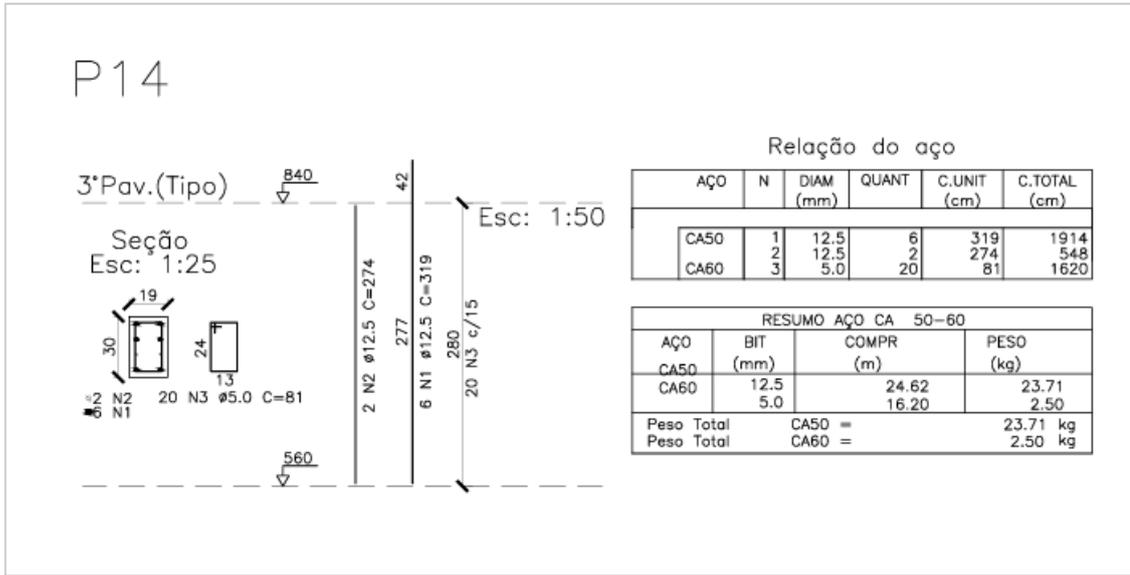
Os espaçamentos de $\varnothing t$ seguem a equação (4.55). Os detalhamentos dos lances de P14 seguem abaixo:

Figura 83 – P14 – Detalhamento do lance 1 e 2



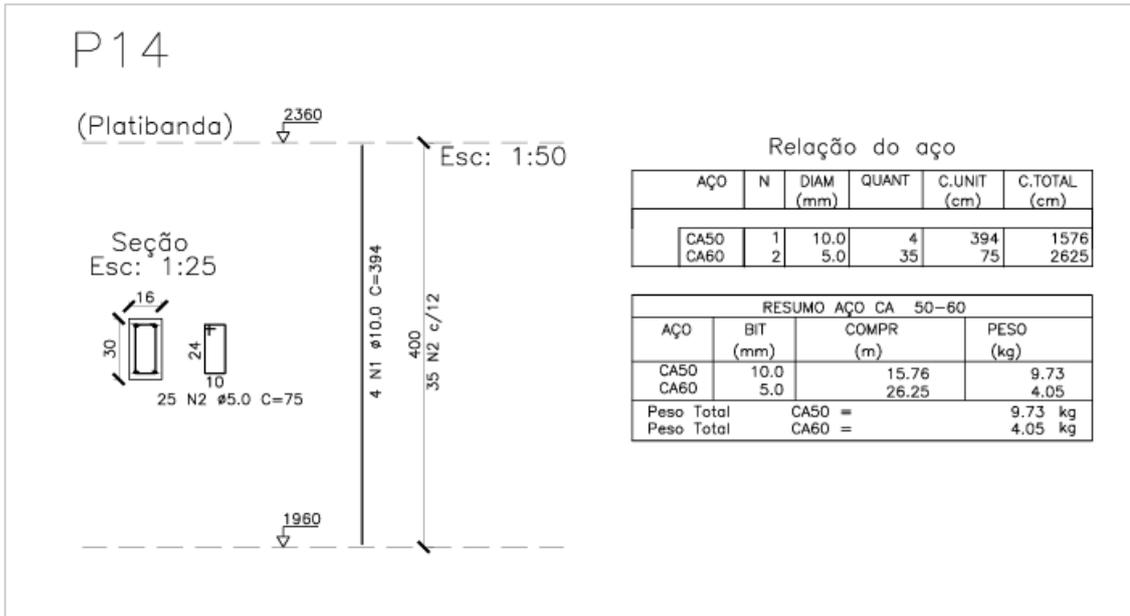
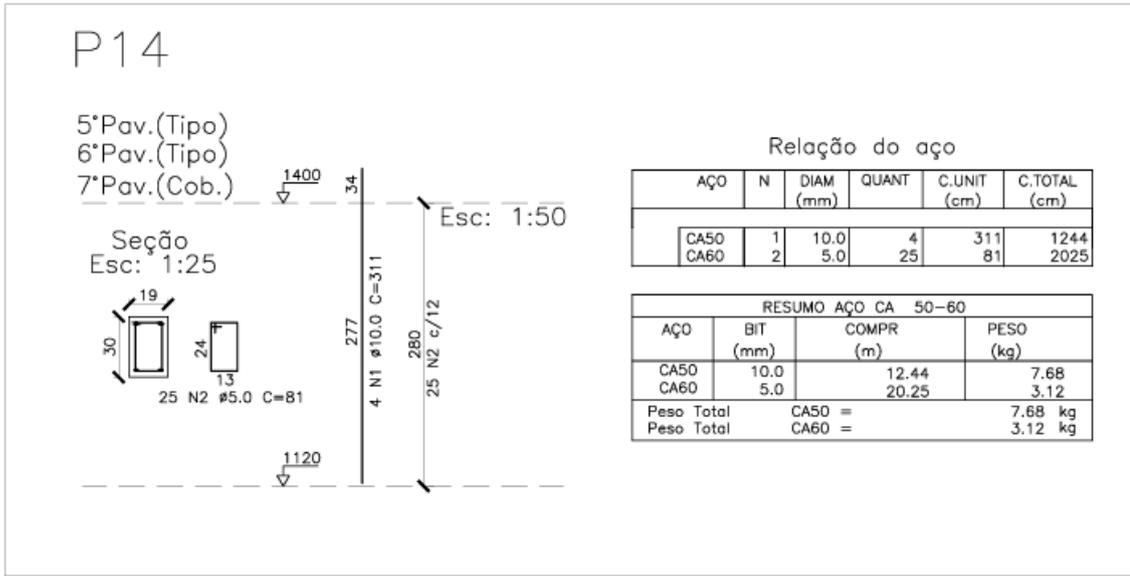
Fonte: Elaborado pelo autor

Figura 84 – P14 – Detalhamento do lance 3 e 4



Fonte: Elaborado pelo autor

Figura 85 – P14 – Detalhamento do lance 5 e platibanda



Fonte: Elaborado pelo autor

4.3.7.7 P3 – PRIMEIRO LANCE

Calculando-se considerando a carga dos pavimentos superiores, obteve-se os seguintes valores de carregamento:

Tabela 73 – P3 - Carregamentos

N (kN)	244,16
M1 (kN.m)	3,9
M2 (kN.m)	2,7
Nd (kN)	393,0976
Imperfeições	
Md,min,x (kNm)	7,78
Md,min,y (kNm)	10,61
Mx,Topo	6,279
Mx,Base	6,279
My,Topo	4,347
My,Base	4,347

Fonte: Elaborado pelo autor

Para esbeltez do pilar:

Tabela 74 – P3 - Esbeltez

hx (cm)	16	hy (cm)	40
le x (cm)	266	le y (cm)	280
λ_x	57,52	λ_y	24,22
λ_{lim}	35	λ_{lim}	35

Fonte: Elaborado pelo autor

Efeitos de 2° ordem:

Tabela 75 – P3 – Efeitos de segunda ordem

2° Ordem			
M2d,x (kNm)	vd	1/r	0,005/hx
11,05	0,29	0,040	0,031
M2d,y (kNm)	vd	1/r	0,005/hx
5,25	0,29	0,016	0,013

Fonte: Elaborado pelo autor

Cálculo de armadura:

Tabela 76 – P3 – Cálculo de armadura para ábaco (1/2)

Cálculo				
Eixo X	$M_{x,cr}$		Eixo Y	$M_{y,cr}$
	18,83			15,87
Ábaco	9A/B	6Ø, 3 por face		
Caso	1	2		
νd	0,29	0,29		
μ_x	0,09	0		
μ_y	0	0,03		
d'	4,00			

Fonte: Elaborado pelo autor

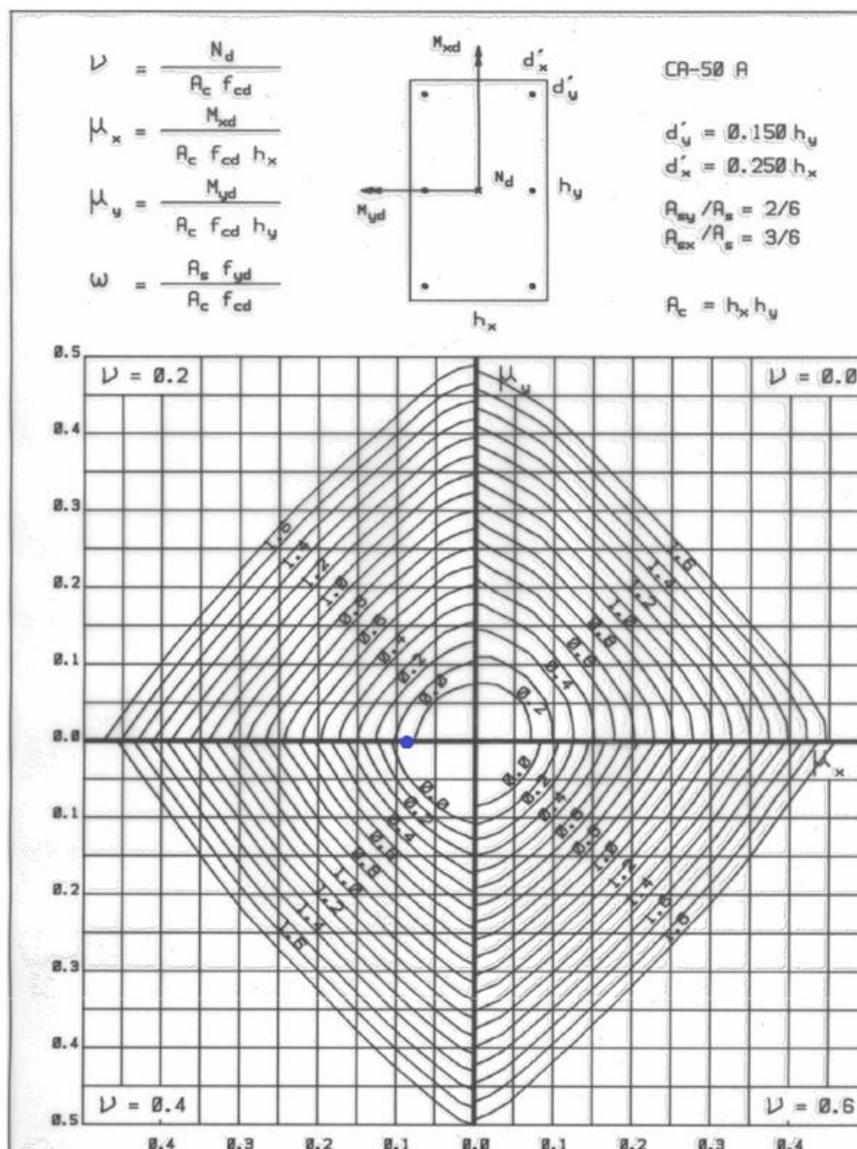
Tabela 77 – P3 – Cálculo de armadura para ábaco (2/2)

d'/h_x	0,25	
d'/h_y	0,10	
ØL (cm)	1	
Caso 1		
w	0,036	
As	1,14	
As,mín	1,36	2,56
As,máx	51,2	
As/ barra	0,64	
As barra esc.	0,785	

Fonte: Elaborado pelo autor

Figura 86 – Ábaco utilizado

9A



Fonte: (Pinheiro, Baraldi e Porem, 2009)

Como é possível observar, a partir do primeiro pavimento obteve-se a armadura mínima exigida pela norma, resultando em 4 barras longitudinais de $\phi = 10$ mm para todos os lances a partir deste pavimento.

4.3.7.8 P3 – DETALHAMENTO

Os espaçamentos de ϕt seguem a equação (4.55). Os resultados obtidos para o detalhamento de cada lance seguem abaixo:

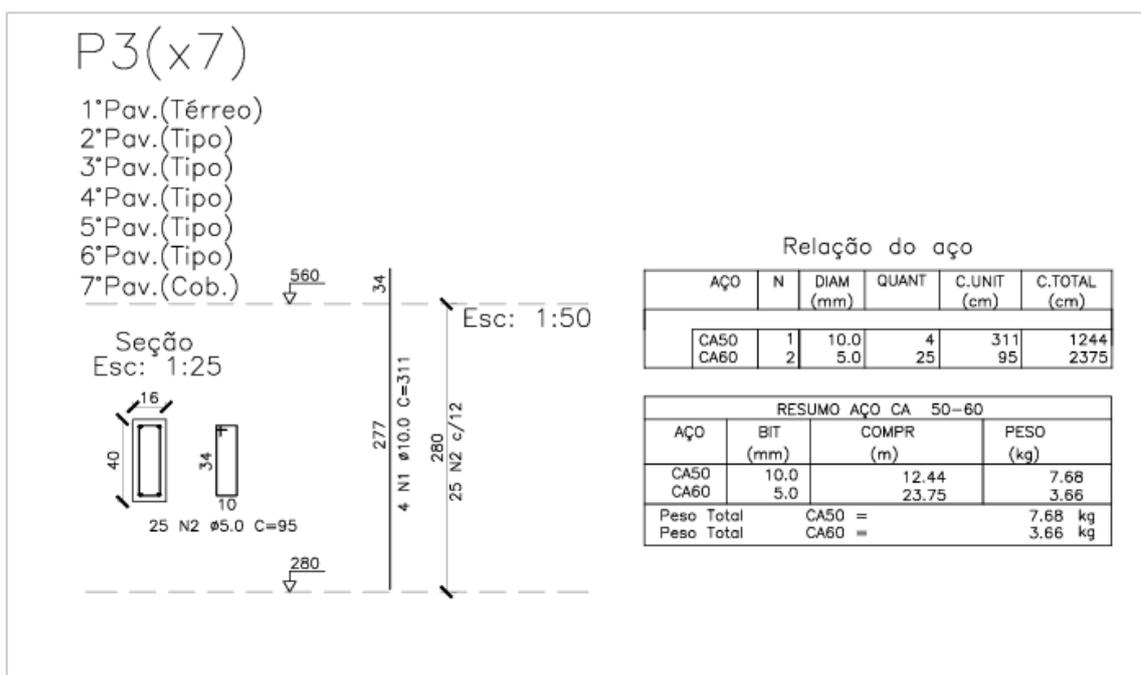
Tabela 78 – P14 – Resultados para detalhamento de cada lance

Pilar 3	ϕL (cm)	N de barras	ϕt (cm)	s de ϕt (cm)	As,efet. (cm ²)	Traspasse (cm)
Lance 1	1,0	4	5,0	12	3,14	34

Fonte: Elaborado pelo autor

Os detalhamentos dos lances de P3 seguem abaixo:

Figura 87 – P3 – Detalhamento do lance 1

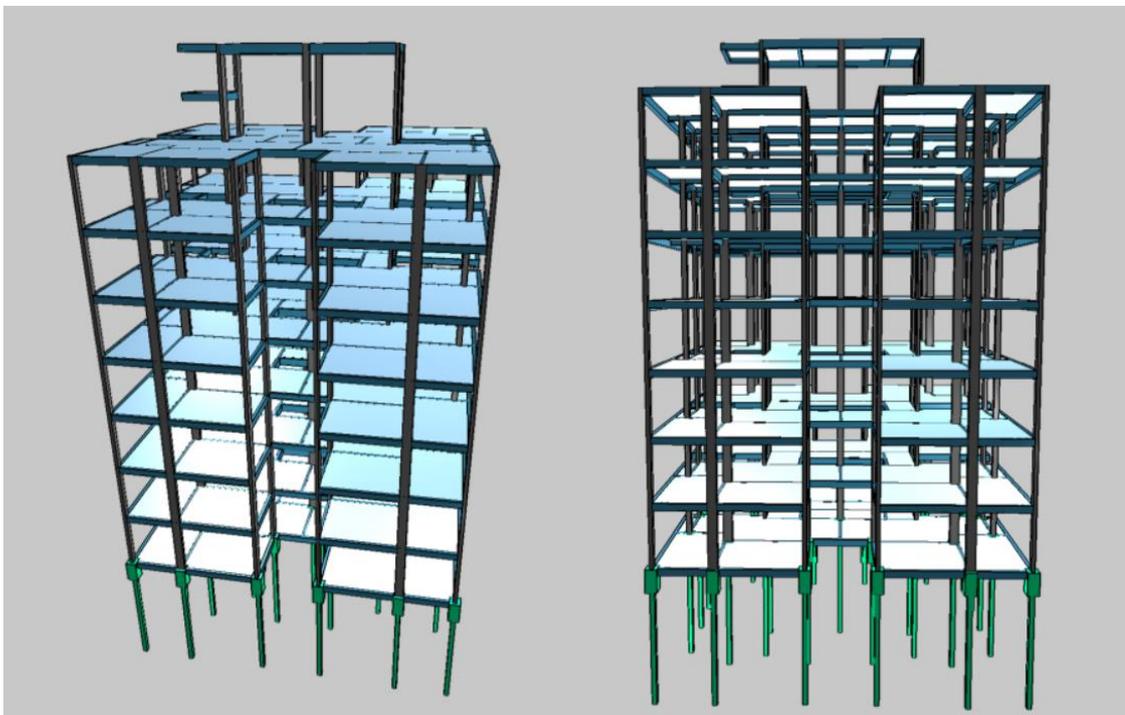


Fonte: Elaborado pelo autor

5 CÁLCULO E DETALHAMENTO POR MÉTODOS COMPUTACIONAIS

Para o dimensionamento da estrutura foi utilizado o software comercial AltoQi Eberick. Utilizaram-se os mesmos parâmetros dos cálculos feitos de forma manual, como o fck do concreto, a velocidade do vento e todos os outros fatores que foram levados em conta. Com os resultados advindos do dimensionamento computacional foi feito um comparativo com os resultados obtidos por meio dos métodos manuais. Os comparativos são mostrados no capítulo 6. Na figura 88 é exibido o modelo 3D da estrutura lançada no software:

Figura 88 – Modelo 3D da estrutura lançada no software AltoQi Eberick



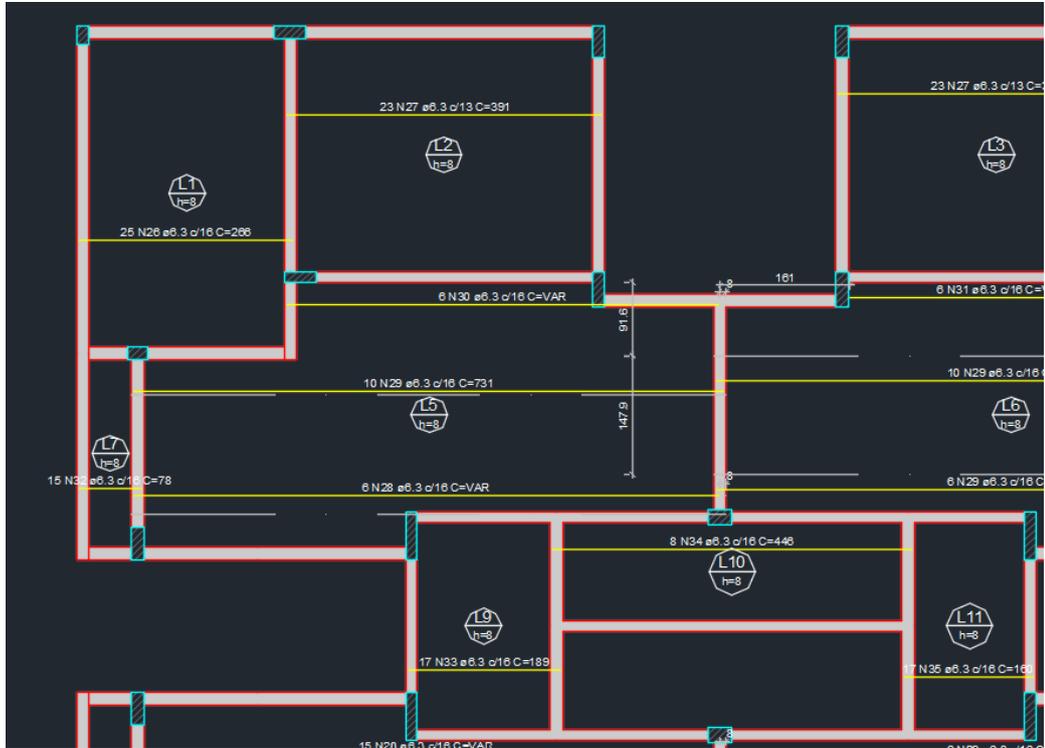
Fonte: Elaborado pelo autor

5.1 LAJES

Devido ao tamanho dos pavimentos, são apresentados trechos dos detalhamentos das lajes, mostrando todas as lajes que foram calculadas, para o comparativo com o detalhamento feito de forma manual.

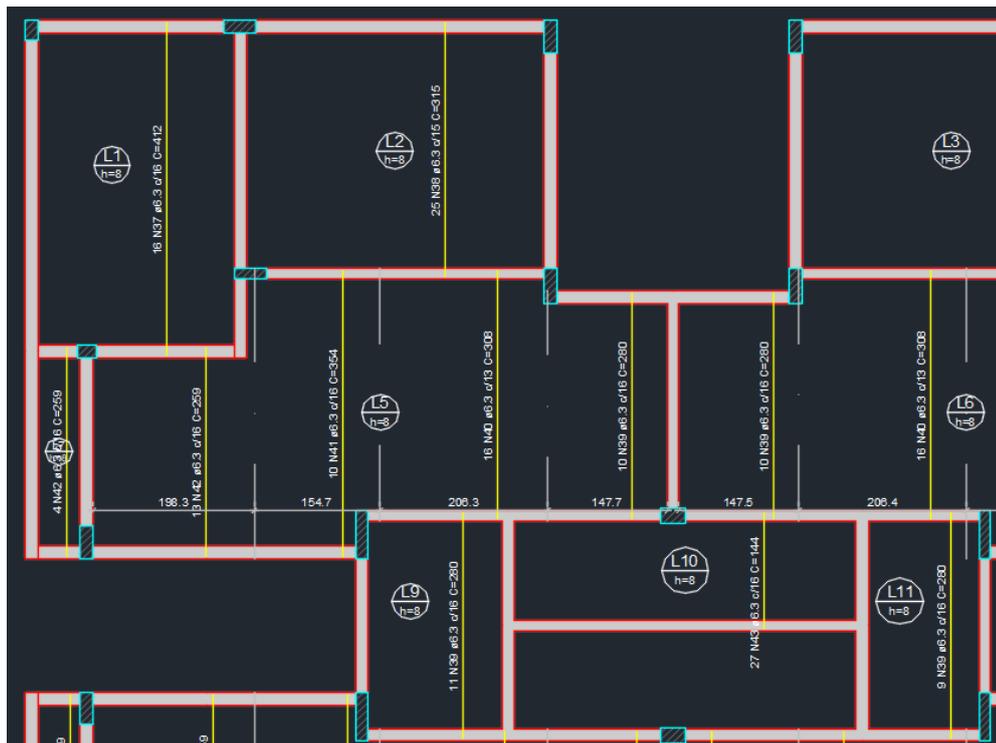
5.1.1 LAJES DO PAVIMENTO TIPO

Figura 89 – Armação horizontal positiva – Lajes do Tipo



Fonte: Elaborado pelo autor

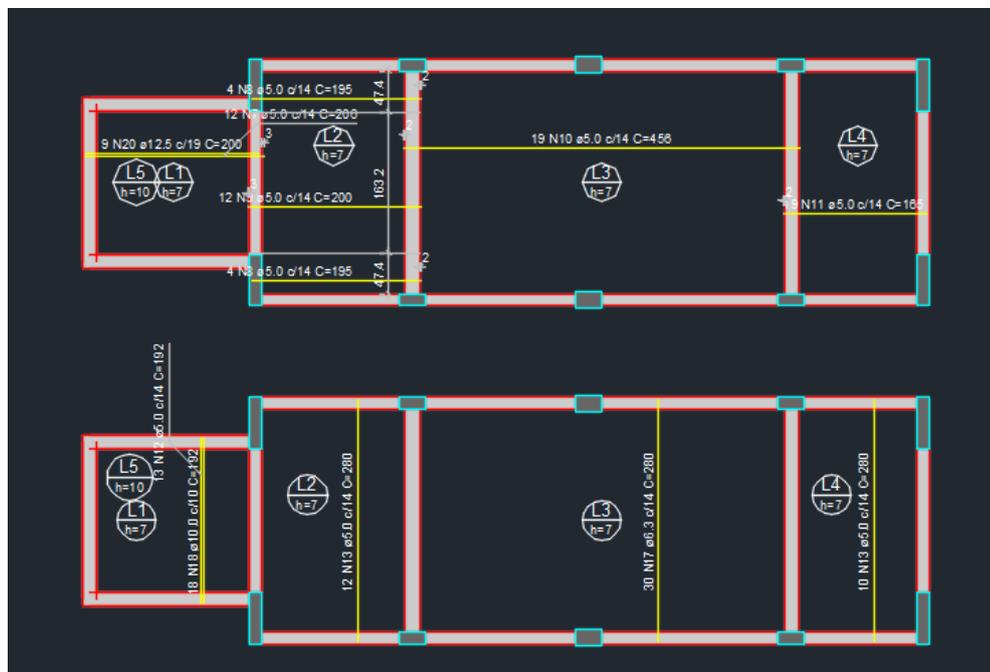
Figura 90 – Armação vertical positiva – Lajes do Tipo



Fonte: Elaborado pelo autor

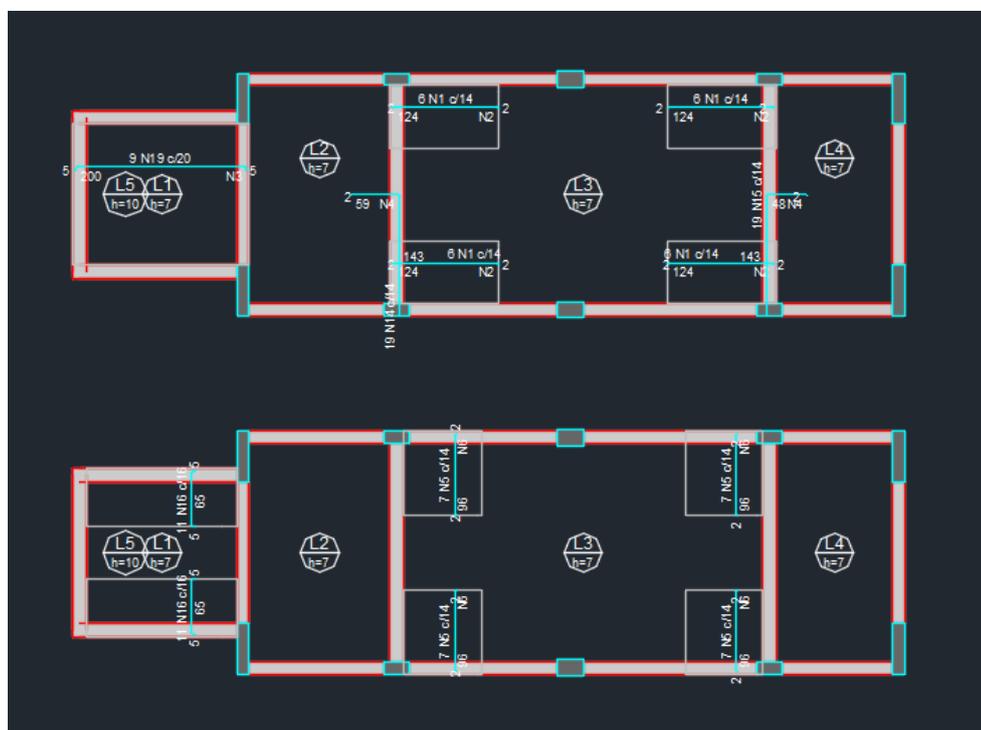
5.1.3 LAJES DO PAVIMENTO PLATIBANDA

Figura 97 – Armação positiva – Lajes da Platibanda



Fonte: Elaborado pelo autor

Figura 98 – Armação negativa – Lajes da Platibanda



Fonte: Elaborado pelo autor

Para as armaduras negativas, apesar de não ser mostrado na imagem, todas as barras do negativo foram detalhadas com $\phi=6,3$ mm.

5.2 ESTABILIDADE GLOBAL

Abaixo são mostrados os resultados obtidos pelo software para estabilidade global, com os valores de γz e deslocamentos.

Tabela 79 – Resultado de γz gerado pelo software

Combinação: 1.4G1+1.4G2+1.4Q+0.84V2+0.49D2							
Pavimento	Altura relativa (cm)	Carga vertical (tf)	Carga horizontal (tf)	Deslocamento horizontal (cm)	Momento 2a. ordem (kgf.m)	Momento tombamento (kgf.m)	Gama-Z
Pavimento 8	2640.00	54.04	0.33	4.61	2491.04	8628.78	1.10 (lim=1.10)
Pavimento 7	2240.00	164.50	1.97	2.17	3576.98	44127.72	
Pavimento 6	1960.00	222.35	2.92	2.03	4506.42	57279.18	
Pavimento 5	1680.00	222.35	2.76	1.83	4065.86	46294.80	
Pavimento 4	1400.00	222.35	2.56	1.55	3445.01	35892.81	
Pavimento 3	1120.00	222.35	2.33	1.19	2644.60	26145.26	
Pavimento 2	840.00	222.35	2.04	0.76	1692.03	17139.11	
Pavimento 1	560.00	222.35	1.59	0.30	670.43	8885.61	
Pavimento	280.00	239.28	0.16	0.00	0.00	461.84	
TOTAL					23092.36	244855.10	

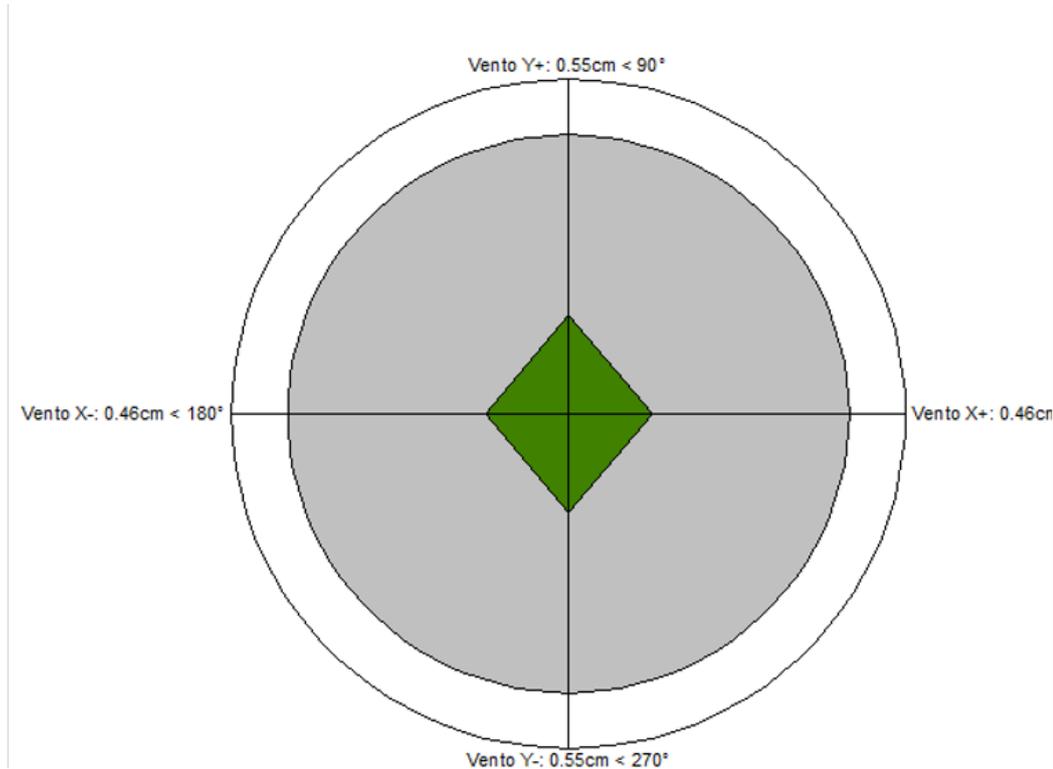
Fonte: AltoQI Eberick

Tabela 80 – Combinações de γz efetuadas pelo software

Combinação	Momento 2a. ordem (kgf.m)	Momento tombamento (kgf.m)	Gama-Z
1.4G1+1.4G2+0.98Q+0.84V1+0.82D1	18747.88	244855.10	1.08
1.4G1+1.4G2+0.98Q+0.84V2+0.82D2	20837.32	244855.10	1.09
1.4G1+1.4G2+0.98Q+0.84V3+0.82D3	22615.73	327664.62	1.07
1.4G1+1.4G2+0.98Q+0.84V4+0.82D4	22460.03	327664.62	1.07
1.4G1+1.4G2+0.98Q+1.4V1+0.49D1	31942.63	408091.83	1.08
1.4G1+1.4G2+0.98Q+1.4V2+0.49D2	34032.15	408091.83	1.09
1.4G1+1.4G2+0.98Q+1.4V3+0.49D3	37405.31	546107.70	1.07
1.4G1+1.4G2+0.98Q+1.4V4+0.49D4	37248.21	546107.70	1.07
1.4G1+1.4G2+1.4Q+0.84V1+0.49D1	20058.55	244855.10	1.09
1.4G1+1.4G2+1.4Q+0.84V2+0.49D2	23092.36	244855.10	1.10
1.4G1+1.4G2+1.4Q+0.84V3+0.49D3	24783.04	327664.62	1.08
1.4G1+1.4G2+1.4Q+0.84V4+0.49D4	24574.11	327664.62	1.08
G1+G2+0.98Q+0.84V1+0.82D1	14439.71	244855.10	1.06
G1+G2+0.98Q+0.84V2+0.82D2	16060.32	244855.10	1.07
G1+G2+0.98Q+0.84V3+0.82D3	17427.87	327664.62	1.06
G1+G2+0.98Q+0.84V4+0.82D4	17322.14	327664.62	1.06
G1+G2+0.98Q+1.4V1+0.49D1	24606.21	408091.83	1.06
G1+G2+0.98Q+1.4V2+0.49D2	26226.86	408091.83	1.07
G1+G2+0.98Q+1.4V3+0.49D3	28829.89	546107.70	1.06
G1+G2+0.98Q+1.4V4+0.49D4	28723.20	546107.70	1.06
G1+G2+1.4Q+0.84V1+0.49D1	15719.60	244855.10	1.07
G1+G2+1.4Q+0.84V2+0.49D2	18242.47	244855.10	1.08
G1+G2+1.4Q+0.84V3+0.49D3	19554.08	327664.62	1.06
G1+G2+1.4Q+0.84V4+0.49D4	19405.02	327664.62	1.06

Fonte: AltoQI Eberick

Figura 99 – Deslocamentos horizontais devido à ação do vento



Fonte: AltoQi Eberick

Tabela 81 – Deslocamento do centro de massa dos pavimentos

Pavimento	Altura (cm)	Deslocamento combinações frequentes (cm)			
		Vento X+	Vento X-	Vento Y+	Vento Y-
Pavimento 8	400.00	0.46	0.46	0.55	0.55
Pavimento 7	280.00	0.44	0.44	0.49	0.49
Pavimento 6	280.00	0.42	0.42	0.45	0.45
Pavimento 5	280.00	0.38	0.38	0.39	0.39
Pavimento 4	280.00	0.33	0.33	0.32	0.32
Pavimento 3	280.00	0.25	0.25	0.24	0.24
Pavimento 2	280.00	0.17	0.17	0.15	0.15
Pavimento 1	280.00	0.07	0.07	0.06	0.06
Pavimento	280.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Fonte: AltoQi Eberick

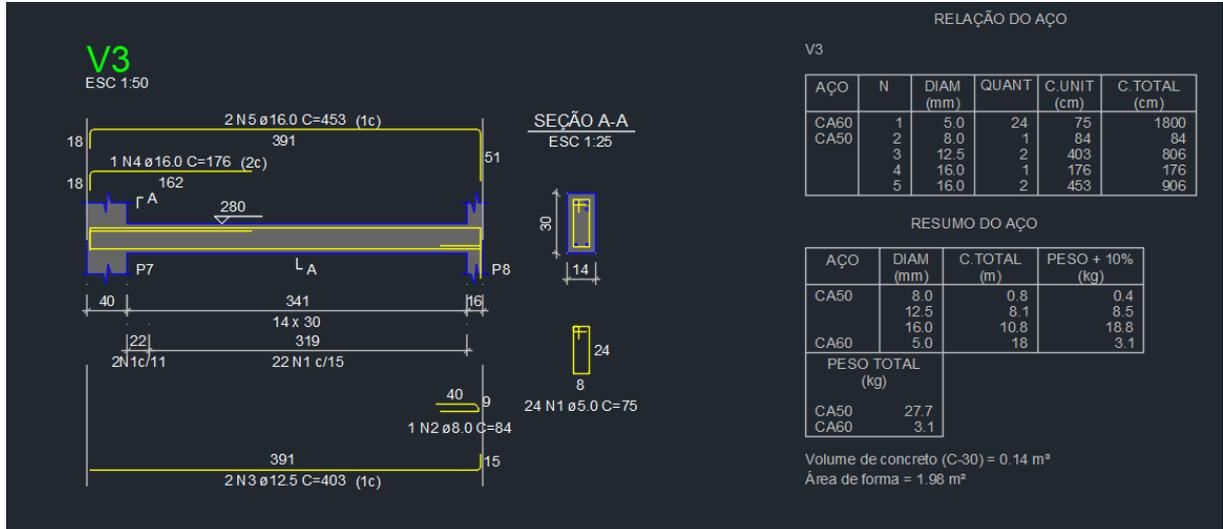
Tabela 82 – Deslocamento relativo do centro de massa entre pavimentos

Pavimento	Deslocamento relativo entre pavimentos (cm)				Limite (cm)
	Vento X+	Vento X-	Vento Y+	Vento Y-	
Pavimento 8	0.02	0.02	0.06	0.06	0.47
Pavimento 7	0.02	0.02	0.04	0.04	0.33
Pavimento 6	0.04	0.04	0.06	0.06	0.33
Pavimento 5	0.06	0.06	0.07	0.07	0.33
Pavimento 4	0.07	0.07	0.08	0.08	0.33
Pavimento 3	0.09	0.09	0.09	0.09	0.33
Pavimento 2	0.10	0.10	0.09	0.09	0.33
Pavimento 1	0.07	0.07	0.06	0.06	0.33
Pavimento	0.00	0.00	0.00	0.00	0.33

Fonte: AltoQi Eberick

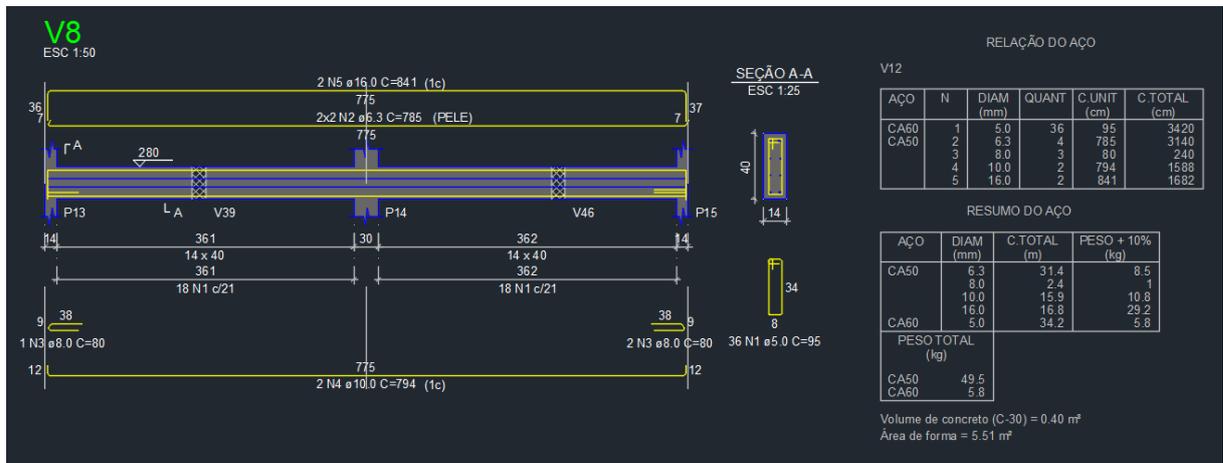
5.3 VIGAS

Figura 100 – V3 – Detalhamento



Fonte: Elaborado pelo autor

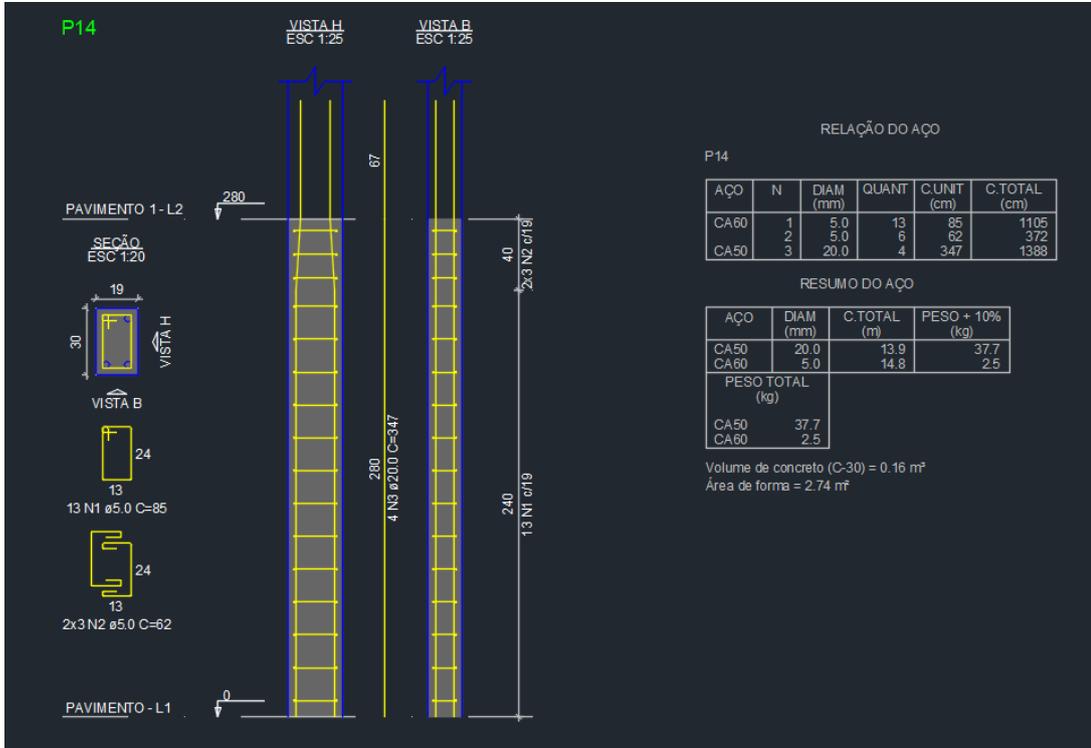
Figura 101 – V8 – Detalhamento



Fonte: Elaborado pelo autor

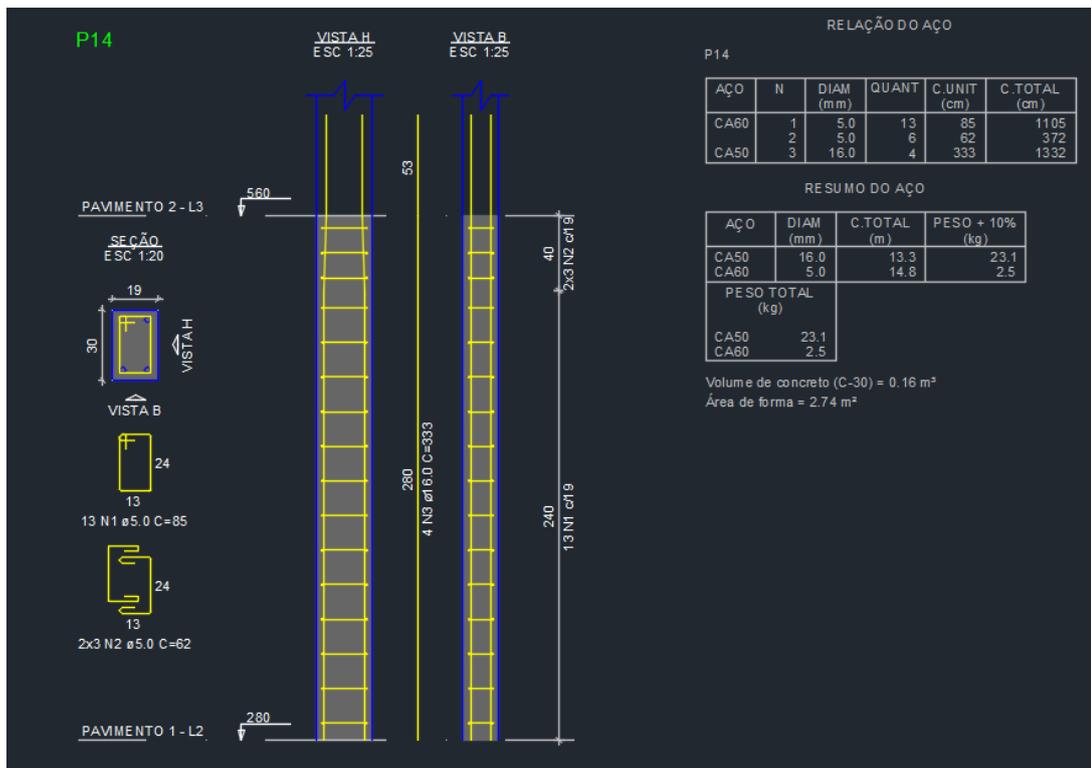
5.4 PILARES

Figura 102 – P14 – Detalhamento – Lance 1



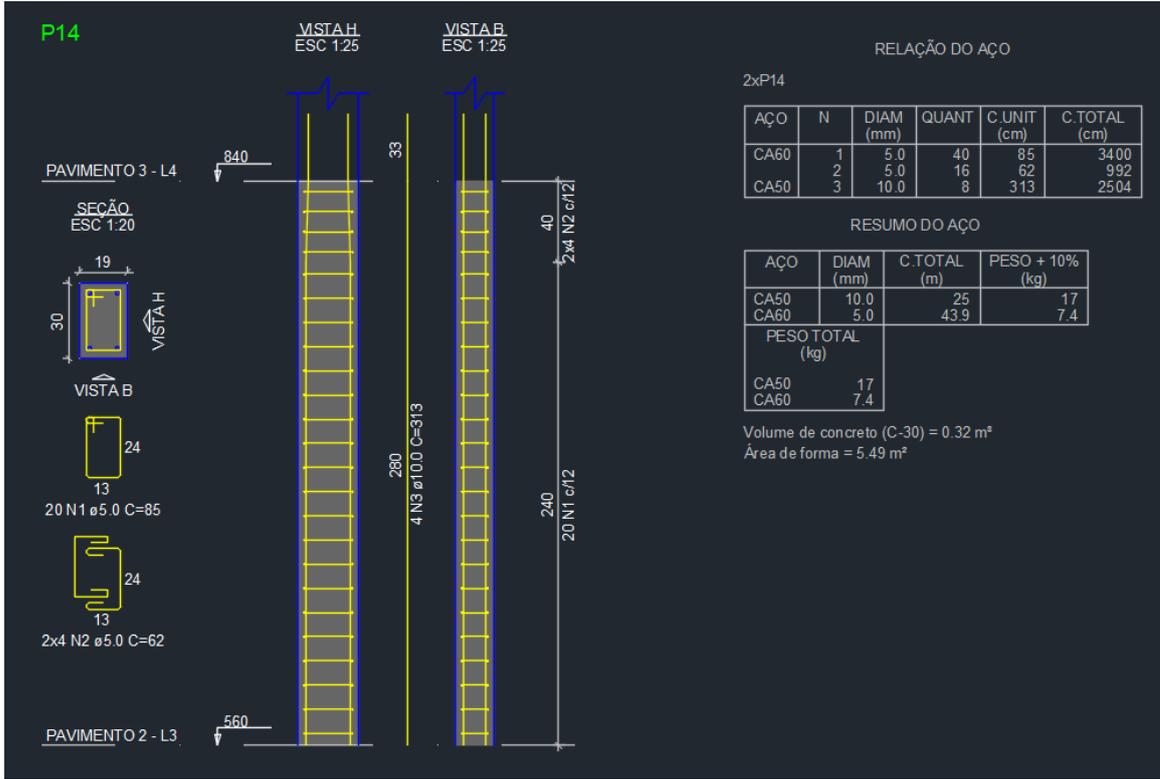
Fonte: Elaborado pelo autor

Figura 103 – P14 – Detalhamento – Lance 2



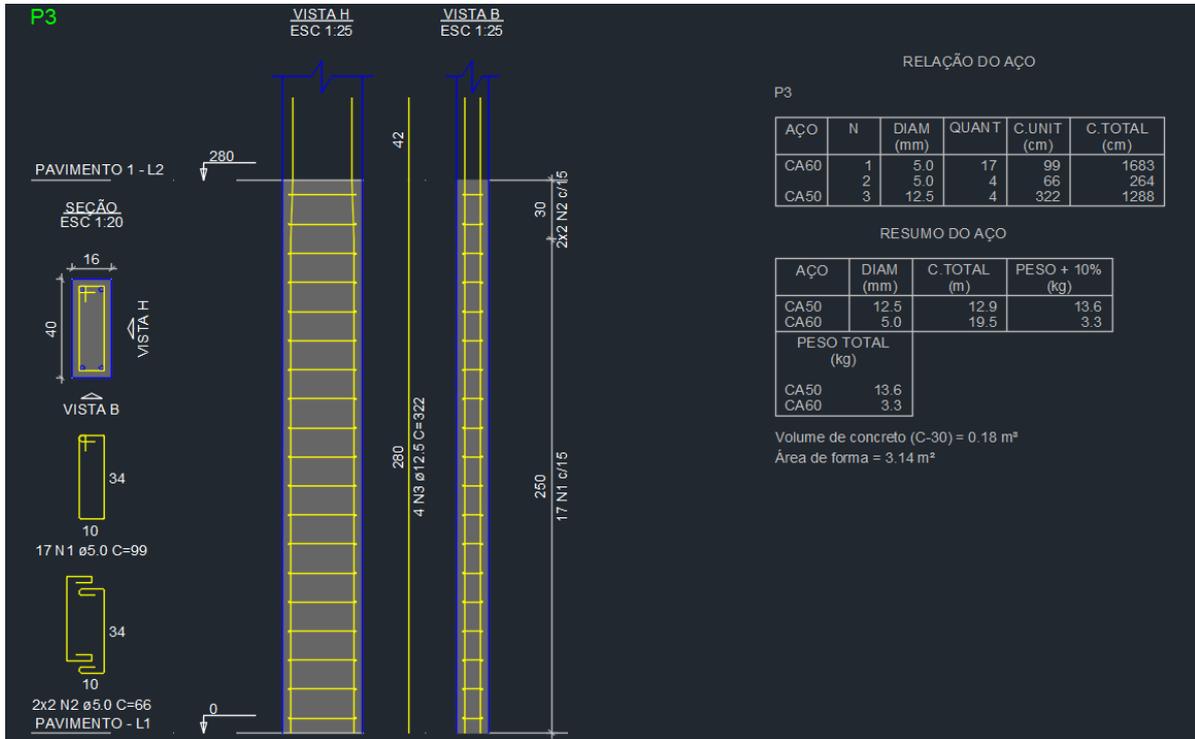
Fonte: Elaborado pelo autor

Figura 104 – P14 – Detalhamento – Lance 3



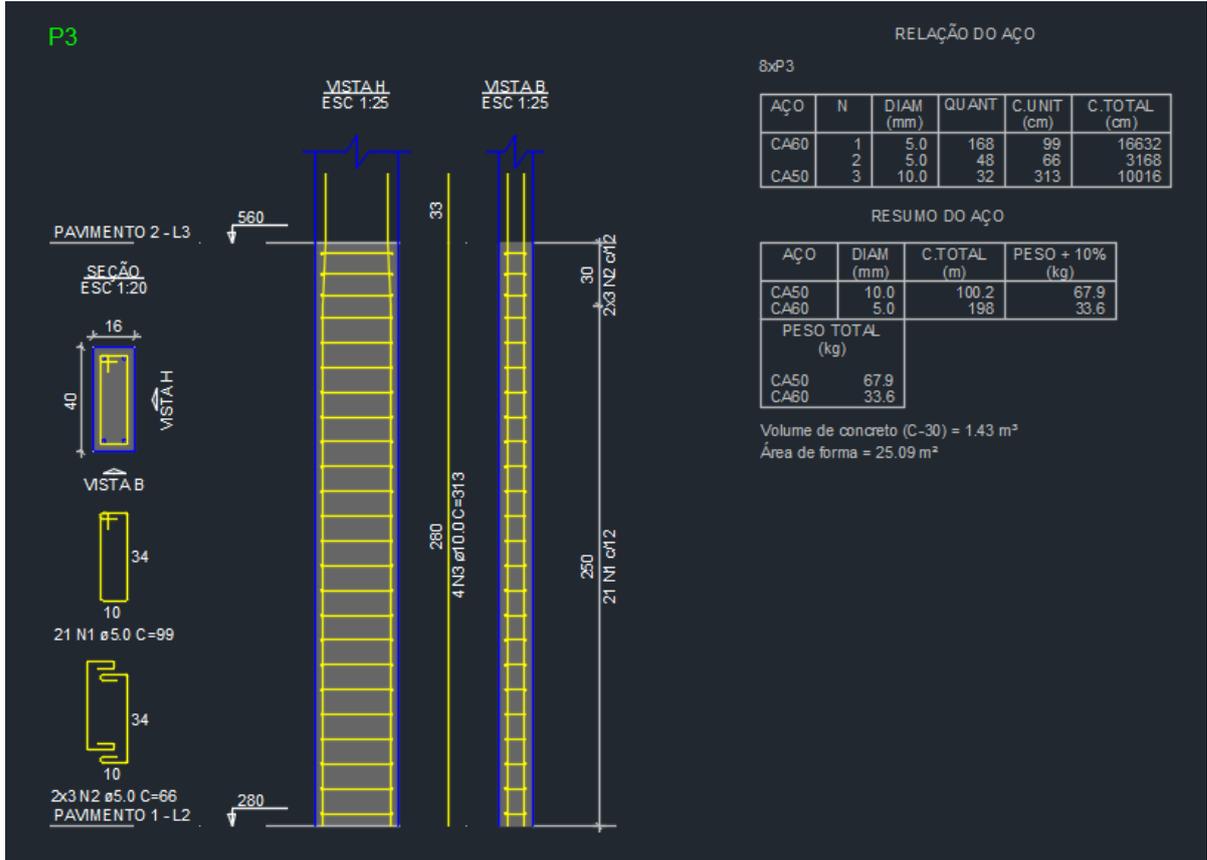
Fonte: Elaborado pelo autor

Figura 105 – P3 – Detalhamento – Lance 1



Fonte: Elaborado pelo autor

Figura 106 – P3 – Detalhamento – Lance 2



Fonte: Elaborado pelo autor

6 COMPARAÇÃO ENTRE MÉTODO MANUAL E MÉTODO COMPUTACIONAL

6.1 LAJES

6.1.1 LAJES DO PAVIMENTO TIPO

O detalhamento das armaduras positivas ficou equivalente aos detalhamentos executados manualmente. O Software manteve as taxas de armaduras e o comprimento de barras, que foram até os limites dos cobrimentos das vigas. Houveram algumas diferenças nas taxas da Laje 6, por exemplo, onde o software elaborou distribuições diferentes, ao passo que no cálculo manual optou-se por detalhar a laje toda com a maior taxa de armadura obtida. Na laje 2 houve uma pequena diferença nas taxas também, assim como algumas regras das taxas de armaduras mínimas.

As taxas de armadura obtidas também não se diferenciaram muito em relação aos cálculos manuais, apesar de que o software faz considerações diferentes conforme os momentos negativos obtidos em cada região da grelha, portanto, os comprimentos de barras foram efetuados de forma a reforçar as principais regiões afetadas da laje. Além disso, o software também posicionou algumas barras em regiões específicas onde eram analisados valores pico de momentos negativos, que não são analisados nos cálculos feitos de forma manual.

6.1.2 LAJES DO PAVIMENTO COBERTURA

De forma semelhante ao ocorrido no pavimento tipo, o detalhamento das armaduras positivas ficou muito próximo dos detalhamentos executados manualmente, com a maior parte das lajes sendo detalhadas com armaduras mínimas. O Software manteve as taxas de armaduras e os comprimentos de barras, que foram até os limites dos cobrimentos das vigas. Houve algumas diferenças nas taxas da Laje 6 e da laje 2, de forma semelhante ao ocorrido no pavimento tipo, assim como algumas regras das taxas de armaduras mínimas.

Entretanto, houve uma diferença notória na laje da caixa d'água, o software efetuou o detalhamento em uma direção considerando uma taxa de armadura maior

do que o executado de forma manual, e considerou a outra direção com uma taxa de armadura menor, semelhante à uma laje unidirecional, isso ocorre devido ao método de análise utilizado pelo software, que devido aos apoios no centro das vigas e ao formato da laje, não considerou esses apoios como rígidos e não flexíveis, hipótese considerada no detalhamento manual.

As taxas de armadura obtidas ficaram próximas ao executado de forma manual, apesar do cálculo manual ter considerado barras de $\varnothing=5$ mm, as taxas ficaram semelhantes ao executado pelo software, levando em conta as respectivas áreas de aço. Além disso, o software faz considerações diferentes conforme os momentos negativos obtidos em cada região da grelha, sendo assim, conforme o ocorrido no pavimento tipo, os comprimentos de barras foram efetuados de forma a reforçar as principais regiões afetadas da laje. O software também posicionou algumas barras em regiões específicas onde eram, novamente, verificados picos de momentos negativos, que não são analisados nos cálculos feitos manualmente.

6.1.3 LAJES DO PAVIMENTO PLATIBANDA

Inicialmente ocorreu um erro no detalhamento da laje 3 do pavimento platibanda, onde o software não conseguiu efetuar o detalhamento, isso ocorreu devido ao fato de o software executar considerações diferentes, tendo em vista que em virtude das dimensões da laje, sua espessura, e as dimensões dos apoios, o software não a considerou como apoiada sobre apoios indeformáveis. Entretanto, ao mudar as configurações de cálculo para aquela laje especificamente, desconsiderando totalmente os efeitos de torção e aproximando o cálculo do modelo simplificado feito de forma manual, foi possível obter um detalhamento condizente com o executado de forma manual.

As taxas de armadura positivas das lajes que foram detalhadas ficaram iguais às taxas obtidas manualmente, sendo elas as taxas mínimas de armadura, assim como os comprimentos de armadura, que o software executou até os limites de cobertura. Uma diferença notória observada foi o detalhamento da laje do elevador, onde o software considerou uma taxa de armadura superior à taxa considerada de forma manual, em ambas as direções, talvez pelo fato dessa laje ter sido executada com suas vigas em balanço, já que o software faz considerações que levam em conta

o comportamento de todos os elementos, e no cálculo manual ela foi considerada apenas como uma laje apoiada.

As taxas de armadura obtidas ficaram próximas ao executado de forma manual, apesar do cálculo manual ter considerado barras de $\varnothing=5$ mm, as taxas ficaram semelhantes ao executado no software, que as executou seguindo a taxa mínima. O software também posicionou barras de armaduras negativas na laje do elevador, provavelmente levando em conta o balanço das vigas, comentado anteriormente.

6.2 ESTABILIDADE GLOBAL

Conforme as combinações de esforços realizadas para as forças devido ao vento, é possível notar que o software classificou, assim como a análise feita no Ftool, a estrutura como de nós rígidos, tendo que em vista que o maior valor obtido entre todas as combinações efetuadas pelo software, e que ocorreu em apenas umas delas, foi de $\gamma_z=1,1$.

O software efetua as análises de forma mais completa do que a análise feita de forma manual, que se limitou aos maiores valores de γ_z encontrados nas combinações de esforços, porém nota-se que os valores de deslocamento também se mantiveram dentro dos limites estabelecidos, e que ambas as análises forneceram dados que consideram a estrutura segura em relação aos limites para ações do vento.

6.3 VIGAS

É possível observar que o detalhamento das vigas ficou próximo do detalhamento obtido de forma manual, o software inseriu grampos para a ancoragem das armaduras no apoio, de forma semelhante ao ocorrido de forma manual, devido à espessura dos apoios. As taxas de armaduras ficaram próximas, o software considerou a taxa de estribos mínima em ambas as vigas, conforme o ocorrido no detalhamento manual, com exceção do trecho próximo do P7 na viga 3. O software fez a adição da armadura de pele na viga 8, levando em conta efeitos de torção que agem na estrutura em função da sua concepção, não considerados no cálculo manual.

Analisando os detalhamentos, é possível observar que devido ao fato de o software fazer a análise considerando todos os elementos do pavimento, ele

considerou taxas maiores de armadura em certas regiões, como próxima do P7 na viga 3, provavelmente em função dos momentos negativos estarem maiores nessa região, em função dos demais elementos do pavimento estarem aumentando esses esforços, como as vigas em balanço das sacadas e momentos negativos nos outros pilares.

A taxa de armadura positiva ficou semelhante na viga 3, e um pouco inferior na viga 8. Conclui-se que o software considera os esforços como um todo, e executa as distribuições de armaduras dessa forma, ocorrendo algumas mudanças nessas taxas.

6.4 PILARES

Nota-se que a taxa de armadura obtida para o pilar 14 foi inferior à taxa calculada por meio dos métodos manuais, devido a distribuição de esforços que o programa faz nos pilares de todo o pavimento. A taxa de armadura iniciou-se com 4 barras de $\varnothing=20$ mm e atingiu a taxa mínima de armadura no pavimento 3, com 4 barras de $\varnothing=10$ mm. Ao passo que no dimensionamento manual, a taxa mínima só foi obtida a partir do pavimento 5, além do primeiro pavimento ser dimensionado com 8 barras de $\varnothing=20$ mm. A distribuição de estribos ficou semelhante à obtida de forma manual.

Para o P3, entretanto, ocorreu uma maior taxa de armadura no primeiro pavimento, onde foram detalhadas 4 barras de $\varnothing=12,5$ mm, e a partir do segundo pavimento passou-se a utilizar a taxa de armadura mínima, com 4 barras de $\varnothing=10$ mm. No cálculo manual a taxa de armadura mínima foi obtida já no primeiro pavimento, tais diferenças ocorrem devido a distribuição dos esforços que é levada em consideração pelo software. A taxa de estribos ficou dimensionada também de forma semelhante à distribuição manual.

7 CONCLUSÃO

A realização deste trabalho proporcionou a experiência de explorar diversos aspectos relacionados a projetos estruturais que não foram abordados durante a graduação. Além de ser um campo de interesse do estudante, o trabalho permitiu o contato com temas como a verificação de estabilidade global de forma manual e a verificação de elementos estruturais fissurados.

As etapas da concepção estrutural, bem como da análise estrutural, possibilitaram ao estudante compreender a magnitude dos esforços envolvidos e a dimensão adequada dos elementos para suportá-los, além de suas localizações na planta. Concluiu-se que a elaboração da planta de formas poderia ter ocorrido com uma disposição diferente dos pilares em planta, além de alterações em suas seções, desfecho que só foi possível se obter após certa dificuldade na análise de estabilidade global, bem como após o detalhamento de determinados pilares, onde se obtiveram taxas de armadura mínima. Sendo assim, uma concepção estrutural diferente poderia ter evitado pilares com taxa mínima de armadura e gerado melhores condições do edifício resistir aos esforços do vento.

Além disso, realizar o projeto inicialmente de forma manual permitiu um entendimento mais detalhado de todo o processo, de forma que ao utilizar o software para os mesmos procedimentos, notaram-se resultados condizentes com a noção obtida de forma manual, permitindo compreender as limitações dessas ferramentas e a forma como elas executam as mesmas operações, garantindo uma maior segurança para o seu uso no dimensionamento das estruturas.

Concluiu-se que o software faz considerações mais próximas da realidade ao analisar os elementos estruturais, possibilitando menores taxas de armadura em determinadas localidades, maiores taxas de armadura em locais mais solicitados que não foram notados em virtudes das simplificações utilizadas para os cálculos manuais e considerações de acordo com a norma.

Por fim, sua utilização mostrou-se mais eficiente no sentido econômico, prático e de segurança, tendo em vista que foi possível efetuar toda a análise e detalhamento da estrutura em um período de tempo muito inferior, além de resultados que demonstraram resultados não notados no cálculo manual. Entretanto, compreender o funcionamento de uma estrutura e o conhecimento dos procedimentos manuais é essencial para efetuar a correta análise dos resultados obtidos.

REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto – Procedimento**. Rio de Janeiro, 2023.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6120: Ações para o cálculo de estruturas de edificações**. Rio de Janeiro, 2019.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8681: Ações e segurança nas estruturas**. Rio de Janeiro, 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6123: Forças devidas ao vento em edificações**. Rio de Janeiro, 2023.

PERLIN, Lourenço Panosso; PINTO, Roberto Caldas de Andrade; PADARATZ, Ivo José. **APOSTILA DA DISCIPLINA ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO II**. Notas de aula, Curso de Engenharia Civil, Centro Tecnológico, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2018.

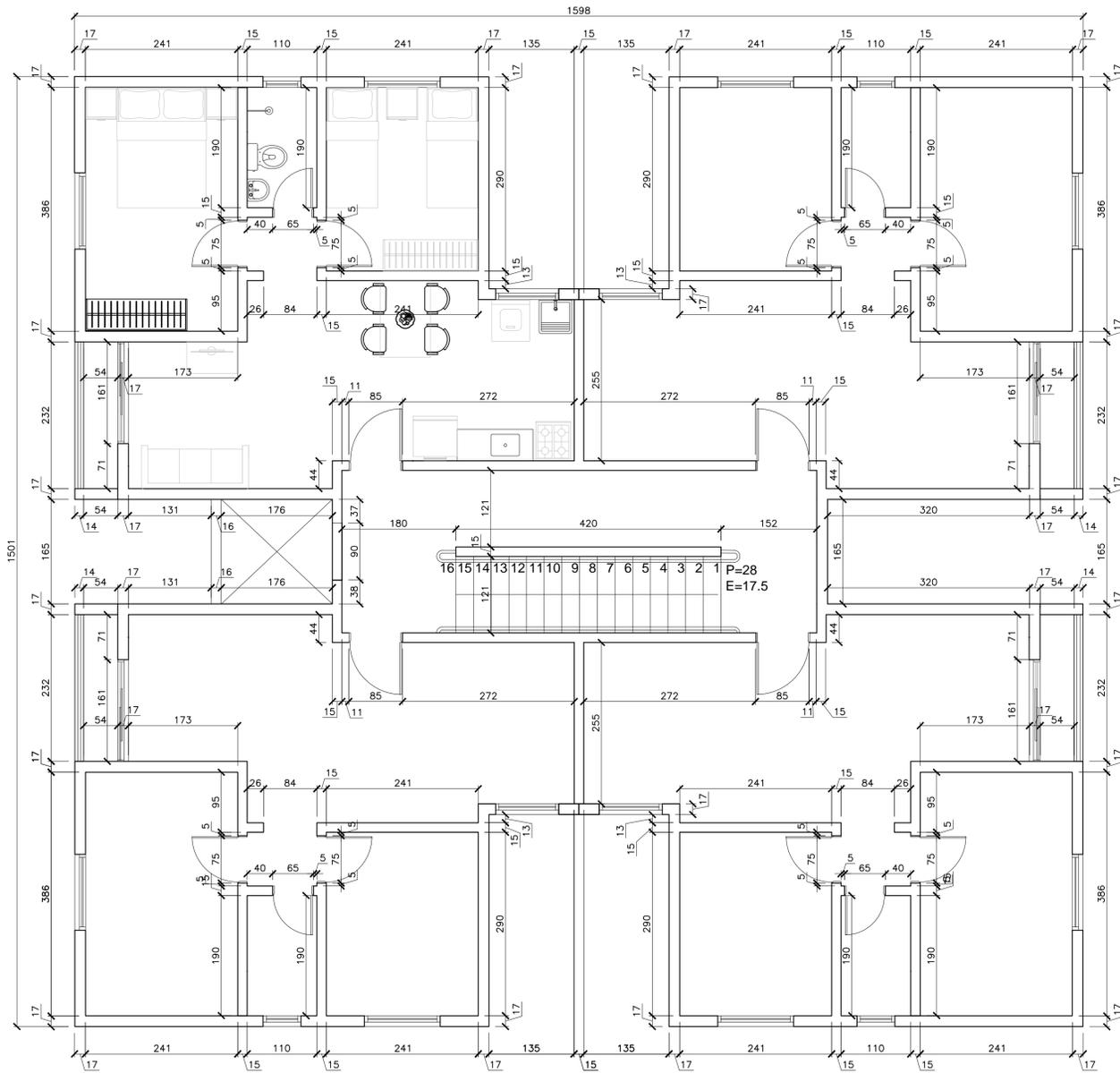
PINTO, Roberto Carlos de Andrade. **ECV5261: Estruturas de Concreto Armado I**. Florianópolis, UFSC, 2020.

ZUMAETA, Winston. **Análise da Estabilidade de Edifícios com Estrutura de Concreto Armado**. Manaus, 2016.

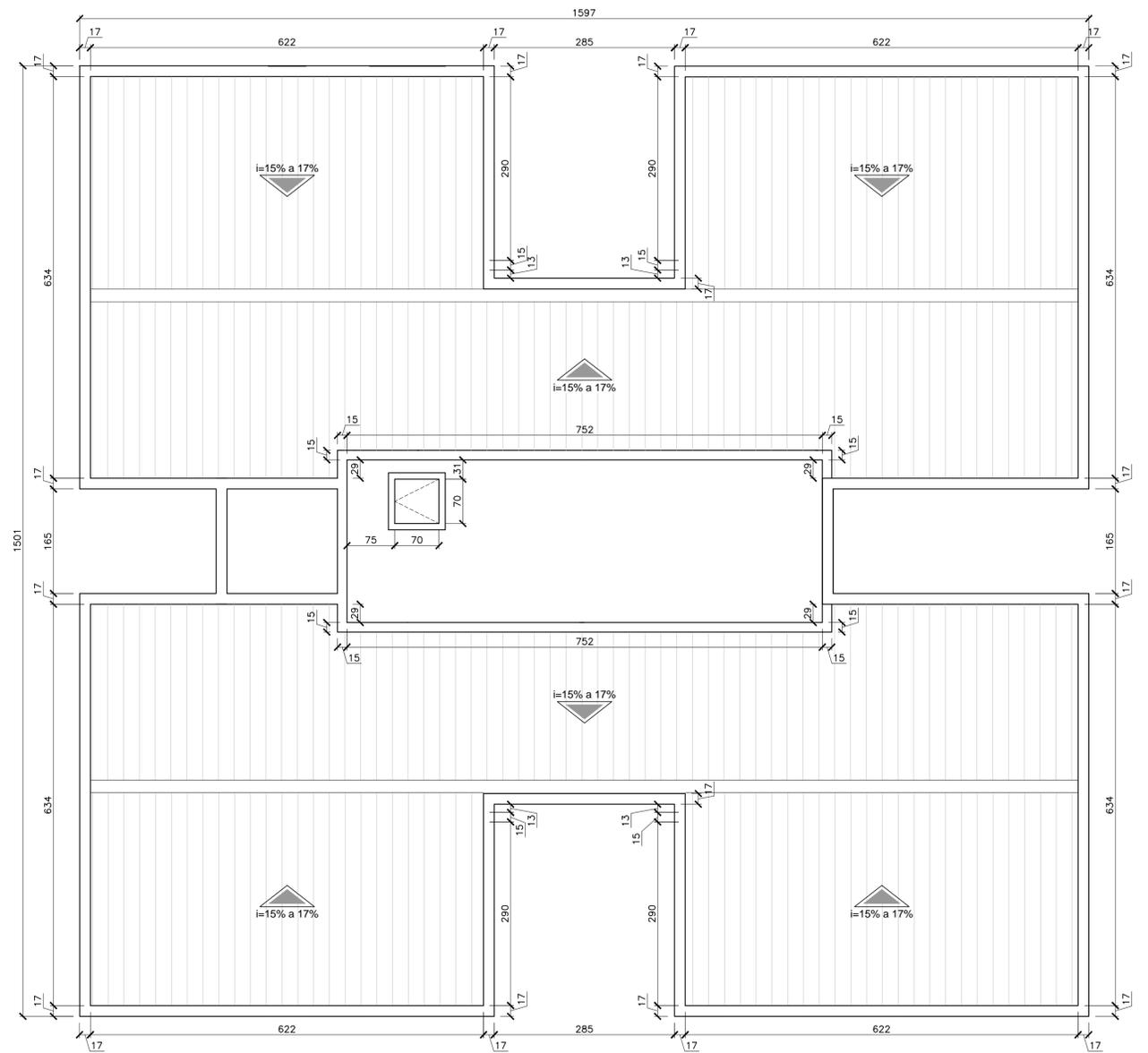
PINHEIRO, Libânio Miranda; BARALDI, Lívio Túlio; POREM, Marcelo Eduardo. **Estruturas de concreto: Ábacos para flexão oblíqua**. São Carlos, 2014.

BASTOS, Paulo Sérgio de Lima. Fundamentos do Concreto Armado. 1. ed. Bauru, 2023

APÊNDICES



ARQUITETURA - TIPO (7x)
ESC.: 1/50



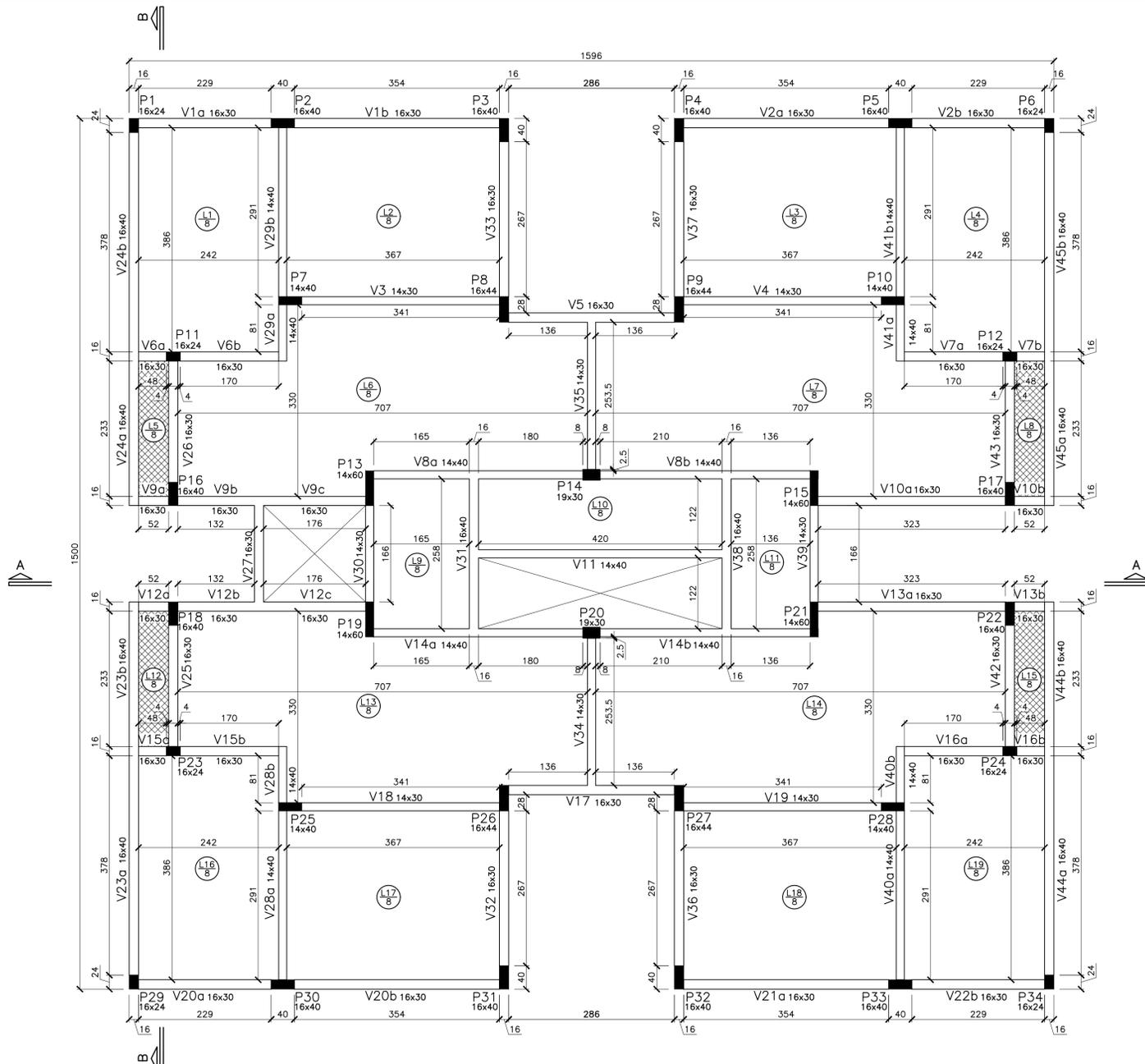
ARQUITETURA - COBERTURA
ESC.: 1/50

R-0	APROVADO	17/05/24
REV.	DISCRIMINAÇÃO DAS REVISÕES	DATA

OBRA: EDIFÍCIO RESIDENCIAL MULTIFAMILIAR
PLANTA ARQUITETÔNICA

DESENHO N°: 01 FOLHA: 01/01 REV.: 0

PROJETO: PEDRO HENRIQUE COSTA ESCALA: INDICADA



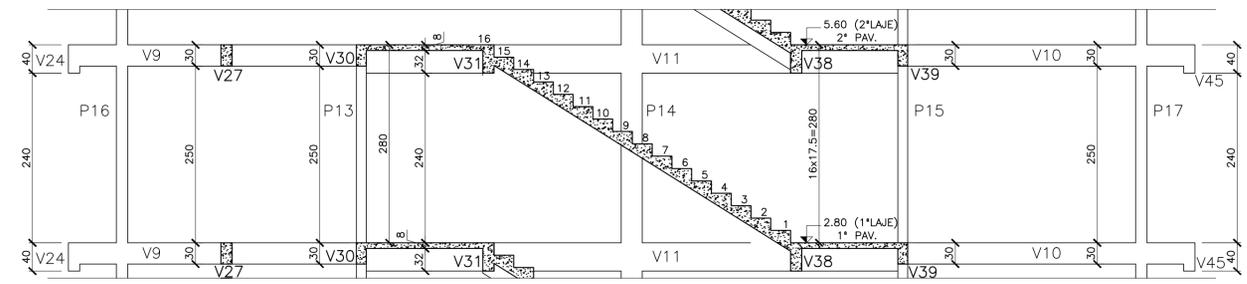
PILARES

- PILAR QUE PASSA PELO NR
- ▨ PILAR QUE MORRE

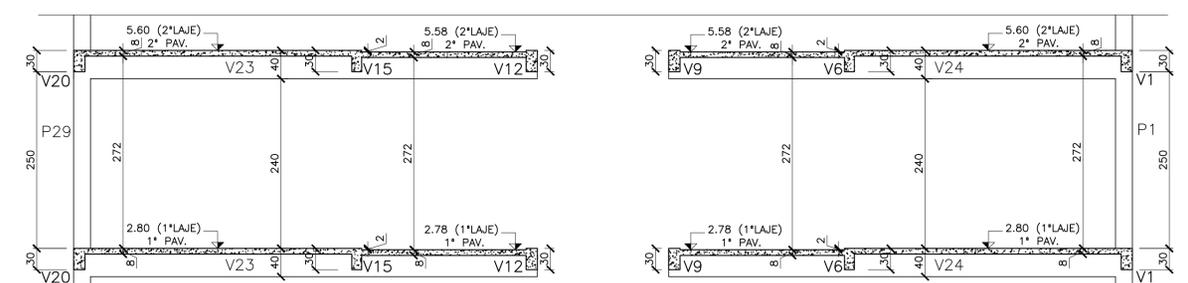
CONVENÇÃO DE NÍVEIS:

- NR
- ▨ NR-2

FORMAS - TIPO (6x) VÁLIDO DO PAV. TERREO AO 5º PAV.
 ESC.: 1/50

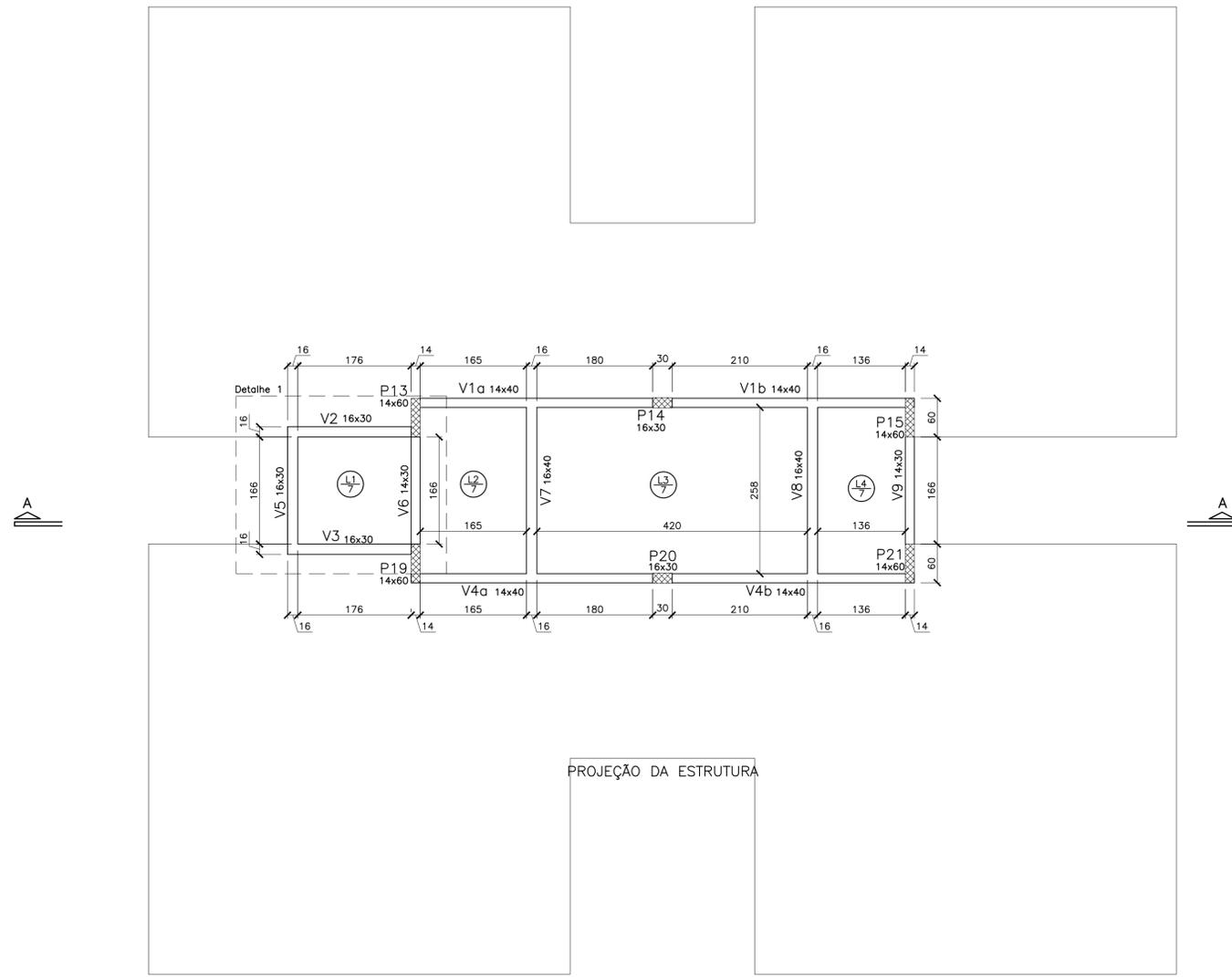


CORTE A-A
 ESC.: 1/50



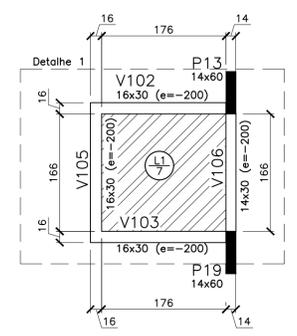
CORTE B-B
 ESC.: 1/50

R-0	APROVADO	17/05/24
REV.	DISCRIMINAÇÃO DAS REVISÕES	DATA



PILARES
 ■ PILAR QUE PASSA PELO NR
 ▨ PILAR QUE MORRE

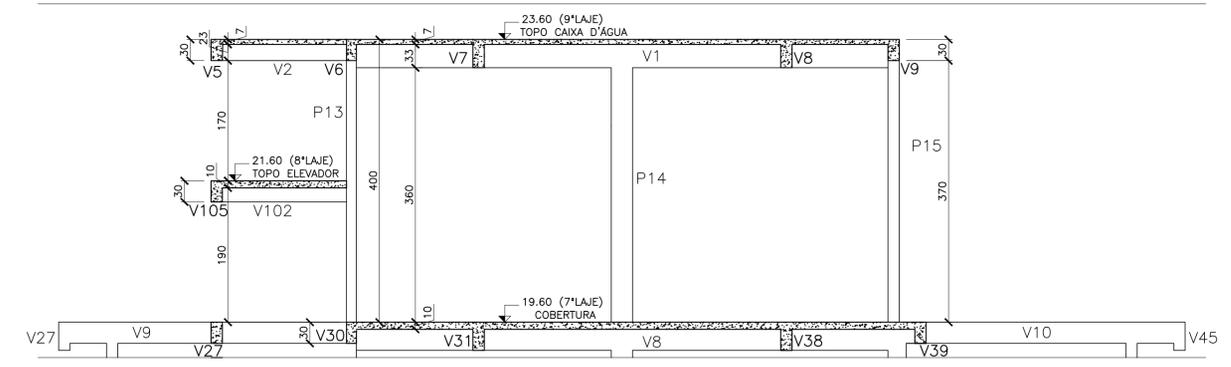
CONVENÇÃO DE NÍVEIS:
 □ NR
 ▨ NR-200



DETALHE 1
 ESC.: 1/50

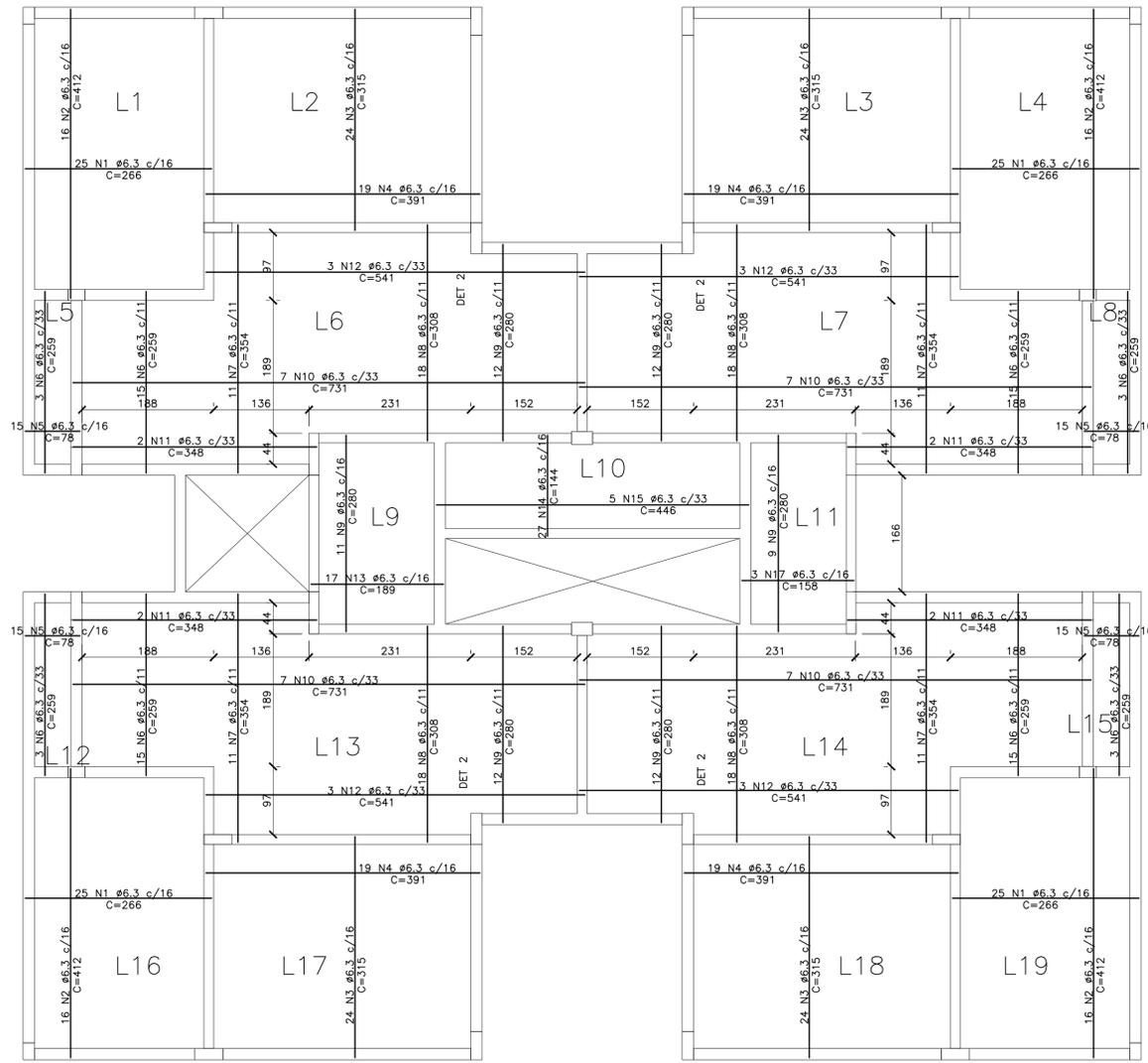
PROJEÇÃO DA ESTRUTURA

FORMAS – PLATIBANDA
 ESC.: 1/50



CORTE A-A
 ESC.: 1/50

R-0	APROVADO	17/05/24
REV.	DISCRIMINAÇÃO DAS REVISÕES	DATA



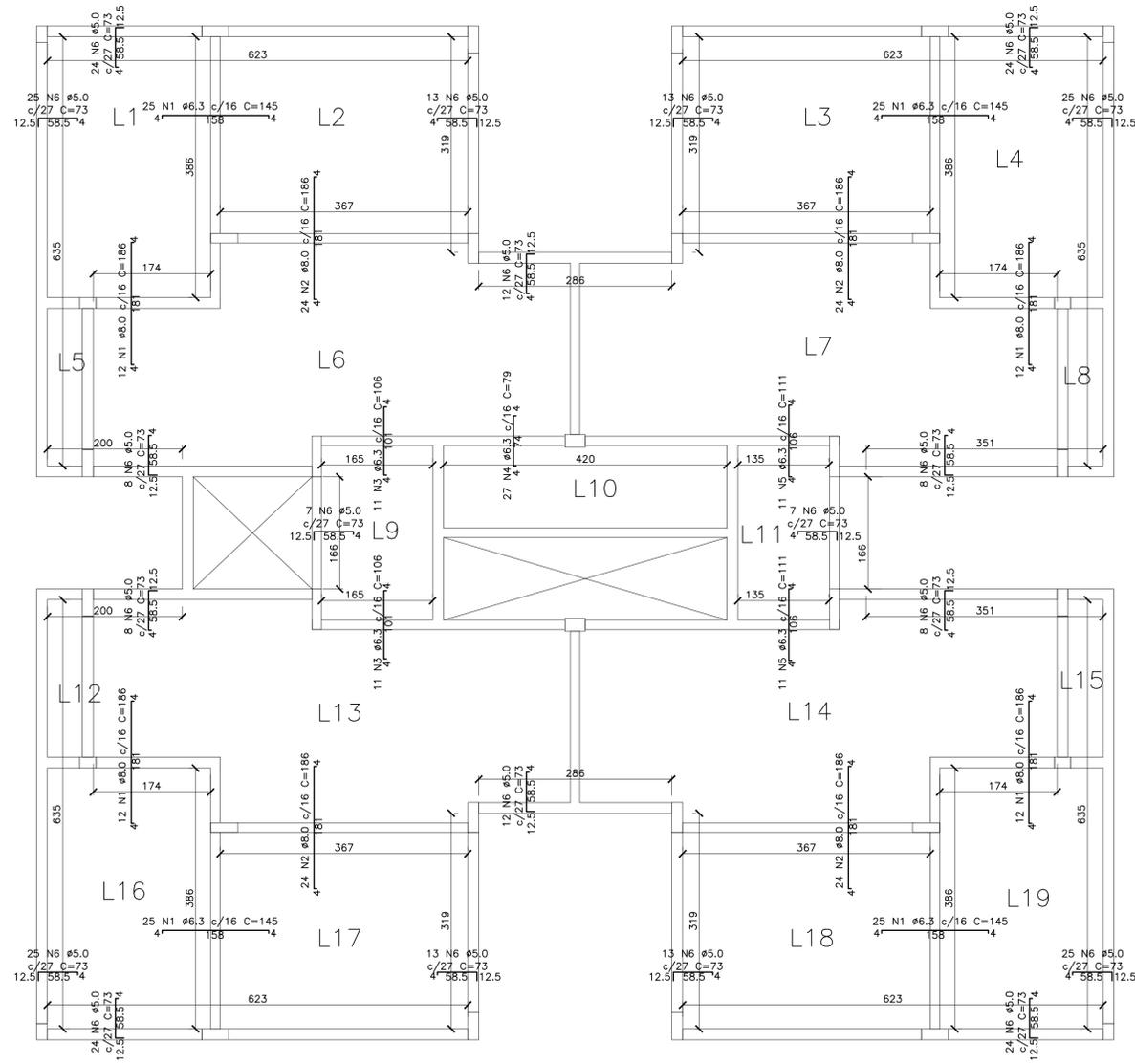
LAJES - ARMAÇÃO POSITIVA - TIPO (6x) VÁLIDO DO PAV. TERREO AO 5º PAV.
ESC.: 1/50

Relação do aço

AÇO	N	DIAM (mm)	QUANT	C.UNIT (cm)	C.TOTAL (cm)
CA50	1	6.3	100	266	26600
	2	6.3	64	412	26368
	3	6.3	96	315	30240
	4	6.3	76	391	29716
	5	6.3	60	78	4680
	6	6.3	72	259	18648
	7	6.3	44	354	15576
	8	6.3	72	308	22176
	9	6.3	68	280	19040
	10	6.3	28	731	20468
	11	6.3	8	348	2784
	12	6.3	12	541	6492
	13	6.3	2	189	378
	14	6.3	27	144	3888
	15	6.3	5	446	2230
	16	6.3	2	192	384
	17	6.3	6	158	948

RESUMO AÇO CA 50-60			
AÇO	BIT (mm)	COMPR (m)	PESO (kg)
CA50	6.3	2306.2	565.0
Peso Total 50 =			565,0 kg

R-0	APROVADO	15/07/24
REV.	DISCRIMINAÇÃO DAS REVISÕES	DATA



LAJES - ARMAÇÃO NEGATIVA - TIPO (6x) VÁLIDO DO PAV. TERREO AO 5º PAV.
 ESC.: 1/50

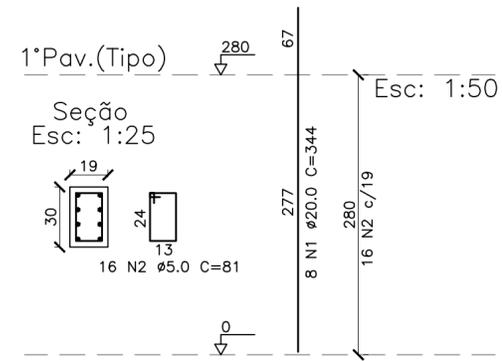
Relação do aço

AÇO	N	DIAM (mm)	QUANT	C.UNIT (cm)	C.TOTAL (cm)
CA50	1	8.0	148	145	21460
	2	8.0	96	161	15456
	3	8.0	22	106	2332
	4	8.0	27	85	2295
	5	8.0	22	111	2442
CA60	6	5.0	318	73	23214

RESUMO AÇO CA 50-60			
AÇO	BIT (mm)	COMPR (m)	PESO (kg)
CA50	8.0	439.9	173.7
CA60	5.0	232.1	35.6
Peso Total		50 =	173.7 kg
Peso Total		60 =	35.6 kg

R-0	APROVADO	15/07/24
REV.	DISCRIMINAÇÃO DAS REVISÕES	DATA

P14

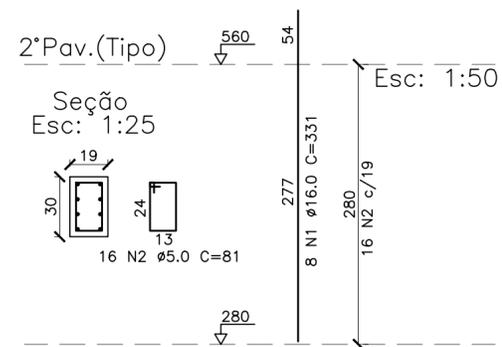


Relação do aço

AÇO	N	DIAM (mm)	QUANT	C.UNIT (cm)	C.TOTAL (cm)
CA50	1	20.0	8	344	2752
CA60	2	5.0	16	81	1296

RESUMO AÇO CA 50-60			
AÇO	BIT (mm)	COMPR (m)	PESO (kg)
CA50	20.0	27.52	67.87
CA60	5.0	12.96	2.00
Peso Total	CA50 =		67.87 kg
Peso Total	CA60 =		2.00 kg

P14



Relação do aço

AÇO	N	DIAM (mm)	QUANT	C.UNIT (cm)	C.TOTAL (cm)
CA50	1	16.0	8	331	2648
CA60	2	5.0	16	81	1296

RESUMO AÇO CA 50-60			
AÇO	BIT (mm)	COMPR (m)	PESO (kg)
CA50	16.0	26.48	41.79
CA60	5.0	12.96	2.00
Peso Total	CA50 =		41.79 kg
Peso Total	CA60 =		2.00 kg

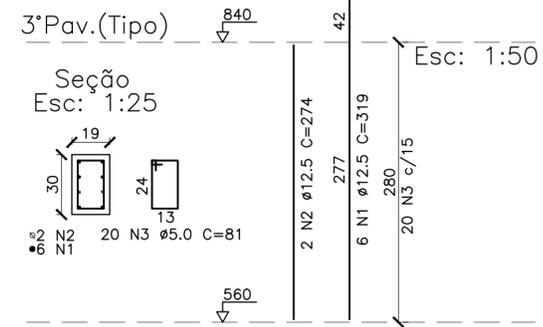
R-0	APROVADO	11/11/24
REV.	DISCRIMINAÇÃO DAS REVISÕES	DATA

OBRA: EDIFÍCIO RESIDENCIAL MULTIFAMILIAR
 PAVIMENTO TIPO
 PILARES - DETALHAMENTO

DESENHO N°:01 FOLHA: 01/01 REV.: 0

PROJETO: PEDRO HENRIQUE COSTA ESCALA: INDICADA

P14



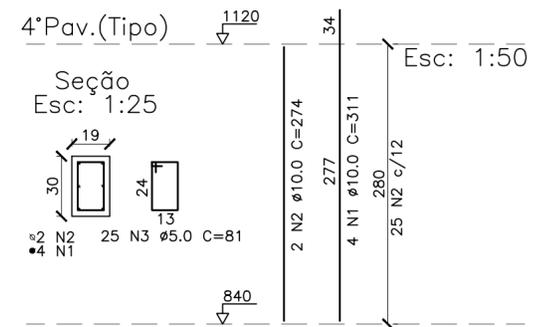
Relação do aço

AÇO	N	DIAM (mm)	QUANT	C.UNIT (cm)	C.TOTAL (cm)
CA50	1	12.5	6	319	1914
CA60	3	5.0	20	81	1620

RESUMO AÇO CA 50-60

AÇO	BIT (mm)	COMPR (m)	PESO (kg)
CA50	12.5	24.62	23.71
CA60	5.0	16.20	2.50
Peso Total			23.71 kg
Peso Total			2.50 kg

P14



Relação do aço

AÇO	N	DIAM (mm)	QUANT	C.UNIT (cm)	C.TOTAL (cm)
CA50	1	10.0	4	311	1244
CA60	3	5.0	25	81	2025

RESUMO AÇO CA 50-60

AÇO	BIT (mm)	COMPR (m)	PESO (kg)
CA50	10.0	17.92	11.06
CA60	5.0	20.25	3.12
Peso Total			11.06 kg
Peso Total			3.12 kg

R-0	APROVADO	11/11/24
REV.	DISCRIMINAÇÃO DAS REVISÕES	DATA

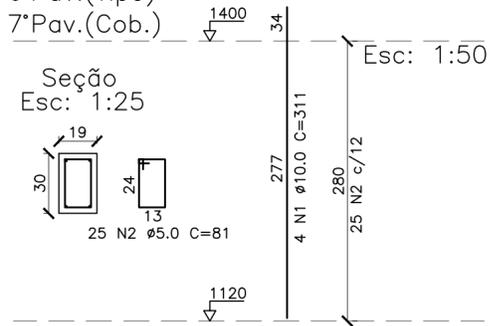
OBRA: EDIFÍCIO RESIDENCIAL MULTIFAMILIAR
 PAVIMENTO TIPO
 PILARES - DETALHAMENTO

DESENHO N°: 01 FOLHA: 01/01 REV.: 0

PROJETO: PEDRO HENRIQUE COSTA ESCALA: INDICADA

P14

5° Pav. (Tipo)
6° Pav. (Tipo)
7° Pav. (Cob.)



Relação do aço

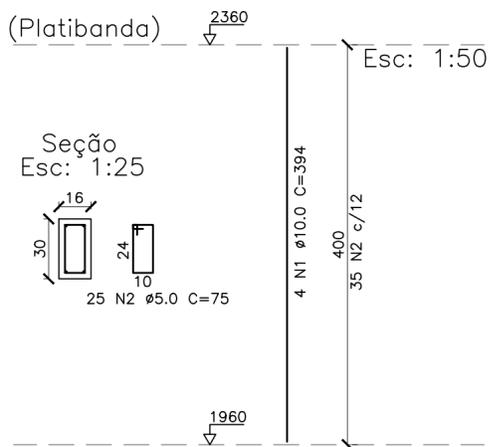
AÇO	N	DIAM (mm)	QUANT	C.UNIT (cm)	C.TOTAL (cm)
CA50	1	10.0	4	311	1244
CA60	2	5.0	25	81	2025

RESUMO AÇO CA 50-60

AÇO	BIT (mm)	COMPR (m)	PESO (kg)
CA50	10.0	12.44	7.68
CA60	5.0	20.25	3.12
Peso Total		CA50 =	7.68 kg
Peso Total		CA60 =	3.12 kg

P14

(Platibanda)



Relação do aço

AÇO	N	DIAM (mm)	QUANT	C.UNIT (cm)	C.TOTAL (cm)
CA50	1	10.0	4	394	1576
CA60	2	5.0	35	75	2625

RESUMO AÇO CA 50-60

AÇO	BIT (mm)	COMPR (m)	PESO (kg)
CA50	10.0	15.76	9.73
CA60	5.0	26.25	4.05
Peso Total		CA50 =	9.73 kg
Peso Total		CA60 =	4.05 kg

R-0	APROVADO	11/11/24
REV.	DISCRIMINAÇÃO DAS REVISÕES	DATA

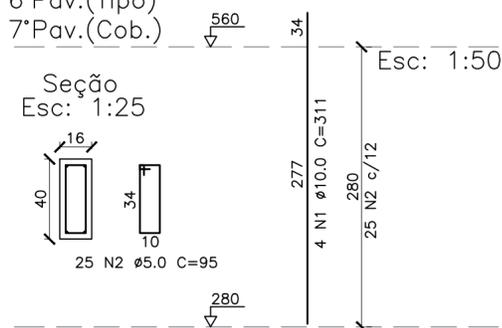
OBRA: EDIFÍCIO RESIDENCIAL MULTIFAMILIAR
PAVIMENTO TIPO
PILARES - DETALHAMENTO

DESENHO N°: 01 FOLHA: 01/01 REV.: 0

PROJETO: PEDRO HENRIQUE COSTA ESCALA: INDICADA

P3(x7)

- 1°Pav.(Térreo)
- 2°Pav.(Tipo)
- 3°Pav.(Tipo)
- 4°Pav.(Tipo)
- 5°Pav.(Tipo)
- 6°Pav.(Tipo)
- 7°Pav.(Cob.)



Relação do aço

AÇO	N	DIAM (mm)	QUANT	C.UNIT (cm)	C.TOTAL (cm)
CA50	1	10.0	4	311	1244
CA60	2	5.0	25	95	2375

RESUMO AÇO CA 50-60

AÇO	BIT (mm)	COMPR (m)	PESO (kg)
CA50	10.0	12.44	7.68
CA60	5.0	23.75	3.66
Peso Total			
	CA50 =		7.68 kg
	CA60 =		3.66 kg

R-0	APROVADO	15/10/24
REV.	DISCRIMINAÇÃO DAS REVISÕES	DATA

OBRA: EDIFÍCIO RESIDENCIAL MULTIFAMILIAR
 PAVIMENTO TIPO
 VIGAS - DETALHAMENTO

DESENHO N°:01 FOLHA: 01/01 REV.: 0

PROJETO: PEDRO HENRIQUE COSTA

ESCALA: INDICADA