

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA
CENTRO TECNOLÓGICO
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Caio Henrique da Silva

**PROJETO ESTRUTURAL DE UMA RESIDÊNCIA UNIFAMILIAR E ESTUDO DE
CASO COM LAJES MACIÇAS E NERVURADAS**

Florianópolis

2021

Caio Henrique da Silva

**PROJETO ESTRUTURAL DE UMA RESIDÊNCIA UNIFAMILIAR E ESTUDO DE
CASO COM LAJES MACIÇAS E NERVURADAS**

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

Florianópolis

2021

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

da Silva, Caio Henrique

PROJETO ESTRUTURAL DE UMA RESIDÊNCIA UNIFAMILIAR E
ESTUDO DE CASO COM LAJES MACIÇAS E NERVURADAS / Caio
Henrique da Silva ; orientador, Lourenço Panosso Perlin,
2021.

228 p.

Trabalho de Conclusão de Curso (graduação) -
Universidade Federal de Santa Catarina, Centro Tecnológico,
Graduação em Engenharia Civil, Florianópolis, 2021.

Inclui referências.

1. Engenharia Civil. 2. Engenharia Civil. 3. Lajes
Maciças. 4. Lajes Nervuradas. 5. Concreto Armado. I.
Perlin, Lourenço Panosso. II. Universidade Federal de Santa
Catarina. Graduação em Engenharia Civil. III. Título.

Caio Henrique da Silva

**PROJETO ESTRUTURAL DE UMA RESIDÊNCIA UNIFAMILIAR E ESTUDO DE
CASO COM LAJES MACIÇAS E NERVURADAS**

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

Florianópolis, 27 de abril de 2021.

Prof.^a Luciana Rohde, Dr.^a
Coordenadora do Curso

Banca Examinadora:

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

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

Prof.^a Daiane de Sena Brisotto, Dr.^a
Universidade Federal de Santa Catarina

AGRADECIMENTOS

Agradeço a Deus por me proporcionar a vida, saúde e me permitir que cumpra meus objetivos estabelecidos.

Aos meus pais, Pedro Henrique da Silva Neto e Lenita Costa da Silva por todo o apoio e incentivo incondicional, propiciando condições para que eu cumpra esta etapa. Ao meu irmão, Paulo Henrique Costa da Silva, por todos os conselhos e por servir como modelo profissional, sempre progredindo em seus objetivos.

Á minha namorada, Thayse Ziegler Sagás, pelo companheirismo e apoio imprescindíveis durante todo o período de graduação.

Agradeço aos meus amigos por torcerem por mim e pelos momentos necessários de descontração.

Ao meu professor orientador, Lourenço Panosso Perlin, pelo tempo despendido, ajuda prestada, correções e conhecimento passado durante a orientação.

A todos os membros do departamento de Engenharia Civil da UFSC, pelo conhecimento e experiência compartilhados durante o curso.

Agradeço também aos meus colegas de trabalho na CRFP, Eletrosul e especialmente Schreiber Engenharia por todo aprendizado e ensinamentos durante o período de estágio e por me permitirem os primeiros contatos com a vida profissional.

RESUMO

O presente trabalho de conclusão de curso foi elaborado buscando aplicar em um projeto de residência unifamiliar os conceitos obtidos em sala de aula nas disciplinas de estruturas de concreto armado. Tal processo deu-se elaborando, calculando e detalhando elementos de um projeto estrutural em concreto armado de uma residência unifamiliar de alto padrão com dois pavimentos. Além disso, buscou-se desenvolver a sensibilidade para escolha de melhores alternativas numa real situação de projeto, visando economia, praticidade, segurança e procurando influenciar minimamente na arquitetura da edificação. Desenvolveu-se o projeto calculando e detalhando todas as lajes do pavimento superior considerando-as maciças e em seguida o cálculo e detalhamento de uma laje do mesmo pavimento nervurada, buscando diminuir o carregamento imposto nos demais elementos. Efetuou-se, então o comparativo de cargas e quantitativo de materiais buscando a melhor solução estrutural. Após isto, foi calculada uma viga e dois pilares diretamente influenciados pelo estudo das alternativas. Efetuou-se os cálculos de forma manual auxiliado por planilhas eletrônicas e programas de análise estrutural. Como fonte bibliográfica utilizou-se as normas brasileiras vigentes e extensa bibliografia.

Palavras-chave: Concreto armado. Projeto estrutural. Cálculo estrutural. Lajes Maciças.
Lajes nervuradas.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Planta Baixa do Pavimento Térreo	18
Figura 2 - Planta Baixa do Pavimento Superior	19
Figura 3 - Planta de Formas do Pavimento Térreo.....	24
Figura 4 - Planta de Formas do Pavimento Superior.....	25
Figura 5 - Planta de Formas da Cobertura e Torre da Caixa D'água	26
Figura 6 - Área de Influência dos Pilares do Pavimento Térreo	27
Figura 7 - Área de Influência dos Pilares do Pavimento Superior	28
Figura 8 - Área de Influência dos Pilares da Cobertura e Torre de Caixa D'água.....	29
Figura 9 - Regiões de Engaste Entre as Lajes	39
Figura 10 - Carregamento de Parede em Laje Unidirecional no Sentido do Menor Vão	41
.....	
Figura 11 - Paredes Apoiadas em Lajes	41
Figura 12 - Regiões de Engaste Entre as Lajes	51
Figura 13 - Momentos Positivos Calculados.....	54
Figura 14 - Momentos Negativos Calculados	55
Figura 15 - Momentos Fletores Negativos Compatibilizados.....	58
Figura 16 - Momentos Fletores Positivos Corrigidos	61
Figura 17 - Dimensões da Laje Nervurada.....	107
Figura 18 - Distribuição de Nervuras da Laje	109
Figura 19 - Largura Colaborante de Lajes Nervuradas	110
Figura 20 - Viga V207.....	127
Figura 21 - Pórtico	133
Figura 22 - Carregamento no Pórtico	134
Figura 23 - Momentos Fletores no ELU (kNm)	134
Figura 24 - Esforço Cortante no ELU (kN)	139
Figura 25 - Processo de Decalagem	146
Figura 26 - Decalagem do Apoio 3 no Sentido do Vão 2	147
Figura 27 - Decalagem do Apoio 3 no Sentido do Vão 3	149
Figura 28 - Decalagem do Apoio 4	150
Figura 29 - Decalagem do Vão 3.....	151
Figura 30 - Armadura de Pele	159
Figura 31 - Momentos Fletores na Combinação Frequente de Ações (kNm)	161

Figura 32 – Flecha Imediata nos Vãos (mm)	165
Figura 33 – Concreto de Envolvimento da Armadura – Seção Genérica	168
Figura 34 – Área crítica do vão 3	170
Figura 35 - Pórtico 1 - Cargas	190
Figura 36 - Pórtico 1 – Esforços normais nos pilares.....	190
Figura 37 - Pórtico 1 – Momentos fletores no pórtico	191
Figura 38 - Pórtico 2 – Cargas.....	191
Figura 39 - Pórtico 2 – Esforços normais nos pilares.....	192
Figura 40 - Pórtico 2 – Momentos fletores no pórtico	192
Figura 41 - Pórtico 3 – Cargas.....	193
Figura 42 - Pórtico 3 – Esforços Normais nos Pilares	193
Figura 43 - Pórtico 3 – Momentos fletores no pórtico	194
Figura 44 - Arranjo das armaduras no pilar P13	210
Figura 45 - Arranjo das armaduras no pilar P17	210
Figura 46 - Estribo suplementar	222
Figura 47 - Envoltórias do Pilar P13	224
Figura 48 - Envoltórias do pilar P17	225

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Classe de Agressividade Ambiental.....	20
Tabela 2 - Parâmetros de Resistência Mínimos do Concreto.....	21
Tabela 3 - Cobrimentos Mínimos.....	21
Tabela 4 - Pré-Dimensionamento dos Pilares	31
Tabela 5 – Dimensão dos Pilares Após Pré-Dimensionamento	32
Tabela 6 - Pré-Dimensionamento de Vigas.....	33
Tabela 7 - Pré-Dimensionamento de Lajes	34
Tabela 8 - Vãos Efetivos e Tipo de Armação	38
Tabela 9 - Carregamentos na Edificação.....	40
Tabela 10 - Carregamentos Permanentes	44
Tabela 11 - Carregamento Acidental.....	45
Tabela 12 - Combinações de Serviço	46
Tabela 13 - Fatores de Redução	47
Tabela 14 – Combinações de Esforços nas Lajes.....	48
Tabela 15 – Momentos Fletores no Estado Limite Último	53
Tabela 16 – Momentos Fletores Negativos Compatibilizados.....	57
Tabela 17 - Momentos Positivos Corrigidos.....	60
Tabela 18 - Taxa Mínima de Armadura	64
Tabela 19 - Valores Mínimos de Armadura.....	64
Tabela 20 - Área de Armadura Positiva no Menor Vão das Lajes.....	67
Tabela 21 - Área de Armadura Positiva no Maior Vão em Lajes Bidirecionais.....	68
Tabela 22 - Área de Armadura Positiva no Maior Vão em Lajes Unidirecionais.....	68
Tabela 23 - Área de Armadura Negativa no Encontro de Lajes	71
Tabela 24 – Detalhamento da Armadura Positiva no Menor Vão das Lajes	80
Tabela 25 – Detalhamento da Armadura Positiva no Maior Vão das Lajes	80
Tabela 26 – Detalhamento da Armadura Negativa Entre as Lajes.....	82
Tabela 27 – Detalhamento da Armadura de Borda no Menor Vão das Lajes.....	84
Tabela 28 – Detalhamento da Armadura de Borda no Maior Vão das Lajes.....	84
Tabela 29 – Reação de Apoio das Lajes nas Vigas.....	86
Tabela 30 – Verificação do Cisalhamento nas Lajes	89
Tabela 31 – Verificação da Fissuração das Lajes.....	96

Tabela 32 – Cálculo do Momento de Inércia Equivalente na Seção Fissurada das Lajes	96
Tabela 33 – Cálculo do Momento de Inércia e Altura Equivalentes das Lajes Fissuradas	96
Tabela 34 – Resumo das Lajes e Respective Momento de Inércia e Altura	97
Tabela 35 – Flecha Imediata em Lajes Unidirecionais	99
Tabela 36 – Flecha Imediata em Lajes Bidirecionais.....	100
Tabela 37 – Flecha Diferida das Lajes	102
Tabela 38 – Verificação dos Limites Sensoriais	104
Tabela 39 – Verificação dos Efeitos em Elementos Não Estruturais.....	105
Tabela 40 – Dimensões da Laje Nervurada.....	107
Tabela 41 – Dimensões da Laje Nervurada.....	113
Tabela 42 - Valores de Armadura Mínimos para seção T.....	114
Tabela 43 – Comparativo de Lajes.....	126
Tabela 44 – Vãos Efetivos da Viga.....	128
Tabela 45 – Carregamentos distribuídos na viga	132
Tabela 46 – Carregamento concentrado na viga	132
Tabela 47 – Dados de Entrada Ftool – Viga	133
Tabela 48 – Dados de Entrada Ftool - Pilares	133
Tabela 49 – Resultado do dimensionamento das armaduras longitudinais.....	138
Tabela 50 – Verificação da Resistência das Bielas ao Esmagamento.....	140
Tabela 51 – Detalhamento da Armadura Transversal.....	144
Tabela 52 – Propriedades da Seção Homogênea.....	161
Tabela 53 – Momento Resistente de Fissuração	164
Tabela 54 – Momento Resistente de Fissuração	165
Tabela 55 – Flecha Diferida	166
Tabela 56 – Verificação dos limites de deslocamento	167
Tabela 57 – Verificação do estado limite de fissuração.....	170
Tabela 58 – Carga distribuída na viga V216.....	175
Tabela 59 – Carga concentrada na viga V216.....	175
Tabela 60 – Carregamento das lajes L105 e L112 nas vigas do entorno	177
Tabela 61 – Carregamento das lajes L105 e L112 nas vigas do entorno	177
Tabela 62 – Carga distribuída na viga V122.....	178

Tabela 63 – Carga distribuída na viga V105	179
Tabela 64 – Carga distribuída na viga V306	180
Tabela 65 – Carga distribuída na viga V116	181
Tabela 66 – Cargas concentradas apoiadas na viga V116	182
Tabela 67 – Carga distribuída na viga V215	182
Tabela 68 – Cargas concentradas apoiadas na viga V215	183
Tabela 69 – Carga distribuída na viga V313	183
Tabela 70 – Cargas concentradas apoiadas na viga V313	184
Tabela 71 – Viga V122	184
Tabela 72 – Pilares da viga V122	185
Tabela 73 – Viga V216	185
Tabela 74 – Pilares da viga V216	185
Tabela 75 – Viga V105	186
Tabela 76 – Pilares da viga V105	186
Tabela 77 – Viga V207	186
Tabela 78 – Pilares da viga V207	187
Tabela 79 – Viga V306	187
Tabela 80 – Pilares da viga V306	187
Tabela 81 – Viga V116	188
Tabela 82 – Pilares da viga V116	188
Tabela 83 – Viga V215	188
Tabela 84 – Pilares da viga V215	189
Tabela 85 – Viga V313	189
Tabela 86 – Pilares da viga V313	189
Tabela 87 – Esforços normais no pilar P13	194
Tabela 88 – Esforços normais no pilar P17	195
Tabela 89 – Momentos Fletores no pilar P13	195
Tabela 90 – Momentos Fletores no pilar P17	195
Tabela 91 – Momentos fletores mínimos de primeira ordem	196
Tabela 92 – Esbeltez dos Pilares	197
Tabela 93 – Momentos fletores de segunda ordem	202
Tabela 94 – Momentos fletores de primeira ordem no centro da seção	203
Tabela 95 – Momentos Críticos	205
Tabela 96 – Relação dos ábacos de flexão oblíqua	209

Tabela 97 – Armadura adotada para os pilares	215
--	-----

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	15
1.1	OBJETIVOS	15
1.1.1	Objetivo Geral.....	15
1.1.2	Objetivos Específicos	15
2	DADOS INICIAIS	17
3	CONCEPÇÃO ESTRUTURAL	19
3.1	PARÂMETROS DO PROJETO ESTRUTURAL	19
3.2	PRÉ-DIMENSIONAMENTO DA ESTRUTURA.....	23
3.2.1	Pré-Dimensionamento de Pilares	27
3.2.2	Pré-Dimensionamento de Vigas.....	32
3.2.3	Pré-Dimensionamento de Lajes.....	33
4	CÁLCULO E DETALHAMENTO DAS LAJES MACIÇAS	34
4.1	VÃOS EFETIVOS DAS LAJES	35
4.2	TIPO DE ARMADURA DAS LAJES	37
4.3	CONDIÇÃO DE APOIO DAS LAJES	38
4.4	CARREGAMENTOS NAS LAJES	39
4.4.1	Ações Permanentes	40
4.4.2	Carregamentos Acidentais.....	44
4.4.3	Combinações de Carregamento	45
4.5	ESTADO LIMITE ULTIMO DE FLEXÃO	48
4.5.1	Momentos Fletores.....	48
4.5.1.1	<i>Momentos Fletores – Lajes Unidirecionais.....</i>	48
4.5.1.2	<i>Momentos Fletores – Lajes Bidirecionais</i>	50
4.5.2	Compatibilização de Momentos Fletores Negativos.....	55
4.5.3	Correção dos Momentos Fletores Positivos.....	58
4.5.4	Cálculo das Armaduras.....	61

4.5.4.1	<i>Processo de Cálculo das Armaduras</i>	62
4.5.4.2	<i>Armadura Mínima</i>	63
4.5.4.3	<i>Cálculo das Armaduras Positivas</i>	64
4.5.4.4	<i>Cálculo das Armaduras Negativas</i>	68
4.5.5	Detalhamento das Armaduras	71
4.5.5.1	<i>Emenda por Traspasse</i>	71
4.5.5.1.1	Comprimento de Traspasse de Barras Tracionadas Isoladas.....	72
4.5.5.2	<i>Armadura Transversal</i>	73
4.5.5.2.1	Armadura Transversal nas Emendas de Barras de Armaduras Secundárias	73
4.5.5.3	<i>Armadura Positiva</i>	74
4.5.5.4	<i>Armadura Negativa</i>	81
4.5.5.5	<i>Armadura de Borda</i>	83
4.6	ESTADO LIMITE ÚLTIMO DE CISALHAMENTO.....	85
4.6.1	Reação de apoio das lajes nas vigas	85
4.6.2	Cálculo do esforço cortante resistente	87
4.7	VERIFICAÇÕES NO ESTADO LIMITE DE SERVIÇO	89
4.7.1	Definição das Lajes Quanto à Fissuração	90
4.7.2	Determinação da Flecha Imediata	97
4.7.3	Determinação da Flecha Diferida no Tempo	100
4.7.4	Verificação dos Limites de Deformação	102
4.7.4.1	<i>Limites de Aceitabilidade Sensorial</i>	102
4.7.4.2	<i>Efeitos em Elementos Não Estruturais</i>	104
5	CÁLCULO E DETALHAMENTO DA LAJE NERVURADA	105
5.1	DIMENSÕES ADOTADAS	106
5.2	DETERMINAÇÃO DOS VÃOS EFETIVOS.....	107
5.3	TIPO DE ARMADURA DA LAJE.....	108
5.4	CONDIÇÃO DE APOIO DA LAJE	109

5.5	LARGURA COLABORANTE	109
5.6	CARREGAMENTOS DA LAJE NERVURADA.....	111
5.6.1	Ações Permanentes	111
5.6.2	Carregamentos Acidentais.....	112
5.6.3	Combinações de Carregamento	112
5.7	ESTADO LIMITE ÚLTIMO DE FLEXÃO	113
5.7.1	Cálculo dos Momentos Fletores.....	113
5.7.2	Determinação da Posição da Linha Neutra.....	113
5.7.3	Cálculo da Armadura.....	114
5.7.4	Detalhamento da Armadura.....	115
5.8	ESTADO LIMITE ÚLTIMO DE CISALHAMENTO.....	119
5.8.1	Reação de apoio das lajes nas vigas	120
5.8.2	Cálculo do esforço cortante resistente	120
5.9	VERIFICAÇÕES NO ESTADO LIMITE DE SERVIÇO	121
5.9.1	Definição da Laje Quanto à Fissuração.....	121
5.9.2	Determinação da Flecha Imediata	124
5.9.3	Determinação da Flecha Diferida no Tempo	125
6	COMPARATIVO ENTRE LAJES.....	126
7	CÁLCULO E DETALHAMENTO DA VIGA.....	127
7.1	DETERMINAÇÃO DOS VÃOS EFETIVOS.....	127
7.2	CARREGAMENTOS NA VIGA V207	129
7.3	MODELO DE CÁLCULO DA VIGA	132
7.4	ESTADO LIMITE ÚLTIMO	134
7.4.1	Armadura Longitudinal.....	134
7.4.2	Cálculo da Armadura Transversal	138
7.4.2.1	<i>Verificação do Espaçamento de Estribo</i>	143
7.4.2.2	<i>Cálculo da Armadura de Suspensão.....</i>	144
7.4.3	Detalhamento da armadura longitudinal.....	145

7.4.3.1	<i>Decalagem do Diagrama de Momentos Fletores</i>	145
7.4.3.2	<i>Ancoragem da Armadura de Tração nos Apoios</i>	153
7.4.3.3	<i>Detalhamento da Armadura de Pele</i>	158
7.5	VERIFICAÇÕES NO ESTADO LIMITE DE SERVIÇO	160
7.5.1	Definição das Vigas Quanto à Fissuração	160
7.5.2	Determinação da Flecha Imediata	165
7.5.3	Determinação da Flecha Diferida no Tempo	165
7.5.4	Verificação dos Limites de Deslocamentos	166
7.5.4.1	<i>Limite de Aceitabilidade Sensorial Visual</i>	166
7.5.4.2	<i>Efeitos em Elementos Não Estruturais</i>	166
7.5.5	Estado Limite de Fissuração	167
8	CÁLCULO E DETALHAMENTO DOS PILARES	171
8.1	DETERMINAÇÃO DO CARREGAMENTO DOS PILARES	171
8.1.1	Pilar P17	171
8.1.1.1	<i>Carregamento da Viga V216</i>	171
8.1.1.2	<i>Carregamento da Viga V122</i>	175
8.1.1.3	<i>Carregamento da Viga V105</i>	178
8.1.1.4	<i>Carregamento da Viga V306</i>	180
8.1.2	Pilar P13	180
8.1.2.1	<i>Carregamento da Viga V116</i>	181
8.1.2.2	<i>Carregamento da Viga V215</i>	182
8.1.2.3	<i>Carregamento da Viga V313</i>	183
8.2	MODELO DE CÁLCULO DOS PILARES	184
8.3	DETERMINAÇÃO DOS ESFORÇOS DE PRIMEIRA ORDEM	194
8.4	IMPERFEIÇÕES GEOMÉTRICAS LOCAIS	195
8.5	CLASSIFICAÇÃO SEGUNDO A ESBELTEZ DOS PILARES	196
8.5.1	Esbeltez Limite	197

8.6	DETERMINAÇÃO DOS MOMENTOS DE 2ª ORDEM.....	200
8.7	SITUAÇÕES DE CÁLCULO	202
8.7.1	Pilar P13	203
8.7.2	Pilar P17	204
8.8	CÁLCULO DA ARMADURA LONGITUDINAL	207
8.8.1	Determinação dos Ábacos a Utilizar	207
8.9	DETALHAMENTO DA ARMADURA LONGITUDINAL.....	214
8.9.1	Armadura Mínima e Máxima.....	214
8.9.2	Disposição da Armadura.....	215
8.9.2.1	<i>Espaçamento Máximo e Mínimo das Armaduras.....</i>	<i>215</i>
8.9.3	Emenda por Traspasse	218
8.9.4	Cálculo e Detalhamento da Armadura Transversal.....	220
8.9.4.1	<i>Detalhamento dos Estribos Suplementares</i>	<i>221</i>
8.9.5	Verificação por Envoltória.....	222
9	CONCLUSÃO.....	226
10	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	227

1 INTRODUÇÃO

Em projetos de estruturas de concreto armado, cada vez mais é imprescindível o emprego de soluções que visem aumentar a produtividade, reduzam custos e viabilizem a execução dos projetos arquitetônicos. Buscou-se, através da arquitetura elaborada, emular uma residência real, com desafios reais para um engenheiro, onde se necessite encontrar soluções além das comuns para que se concretize o projeto.

Em tal contexto, sabendo-se tratar de uma residência de alto padrão, procurou-se desenvolver o projeto com foco no respeito à arquitetura e dimensionando a estrutura com vãos não convencionais com o propósito de viabilizar-se o que fora pensado inicialmente.

Para isso, inicialmente apresenta-se a arquitetura, e posiciona-se os elementos estruturais, pré-dimensionando-os na sequência. Com base neste processo, pode-se seguir aos cálculos, baseando-se nos conhecimentos adquiridos nas disciplinas de concreto armado durante a graduação e respeitando-se o disposto nas normas brasileiras, sobretudo a NBR 6118:2014, que trata especificamente de projetos de estruturas de concreto armado.

Buscou-se efetuar o dimensionamento de forma econômica, adotando alternativas menos onerosas ao proprietário, respeitando os limites de segurança e desenvolvendo detalhamentos claros e pensados para proporcionar celeridade e baixa complexidade de concretização do projeto em obra.

1.1 OBJETIVOS

1.1.1 Objetivo Geral

Consolidar os conhecimentos em estruturas de concreto armado através do desenvolvimento de um projeto estrutural de uma residência unifamiliar, considerando diferentes alternativas estruturais.

1.1.2 Objetivos Específicos

- Efetuar a etapa de concepção estrutural de uma residência unifamiliar em concreto armado, posicionando os elementos estruturais de forma adequada e econômica;

- Dimensionar e detalhar lajes do pavimento superior considerando-as maciças e estudando o uso de laje nervurada em determinada região;
- Efetuar o comparativo entre soluções estudadas para lajes, elegendo a alternativa mais viável técnica e economicamente para o prosseguimento dos cálculos;
- Dimensionar e detalhar vigas e pilares da residência considerando o carregamento da solução escolhida para lajes.

1.2 - LIMITAÇÕES

Com relação ao esforço de vento, conforme recomendação de IBRACON (2001), tem-se:

“No caso de edificações correntes, que possam ser caracterizadas como NIVEL 1 e portanto abrangidas por estas práticas, em geral pode-se dispensar o cálculo da ação do vento, quando forem atendidas simultaneamente as seguintes condições:

- a) a altura máxima de cada andar não exceder 4,00 metros;
- b) os pilares forem contraventados em ambas as extremidades em direções perpendiculares entre si;
- c) na direção considerada, a altura livre do pilar não exceder o dobro da largura de construção.”

Assume-se ainda que a estrutura abordada nos cálculos é uma estrutura de nós fixos, desprezando-se efeitos globais de 2ª ordem, conforme item 15.4.2 da NBR 6118:2014.

Para este tipo de consideração ser válida é necessário utilizar o antigo método construtivo onde as alvenarias de cada pavimento são construídas previamente à concretagem dos pilares e vigas, servindo de fôrma para estes. Tal método, para uma residência de pequeno porte, cria pórticos rígidos, travando horizontalmente estes nos dois planos conforme requisitado por IBRACON (2001).

Ressalta-se que tal prática é anterior à NBR 6118:2014, requisitando métodos construtivos que, atualmente, podem não ser mais comuns nos canteiros de obra, podendo gerar situações de risco caso não sejam executados como em outrora. Deste modo, para uma real situação de projeto, atualmente seria conveniente que tais limitações sejam eliminadas, em conformidade com o que preconiza a NBR 6118:2014.

2 DADOS INICIAIS

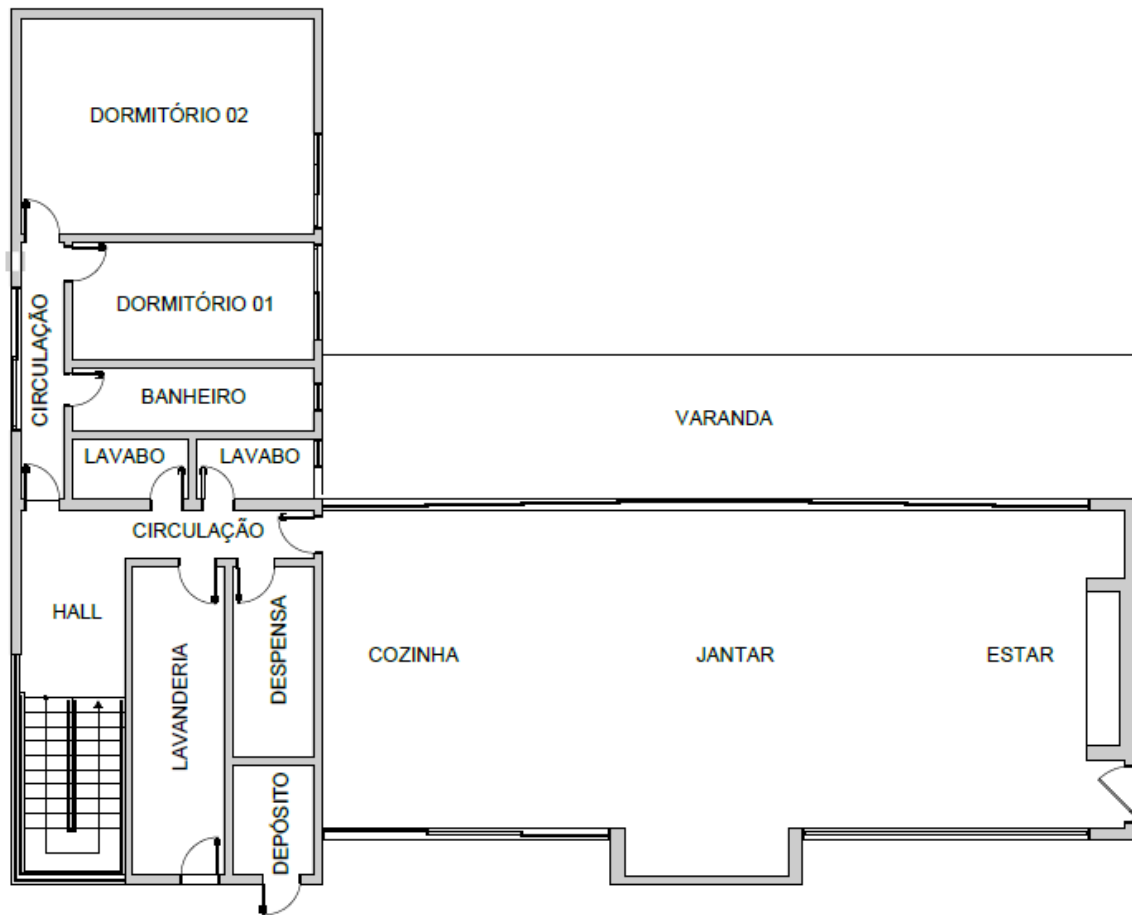
A arquitetura a ser utilizada para estudo caracteriza-se por uma edificação residencial unifamiliar de dois pavimentos, com área construída de 504,62 m². Possui garagem, varanda, sala de jantar e estar, despensa, depósito, lavanderia, dois lavabos, quatro banheiros, cinco quartos e torre de caixa d'água, locada conforme projeto. Ambos os pavimentos possuem pé direito estrutural de 3,60 metros e a cobertura será de telhas de fibrocimento em baixa inclinação, ocultadas por platibandas a serem erguidas no perímetro do telhado

A alvenaria será composta por tijolos vazados de 19 cm de altura. Todas as paredes e fundos de laje serão cobertos com reboco de espessura máxima de 1,5 cm, composto por argamassa de cimento, cal e areia. Os contrapisos terão 4 cm de altura, constituídos por argamassa de cimento e areia e o forro será de gesso em toda a residência. Toda a área de piso do pavimento superior, exceto banheiros, e dormitórios do térreo serão revestidos de madeira Angico com 1,0 cm de espessura, as demais terão piso de porcelanato com espessura aproximada de 1,0 cm.

As características arquitetônicas e os acabamentos a serem utilizados a definem como residência de alto padrão, necessitando, portanto, de atenção especial no projeto estrutural a fim de não causar ou mitigar possíveis interferências na arquitetura.

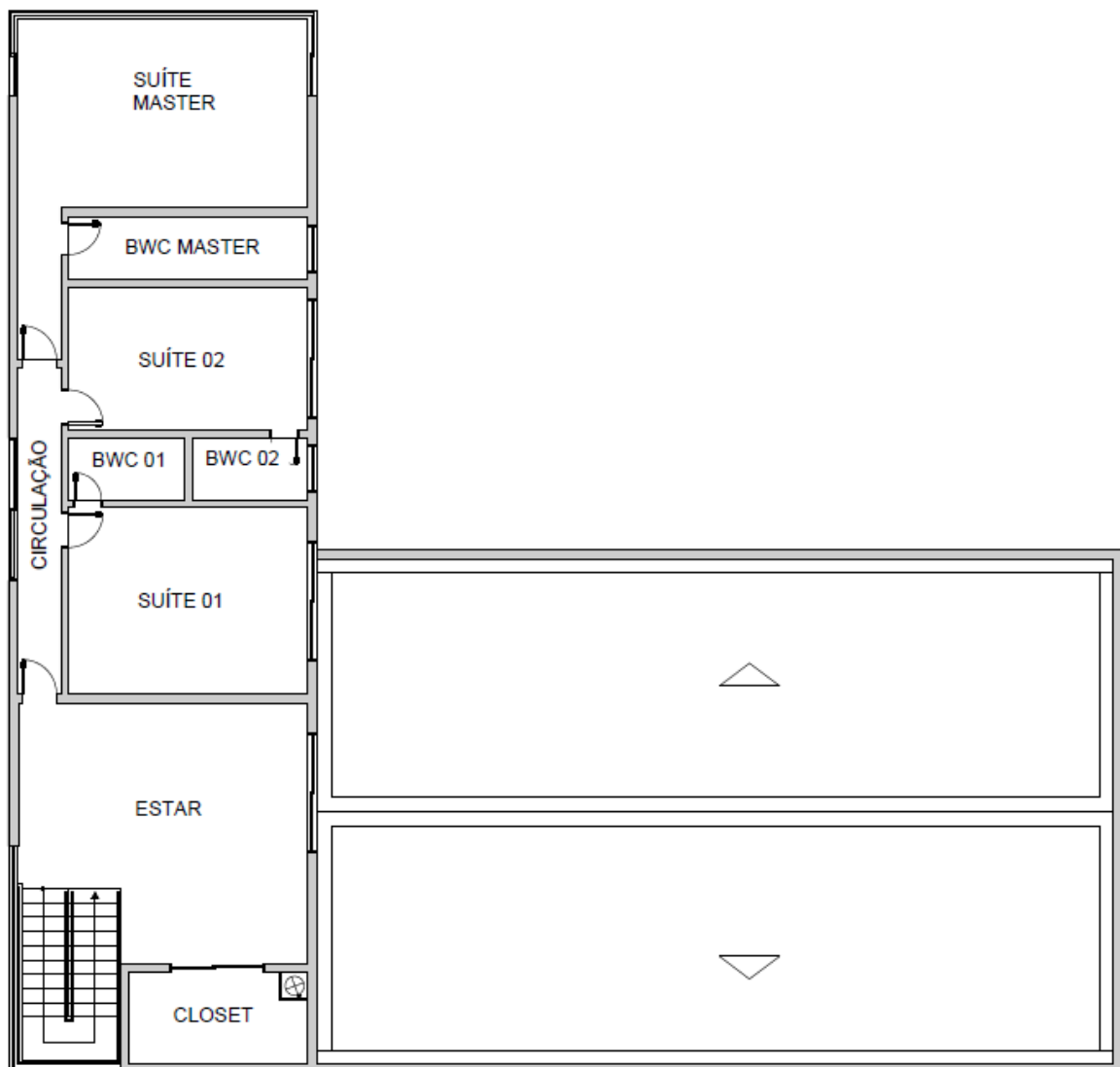
A Figura 1 e Figura 2 apresentam a geometria da edificação. O projeto completo contendo plantas baixas, cortes e quadro de esquadrias pode ser verificado no apêndice A do presente trabalho.

Figura 1 - Planta Baixa do Pavimento Térreo



Fonte: Elaborada Pelo Autor

Figura 2 - Planta Baixa do Pavimento Superior



Fonte: Elaborada Pelo Autor

3 CONCEPÇÃO ESTRUTURAL

3.1 PARÂMETROS DO PROJETO ESTRUTURAL

Admite-se para este projeto, que a residência localiza-se em Governador Celso Ramos, SC, na Rua Pedro Henrique da Silva, 565. A mesma será construída em área residencial de baixa densidade populacional e distante, aproximadamente, 4 km do litoral. Caracteriza-se,

portanto, como estrutura em área de agressividade ambiental moderada (CAA II), com risco pequeno de deterioração da estrutura, conforme Tabela 6.1 da NBR 6118:2014.

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	Fraca	Rural	Insignificante
		Submersa	
II	Moderada	Urbana ^{a, b}	Pequeno
III	Forte	Marinha ^a	Grande
		Industrial ^{a, b}	
IV	Muito forte	Industrial ^{a, c}	Elevado
		Respingos de maré	

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

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

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

Fonte: Tabela 6.1 da NBR 6118:2014

Conhecendo o risco de deterioração ambiental, pode-se definir requisitos mínimos para os elementos estruturais, conforme as tabelas 7.1 e 7.2 da ABNT NBR 6118:2014. No caso em questão será adotado concreto com relação água/cimento de, no máximo, 0,60 e fck de 25 MPa aos 28 dias de cura, com cobrimento de 2,5 cm para lajes e 3 cm para vigas e pilares que não estão em contato com o solo. As lajes cuja cobertura seja composta por argamassa e revestimento seco poderão ter este valor reduzido para 1,5 cm em sua face superior. Além disso, os elementos de fundação e vigas baldrame terão cobrimento de 4,5 cm, respeitando o exposto nas alíneas b e d da Tabela 3, respectivamente.

Em relação aos materiais, se utilizará agregado graúdo granítico denominado “brita 1” que possui maior dimensão de 19 mm, devido a sua disponibilidade na região. Por escolha construtiva não serão utilizadas barras com diâmetro maior que 16 mm, o vibrador terá agulha de diâmetro 2,5 cm e os elementos estruturais serão, preferencialmente, escorados por 21 dias, exceto em casos especiais. Se efetuará controle rigoroso de cobrimentos, garantindo que estes respeitem os limites estabelecidos.

Tabela 2 - Parâmetros de Resistência Mínimos 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: Tabela 7.1 da NBR 6118:2014

Tabela 3 - Cobrimentos Mínimos

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

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

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

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

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

Fonte: Tabela 7.2 da NBR 6118:2014

Conhecendo a resistência característica do concreto à compressão, de 25 MPa aos 28 dias de cura, pode-se calcular outras características que serão utilizados durante o dimensionamento de toda a estrutura:

f_{cd} – Resistência de Cálculo do Concreto

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1,4} = 17,86 \text{ MPa} \quad (1)$$

$f_{ctk,m}$ – Resistência Característica Média do Concreto à Tração

$$f_{ctk,m} = 0,3f_{ck}^{2/3} = 0,3 \times 25^{2/3} = 2,56 \text{ MPa} \quad (2)$$

$f_{ctd,m}$ – Resistência de Cálculo Média do Concreto à Tração

$$f_{ctd,m} = \frac{0,3f_{ck}^{2/3}}{1,4} = 0,3 \times \frac{25^{2/3}}{1,4} = 1,83 \text{ MPa} \quad (3)$$

$f_{ctk,inf}$ - Resistência Característica Inferior do Concreto à Tração

$$f_{ctk,inf} = 0,7f_{ctm} = 0,7 \times 2,56 = 1,80 \text{ MPa} \quad (4)$$

$f_{ctd,inf}$ - Resistência de Cálculo Inferior do Concreto à Tração

$$f_{ctd,inf} = \frac{0,7f_{ctm}}{1,4} = 0,7 \times \frac{2,56}{1,4} = 1,28 \text{ MPa} \quad (5)$$

$f_{ctk,sup}$ - Resistência Característica Superior do Concreto à Tração

$$f_{ctk,sup} = 1,3f_{ctm} = 1,3 \times 2,56 = 3,33 \text{ MPa} \quad (6)$$

$f_{ctd,sup}$ - Resistência de Cálculo Superior do Concreto à Tração

$$f_{ctd,sup} = \frac{1,3f_{ctm}}{1,4} = 1,3 \times \frac{2,56}{1,4} = 2,38 \text{ MPa} \quad (7)$$

E_{ci} - Módulo de Elasticidade Inicial

$$E_{ci} = \alpha_E 5600 f_{ck}^{1/2} = 1 \times 5600 \times \sqrt{25} = 28000 \text{ MPa} \quad (8)$$

O coeficiente α_e é dado pela NBR em razão do agregado utilizado, sendo 1,0 para agregado granítico, utilizado nos cálculos em questão.

E_{cs} - Módulo de Elasticidade Secante

$$E_{cs} = \alpha_l E_{ci} = 0,86 \times 28000 = 24150 \text{ MPa} \quad (9)$$

Sendo o coeficiente α_l dado por:

$$\alpha_l = 0,8 + \frac{0,2 f_{ck}}{80} = 0,8 + 0,2 \times \frac{25}{80} = 0,86 \quad (10)$$

Pode-se também calcular as características do aço CA-50 e CA-60 a serem utilizadas no dimensionamento da estrutura. As classes, conforme indica sua designação, possuem resistência característica de 500 MPa e 600 MPa, respectivamente e módulo de elasticidade 210 GPa, conforme item 8.3.5 da NBR 6118:2014.

f_{yd} - Resistência de Cálculo do Aço (CA-50)

$$f_{yd} = \frac{50}{1,15} = 43,48 \text{ MPa} \quad (11)$$

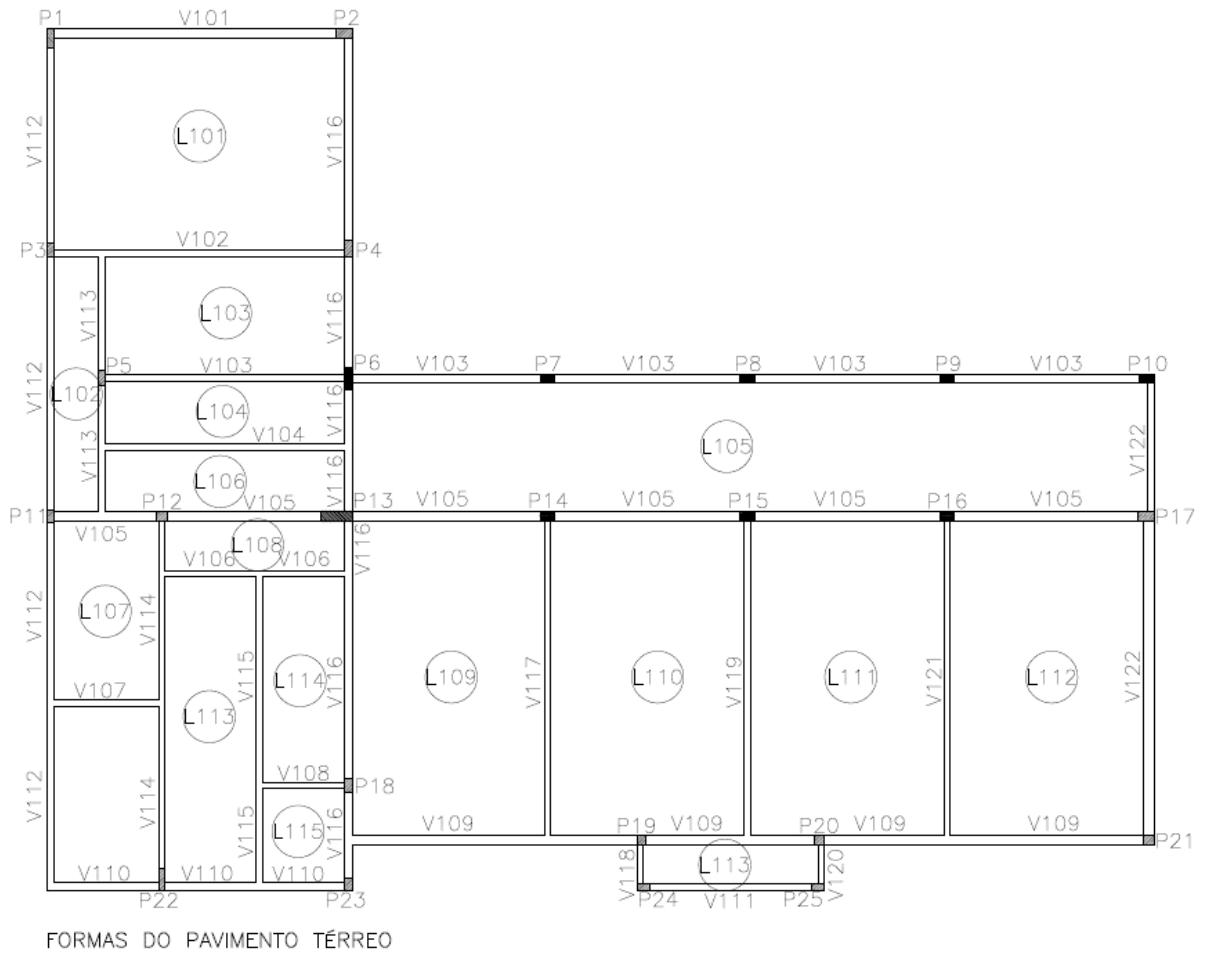
f_{yd} - Resistência de Cálculo do Aço (CA-60)

$$f_{yd} = \frac{60}{1,15} = 52,17 \text{ MPa} \quad (12)$$

3.2 PRÉ-DIMENSIONAMENTO DA ESTRUTURA

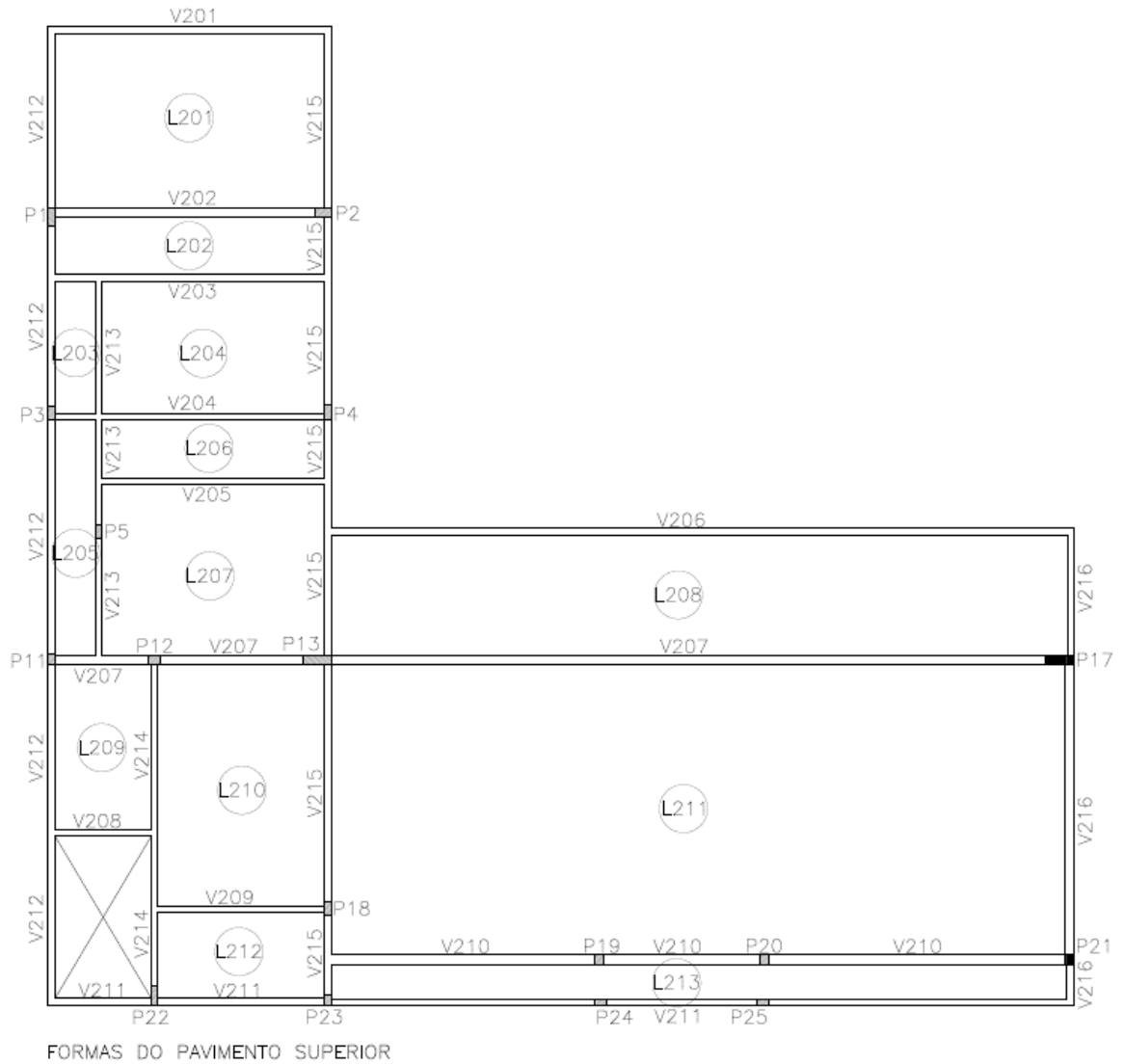
A primeira etapa no projeto estrutural é o lançamento da estrutura. Conforme previamente abordado, trata-se de uma residência de alto padrão e procurou-se intervir minimamente na arquitetura da residência, resultando em alguns elementos com vãos não usuais. A estrutura foi concebida formando pórticos de vigas e pilares da edificação, procurando, quando possível, manter espaçamento adequado de forma a resultar num dimensionamento econômico. As imagens a seguir mostram o posicionamento dos elementos estruturais. Todavia, só será efetuado o pré-dimensionamento dos elementos do segundo pavimento e reservatório, visto que não se abordará o dimensionamento dos demais níveis.

Figura 3 - Planta de Formas do Pavimento Térreo



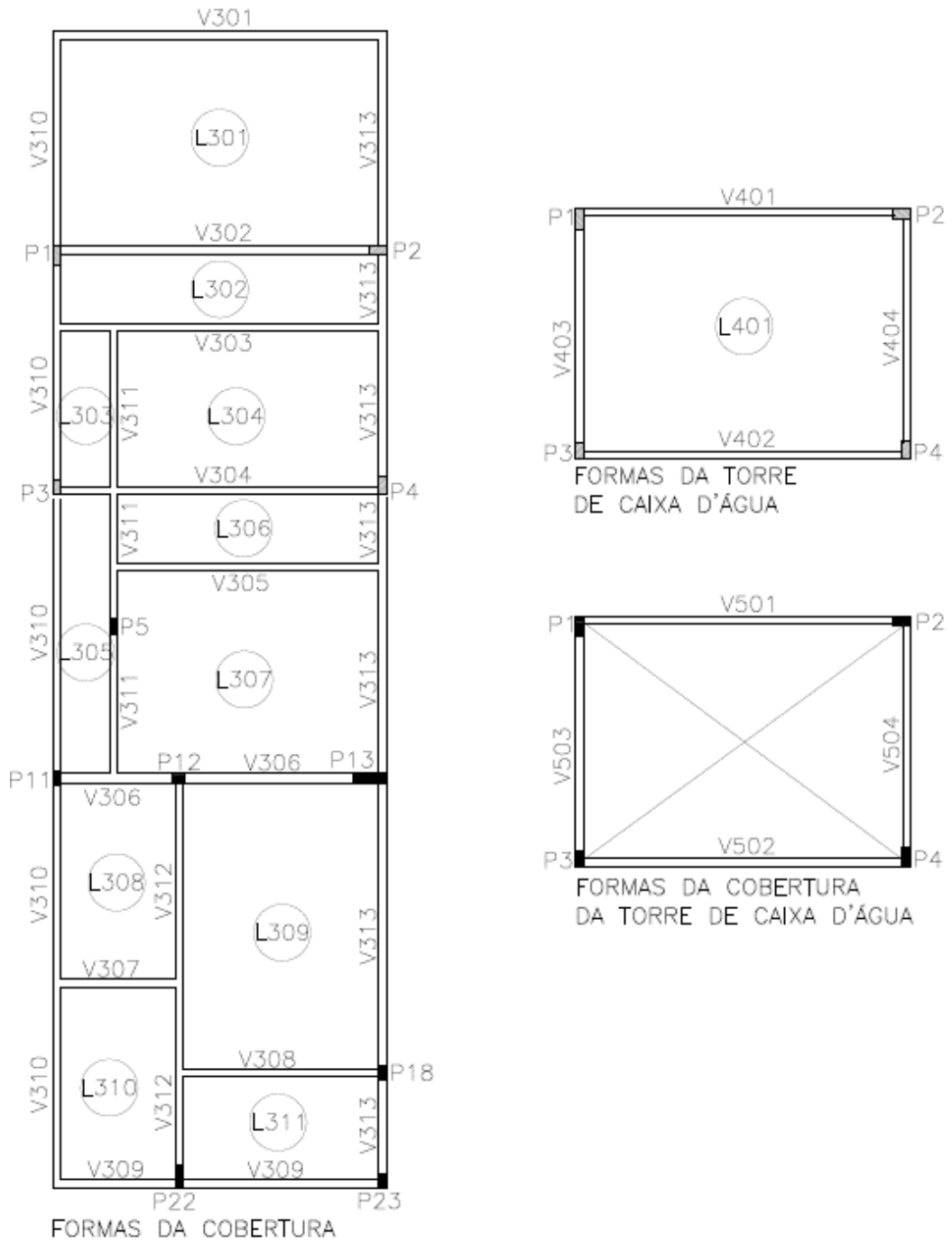
Fonte: Elaborada Pelo Autor

Figura 4 - Planta de Formas do Pavimento Superior



Fonte: Elaborada Pelo Autor

Figura 5 - Planta de Formas da Cobertura e Torre da Caixa D'água

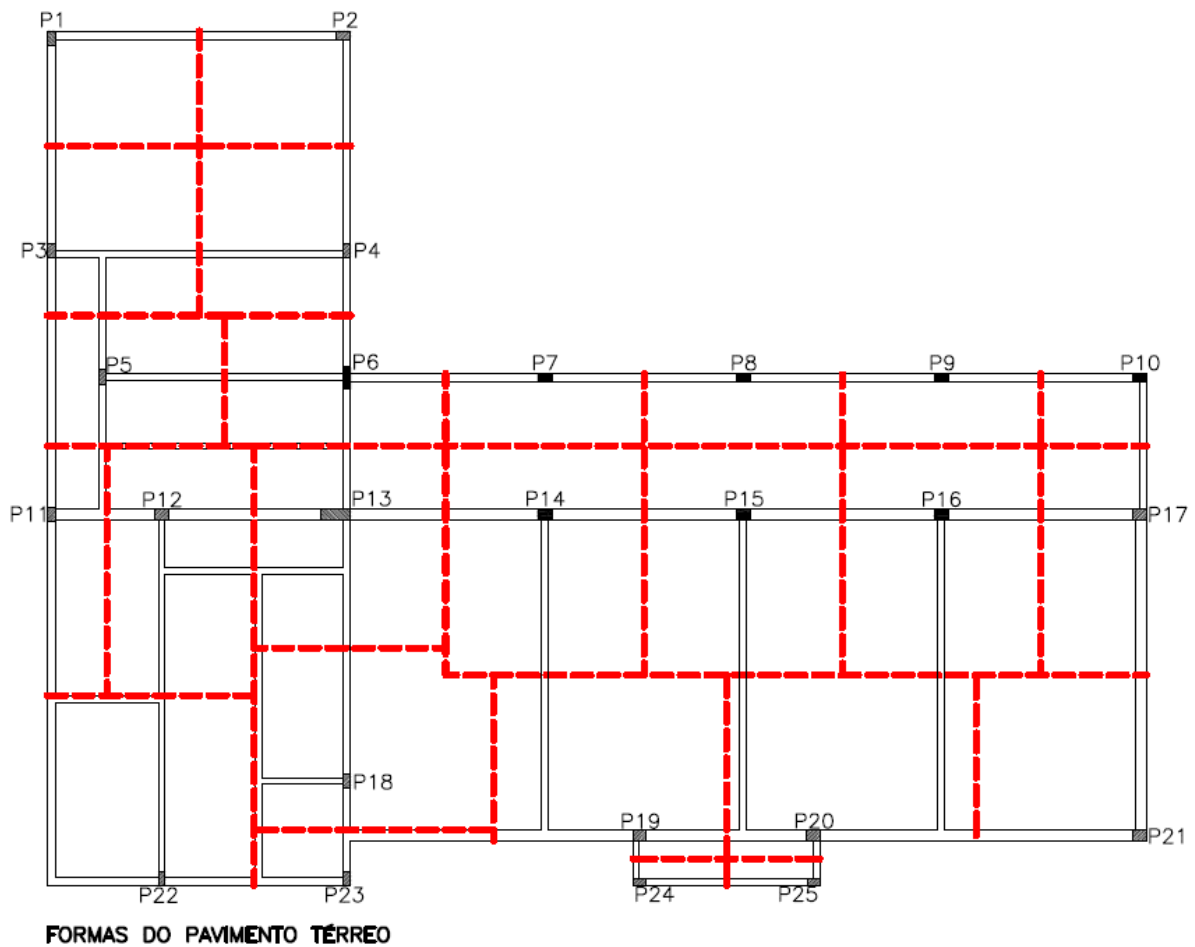


Fonte: Elaborada Pelo Autor

3.2.1 Pré-Dimensionamento de Pilares

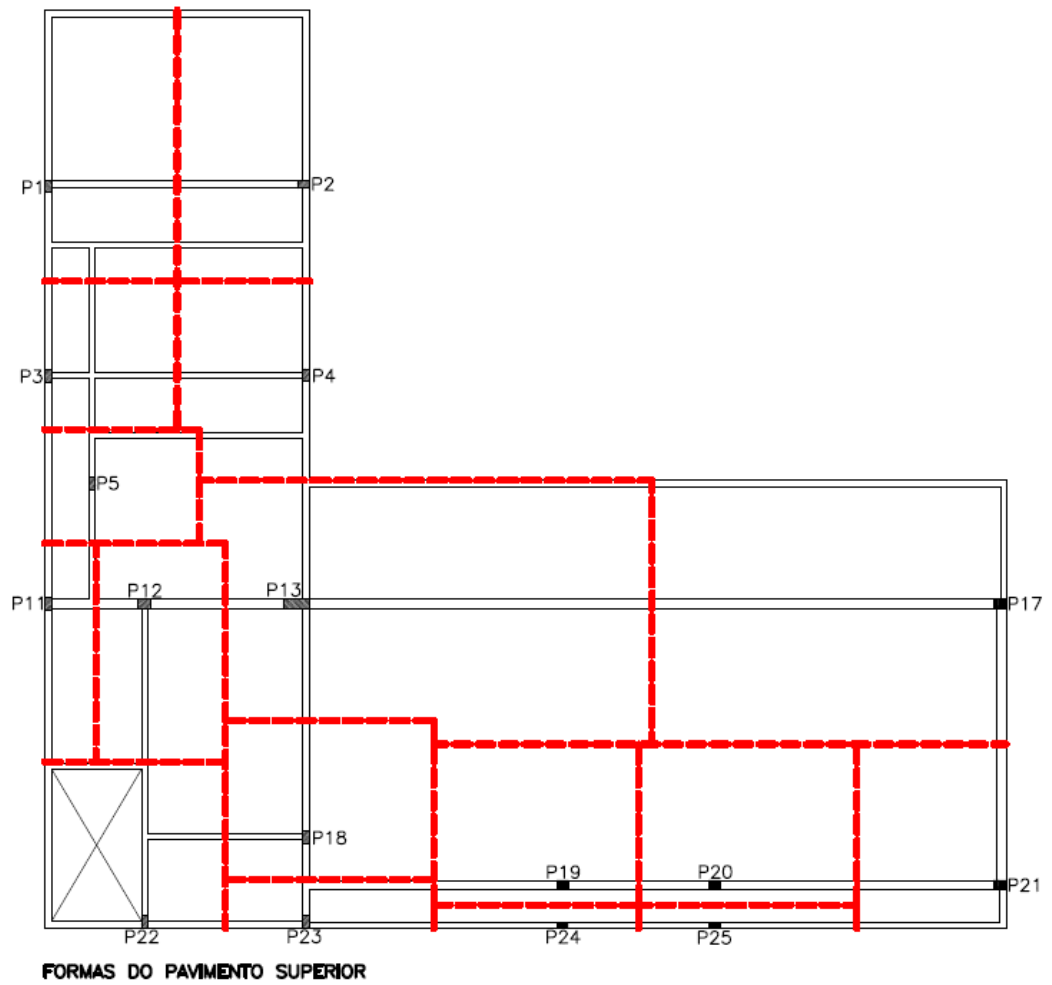
O pré-dimensionamento dos pilares se dará através da estimativa de esforços atuantes por área de influência de cada pilar. O método consiste na delimitação de mediatrizes entre os pilares, com posterior cálculo de força atuante. As Figuras Figura 6, Figura 7 e Figura 8 mostram a aplicação do método ao caso em estudo.

Figura 6 - Área de Influência dos Pilares do Pavimento Térreo



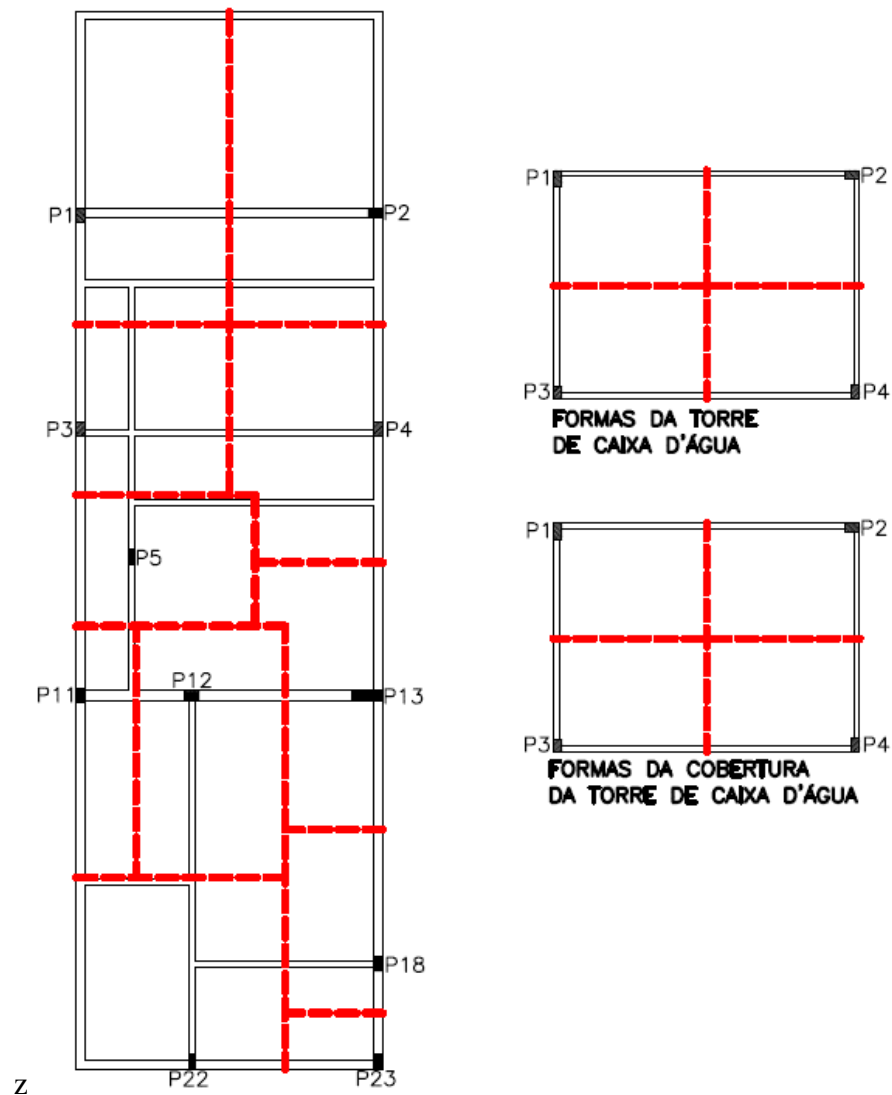
Fonte: Elaborada Pelo Autor

Figura 7 - Área de Influência dos Pilares do Pavimento Superior



Fonte: Elaborada Pelo Autor

Figura 8 - Área de Influência dos Pilares da Cobertura e Torre de Caixa D'água



Fonte: Elaborada Pelo Autor

Estima-se a força atuante nos pilares através da equação:

$$N_k = p A_1 n + p A_2 n + p A_3 n + p A_4 n \quad (13)$$

Onde:

N_k é a força atuante no pilar;

A é área de influência estimada;

n é o número de pavimentos com a mesma área de influência suportados pelo pilar.

Adotou-se para a carga atuante um valor usual para edifícios comuns, de 12 kN/m².

Visto que os pilares são submetidos, além dos esforços de compressão axiais, a momentos que geram esforços de flexão, utiliza-se um coeficiente que varia de acordo com a posição do pilar visando converter a real composição de esforços em apenas compressão normal.

O valor de força normal equivalente pode ser calculado por:

$$N_{eq} = \alpha N_k \quad (14)$$

Sendo α o coeficiente de conversão a ser aplicado conforme a atuação dos momentos fletores, podendo assumir os seguintes valores:

$\alpha = 1,8$ para pilares de centro;

$\alpha = 2,2$ para pilares de extremidades;

$\alpha = 2,5$ para pilares de canto.

Então pode-se calcular a área estimada de concreto, sendo expressa pela seguinte equação:

$$A_c = \frac{N_{eq}}{0,85f_{cd} + \rho \sigma_s} \quad (15)$$

Onde:

ρ é a taxa de armadura do pilar, usualmente entre 1,5 e 2%. Neste caso utilizou-se o limite superior.

σ_s é a tensão do aço considerando a deformação ε_{c2} , demonstrado a seguir:

$$\sigma_s = \frac{\varepsilon_{c2} f_{yd}}{\varepsilon_{yd}} = \frac{2 \times 438,78}{2,07} = 420 \text{ MPa} \quad (16)$$

O resultado do pré-dimensionamento dos pilares pode ser conferido na tabela a seguir:

Tabela 4 - Pré-Dimensionamento dos Pilares

Pilar	Térreo		Superior		Cobertura		Torre Cx. D'água		NK (kN)	Posição	α	Neq (kN)	Ac (cm²)
	Área de Influência (m²)	n	Área de Influência (m²)	n	Área de Influência (m²)	n	Área de Influência (m²)	n					
P1	7,94	1,00	21,37	1,00	21,37	1,00	7,89	2,00	797,52	Extremidade	2,2	1754,54	744,05
P2	7,94	1,00	21,37	1,00	21,37	1,00	7,89	2,00	797,52	Extremidade	2,2	1754,54	744,05
P3	11,70	1,00	11,70	1,00	11,70	1,00	7,73	2,00	606,72	Extremidade	2,2	1334,78	566,04
P4	11,70	1,00	15,04	1,00	15,53	1,00	7,73	2,00	692,76	Extremidade	2,2	1524,07	646,31
P5	10,49	1,00	10,49	1,00	10,49	1,00	0,00	0,00	377,64	Centro	1,8	679,75	360,00
P6	10,59	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	127,08	Centro	1,8	228,74	360,00
P7	6,49	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	77,88	Centro	1,8	140,18	360,00
P8	6,44	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	77,28	Centro	1,8	139,10	360,00
P9	6,44	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	77,28	Centro	1,8	139,10	360,00
P10	3,47	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	41,64	Canto	2,5	104,10	360,00
P11	6,72	1,00	6,72	1,00	6,72	1,00	0,00	0,00	241,92	Extremidade	2,2	532,22	360,00
P12	16,77	1,00	16,77	1,00	16,77	1,00	0,00	0,00	603,72	Extremidade	2,2	1328,18	563,24
P13	17,61	1,00	64,82	1,00	12,51	1,00	0,00	0,00	1139,28	Extremidade	2,2	2506,42	1062,90
P14	20,67	1,00	0,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	248,04	Centro	1,8	446,47	360,00
P15	20,67	1,00	0,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	248,04	Centro	1,8	446,47	360,00
P16	20,70	1,00	0,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	248,40	Centro	1,8	447,12	360,00
P17	11,05	1,00	55,50	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	798,60	Extremidade	2,2	1756,92	745,06
P18	19,19	1,00	19,68	1,00	7,98	1,00	0,00	0,00	562,20	Extremidade	2,2	1236,84	524,51
P19	18,40	1,00	19,60	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	456,00	Centro	1,8	820,80	360,00
P20	19,61	1,00	20,86	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	485,64	Centro	1,8	874,15	370,70
P21	12,83	1,00	16,31	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	349,68	Extremidade	2,2	769,30	360,00
P22	17,87	1,00	17,87	1,00	17,87	1,00	0,00	0,00	643,32	Extremidade	2,2	1415,30	600,19
P23	3,15	1,00	6,01	1,00	2,44	1,00	0,00	0,00	139,20	Extremidade	2,2	306,24	360,00
P24	1,12	1,00	2,82	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	47,28	Centro	1,8	85,10	360,00
P25	1,12	1,00	3,01	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	49,56	Centro	1,8	89,21	360,00

Fonte: Elaborada Pelo Autor

Sendo uma das dimensões do pilar sempre restringida pela espessura da parede, sempre respeitando o limite mínimo de 14 cm previsto pela NBR 6118:2014 e visando sempre ocultá-los na arquitetura, as dimensões de pré-dimensionamento são as mostradas na Tabela 5.

Tabela 5 – Dimensão dos Pilares Após Pré-Dimensionamento

Pilar	Ac Calculada (cm ²)	b	h	Ac Adotada (cm ²)
P1	744,05	17	45	765
P2	744,05	19	40	760
P3	566,04	17	35	595
P4	646,31	17	35	595
P5	360,00	14	30	420
P6	360,00	17	25	425
P7	360,00	17	25	425
P8	360,00	17	25	425
P9	360,00	17	25	425
P10	360,00	17	25	425
P11	360,00	17	25	425
P12	563,24	22	30	660
P13	1062,90	22	50	1100
P14	360,00	22	20	440
P15	360,00	22	20	440
P16	360,00	22	20	440
P17	745,06	22	35	770
P18	524,51	17	35	595
P19	360,00	22	20	440
P20	370,70	22	20	440
P21	360,00	22	22	484
P22	600,19	14	45	630
P23	360,00	17	25	425
P24	360,00	14	30	420
P25	360,00	14	30	420

Fonte: Elaborada Pelo Autor

O pilar P21 foi ajustado tendo seus limites mínimos definidos pelas vigas (22 cm) e o pilar P4 não respeita a área calculada por limitações arquitetônicas.

3.2.2 Pré-Dimensionamento de Vigas

Procurou-se, assim como nos pilares, manter as vigas embutidas na alvenaria com o objetivo de não intervir arquitetonicamente. Por isto, o valor de sua base está limitado à largura da parede menos a espessura de revestimento, conforme projeto arquitetônico. Sua altura foi calculada dividindo-se seu vão efetivo por 10, conforme PIRES (2007), sendo mantida constante para todos os trechos, exceto em casos de grande variação. Procurou-se também

manter a máxima altura da viga em 130 cm e sendo múltipla de 10, facilitando a construção da alvenaria, que tem tijolos de 19 cm + 1 cm de assentamento. A Tabela 6 apresenta os resultados obtidos.

Tabela 6 - Pré-Dimensionamento de Vigas

Viga	Vão Efetivo	h estimada (cm)	h adotada (cm)	Viga	Vão Efetivo	h estimada (cm)	h adotada (cm)
201	613	61,30	70	213	267	26,70	40
202	590	59,00	60		240	24,00	
203	613	61,30	70		303	30,30	
204	613	61,30	70	214	735	73,50	80
205	506	50,60	60	215	179,5	17,95	60
206	1675,5	167,55	130		540,5	54,05	
207	212	21,20	40		537	53,70	
	338	33,80			429	42,90	
	1662,5	166,25	130	415	41,50		
208	220	22,00	30	216	95	9,50	70
209	379	37,90	40		663	66,30	
210	603	60,30	70		289	28,90	
	357	35,70		401	590	59,00	60
	670,5	67,05		402	613	61,30	60
211	237	23,70	50	403	403	40,30	40
	379	37,90		404	429	42,90	40
	603	60,30	70	501	590	59,00	60
	337	33,70		502	613	61,30	60
	675,5	67,55		503	403	40,30	40
212	761,5	76,15	80	504	429	42,90	40
	536	53,60					
	403	40,30					
	415	41,50					

Fonte: Elaborada Pelo Autor

3.2.3 Pré-Dimensionamento de Lajes

É necessário determinar-se a princípio um valor estimado de altura para as lajes, com o objetivo de iniciar os cálculos. Segundo CARVALHO (2014), é comum e satisfatório empregar altura de laje que esteja no intervalo entre 1/40 a 1/60 do comprimento do seu menor vão.

Observando esta recomendação e a altura mínima de lajes relativas ao seu uso, segundo a NBR 6118:2014, estimou-se os valores apresentados na Tabela 7.

Tabela 7 - Pré-Dimensionamento de Lajes

Laje	l _{0,x} (cm)	l _{0,y} (cm)	l _{0,x/60} (cm)	l _{0,x/40} (cm)	hmín. - NBR 6118 (cm)	Altura Adotada (cm)
L201	398	613	8	10	8	10
L202	133	613	3	4	8	8
L203	93	303	3	3	8	8
L204	303	506	7	8	8	8
L205	93	537	3	3	8	8
L206	133	506	3	4	8	8
L207	390	506	8	10	8	8
L208	272	1675,5	7	8	7	7
L209	220	377,5	5	6	8	8
L210	379	551	8	10	8	8
L211	663	1675,5	14	17	7	25
L212	198	379	4	5	8	8
L213	78	1675,5	2	3	7	7
L401	459	623	11	14	8	12

Fonte: Elaborada pelo autor

Tendo pré-dimensionado todos os itens do pavimento superior e reservatório, a planta de formas com as dimensões está no apêndice B do presente trabalho.

4 CÁLCULO E DETALHAMENTO DAS LAJES MACIÇAS

Estruturalmente, designa-se lajes como placas de concreto planas, submetidas quase em sua totalidade a carregamentos perpendiculares à sua superfície. Há diversas formas de cálculo de lajes, todavia, para o cálculo manual é comum utilizar-se o método elástico, calculando as lajes como placas delgadas, devido à grande diferença entre sua espessura e demais dimensões.

No método elástico, também denominado clássico ou linear, calcula-se a laje através das equações de equilíbrio de um elemento infinitesimal de placa. Basicamente, considera-se que as placas (lajes) são constituídas de material elástico, homogêneo e são isotrópicas, ou seja, possuem as mesmas propriedades físicas independente da direção dos esforços. Considera-se

ainda, que não há grandes deslocamentos, possibilitando o uso do princípio da superposição de efeitos nas lajes.

No caso de lajes maciças unidirecionais, faz-se o cálculo considerando vigas de 1m de base, utilizando-se o equilíbrio das forças atuantes nas seções. Já as lajes bidirecionais são resolvidas através do cálculo por séries, através da geometria e das condições de vinculação das lajes, resolvidas individualmente. Para isto, serão utilizados quadros obtidos em CARVALHO (2014) com a resolução em séries desenvolvida por Bares e adaptadas para o coeficiente de Poisson 0,20, selecionando os coeficientes através da vinculação da laje e seu coeficiente “ λ ”, definido pela relação entre as dimensões da laje em planta.

Tendo em vista a objetividade e procurando não estender-se em demasia em cálculos repetitivos, todas as etapas de dimensionamento serão exemplificadas através da exposição de casos representativos de lajes uni e bidirecionais.

4.1 VÃOS EFETIVOS DAS LAJES

Para o dimensionamento das lajes é necessário, segundo o item 14.7.2.2 da NBR 6118:2014, que se determine o vão efetivo das lajes, através da soma do vão livre com o menor valor entre a largura do apoio dividida por 2 e a altura previamente estimada da laje multiplicada por 0,3, conforme equações (17) e (18).

$$a \leq \left\{ \begin{array}{l} t/2 \\ 0,3 h \end{array} \right\} \quad (17)$$

Onde:

t é a largura do apoio no sentido de interesse;

h é a altura estimada da laje.

$$l = l_0 + a_1 + a_2 \quad (18)$$

Onde:

l_0 é o vão livre na direção considerada.

Cálculo para L201:

Menor Vão

$l_{0,x} = 398 \text{ cm}$;

Altura Estimada (h) = 10 cm;

Largura dos apoios = 19 cm e 17 cm.

$$a_1 \leq \left\{ \begin{array}{l} \frac{19}{2} = 9,5 \\ 0,3 \times 10 = 3,0 \end{array} \right\} \quad a_2 \leq \left\{ \begin{array}{l} \frac{17}{2} = 8,5 \\ 0,3 \times 10 = 3,0 \end{array} \right\}$$

$$l_x = 398 + 3,0 + 3,0 = 404 \text{ cm}$$

Maior Vão

$l_{0,y} = 613 \text{ cm}$;

Largura dos apoios = 17 cm.

$$a_1 \leq \left\{ \begin{array}{l} \frac{17}{2} = 8,5 \\ 0,3 \times 10 = 3,0 \end{array} \right\} \quad a_2 \leq \left\{ \begin{array}{l} \frac{17}{2} = 8,5 \\ 0,3 \times 10 = 3,0 \end{array} \right\}$$

$$l_y = 613 + 3 + 3 = 619 \text{ cm}$$

Cálculo para L211:

Menor Vão

$l_{0,x} = 663 \text{ cm}$;

Altura Estimada (h) = 25 cm;

Largura dos apoios = 22 cm.

$$a_1 \leq \left\{ \begin{array}{l} \frac{22}{2} = 11 \\ 0,3 \times 25 = 7,5 \end{array} \right\} \quad a_2 \leq \left\{ \begin{array}{l} \frac{22}{2} = 11 \\ 0,3 \times 25 = 7,5 \end{array} \right\}$$

$$l_x = 663 + 7,5 + 7,5 = 678 \text{ cm}$$

Maior Vão

$$l_{0,y} = 1675,5 \text{ cm};$$

Largura dos apoios = 17 cm e 22 cm.

$$a_1 \leq \left\{ \begin{array}{l} \frac{17}{2} = 8,5 \\ 0,3 \times 25 = 7,5 \end{array} \right\} \quad a_2 \leq \left\{ \begin{array}{l} \frac{22}{2} = 11 \\ 0,3 \times 25 = 7,5 \end{array} \right\}$$

$$l_y = 1675,5 + 7,5 + 7,5 = 1690,5 \text{ cm}$$

Optou-se por arredondar o número para 1691 cm.

4.2 TIPO DE ARMADURA DAS LAJES

Pode-se classificar as lajes quanto ao seu tipo de armação em duas classes: Unidirecionais e bidirecionais. As lajes unidirecionais possuem um vão muito maior que o outro, comportando-se como um elemento unidirecional e, portanto, calculando-se como um. As lajes bidirecionais, por sua vez, comportam-se como placas delgadas de concreto atuando nas duas direções. É necessário que se classifique as lajes entre as definições supracitadas para que se proceda o cálculo e detalhamento da maneira adequada. Usualmente, define-se λ como a relação entre os vãos de uma laje. Quando este for maior que 2, diz-se que a laje é unidirecional, outrossim, quando λ for menor que dois, a laje é classificada como bidirecional.

Cálculo para L201:

$$l_x = 404 \text{ cm e } l_y = 619 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{l_y}{l_x} = \frac{619}{404} = 1,54$$

Logo, a laje é bidirecional

Cálculo para L211:

$$l_x = 678 \text{ cm e } l_y = 1691 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{l_y}{l_x} = \frac{1691}{678} = 2,50$$

Logo, a laje é unidirecional.

A tabela a seguir apresenta o cálculo para todas as lajes do projeto.

Tabela 8 - Vãos Efetivos e Tipo de Armação

Laje	l _{0,x} (cm)	l _{0,y} (cm)	h (cm)	Apoios em X (cm)		Apoios em Y (cm)		l _x (cm)	l _y (cm)	l _y /l _x (cm)	Tipo de Armação
L201	398	613	10	19	17	17	17	404	619	1,54	Bidirecional
L202	133	613	8	14	19	17	17	138	618	4,48	Unidirecional
L203	93	303	8	17	14	14	14	98	308	3,15	Unidirecional
L204	303	506	8	14	14	14	17	308	511	1,66	Bidirecional
L205	93	537	8	17	14	22	14	98	542	5,54	Unidirecional
L206	133	506	8	14	14	14	17	138	511	3,71	Unidirecional
L207	390	506	8	22	14	14	17	395	511	1,30	Bidirecional
L208	272	1675,5	7	22	17	17	22	277	1680	6,07	Unidirecional
L209	220	377,5	8	17	14	14	22	225	383	1,71	Bidirecional
L210	379	551	8	14	17	14	22	384	556	1,45	Bidirecional
L211	663	1675,5	25	22	22	17	22	678	1691	2,50	Unidirecional
L212	198	379	8	14	17	14	17	203	384	1,90	Bidirecional
L213	78	1675,5	7	17	22	17	22	83	1680	20,25	Unidirecional
L401	459	623	12	12	12	12	12	467	631	1,36	Bidirecional

Fonte: Elaborada pelo autor

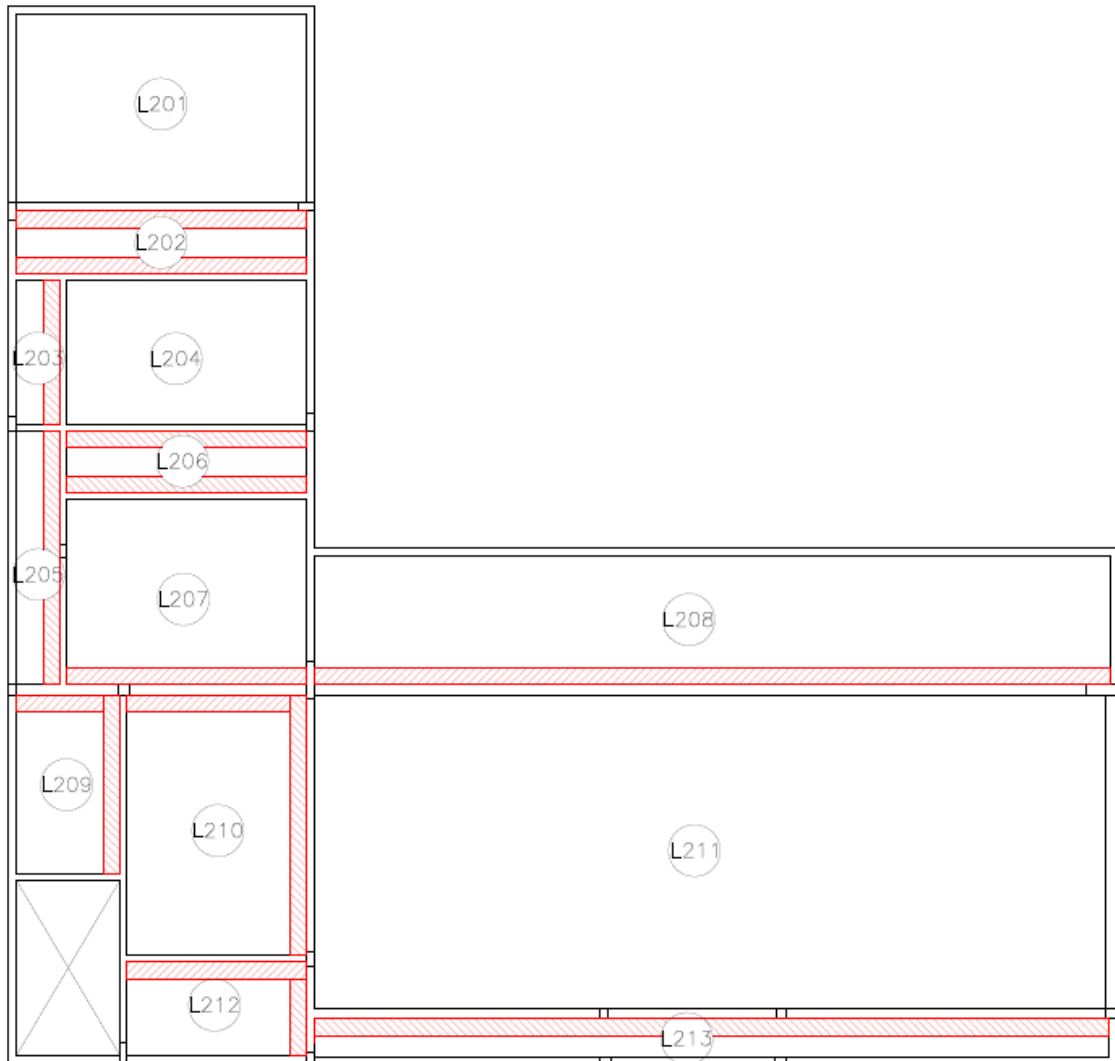
4.3 CONDIÇÃO DE APOIO DAS LAJES

As lajes podem ser consideradas engastadas, apoiadas ou de bordo livre. Busca-se em diversos casos engastar uma laje em outra adjacente gerando continuidade entre estas, o que diminui sensivelmente o momento fletor positivo máximo atuante e sua deflexão. Em apoios intermediários, há basicamente quatro requisitos para que uma laje possa ser considerada engastada em sua adjacente:

- Diferença de espessura for menor que 2 cm;
- Continuidade em pelo menos 2/3 do bordo a engastar;
- Vãos da laje adjacente maior que 2/3 da laje a engastar;
- Carregamentos semelhantes entre as lajes.

A Figura 9 apresenta as áreas de engaste hachuradas. As demais regiões devem ser consideradas de simples apoio.

Figura 9 - Regiões de Engaste Entre as Lajes



Fonte: Elaborada pelo autor

4.4 CARREGAMENTOS NAS LAJES

A determinação dos carregamentos aos quais a estrutura está submetida é de suma importância para o cálculo correto de uma edificação. Usualmente, grande parte dos esforços em uma estrutura de residência unifamiliar provêm de seu peso próprio e materiais utilizados para acabamento da construção, além da carga oriunda do uso cotidiano da edificação.

4.4.1 Ações Permanentes

De acordo com a NBR 6118:2014, toda ação que ocorre a valores aproximadamente constantes ou que cresce atingindo um valor limite constante é denominada permanente. Pode-se dividi-las em ações diretas e indiretas de acordo com sua origem.

Ações permanentes diretas dão-se por influência do peso próprio da estrutura, instalações permanentes e outros elementos construtivos fixos. Sendo que as massas específicas dos materiais de construção podem ser obtidas com base nos valores da ABNT NBR 6120:2019 e os valores para elementos de instalações permanentes devem ser consultado com os fabricantes.

Os esforços denominados de ações permanentes indiretas provêm de deformações por retração, fluência do concreto, deslocamentos, imperfeições geométricas e protensão. Tais esforços não serão considerados no presente dimensionamento, haja visto a natureza da edificação.

O peso dos elementos a serem considerados no cálculo do carregamento das lajes encontra-se na Tabela 9.

Tabela 9 - Carregamentos na Edificação

Peso Próprio	γ_{concreto} (e - variável)	25 kN/m ³
Contrapiso	Argamassa de cimento e areia (e=4 cm)	21 kN/m ³
Piso	Piso de Madeira (e=1,0 cm) - Angico	10 kN/m ³
	Revestimento Cerâmico (e=1,0 cm)	18 kN/m ³
Forro	Forro de Gesso	0,12 kN/m ²
	Argamassa de cimento, cal e areia (e=1,5 cm)	19 kN/m ³
Telhado	Telhas Fibrocimento 8 mm	0,44 kN/m ²
Parede	Parede de Tijolos Cerâmicos	13 kN/m ³
Cargas Especiais	Água	10 kN/m ³

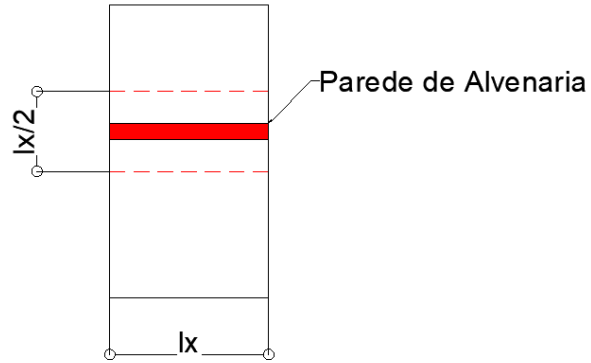
Fonte: Elaborada pelo autor

Em geral, assume-se que os carregamentos são distribuídos uniformemente pela área da laje. Entretanto, em casos excepcionais, como de paredes apoiadas sobre lajes, há de se avaliar o posicionamento destas, aplicando seu carregamento de maneira correta.

As lajes L202, L203 e L206 possuem apoiadas sobre si paredes de alvenaria. Tendo em vista que o elemento de vedação está orientado conforme o menor vão em todos os casos, divide-se a laje em duas regiões. A primeira tem largura $l_x/2$ e sofre com os efeitos do peso da parede apoiada, onde o centro da região é a exata localização da parede. A segunda região é

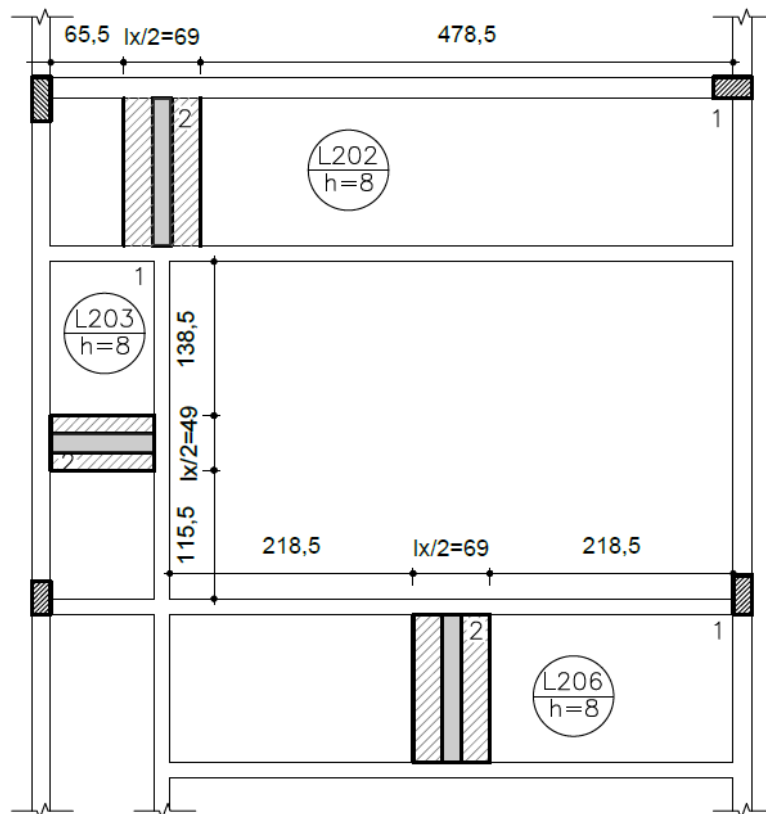
calculada normalmente, desconsiderando-se o carregamento extra da parede, conforme figuras Figura 10 e Figura 11, sendo o trecho 2 afetado pelo carregamento.

Figura 10 - Carregamento de Parede em Laje Unidirecional no Sentido do Menor Vão



Fonte: Elaborada pelo autor

Figura 11 - Paredes Apoiadas em Lajes



Fonte: Elaborada pelo autor

O cálculo da carga da parede em lajes para o caso descrito acima é feito conforme a equação:

$$g_{par} = \frac{\gamma_{alv} e h}{l_{influência}} \quad (19)$$

onde:

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

e é a espessura da parede;

h é a altura da parede (adotado pé direito estrutural menos espessura da laje);

$l_{influência}$ é a largura da região que sofre a ação do peso da parede, conforme figura 4 e 5.

A laje responsável por suportar as caixas d'água e boiler também é submetida a um tipo especial de carregamento. O cálculo do carregamento da água se dará dividindo-se seu peso pela área total da laje, com um coeficiente adotado para majorar o esforço, supondo que este seja locado próximo ao meio do vão (local mais crítico).

$$g_{água} = \frac{\gamma_{água} V_{água}}{l_x l_y} k \quad (20)$$

Onde:

$\gamma_{água}$ é o peso específico da água;

$V_{água}$ é o volume de água;

k é um coeficiente que varia de acordo com a posição do carregamento.

Cálculo para L202:

Trecho 1 (sem influência da parede)

Peso próprio:

$$g_{Peso\ Próprio} = \gamma_{conc.} h = 25 \times 0,08 = 2,00 \text{ kN/m}^2$$

Contrapiso:

$$g_{Contrapiso} = \gamma_{arg.} e = 21 \times 0,04 = 0,84 \text{ kN/m}^2$$

Revestimento:

$$g_{Revestimento} = \gamma_{Revest.} e = 18 \times 0,01 = 0,18 \text{ kN/m}^2$$

Gesso:

$$0,12 \text{ kN/m}^2$$

Reboco Teto Pavimento Térreo:

$$g_{Revestimento} = \gamma_{arg.} \cdot e = 19 \times 0,015 = 0,29 \text{ kN/m}^2$$

Carregamento Total:

$$g = 2,00 + 0,84 + 0,18 + 0,12 + 0,29 = 3,43 \text{ kN/m}^2$$

Trecho 2 (com influência da parede)

Peso próprio:

$$g_{Peso \text{ Próprio}} = \gamma_{conc.} \cdot h = 25 \times 0,08 = 2,00 \text{ kN/m}^2$$

Contrapiso:

$$g_{Contrapiso} = \gamma_{arg.} \cdot e = 21 \times 0,04 = 0,84 \text{ kN/m}^2$$

Revestimento:

$$g_{Revestimento} = \gamma_{Revest.} \cdot e = 18 \times 0,01 = 0,18 \text{ kN/m}^2$$

Gesso:

$$0,12 \text{ kN/m}^2$$

Reboco Teto Pavimento Térreo:

$$g_{Revestimento} = \gamma_{arg.} \cdot e = 19 \times 0,015 = 0,29 \text{ kN/m}^2$$

Parede:

Sabendo que a parede possui 3,52 m de altura, 0,17 m de espessura e conhecendo o vão da laje:

$$g_{par} = \frac{13 \times 0,17 \times 3,52}{0,69} = 11,27 \text{ kN/m}^2$$

Carregamento Total:

$$g = 2,00 + 0,84 + 0,18 + 0,12 + 0,29 + 11,27 = 14,70 \text{ kN/m}^2$$

Cálculo para L38:

Peso próprio:

$$g_{Peso \text{ Próprio}} = \gamma_{conc.} \cdot h = 25 \times 0,12 = 3,00 \text{ kN/m}^2$$

Carga de Água:

Visando contemplar o pior dos cenários, onde a carga proveniente das caixas d'água apoia-se no centro do vão da laje, se utilizará coeficiente k de 1,5.

O volume de água total somado indicado pela arquitetura é de 5100 L ou 5,10 m³.

$$g_{\text{água}} = \frac{10 \times 5,10}{4,67 \times 6,31} \times 1,5 = 2,60 \text{ kN/m}^2$$

Carregamento Total:

$$g = 3,00 + 2,60 = 5,60 \text{ kN/m}^2$$

Tabela 10 - Carregamentos Permanentes

Laje	h (cm)	Peso Próprio (kN/m ²)	Carregamento (kN/m ²)	Carga Parede (kN/m ²)	Carga Permanente Total (kN/m ²)
L201	10	2,50	1,35	0	3,85
L202-1	8	2,00	1,43	0,00	3,43
L202-2				11,27	14,70
L203-1	8	2,00	1,35	0,00	3,35
L203-2				11,27	14,62
L204	8	2,00	1,35	0	3,35
L205	8	2,00	1,35	0	3,35
L206-1	8	2,00	1,43	0,00	3,43
L206-2				11,27	14,70
L207	8	2,00	1,35	0	3,35
L208	7	1,75	0,85	0	2,60
L209	8	2,00	1,35	0	3,35
L210	8	2,00	1,35	0	3,35
L211	25	6,25	0,85	0	7,10
L212	8	2,00	1,35	0	3,35
L213	7	1,75	0,85	0	2,60
L401	12	3,00	2,60	0	5,60

Fonte: Elaborada pelo autor

4.4.2 Carregamentos Acidentais

A NBR 6120:1980 define cargas mínimas a serem consideradas como solicitações devido ao uso e devem ser empregadas conforme destinação de aposento, indicado em projeto arquitetônico.

Tabela 11 - Carregamento Acidental

Laje	Uso	Carga Acidental (kN/m ²)
L201	Dormitório	1,50
L202	Banheiro	1,50
L203	Circulação	1,50
L204	Dormitório	1,50
L205	Circulação	1,50
L206	Banheiro	1,50
L207	Dormitório	1,50
L208	Forro	0,50
L209	Sala	1,50
L210	Sala	1,50
L211	Forro	0,50
L212	Closet	2,00
L213	Forro	0,50
L401	Caixa D'água	3,00

Fonte: Elaborada pelo autor

Tendo em vista que não há uma categoria específica para a carga acidental de lajes de suporte para caixas d'água e visando manter a segurança e considerar o pior cenário possível, adotou-se o carregamento de 3 kN/m². Tal carga é recomendada por norma para terraços com acesso ao público, sendo, portanto, superior ao necessário para a laje em questão.

4.4.3 Combinações de Carregamento

Para os diferentes cálculos, a norma define combinações de esforços, com coeficientes designados para majorar ou minorar solicitações de acordo com a situação em estudo. A verificação à ruína estrutural se faz no estado limite último, dado no presente trabalho pela majoração dos carregamentos permanentes e acidentais por 1,4.

As demais verificações, como deslocamentos, vibrações e abertura de fissuras se dão nos estados limites de serviço, conforme tabelas Tabela 12 e Tabela 13.

Tabela 12 - Combinações de Serviço

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: Tabela 11.4 da NBR 6118:2014

Onde os fatores de minoração são também determinados por norma, conforme Tabela

13.

Tabela 13 - Fatores de Redução

Ações		γ_{f2}		
		ψ_0	ψ_1^a	ψ_2
Cargas acidentais de edifícios	Locais em que não há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas ^b	0,5	0,4	0,3
	Locais em que há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, ou de elevada concentração de pessoas ^c	0,7	0,6	0,4
	Biblioteca, arquivos, oficinas e garagens	0,8	0,7	0,6
Vento	Pressão dinâmica do vento nas estruturas em geral	0,6	0,3	0
Temperatura	Variações uniformes de temperatura em relação à média anual local	0,6	0,5	0,3

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

Fonte: Tabela 11.2 da NBR 6118:2014

Visto isso, os valores de cálculo para as solicitações e situações de carregamento estão discriminados na Tabela 14.

Tabela 14 – Combinações de Esforços nas Lajes

Laje	h (cm)	Carga Permanente (kN/m ²)	Carga Acidental (kN/m ²)	γ	ψ_1	ψ_2	Combinação Quase Permanente (kN/m ²)	Combinação Frequente (kN/m ²)	Estado Limite Último (kN/m ²)
L201	10	3,85	1,50	1,4	0,4	0,3	4,30	4,45	7,48
L202-1	8	3,43	1,50	1,4	0,4	0,3	3,88	4,03	6,90
L202-2		14,70					15,15	15,30	22,68
L203-1	8	3,35	1,50	1,4	0,4	0,3	3,80	3,95	6,78
L203-2		14,62					15,07	15,22	22,57
L204	8	3,35	1,50	1,4	0,4	0,3	3,80	3,95	6,78
L205	8	3,35	1,50	1,4	0,4	0,3	3,80	3,95	6,78
L206-1	8	3,43	1,50	1,4	0,4	0,3	3,88	4,03	6,90
L206-2		14,70					15,15	15,30	22,68
L207	8	3,35	1,50	1,4	0,4	0,3	3,80	3,95	6,78
L208	7	2,60	0,50	1,4	0,4	0,3	2,75	2,80	4,33
L209	8	3,35	1,50	1,4	0,4	0,3	3,80	3,95	6,78
L210	8	3,35	1,50	1,4	0,4	0,3	3,80	3,95	6,78
L211	25	7,10	0,50	1,4	0,4	0,3	7,25	7,30	10,63
L212	8	3,35	2,00	1,4	0,4	0,3	3,95	4,15	7,48
L213	7	2,60	0,50	1,4	0,4	0,3	2,75	2,80	4,33
L401	12	5,60	3,00	1,4	0,4	0,3	6,50	6,80	12,03

Fonte: Elaborada pelo autor

4.5 ESTADO LIMITE ULTIMO DE FLEXÃO

4.5.1 Momentos Fletores

De posse dos carregamentos na combinação última de ações é possível calcular os momentos fletores atuantes nas lajes. Os cálculos são distintos para lajes uni e bidirecionais, visto que possuem comportamentos diferentes como elementos estruturais.

4.5.1.1 Momentos Fletores – Lajes Unidirecionais

Os momentos fletores em lajes unidirecionais são calculados considerando-se uma viga de um metro de base carregada verticalmente. É possível utilizar tal método devido ao fato da laje possuir uma dimensão muito maior que a outra, sendo desnecessário considerar efeitos em duas dimensões.

O cálculo dos momentos fletores divide-se ainda de acordo com o caso de vinculação nas extremidades da laje, conforme equações (21), (22), (23), (24) e (25).

Momento Fletor: Laje biapoiada:

$$M^+ = \frac{p l^2}{8} \quad (21)$$

Momento Fletor: Laje engastada-apoiada:

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

$$M^- = \frac{p l^2}{8} \quad (23)$$

Momento Fletor: Laje engastada-engastada:

$$M^+ = \frac{p l^2}{24} \quad (24)$$

$$M^- = \frac{p l^2}{12} \quad (25)$$

Cálculo para L202:

Trecho 1 (sem influência da parede)

Condição de apoio: Engaste/Engaste

Carregamento (ELU): 6,90 kN/m²

$l_x = 1,38$ m

$$M^+ = \frac{p l^2}{24} = \frac{6,90 \times 1,38^2}{24} = 0,55 \text{ kN} \times \text{m/m}$$

$$M^- = \frac{p l^2}{12} = \frac{6,90 \times 1,38^2}{12} = 1,09 \text{ kN} \times \text{m/m}$$

Trecho 2 (com influência da parede)

Condição de apoio: Engaste/Engaste

Carregamento (ELU): 22,68 kN/m²

$l_x = 1,38$ m

$$M^+ = \frac{p l^2}{24} = \frac{22,68 \times 1,38^2}{24} = 1,80 \text{ kN} \times \text{m/m}$$

$$M^- = \frac{p l^2}{12} = \frac{22,68 \times 1,38^2}{12} = 3,60 \text{ kN} \times \text{m/m}$$

Cálculo para L211:

Condição de apoio: Apoio/Apoio

Carregamento (ELU): 10,63 kN/m²

$l_x = 6,78$ m

$$M^+ = \frac{p l^2}{8} = \frac{10,63 \times 6,78^2}{8} = 61,10 \text{ kN} \times \text{m/m}$$

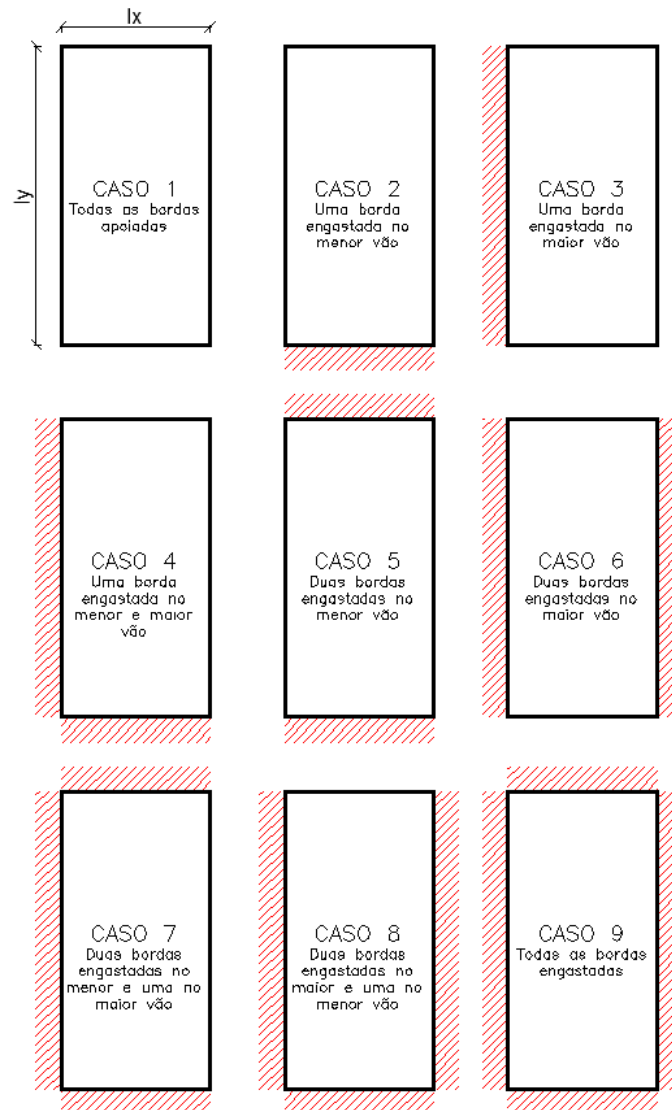
4.5.1.2 Momentos Fletores – Lajes Bidirecionais

O cálculo de momentos fletores em lajes bidirecionais é substancialmente mais complexo, visto que a determinação dos esforços em elementos rígidos bidirecionais (placas) resulta em equações diferenciais.

Todavia, visando a praticidade no cálculo, foram desenvolvidas diversas tabelas com coeficientes que permitem a resolução dos casos de lajes com geometria retangular, selecionados através da relação entre vãos da laje e suas vinculações.

As tabelas a serem utilizadas foram desenvolvidas por BARES, sendo transcritas por CARVALHO e FIGUEIREDO FILHO. Os casos de vinculação podem ser verificados abaixo, onde a região hachurada representa engaste e a linha simples, borda simplesmente apoiada.

Figura 12 - Regiões de Engaste Entre as Lajes



Fonte: Elaborada pelo autor baseada em Carvalho e Figueiredo Filho (2003)

Utilizando as tabelas para definir os coeficientes “ μ ”, é possível determinar os momentos atuantes através das equações (26)(29).

$$M_x = \frac{\mu_x p l^2}{100} \quad (26)$$

$$M_y = \frac{\mu_y p l^2}{100} \quad (27)$$

$$M_x^- = \frac{\mu_x^- p l^2}{100} \quad (28)$$

$$M_y^- = \frac{\mu_y^- p l^2}{100} \quad (29)$$

Cálculo para L210:

Caso na Tabela de Bares: 4

$$\mu_x = 4,65$$

$$\mu_y = 2,54$$

$$\mu_x^- = 10,39$$

$$\mu_y^- = 8,00$$

Carregamento (ELU): 6,78 kN/m²

$$l_x = 3,84 \text{ m}$$

$$M_x = \mu_x \frac{p l_x^2}{100} = 4,65 \times \frac{6,78 \times 3,84^2}{100} = 4,65 \text{ kN} \times \text{m/m}$$

$$M_y = \mu_y \frac{p l_x^2}{100} = 2,54 \times \frac{6,78 \times 3,84^2}{100} = 2,54 \text{ kN} \times \text{m/m}$$

$$M_x^- = \mu_x^- \frac{p l_x^2}{100} = 10,39 \times \frac{6,78 \times 3,84^2}{100} = 10,39 \text{ kN} \times \text{m/m}$$

$$M_y^- = \mu_y^- \frac{p l_x^2}{100} = 8,00 \times \frac{6,78 \times 3,84^2}{100} = 8,00 \text{ kN} \times \text{m/m}$$

A tabela 15 apresenta os momentos fletores obtidos com carregamentos no ELU:

Tabela 15 – Momentos Fletores no Estado Limite Último

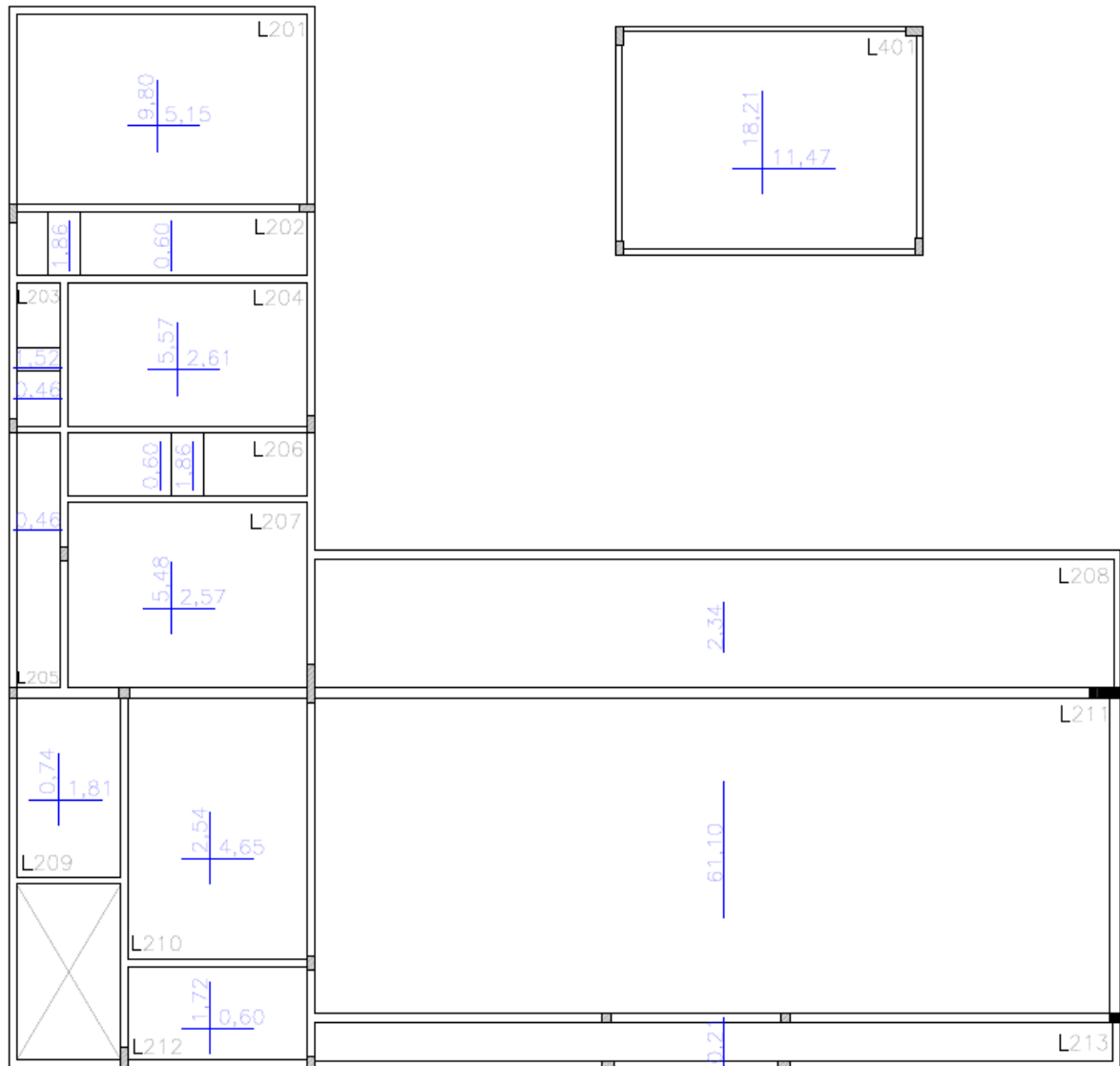
Laje	lx (cm)	Carr. ELU (kN/m ²)	Tipo de Armação	Condição de Apoio	μ_x	μ_{x-}	μ_y	μ_{y-}	Mx (kNm/m)	Mx- (kNm/m)	My (kNm/m)	My- (kNm/m)
L201	404	7,48	Bidirecional	1 (Bares)	8,03	-	4,22	-	9,80	-	5,15	-
L202-1	138	6,90	Unidirecional	Engaste/Engaste	-	-	-	-	0,55	1,09	-	-
L202-2		22,68	Unidirecional	Engaste/Engaste	-	-	-	-	1,80	3,60	-	-
L203-1	98	6,78	Unidirecional	Apoio/Engaste	-	-	-	-	0,46	0,81	-	-
L203-2		22,57	Unidirecional	Apoio/Engaste	-	-	-	-	1,52	2,71	-	-
L204	308	6,78	Bidirecional	1 (Bares)	8,66	-	4,06	-	5,57	-	2,61	-
L205	98	6,78	Unidirecional	Apoio/Engaste	-	-	-	-	0,46	0,81	-	-
L206-1	138	6,90	Unidirecional	Engaste/Engaste	-	-	-	-	0,55	1,09	-	-
L206-2		22,68	Unidirecional	Engaste/Engaste	-	-	-	-	1,80	3,60	-	-
L207	395	6,78	Bidirecional	3 (Bares)	5,18	10,45	2,43	-	5,48	11,06	2,57	-
L208	277	4,33	Unidirecional	Apoio/Engaste	-	-	-	-	2,34	4,16	-	-
L209	225	6,78	Bidirecional	4 (Bares)	5,27	11,31	2,16	8,15	1,81	3,88	0,74	2,80
L210	384	6,78	Bidirecional	4 (Bares)	4,65	10,39	2,54	8,00	4,65	10,39	2,54	8,00
L211	678	10,63	Unidirecional	Apoio/Apoio	-	-	-	-	61,10	-	-	-
L212	203	7,48	Bidirecional	4 (Bares)	5,59	11,65	1,94	8,18	1,72	3,59	0,60	2,52
L213	83	4,33	Unidirecional	Apoio/Engaste	-	-	-	-	0,21	0,37	-	-
L401	467	12,03	Bidirecional	1 (Bares)	6,94	-	4,37	-	18,21	-	11,47	-

Fonte: Elaborada pelo autor

As figuras Figura 13 e

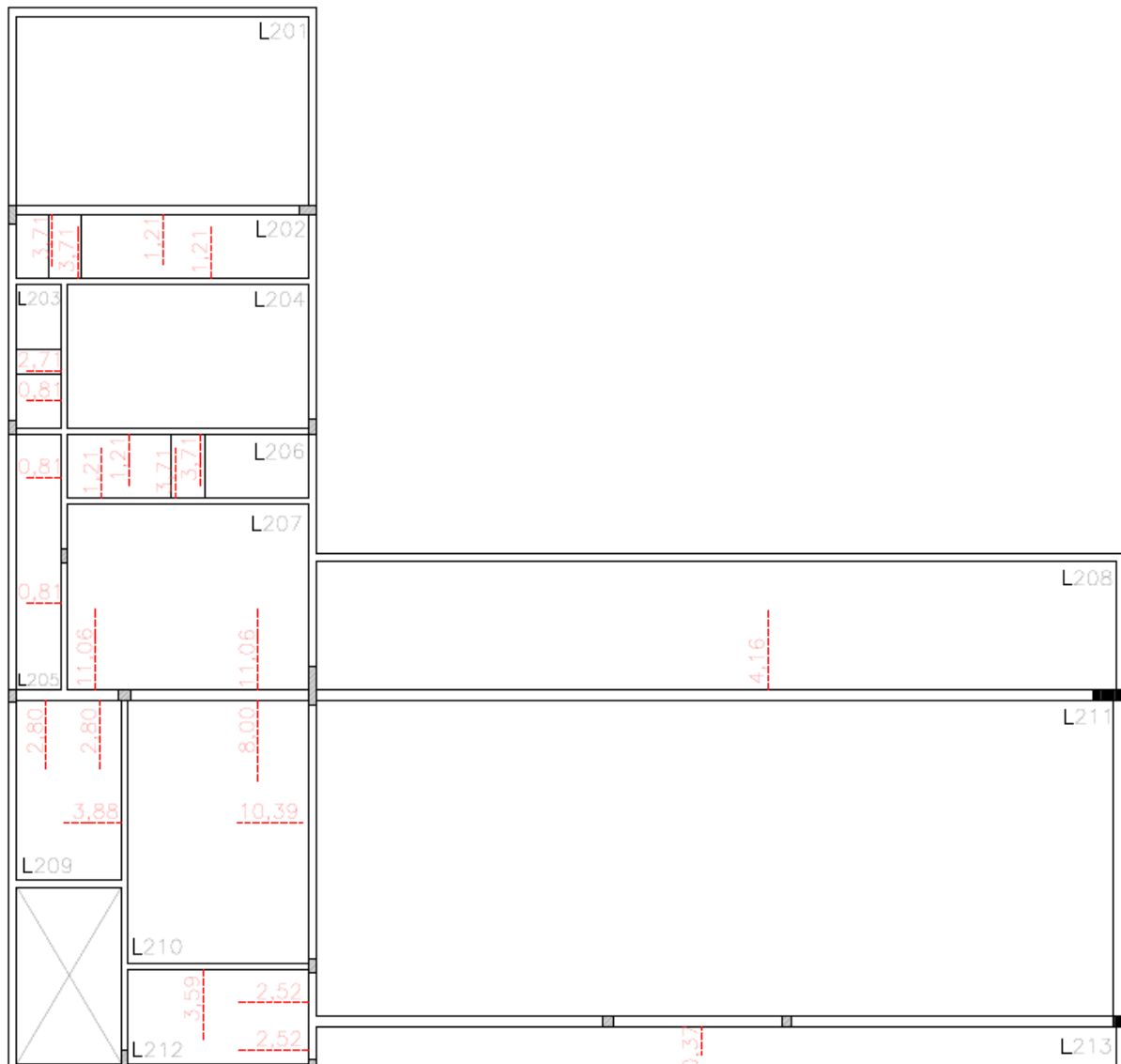
Figura 14 apresentam as lajes com seus momentos fletores máximos calculados.

Figura 13 - Momentos Positivos Calculados



Fonte: Elaborada pelo autor

Figura 14 - Momentos Negativos Calculados



Fonte: Elaborada pelo autor

4.5.2 Compatibilização de Momentos Fletores Negativos

Tendo em vista que os momentos fletores negativos das lajes são calculados de forma separada, há, a princípio, regiões vizinhas onde os momentos fletores são distintos. É sabido que tal situação não acontece na realidade, por isto deve-se proceder com a compatibilização dos momentos fletores negativos através do procedimento mostrado na equação (30).

$$M^- \geq \left\{ \begin{array}{l} 0,8 Ma \\ \frac{Ma + Mb}{2} \end{array} \right\} \quad (30)$$

Onde:

M_a é o maior valor entre os momentos negativos;

M_b é o menor valor entre os momentos negativos.

Compatibilização entre L201 e L202 (Trecho com influência de parede):

$$M_a = 3,71 \text{ kN/m}$$

$$M_b = 0,00 \text{ kN/m}$$

$$M^- \geq \left\{ \begin{array}{l} 0,8 Ma \\ \frac{Ma + Mb}{2} \end{array} \right\} \geq \left\{ \begin{array}{l} 0,8 \times 3,71 \\ \frac{3,71 + 0,00}{2} \end{array} \right\} \geq \left\{ \begin{array}{l} 2,97 \\ 1,86 \end{array} \right\}$$

O momento compatibilizado a ser utilizado é o maior entre os dois valores, logo, 2,97 kNm/m.

Compatibilização entre L207 e L210:

$$M_a = 11,06 \text{ kNm/m}$$

$$M_b = 8,00 \text{ kNm/m}$$

$$M^- \geq \left\{ \begin{array}{l} 0,8 Ma \\ \frac{Ma + Mb}{2} \end{array} \right\} \geq \left\{ \begin{array}{l} 0,8 \times 11,06 \\ \frac{11,06 + 8,00}{2} \end{array} \right\} \geq \left\{ \begin{array}{l} 8,85 \\ 9,53 \end{array} \right\}$$

O momento compatibilizado a ser utilizado é o maior entre os dois valores, logo, 9,53 kNm/m.

Através do método descrito foram obtidos os resultados da Tabela 16.

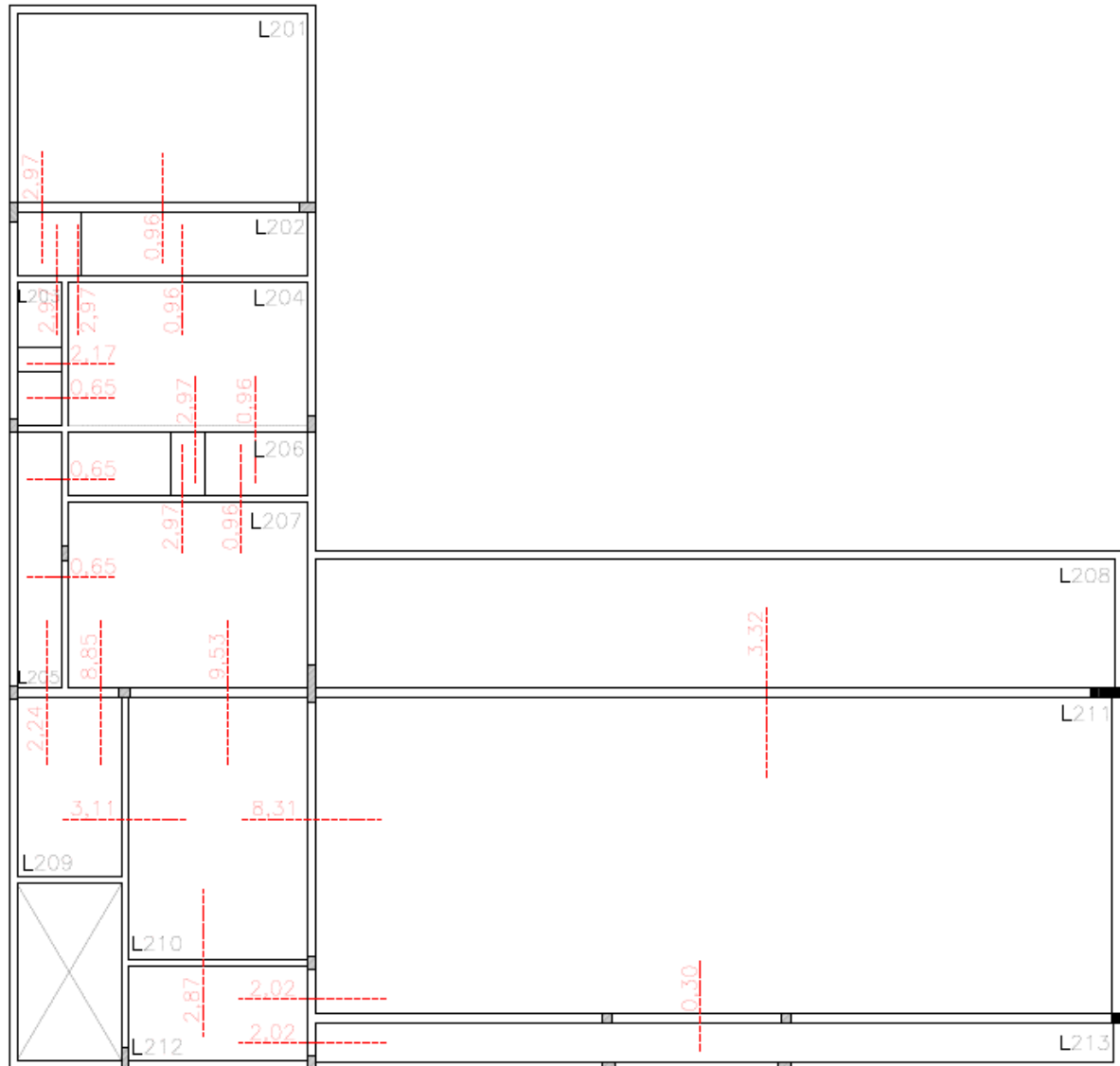
Tabela 16 – Momentos Fletores Negativos Compatibilizados

Lajes	Ma (kNm/m)	Mb (kNm/m)	M- Compatibilizado (kNm/m)
L202-1/L201	1,21	0,00	0,96
L202-2/L201	3,71	0,00	2,97
L202-2/L203	3,71	0,00	2,97
L202-1/L204	1,21	0,00	0,96
L202-2/L204	3,71	0,00	2,97
L203-1/L204	0,81	0,00	0,65
L203-2/L204	2,71	0,00	2,17
L205/L206	0,81	0,00	0,65
L205/L207	0,81	0,00	0,65
L206-1/L204	1,21	0,00	0,96
L206-2/L204	3,71	0,00	2,97
L206-1/L207	1,21	0,00	0,96
L206-2/L207	3,71	0,00	2,97
L207/L209	11,06	2,80	8,85
L207/L210	11,06	8,00	9,53
L208/L211	4,16	0,00	3,32
L209/L205	2,80	0,00	2,24
L209/L210	3,88	0,00	3,11
L210/L211	10,39	0,00	8,31
L212/L210	3,59	0,00	2,87
L212/L211	2,52	0,00	2,02
L212/L213	2,52	0,00	2,02
L213/L211	0,37	0,00	0,30

Fonte: Elaborada pelo autor

A Figura 15 mostra os momentos fletores compatibilizados.

Figura 15 - Momentos Fletores Negativos Compatibilizados



Fonte: Elaborada pelo autor

Por praticidade construtiva, na laje L202 decidiu-se adotar como momento fletor negativo de cálculo o valor relativo ao carregamento com parede até sua extremidade, além do limite necessário já mostrado na Figura 11.

4.5.3 Correção dos Momentos Fletores Positivos

Para os casos onde houve mudança nos momentos fletores negativos, é feita também a correção dos momentos fletores positivos. Esta mudança só é feita caso na compatibilização

o momento fletor negativo diminua, aumentando o momento positivo no vão. Caso contrário, é mantido o momento fletor positivo original, a favor da segurança.

$$M_{\text{corrigido}}^+ = M^+ + \frac{M_a^- - M^-}{2} \quad (31)$$

Onde:

M^+ é o momento positivo calculado;

M_a^- é o momento negativo inicial;

M^- é o momento negativo corrigido.

Correção do momento positivo na laje L202 (Trecho com influência da parede):

$$M^+ = 1,80 \text{ kNm/m}$$

$$M_a^- = 3,60 \text{ kNm/m}$$

$$M^- = 2,88 \text{ kNm/m}$$

$$M_{\text{corrigido}}^+ = M^+ + \frac{M_a^- - M^-}{2} = 1,86 + \frac{3,60 - 2,88}{2} + \frac{3,60 - 2,88}{2} = 2,54 \text{ kNm/m}$$

A Tabela 17 apresenta os momentos atuantes nas lajes após a correção.

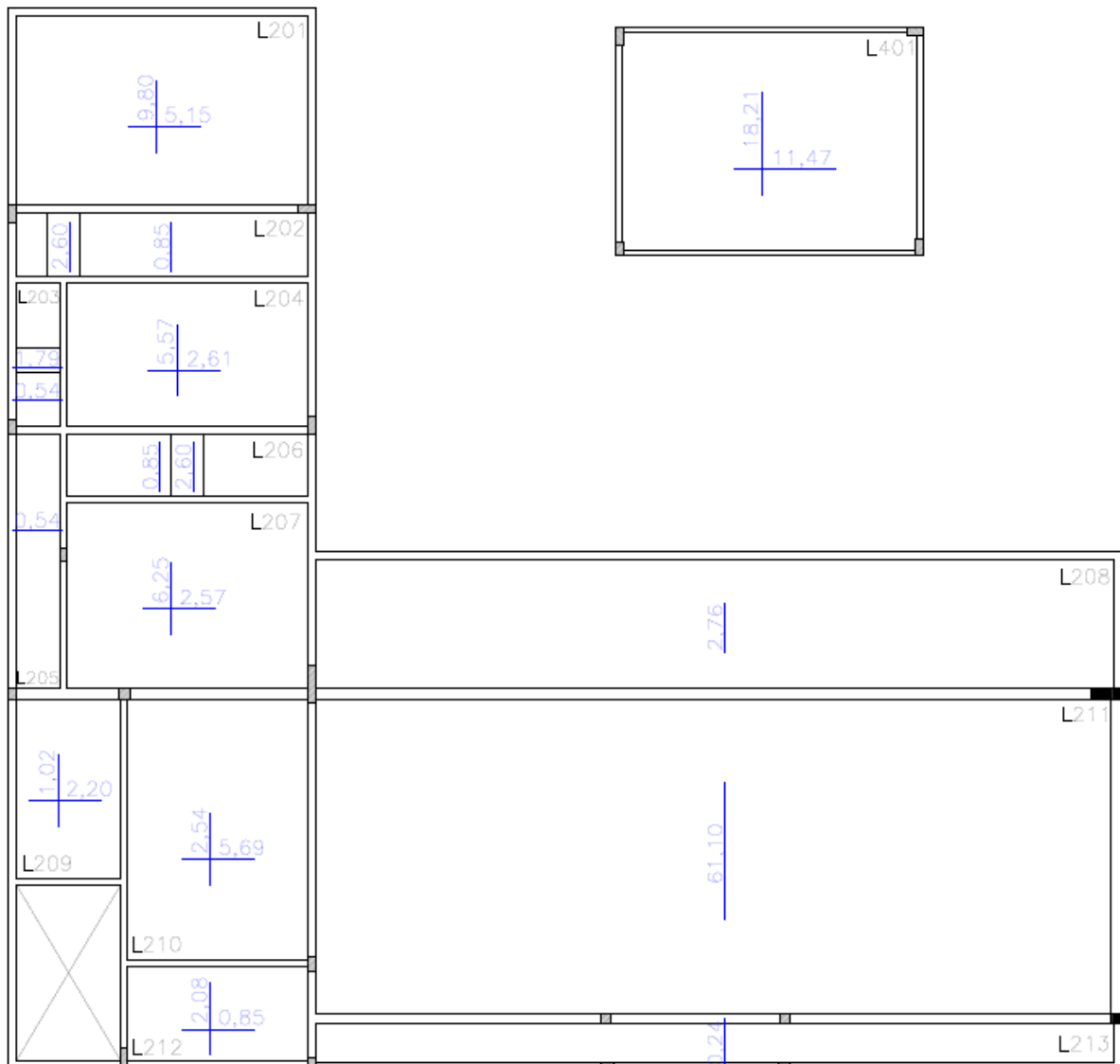
Tabela 17 - Momentos Positivos Corrigidos

Lajes	Mx+	My+	Mx+Corrigido	My+Corrigido
L201	9,80	5,15	9,80	5,15
L202-1	0,55	-	0,80	-
L202-2	1,80	-	2,54	-
L203-1	0,46	-	0,54	-
L203-2	1,52	-	1,79	-
L204	5,57	2,61	5,57	2,61
L205	0,46	-	0,54	-
L206-1	0,55	-	0,80	-
L206-2	1,80	-	2,54	-
L207	5,48	2,57	6,25	2,57
L208	2,34	-	2,76	-
L209	1,81	0,74	2,20	1,02
L210	4,65	2,54	5,69	2,54
L211	61,10	-	61,10	-
L212	1,72	0,60	2,08	0,85
L213	0,21	-	0,24	-
L401	18,21	11,47	18,21	11,47

Fonte: Elaborada pelo autor

Os momentos fletores positivos corrigidos são mostrados na Figura 16.

Figura 16 - Momentos Fletores Positivos Corrigidos



Fonte: Elaborada pelo autor

4.5.4 Cálculo das Armaduras

O cálculo da armadura longitudinal de lajes é feito em processo análogo ao de uma viga, considerando base de 100 cm, visto que obtém-se, nos métodos supracitados, o momento fletor por metro de laje.

Conforme preconiza a NBR 6118:2014, uma condição imprescindível a ser respeitada é a ductilidade da laje, que é dada por uma relação entre a posição da linha neutra e altura útil da laje. Para que se atenda o limite recomendado por norma, para concretos com $f_{ck} \leq 50$ MPa,

esta relação não deve ser maior que 0,45. Uma vez excedido este limite, visto que não é recomendável utilização de armadura dupla em lajes devido a aspectos construtivos, aumenta-se sua espessura.

4.5.4.1 Processo de Cálculo das Armaduras

Primeiro, deve-se determinar a posição da linha neutra, conforme (32).

$$x = 1,25 d \left(1 - \sqrt{1 - \frac{M_d}{0,425 f_{cd} b_w d^2}} \right) \quad (32)$$

Onde:

d é a distância entre o ponto mais comprimido da laje e o eixo da armadura tracionada;

M_d é o momento de cálculo;

f_{cd} é a resistência de projeto do concreto a 28 dias;

b_w é a largura da seção (100 cm).

A variável “ d ” indica a distância entre o eixo da armadura tracionada e o ponto mais comprimido do concreto. Para armaduras distribuídas no menor vão, usualmente posicionadas logo após o cobrimento mínimo, esta é dada pelo desconto na altura da laje do cobrimento e de metade do diâmetro escolhido para armadura longitudinal. De modo igual, para as armaduras do maior vão os valores a serem descontados são o de cobrimento, o diâmetro da armadura no menor vão e metade do diâmetro da armadura do maior vão, visto que nesta direção as barras posicionam-se acima das outras. Tal processo está definido a seguir, nas equações 33 e 34.

Para armadura em x:

$$d_x = h - c - \frac{\phi_x}{2} \quad (33)$$

Para armadura em y:

$$d_y = h - c - \phi_x - \frac{\phi_y}{2} \quad (34)$$

Onde:

h é a altura da laje;
 c é o cobrimento;
 \emptyset é o diâmetro da barra.

Posto que é necessário determinar um diâmetro prévio para a armadura antes mesmo do cálculo da área de aço necessária e visando estimar um valor aceitável, a NBR6118 define que este não ultrapasse 1/8 do valor da altura da laje.

$$\emptyset_{max} = \frac{h}{8} \quad (35)$$

Após obtidos todos os parâmetros de cálculo, é possível proceder para a determinação da área de aço necessárias para resistir aos esforços aos quais a laje está submetida, através da equação 36.

$$A_s = \frac{M_d}{f_{yd} (d - 0,4 x)} \quad (36)$$

Onde:

A_s é a área de aço calculada para a seção;

M_d é o momento de cálculo atuante no estado limite último para a seção;

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

d é a distância da armadura para a borda mais comprimida;

x é a posição da linha neutra.

4.5.4.2 Armadura Mínima

A NBR 6118:2014 estipula valores mínimos de armadura para lajes visando aumentar o desempenho à flexão, melhorar a ductilidade e controlar a fissuração. A área de aço a ser adotada em cada dimensionamento é a maior entre a calculada pelo método descrito na equação (36) e os valores de norma, presentes nas tabelas Tabela 18 e Tabela 19.

Tabela 18 - Taxa Mínima de Armadura

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

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

Fonte: Tabela 17.3 da NBR 6118:2014

Tabela 19 - Valores Mínimos de Armadura

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

Fonte: Tabela 19.1 da NBR 6118:2014

4.5.4.3 Cálculo das Armaduras Positivas

Cálculo de armadura da laje L211

Armadura Principal

$$M_x = 61,10 \text{ kNm/m}$$

Cobrimento = 2,5 cm

h = 25 cm

$$\phi_{max} = \frac{h}{8} = \frac{25}{8} = 31,25 \rightarrow 25,0 \text{ mm}$$

$\phi_{adotado} = 12,5 \text{ mm}$

$$d_x = 25 - 2,5 - \frac{1,25}{2} = 21,88 \text{ cm}$$

$$x = 1,25 \times 21,88 \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{6110}{0,425 \times 1,786 \times 100 \times 21,88^2}} \right) = 2,41 \text{ cm}$$

$$\frac{x}{d} = \frac{2,41}{21,88} = 0,11 < 0,45$$

$$A_s = \frac{6110}{43,48 \times (21,88 - 0,4 \times 2,41)} = 6,72 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Armadura Mínima (Principal)

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

$$A_{s_{min}} = \frac{0,150}{100} \times 100 \times 25 = 3,75 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Logo, foi adotado o valor calculado de 6,72 cm²/m.

Como em lajes unidirecionais não há armadura principal na direção do maior vão, adota-se apenas uma armadura de distribuição, respeitando os limites mínimos de norma:

$$A_{s/s} \geq \left\{ \begin{array}{l} 0,2 A_s \\ 0,90 \\ 0,5 \rho_{min} b_w h \end{array} \right\} \geq \left\{ \begin{array}{l} 0,2 \times 6,72 \\ 0,90 \\ 0,5 \times \frac{0,150}{100} \times 100 \times 25 \end{array} \right\} \geq \left\{ \begin{array}{l} 1,34 \text{ cm}^2/\text{m} \\ 0,90 \text{ cm}^2/\text{m} \\ 1,88 \text{ cm}^2/\text{m} \end{array} \right\}$$

Logo, foi adotado o valor mínimo de 1,88 cm²/m

Cálculo de armadura da laje L401

$$M_x = 18,21 \text{ kNm/m}$$

$$M_y = 11,47 \text{ kNm/m}$$

$$\text{Cobrimento} = 2,5 \text{ cm}$$

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

$$\phi_{max} = \frac{h}{8} = \frac{12}{8} = 1,5 \rightarrow 12,5 \text{ mm}$$

Armadura Positiva no Menor Vão

$$\phi_{adotado} = 10,0 \text{ mm}$$

$$d_x = 12 - 2,5 - \frac{1,0}{2} = 9,00 \text{ cm}$$

$$x = 1,25 \times 9,00 \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{1821}{0,425 \times 1,786 \times 100 \times 9,00^2}} \right) = 1,81 \text{ cm}$$

$$\frac{x}{d} = \frac{1,81}{9,00} = 0,20 < 0,45$$

$$A_s = \frac{1821}{43,48 \times (9,00 - 0,4 \times 1,81)} = 5,07 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Armadura Positiva Mínima no Menor Vão

Conforme verificado na tabela de recomendação da norma, a armadura positiva mínima em ambos os vãos para lajes armadas em duas direções é de $0,67\rho_{\min}$, logo:

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

$$A_s = 0,67 \times \frac{0,150}{100} \times 100 \times 12 = 1,21 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Logo, foi adotado o valor calculado de $5,07 \text{ cm}^2/\text{m}$

Armadura Positiva no Maior Vão

$$\phi_{adotado} = 8,0 \text{ mm}$$

$$d_y = 12 - 2,5 - 1,0 - \frac{0,8}{2} = 8,10 \text{ cm}$$

$$x = 1,25 \times 8,10 \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{1147}{0,425 \times 1,786 \times 100 \times 8,10^2}} \right) = 1,24 \text{ cm}$$

$$\frac{x}{d} = \frac{1,24}{8,10} = 0,15 < 0,45$$

$$A_s = \frac{1147}{43,48 \times (8,10 - 0,4 \times 1,24)} = 3,47 \text{ cm}^2/\text{m}$$

A armadura mínima já calculada é de 1,21 cm²/m, logo foi adotado o valor de 3,47 cm²/m para a armadura positiva no maior vão.

As tabelas Tabela 20, Tabela 21 e Tabela 22 apresentam os valores de armadura positiva adotados para ambos os vãos.

Tabela 20 - Área de Armadura Positiva no Menor Vão das Lajes

Lajes	Mx (kNm/m)	h (cm)	c (cm)	ømax (mm)	øadotado (mm)	dx (cm)	x (cm)	x/d	As (cm ² /m)	As Mín. (cm ² /m)	As Adotado (cm ² /m)	Domínio
L201	9,80	10,0	2,5	12,5	8	7,10	1,22	0,17	3,42	1,01	3,42	2
L202-1	0,80	8,0	2,5	10,0	6,3	5,19	0,13	0,02	0,36	1,20	1,20	2
L202-2	2,54	8,0	2,5	10,0	6,3	5,19	0,42	0,08	1,17	1,20	1,20	2
L203-1	0,54	8,0	2,5	10,0	6,3	5,19	0,09	0,02	0,25	1,20	1,20	2
L203-2	1,79	8,0	2,5	10,0	6,3	5,19	0,29	0,06	0,82	1,20	1,20	2
L204	5,57	8,0	2,5	10,0	8	5,10	0,97	0,19	2,73	0,81	2,73	2
L205	0,54	8,0	2,5	10,0	6,3	5,19	0,09	0,02	0,25	1,20	1,20	2
L206-1	0,80	8,0	2,5	10,0	6,3	5,19	0,13	0,02	0,36	1,20	1,20	2
L206-2	2,54	8,0	2,5	10,0	6,3	5,19	0,42	0,08	1,17	1,20	1,20	2
L207	6,25	8,0	2,5	10,0	8	5,10	1,10	0,22	3,09	0,81	3,09	2
L208	2,76	7,0	2,5	8,0	6,3	4,19	0,57	0,14	1,61	1,05	1,61	2
L209	2,20	8,0	2,5	10,0	6,3	5,19	0,36	0,07	1,01	0,81	1,01	2
L210	5,69	8,0	2,5	10,0	8	5,10	1,00	0,20	2,79	0,81	2,79	2
L211	61,10	25,0	2,5	25,0	12,5	21,88	2,41	0,11	6,72	3,75	6,72	2
L212	2,08	8,0	2,5	10,0	6,3	5,19	0,34	0,07	0,95	0,81	0,95	2
L213	0,24	7,0	2,5	8,0	6,3	4,19	0,05	0,01	0,14	1,05	1,05	2
L401	18,21	12,0	2,5	12,5	10	9,00	1,81	0,20	5,07	1,21	5,07	2

Fonte: Elaborada pelo autor

Tabela 21 - Área de Armadura Positiva no Maior Vão em Lajes Bidirecionais

Lajes	My (kNm/m)	h (cm)	c (cm)	ømax (mm)	øadotado (mm)	dy (cm)	x (cm)	x/d	As (cm ² /m)	As Min. (cm ² /m)	As Adotado (cm ² /m)	Domínio
L201	5,15	10,0	2,5	12,5	6,3	6,39	0,69	0,11	1,94	1,01	1,94	2
L204	2,61	8,0	2,5	10,0	6,3	4,39	0,51	0,12	1,44	0,81	1,44	2
L207	2,57	8,0	2,5	10,0	6,3	4,39	0,51	0,12	1,42	0,81	1,42	2
L209	1,02	8,0	2,5	10,0	6,3	4,56	0,19	0,04	0,52	0,81	0,81	2
L210	2,54	8,0	2,5	10,0	6,3	4,39	0,50	0,11	1,40	0,81	1,40	2
L212	0,85	8,0	2,5	10,0	6,3	4,56	0,16	0,03	0,43	0,81	0,81	2
L401	11,47	12,0	2,5	12,5	8	8,10	1,24	0,15	3,47	1,21	3,47	2

Fonte: Elaborada pelo autor

Tabela 22 - Área de Armadura Positiva no Maior Vão em Lajes Unidirecionais

Lajes	h (cm)	20% As,x Adotado (cm ² /m)	0,5 ρ _{mín} (cm ² /m)	Valor Mínimo (cm ² /m)	As,dist Adotado (cm ² /m)
L202-1	8,0	0,24	0,60	0,90	0,90
L202-2	8,0	0,24	0,60	0,90	0,90
L203-1	8,0	0,24	0,60	0,90	0,90
L203-2	8,00	0,24	0,60	0,90	0,90
L205	8,00	0,24	0,60	0,90	0,90
L206-1	8,0	0,24	0,60	0,90	0,90
L206-2	8,0	0,24	0,60	0,90	0,90
L208	7,0	0,32	0,53	0,90	0,90
L211	25,0	1,34	1,88	0,90	1,88
L213	7,0	0,21	0,53	0,90	0,90

Fonte: Elaborada pelo autor

4.5.4.4 Cálculo das Armaduras Negativas

O cálculo das armaduras negativas segue o mesmo procedimento descrito para as armaduras positivas. Para o cobrimento, a NBR 6118:2014 permite utilizar cobrimento de 1,5 cm para as armaduras negativas das lajes quando esta for revestida com acabamento seco. Prevendo-se utilização deste tipo de material, adotou-se tal medida para toda a área da edificação, exceto para as lajes L21, L24 e L26, que não possuem acabamento seco na face superior.

Além disso, para o cálculo da altura útil utiliza-se a menor altura entre as duas lajes, deste modo, prevê-se armadura suficiente para a pior das situações, visto que quando menor a altura, menor o braço de alavanca da armadura e, conseqüentemente, sua efetividade no

equilíbrio de esforços. No cálculo da armadura mínima utiliza-se o maior valor entre as alturas, visto que esta determinação depende somente da altura da laje.

Cálculo de armadura entre as lajes L207 e L210

$$M_x^- = 9,53 \text{ kNm/m}$$

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

$$h (\text{L207}) = 8 \text{ cm}$$

$$h (\text{L210}) = 8 \text{ cm}$$

$$\phi_{max} = \frac{h}{8} = \frac{8}{8} = 10,0 \text{ mm}$$

$$\phi_{adotado} = 8,0 \text{ mm}$$

$$d_x = 8 - 1,5 - \frac{0,8}{2} = 6,10 \text{ cm}$$

$$x = 1,25 \times 6,10 \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{953}{0,425 \times 1,786 \times 100 \times 6,10^2}} \right) = 1,42 \text{ cm}$$

$$\frac{x}{d} = \frac{1,42}{6,10} = 0,23 < 0,45$$

$$A_s = \frac{953}{43,48 \times (6,10 - 0,4 \times 1,42)} = 3,97 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Armadura Mínima

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

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

Logo, foi adotado o valor calculado de 3,97 cm²/m

Cálculo de armadura entre as lajes L208 e L211

$$M_x^- = 3,32 \text{ kNm/m}$$

$$\text{Cobrimento} = 2,5 \text{ cm}$$

$$h (\text{L208}) = 7 \text{ cm}$$

$$h (\text{L211}) = 25 \text{ cm}$$

$$\phi_{max} = \frac{h}{8} = \frac{7}{8} = 8,0 \text{ mm}$$

$$\phi_{adotado} = 8,0 \text{ mm}$$

$$d_x = 7 - 2,5 - \frac{0,8}{2} = 4,10 \text{ cm}$$

$$x = 1,25 \times 4,10 \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{332}{0,425 \times 1,786 \times 100 \times 4,10^2}} \right) = 0,72 \text{ cm}$$

$$\frac{x}{d} = \frac{0,72}{4,10} = 0,18 < 0,45$$

$$A_s = \frac{332}{43,48 \times (4,10 - 0,4 \times 0,72)} = 2,01 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Armadura Mínima

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

$$A_s = \frac{0,150}{100} \times 100 \times 25 = 3,75 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Logo, foi adotado o valor calculado de 3,75 cm²/m

A Tabela 23 apresenta os valores de armadura negativa adotados para o encontro de lajes.

Tabela 23 - Área de Armadura Negativa no Encontro de Lajes

Lajes		M- (kNm/m)	h (menor) (cm)	h (maior) (cm)	c (cm)	ømax (mm)	øadotado (mm)	dx (cm)	x (cm)	x/d	As (cm ² /m)	As Min. (cm ² /m)	As Adotado (cm ² /m)
L201	L202-1	0,88	8,0	10,0	1,5	10,0	6,3	6,19	0,12	0,02	0,33	1,50	1,50
L201	L202-2	2,88	8,0	10,0	1,5	10,0	6,3	6,19	0,39	0,06	1,10	1,50	1,50
L202-2	L203-1	2,88	8,0	8,0	1,5	10,0	6,3	6,19	0,39	0,06	1,10	1,20	1,20
L202-1	L204	0,88	8,0	8,0	1,5	10,0	6,3	6,19	0,12	0,02	0,33	1,20	1,20
L202-2	L204	2,88	8,0	8,0	1,5	10,0	6,3	6,19	0,39	0,06	1,10	1,20	1,20
L203-1	L204	0,65	8,0	8,0	1,5	10,0	6,3	6,19	0,09	0,01	0,25	1,20	1,20
L203-2	L204	2,17	8,0	8,0	1,5	10,0	6,3	6,19	0,29	0,05	0,83	1,20	1,20
L204	L206-1	0,88	8,0	8,0	1,5	10,0	6,3	6,19	0,12	0,02	0,33	1,20	1,20
L204	L206-2	2,88	8,0	8,0	1,5	10,0	6,3	6,19	0,39	0,06	1,10	1,20	1,20
L205	L206-1	0,65	8,0	8,0	1,5	10,0	6,3	6,19	0,09	0,01	0,25	1,20	1,20
L205	L207	0,65	8,0	8,0	1,5	10,0	6,3	6,19	0,09	0,01	0,25	1,20	1,20
L205	L209	2,24	8,0	8,0	1,5	10,0	6,3	6,19	0,30	0,05	0,85	1,20	1,20
L206-1	L207	0,88	8,0	8,0	1,5	10,0	6,3	6,19	0,12	0,02	0,33	1,20	1,20
L206-2	L207	2,88	8,0	8,0	1,5	10,0	6,3	6,19	0,39	0,06	1,10	1,20	1,20
L207	L209	8,85	8,0	8,0	1,5	10,0	8,0	6,10	1,31	0,21	3,65	1,20	3,65
L207	L210	9,53	8,0	8,0	1,5	10,0	8,0	6,10	1,42	0,23	3,97	1,20	3,97
L208	L211	3,32	7,0	25,0	2,5	8,8	8,0	4,10	0,72	0,18	2,01	3,75	3,75
L209	L210	3,11	8,0	8,0	1,5	10,0	6,3	6,19	0,43	0,07	1,19	1,20	1,20
L210	L211	8,31	8,0	25,0	2,5	10,0	10,0	5,00	1,57	0,31	4,38	3,75	4,38
L210	L212	2,87	8,0	8,0	1,5	10,0	6,3	6,19	0,39	0,06	1,10	1,20	1,20
L211	L212	2,02	8,0	25,0	2,5	10,0	8,0	5,10	0,33	0,07	0,94	3,75	3,75
L211	L213	0,30	7,0	25,0	2,5	8,0	8,0	4,10	0,06	0,01	0,17	3,75	3,75
L212	L213	2,02	7,0	8,0	2,5	8,0	6,3	4,19	0,41	0,10	1,16	1,20	1,20

Fonte: Elaborada pelo autor

4.5.5 Detalhamento das Armaduras

4.5.5.1 Emenda por Traspasse

Algumas situações demandam grandes comprimentos de armadura. Todavia, sabe-se que aço CA-50 para construção civil é comercializado usualmente em barras de doze metros de comprimento. Por motivos de facilidade construtiva e por atender os critérios de segurança em projeto, usualmente utiliza-se emendas por traspasse nas barras. A NBR 6118:2014 dispõe no item 9.5.2 sobre o comprimento mínimo de traspasse, a fim de satisfatória transferência dos esforços na armadura.

Quanto à proporção de barras emendadas, a norma supracitada define como emendas na mesma seção transversal aquelas que estejam superpostas ou afastadas menos de 20% do

comprimento de traspasse. Para barras de alta aderência (CA-50), pode-se utilizar 100% das emendas na mesma seção, caso haja somente uma camada, ou 50% havendo duas ou mais camadas.

4.5.5.1.1 Comprimento de Traspasse de Barras Tracionadas Isoladas

Sendo a distância livre entre barras emendadas menor que 4ϕ , o comprimento de traspasse calcula-se pela equação (37).

$$l_{ot} = \alpha_{ot} l_{b,nec} \geq l_{ot,min} \quad (37)$$

Onde:

α_{ot} é um coeficiente dado pela tabela 9.4 da NBR6118:2014 e varia de acordo com a porcentagem de barras emendadas na mesma seção, sendo:

1,2 para, no máximo, 20% das barras emendadas na mesma seção;

1,4 para 25% das barras emendadas na mesma seção;

1,6 para 33% das barras emendadas na mesma seção;

1,8 para 50% das barras emendadas na mesma seção;

2,0 para mais de 50% das barras emendadas na mesma seção.

$$l_{ot,min} \geq \begin{cases} 0,3 \alpha_{ot} l_b \\ 15 \phi \\ 200 \text{ mm} \end{cases} \quad (38)$$

$$l_b = \frac{\phi_l f_{yd}}{4 f_{bd}} \quad (39)$$

$$f_{bd} = \eta_1 \eta_2 \eta_3 f_{ctd,inf} \quad (40)$$

O valor calculado na equação (39) representa o comprimento de ancoragem reto necessário para satisfatória transferência de tensões entre a armadura e concreto, enquanto o resultado da equação (40) define o valor de aderência entre estes.

Sendo:

$$\eta_1 = \left\{ \begin{array}{l} 1,0 \text{ para barras lisas (CA25)} \\ 1,4 \text{ para barras entalhadas (CA60)} \\ 2,25 \text{ para barras de alta aderência (CA50)} \end{array} \right\}$$

$$\eta_2 = \left\{ \begin{array}{l} 1,0 \text{ em região de boa aderência} \\ 0,7 \text{ em região de má aderência} \end{array} \right\}$$

A norma considera barras em boa situação de aderência quando:

- estão em inclinação maior que 45° em relação à horizontal;
- estão em elementos com inclinação menor que 45° em relação à horizontal desde que:
 - se o elemento estrutural tiver altura menor que 60 cm, devem estar situados, no máximo, 30 cm acima da face inferior do elemento.
 - se o elemento estrutural tiver altura maior ou igual a 60 cm, devem estar situados, no mínimo, 30 cm abaixo da face superior do elemento.

$$\eta_3 = 1,0$$

Visto que não serão utilizadas barras com diâmetro acima de 32 mm no caso em estudo, para efeitos de cálculo, se utilizará sempre o coeficiente acima.

Sendo a armadura efetiva utilizada maior que o valor calculado, pode-se reduzir o comprimento necessário através da equação (41).

$$l_{b,nec} = \alpha l_b \frac{A_{s,calc}}{A_{s,ef}} \geq l_{b,min} \quad (41)$$

Sendo:

$$\alpha = \left\{ \begin{array}{l} 1,0 \text{ para barras sem gancho} \\ 0,7 \text{ para barras com gancho} \end{array} \right\}$$

$$l_{b,min} \geq \left\{ \begin{array}{l} 0,3 l_b \\ 10 \varnothing \\ 100 \text{ mm} \end{array} \right\} \quad (42)$$

4.5.5.2 Armadura Transversal

4.5.5.2.1 Armadura Transversal nas Emendas de Barras de Armaduras Secundárias

A NBR 6118:2014 em seu item 9.5.2.4.3 trata da armadura transversal necessária em emendas por traspasse em armaduras secundárias.

O texto supracitado refere-se ao item 9.4.2.6.1 da mesma norma e determina para barras de diâmetro inferior a 32 mm armadura transversal com área suficiente que garanta a resistência à 25% da força longitudinal de uma das barras, dispostas na região da emenda.

4.5.5.3 Armadura Positiva

Dispondo do valor anteriormente calculado de área de aço necessária por metro linear de laje, obtém-se o número de barras a ser utilizado dividindo-se o valor calculado pela área unitária da bitola de armadura escolhida.

$$n = \frac{A_s}{A_{s, uni}} \quad (43)$$

E o espaçamento entre as barras é calculado pela equação (44).

$$s = \frac{100}{n} \quad (44)$$

Respeitando-se os limites de norma, que dispõem sobre o valor máximo de espaçamento.

$$s \leq \left\{ \begin{array}{l} 20 \text{ cm} \\ 2 h \end{array} \right\} \quad (45)$$

Portanto, o número de barras a ser utilizado obtém-se da divisão entre o vão livre da laje e seu espaçamento, conforme equação (46).

$$Q = \frac{l_0}{s} - 1 \quad (46)$$

Por último define-se o comprimento total das barras, que é a soma do vão livre com as ancoragens em ambos os lados. Tais comprimentos adicionais são de, no mínimo, dez vezes o diâmetro da barra. Todavia, visando rapidez e facilidade construtiva, dispõe-se a armadura até atingir o limite de cobertura da viga, desde que o comprimento de ancoragem não seja prejudicado.

$$C_{min} = 10 \phi + l_0 + 10 \phi \quad (47)$$

Detalhamento da Laje 401

Armadura Positiva No Menor Vão

$$A_{s,adotada} = 5,07 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\phi_{adotado} = 10 \text{ mm} = 0,785 \text{ cm}^2/\text{barra}$$

Cobrimento = 2,5 cm

h= 12 cm

$l_{0,x}$ = 459 cm

$l_{0,y}$ = 623 cm

Vigas de apoio em x: 12 cm

$$n = \frac{5,07}{0,785} = 6,46$$

$$s = \frac{100 \text{ cm}}{6,46} = 15,49 \text{ cm}$$

$$s_{adotado} = 15 \text{ cm}$$

$$Q = \frac{623}{15} - 1 = 41 \text{ barras}$$

$$C_{mínimo} = 10 * 1,0 + 459 + 10 * 1,0 = 479 \text{ cm}$$

Visto que o comprimento de ancoragem de 10ϕ é igual a 10 cm e a largura das vigas menos o cobrimento externo não é suficiente para a ancoragem da armadura. Por isso se usará ganchos nas pontas de comprimento igual a altura da laje descontados os cobrimentos superior e inferior, resultando em 7 cm. Logo, o comprimento total será resultado do vão livre da laje, a largura das vigas descontados os cobrimentos e os ganchos nas pontas.

$$C = 7 + 9 + 459 + 9 + 7 = 491 \text{ cm}$$

Armadura Positiva no Maior Vão.

$$A_{s,adotada} = 3,47 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\varnothing_{adotado} = 8,0 \text{ mm} = 0,503 \text{ cm}^2/\text{barra}$$

$$l_{0,x} = 459 \text{ cm}$$

$$l_{0,y} = 623 \text{ cm}$$

Vigas de apoio em x: 12 cm

$$n = \frac{3,47}{0,503} = 6,90$$

$$s = \frac{100 \text{ cm}}{6,90} = 14,49 \text{ cm}$$

$$s_{adotado} = 14 \text{ cm}$$

$$Q = \frac{459}{14} - 1 = 32 \text{ barras}$$

$$C_{\text{mínimo}} = 10 * 0,8 + 623 + 10 * 0,8 = 639 \text{ cm}$$

Visto que a largura da viga descontado seu cobrimento é suficiente para a ancoragem da armadura:

$$C = 9 + 623 + 9 = 641 \text{ cm}$$

Detalhamento da Laje L211

Armadura Positiva no Menor Vão

$$A_{s,adotada} = 6,72 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\varnothing_{adotado} = 12,5 \text{ mm} = 1,227 \text{ cm}^2/\text{barra}$$

$$\text{Cobrimento} = 2,5 \text{ cm}$$

$$h = 25 \text{ cm}$$

$$l_{0,x} = 663 \text{ cm}$$

$$l_{0,y} = 1675,5 \text{ cm}$$

Vigas de apoio em x: 22 cm

$$n = \frac{6,72}{1,227} = 5,48$$

$$s = \frac{100 \text{ cm}}{5,48} = 18,26 \text{ cm}$$

$$s_{\text{adotado}} = 18 \text{ cm}$$

$$Q = \frac{1675,5}{18} - 1 = 93$$

$$C_{\text{mínimo}} = 10 * 1,25 + 663 + 10 * 1,25 = 688 \text{ cm}$$

Visto que a largura da viga descontado seu cobrimento é suficiente para a ancoragem da armadura:

$$C = 19 + 663 + 19 = 701 \text{ cm}$$

Armadura Positiva no Maior Vão

$$A_{s,\text{adotada}} = 1,88 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\emptyset_{\text{adotado}} = 6,3 \text{ mm} = 0,312 \text{ cm}^2/\text{barra}$$

$$l_{0,y} = 1675,5 \text{ cm}$$

$$l_{0,x} = 663 \text{ cm}$$

Vigas de apoio em y: 17cm e 22 cm

$$n = \frac{1,88}{0,312} = 6,03$$

$$s = \frac{100 \text{ cm}}{6,03} = 16,58 \text{ cm}$$

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

$$Q = \frac{663}{16} - 1 = 41$$

$$C_{\text{mínimo}} = 10 * 0,63 + 1675,5 + 10 * 0,63 = 1688,1 \text{ cm}$$

Visto que a largura da viga descontado seu cobrimento é suficiente para a ancoragem da armadura:

$$C = 14 + 1675,5 + 19 = 1708,5 \text{ cm} \rightarrow \text{adotado } 1709 \text{ cm}$$

Posto que o comprimento acima calculado é superior ao comercializado, se faz necessária a emenda de barras, a ser efetuada por traspasse conforme o método de cálculo já descrito e calculado a seguir.

Sabendo que se está utilizando aço CA-50 (barra nervurada), a armadura está em região de boa aderência, e possui diâmetro menor que 32 mm:

$$f_{bd} = \eta_1 \eta_2 \eta_3 f_{ctd,inf} = 2,25 \times 1,0 \times 1,0 \times 1,28 = 2,89 \text{ MPa}$$

$$l_b = \frac{\phi_l f_{yd}}{4 f_{bd}} = \frac{0,63 \times 434,78}{4 \times 2,89} = 23,69 \text{ cm}$$

Sabendo que 50% das barras serão emendadas na mesma seção, obtém-se α_{ot} diretamente da norma, que para o caso em questão é igual a 1,8.

$$l_{ot,min} \geq \left\{ \begin{array}{l} 0,3 \alpha_{ot} l_b \\ 15\phi \\ 200 \text{ mm} \end{array} \right\} = \left\{ \begin{array}{l} 0,3 \times 1,8 \times 23,69 = 12,79 \text{ cm} \\ 15 \times 0,63 = 9,45 \text{ cm} \\ 200 \text{ mm} \end{array} \right\}$$

Logo, $l_{ot,min}$ é igual a 20 cm.

$$l_{b,min} \geq \left\{ \begin{array}{l} 0,3 l_b \\ 10\phi \\ 100 \text{ mm} \end{array} \right\} = \left\{ \begin{array}{l} 0,3 \times 23,69 = 7,11 \text{ cm} \\ 10 \times 0,63 = 6,30 \text{ cm} \\ 100 \text{ mm} \end{array} \right\}$$

Logo, $l_{b,min}$ é igual a 10 cm.

Sabe-se que a área de armadura calculada para o trecho foi de 1,88 cm²/m. Todavia, por questões de arredondamento, utilizou-se uma área efetiva de aço de 1,94 cm²/m.

Sabendo que não serão utilizadas barras com gancho:

$$l_{b,nec} = \alpha \times l_b \times \frac{A_{s,calc}}{A_{s,ef}} \geq l_{b,min} = 1,0 \times 23,69 \times \frac{1,88}{1,94} = 22,96 \text{ cm} \geq 10 \text{ cm} \rightarrow \text{OK!}$$

Assim, podemos calcular o comprimento de traspasse:

$$l_{0t} = 1,8 \times 22,96 = 41,33 \geq 20 \text{ cm} \rightarrow \text{OK!}$$

Visando a facilidade construtiva, adotou-se o valor de 42 cm para o comprimento de traspasse. As demais lajes com barras emendadas (L208 e L213) também usarão o mesmo comprimento.

Tendo em vista o comprimento de armadura calculado anteriormente, se utilizará uma barra de doze metros e o restante será coberto por outra barra, respeitando-se o comprimento de traspasse calculado, ficando assim:

$$C_1 = 1200 \text{ cm}$$

$$C_2 = 1709 - 1200 + 42 = 551 \text{ cm}$$

Como citado no item 4.5.5.2.1 se faz necessária armadura transversal que resista a, pelo menos, 25% da força longitudinal de uma das barras ancoradas, visando o confinamento do concreto. Visto que o diâmetro da armadura da emenda é de 6,3 mm e a força longitudinal em uma barra é proporcional à sua área de seção transversal, adotou-se um estribo de 5,0 mm de diâmetro, atendendo com sobras à exigência da norma. Como se utilizará 50% das armaduras emendadas na mesma seção, se fará uso de dois estribos, um em cada região de emenda.

Os estribos obedecerão ao item 9.4.6 da NBR 6118:2014 e possuirão ancoragem na ponta com ganchos em ângulo de 45° e comprimento 5 cm e diâmetro interno de dobramento de 15 mm. O detalhamento desta armadura poderá ser verificado no apêndice C do presente trabalho, juntamente com as outras armaduras detalhadas.

O Resultado do detalhamento das armaduras positivas pode ser conferido na Tabela 24 e Tabela 25. Apesar de calculadas separadamente devido as cargas de parede, as lajes L202-2, L203-2 e L206-2 possuem mesma área de aço dos trechos sem influência das paredes e, por isso, aparecem sem distinção de trecho nas tabelas.

Tabela 24 – Detalhamento da Armadura Positiva no Menor Vão das Lajes

Laje	h (cm)	l _{0,x} (cm)	l _{0,y} (cm)	Vigas de apoio (cm)		Ø (mm)	As,uni (cm ² /m)	As (cm ² /m)	n (un./m)	esp. calc. (cm)	esp. adot. (cm)	Quant. (un.)	Ancoragem (cm)	Comp. Mínimo (cm)	Comp. Adotado (cm)	Comp. Total (m)	As,efetiva (cm ² /m)
L201	10,0	398,0	613,0	19,0	17,0	8,00	0,503	3,42	6,80	14,70	14,00	43	8,00	414	428	184,04	3,59
L202	8,0	133,0	613,0	14,0	19,0	6,30	0,312	1,20	3,85	25,98	16,00	38	6,30	145,6	160	60,8	1,94
L203	8,0	93,0	303,0	17,0	14,0	6,30	0,312	1,20	3,85	25,98	16,00	18	6,30	105,6	118	21,24	1,94
L204	8,0	303,0	506,0	14,0	14,0	8,00	0,503	2,73	5,43	18,41	16,00	31	8,00	319	325	100,75	3,14
L205	8,0	93,0	537,0	17,0	14,0	6,30	0,312	1,20	3,85	25,98	16,00	33	6,30	105,6	118	38,94	1,94
L206	8,0	133,0	506,0	14,0	14,0	6,30	0,312	1,20	3,85	25,98	16,00	31	6,30	145,6	155	48,05	1,94
L207	8,0	390,0	506,0	22,0	14,0	8,00	0,503	3,09	6,15	16,27	16,00	31	8,00	406	420	130,2	3,14
L208	7,0	272,0	1675,5	22,0	17,0	6,30	0,312	1,61	5,16	19,36	14,00	119	6,30	284,6	305	362,95	2,22
L209	8,0	220,0	377,5	17,0	14,0	6,30	0,312	1,01	3,24	30,86	16,00	23	6,30	232,6	245	56,35	1,94
L210	8,0	379,0	551,0	14,0	17,0	8,00	0,503	2,79	5,55	18,02	16,00	34	8,00	395	404	137,36	3,14
L211	25,0	663,0	1675,5	22,0	22,0	12,50	1,227	6,72	5,48	18,26	18,00	93	12,50	688	701	651,93	6,81
L212	8,0	198,0	379,0	14,0	17,0	6,30	0,312	0,95	3,05	32,81	16,00	23	6,30	210,6	223	51,29	1,94
L213	7,0	78,0	1675,5	17,0	22,0	6,30	0,312	1,05	3,37	29,69	14,00	119	6,30	90,6	111	132,09	2,22
L401	12,0	459,0	623,0	12,0	12,0	10,00	0,785	5,07	6,46	15,49	15,00	41	10,00	479	491	201,31	5,23

Fonte: Elaborada pelo autor

Tabela 25 – Detalhamento da Armadura Positiva no Maior Vão das Lajes

Laje	h (cm)	l _{0,x} (cm)	l _{0,y} (cm)	Vigas de apoio (cm)		Ø (mm)	As,uni (cm ²)	As (cm ²)	n	esp. calc. (cm)	esp. adot. (cm)	Quant. (un.)	Ancoragem (cm)	Comp. Mínimo (cm)	Comp. Adotado (cm)	Comp. Total (m)	As,efetiva (cm ² /m)
L201	10,0	398,0	613,0	17,0	17,0	6,30	0,312	1,94	6,22	16,07	17,00	23	6,30	625,6	641	147,43	1,83
L202	8,0	133,0	613,0	17,0	17,0	6,30	0,312	0,90	2,89	34,64	33,00	4	6,30	625,6	641	25,64	0,94
L203	8,0	93,0	303,0	14,0	14,0	6,30	0,312	0,90	2,89	34,64	33,00	2	6,30	315,6	325	6,50	0,94
L204	8,0	303,0	506,0	14,0	17,0	6,30	0,312	1,44	4,61	21,70	22,00	13	6,30	518,6	531	69,03	1,41
L205	8,0	93,0	537,0	22,0	14,0	6,30	0,312	0,90	2,89	34,64	33,00	2	6,30	549,6	567	11,34	0,94
L206	8,0	133,0	506,0	14,0	17,0	6,30	0,312	0,90	2,89	34,64	33,00	4	6,30	518,6	531	21,24	0,94
L207	8,0	390,0	506,0	14,0	17,0	6,30	0,312	1,42	4,54	22,03	23,00	16	6,30	518,6	531	84,96	1,35
L208	7,0	272,0	1675,5	17,0	22,0	6,30	0,312	0,90	2,89	34,64	33,00	8	6,30	1688,1	1767	141,36	0,94
L209	8,0	220,0	377,5	14,0	22,0	6,30	0,312	0,81	2,60	38,48	33,00	6	6,30	390,1	408	24,45	0,94
L210	8,0	379,0	551,0	14,0	22,0	6,30	0,312	1,40	4,48	22,30	23,00	16	6,30	563,6	581	92,96	1,35
L211	25,0	663,0	1675,5	17,0	22,0	6,30	0,312	1,88	6,03	16,58	16,00	41	6,30	1688,1	1767	724,47	1,94
L212	8,0	198,0	379,0	14,0	17,0	6,30	0,312	0,81	2,60	38,48	33,00	5	6,30	391,6	404	20,20	0,94
L213	7,0	78,0	1675,5	17,0	22,0	6,30	0,312	0,90	2,89	34,64	33,00	2	6,30	1688,1	1709	34,17	0,94
L401	12,0	459,0	623,0	12,0	12,0	8,00	0,503	3,47	6,90	14,49	14,00	32	8,00	639	641	205,12	3,59

Fonte: Elaborada pelo autor

4.5.5.4 Armadura Negativa

O cálculo de número de barras e espaçamento para armadura negativa é feito de forma semelhante ao método demonstrado anteriormente para armadura positiva. Contudo, o comprimento e ancoragem são determinados de forma distinta, visto que o posicionamento das armaduras não é o mesmo.

O comprimento da armadura negativa é calculado conforme a equação (48).

$$C = g_e + 10\phi + 2 \times 0,25 l_{x,max} + 10\phi + g_d \quad (48)$$

Onde:

g_e e g_d são os comprimentos dos ganchos nas pontas das armaduras. Estes ocupam toda a altura da laje em que se encontram, diminuindo-se os cobrimentos a serem respeitados;

$l_{x,max}$ é o vão da laje. Entretanto, como se trata da armadura entre duas lajes, o valor de $l_{x,max}$ é dado por:

- Maior entre os menores vãos das lajes adjacentes, se ambas forem engastadas;
- Menor vão da laje engastada, quando em apenas uma for engastada.

Detalhamento da Armadura Negativa Entre as Lajes L201 e L202-2

$$A_{s,adotada} = 1,50 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\phi_{adotado} = 6,30 \text{ mm} = 0,312 \text{ cm}^2/\text{barra};$$

Cobrimento Superior: 1,5 cm;

Cobrimento Inferior: 2,5 cm;

Altura da Laje L201 = 10 cm

Altura da Laje L202 = 8 cm

$$l_{x,max} = 138,0 \text{ cm}$$

$$l_{continuidade} = 135,0 \text{ cm}$$

$$n = \frac{1,50}{0,312} = 4,81$$

$$s = \frac{100 \text{ cm}}{4,81} = 20,78 \text{ cm}$$

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

$$Q = \frac{135}{16} - 1 = 8$$

$$g_e = 10 - 2,5 - 1,5 = 6 \text{ cm}$$

$$g_d = 8 - 2,5 - 1,5 = 4 \text{ cm}$$

$$C_{\text{mínimo}} = 6 + 10 \times 0,63 + 2 \times 0,25 \times 138 + 10 \times 0,63 + 4 = 91,60 \text{ cm}$$

Adotou-se comprimento de 110 cm.

Com o objetivo de otimizar a armação das lajes, tentou-se diminuir a quantidade de armaduras com comprimentos distintos adotando padrões para diferentes lajes, respeitando-se sempre a área e comprimento de ancoragem mínimos.

O Resultado do detalhamento pode ser conferido na Tabela 26.

Tabela 26 – Detalhamento da Armadura Negativa Entre as Lajes

Lajes		h (cm)	lx,max (cm)	l continuidade (cm)	ø (mm)	As,uni (cm ²)	As (cm ²)	n	esp. calc. (cm)	esp. adotado (cm)	Quant.	ge (cm)	gd (cm)	Comp. Min. (cm)	Comp. adotado (cm)	Comp. Total (m)	As,efetiva
L201	L202-1	8,0	138,0	479,0	6,30	0,312	1,50	4,81	20,78	16,00	29	6,00	4,00	91,60	110,00	31,90	1,94
L201	L202-2	8,0	138,0	135,0	6,30	0,312	1,50	4,81	20,78	16,00	8	6,00	4,00	91,60	110,00	8,80	1,94
L202-2	L203-1	8,0	138,0	93,0	6,30	0,312	1,20	3,85	25,98	16,00	5	4,00	4,00	89,60	90,00	4,50	1,94
L202-1	L204	8,0	138,0	479,0	6,30	0,312	1,20	3,85	25,98	16,00	29	4,00	4,00	89,60	90,00	26,10	1,94
L202-2	L204	8,0	138,0	28,0	6,30	0,312	1,20	3,85	25,98	16,00	1	4,00	4,00	89,60	90,00	0,90	1,94
L203-1	L204	8,0	98,0	254,0	6,30	0,312	1,20	3,85	25,98	16,00	15	4,00	4,00	69,60	90,00	13,50	1,94
L203-2	L204	8,0	98,0	49,0	6,30	0,312	1,20	3,85	25,98	16,00	3	4,00	4,00	69,60	90,00	2,70	1,94
L204	L206-1	8,0	138,0	437,0	6,30	0,312	1,20	3,85	25,98	16,00	27	4,00	4,00	89,60	90,00	24,30	1,94
L204	L206-2	8,0	138,0	69,0	6,30	0,312	1,20	3,85	25,98	16,00	4	4,00	4,00	89,60	90,00	3,60	1,94
L205	L206-1	8,0	98,0	133,0	6,30	0,312	1,20	3,85	25,98	16,00	8	4,00	4,00	69,60	90,00	7,20	1,94
L205	L207	8,0	98,0	390,0	6,30	0,312	1,20	3,85	25,98	16,00	24	4,00	4,00	69,60	90,00	21,60	1,94
L205	L209	8,0	225,0	93,0	6,30	0,312	1,20	3,85	25,98	16,00	5	4,00	4,00	133,10	140,00	7,00	1,94
L206-1	L207	8,0	138,0	437,0	6,30	0,312	1,20	3,85	25,98	16,00	27	4,00	4,00	89,60	90,00	24,30	1,94
L206-2	L207	8,0	138,0	69,0	6,30	0,312	1,20	3,85	25,98	16,00	4	4,00	4,00	89,60	90,00	3,60	1,94
L207	L209	8,0	395,0	113,0	8,00	0,503	3,65	7,26	13,77	13,00	8	4,00	4,00	221,50	240,00	19,20	3,86
L207	L210	8,0	395,0	379,0	8,00	0,503	3,97	7,90	12,66	12,00	31	4,00	4,00	221,50	240,00	74,40	4,18
L208	L211	7,0	277,0	1684,0	8,00	0,503	3,75	7,46	13,40	13,00	129	2,00	20,00	176,50	180,00	232,20	3,86
L209	L210	8,0	225,0	378,0	6,30	0,312	1,20	3,85	25,98	16,00	23	4,00	4,00	133,10	140,00	32,20	1,94
L210	L211	8,0	384,0	551,0	10,00	0,785	4,38	5,58	17,93	16,00	34	4,00	20,00	236,00	240,00	81,60	4,9
L210	L212	8,0	203,0	379,0	6,30	0,312	1,20	3,85	25,98	16,00	23	4,00	4,00	122,10	140,00	32,20	1,94
L211	L212	8,0	203,0	98,0	8,00	0,503	3,75	7,46	13,40	13,00	7	4,00	20,00	141,50	180,00	12,60	3,86
L211	L213	7,0	83,0	1681,0	8,00	0,503	3,75	7,46	13,40	13,00	129	20,00	2,00	79,50	90,00	116,10	3,86
L212	L213	7,0	203,0	81,0	6,30	0,312	1,20	3,85	25,98	14,00	5	4,00	2,00	120,10	140,00	7,00	2,22

Fonte: Elaborada pelo autor

4.5.5.5 Armadura de Borda

A NBR 6118:2014 em seu item 19.3.3.2 ainda exige que em apoios simples, onde não existam outras lajes na adjacência, deve-se adicionar armadura negativa de borda visando controlar fissuração e melhora no desempenho e ductilidade. Tal armadura deve respeitar a área mínima de aço definida na Tabela 19. As barras devem ter ancoragem de 25 vezes seu diâmetro na viga de apoio, estender-se até, no mínimo, 0,15 vezes o valor do menor vão da laje a partir da face da viga e possuir gancho em sua ponta semelhante ao adotado na armadura negativa.

Sendo assim, seu comprimento é dado conforme a equação (49).

$$C = 25 \phi + b_w - c_v + 0,15 l_x + h - c_s - c_i \quad (49)$$

Cálculo e Detalhamento da Armadura de Borda – Laje L201

Armadura mínima exigida:

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

$$A_s = 0,67 \times \frac{0,150}{100} \times 100 \times 10 = 1,01 \text{ cm}^2/m$$

ϕ_{adotado} : 6,30 mm = 0,312 cm²/barra;

h: 10 cm;

c_s: 1,5 cm;

c_i: 2,5 cm;

b_w: 17 cm;

c_v: 3,0 cm;

l_x: 404cm;

$$C = 25 \times 0,63 + 17 - 3 + 0,15 \times 404 + 10 - 1,5 - 2,5 \cong 97 \text{ cm}$$

Adotou-se comprimento de 110 cm.

Visando otimizar o corte e colocação de armaduras e visto que a esta solução não levaria a aumento significativo da quantidade de aço utilizada, seguiu-se os comprimentos padrão já estabelecidos no detalhamento da armadura negativa.

O Resultado do detalhamento pode ser conferido na Tabela 27 e Tabela 28.

Tabela 27 – Detalhamento da Armadura de Borda no Menor Vão das Lajes

Laje	h (cm)	lx (cm)	l borda (cm)	bw Viga (cm)	ø (mm)	As _{uni} (cm ²)	As (cm ²)	n	esp. calc. (cm)	esp. adotado (cm)	Quant.	Ancoragem (cm)	gd	Comp. Mínimo (cm)	Comp. adotado (cm)	Comp. Total (m)	As _{efetiva}
L201	10,0	404	613,0	17,0	6,30	0,312	1,01	3,2	30,86	30,00	21,0	16,00	6,00	96,6	110	23,10	1,03
L203	8,0	98	303,0	17,0	6,30	0,312	0,81	2,6	38,48	33,00	10,0	16,00	4,00	48,7	60	6,00	0,94
L205	8,0	98	537,0	17,0	6,30	0,312	0,81	2,6	38,48	33,00	17,0	16,00	4,00	48,7	60	10,20	0,94
L208	7,0	277	1675,5	17,0	6,30	0,312	0,71	2,3	43,90	33,00	51,0	16,00	2,00	73,6	90	45,90	0,94
L209	8,0	225	377,5	17,0	6,30	0,312	0,81	2,6	38,48	33,00	12,0	16,00	4,00	67,8	90	10,80	0,94
L210	8,0	384	160,0	14,0	6,30	0,312	0,81	2,6	38,48	33,00	5,0	16,00	4,00	88,6	110	5,50	0,94
L212	8,0	203	379,0	17,0	6,30	0,312	0,81	2,6	38,48	33,00	12,0	16,00	4,00	64,5	90	10,80	0,94
L213	7,0	83	1675,5	17,0	6,30	0,312	0,71	2,3	43,90	33,00	51,0	16,00	2,00	44,5	60	30,60	0,94
L401	12,0	467	623,0	12,0	6,30	0,312	1,21	3,9	25,76	25,00	25,0	16,00	7,00	102,1	110	55,00	1,24

Fonte: Elaborada pelo autor

Tabela 28 – Detalhamento da Armadura de Borda no Maior Vão das Lajes

Laje	h (cm)	lx (cm)	l borda (cm)	bw Viga (cm)	ø (mm)	As _{uni} (cm ²)	As (cm ²)	n	esp. calc. (cm)	esp. adotado (cm)	Quant.	Ancoragem (cm)	gd	Comp. Mínimo (cm)	Comp. adotado (cm)	Comp. Total (m)	As _{efetiva}
L201	10,0	404	398,0	17,0	6,30	0,312	1,01	3,2	30,86	30,00	14,0	16,00	6,00	96,6	110	30,80	1,03
L202	8,0	138	133,0	17,0	6,30	0,312	0,81	2,6	38,48	33,00	5,0	16,00	4,00	54,7	60	6,00	0,94
L204	8,0	308	303,0	17,0	6,30	0,312	0,81	2,6	38,48	33,00	10,0	16,00	4,00	80,2	90	9,00	0,94
L206	8,0	138	133,0	17,0	6,30	0,312	0,81	2,6	38,48	33,00	5,0	16,00	4,00	54,7	60	3,00	0,94
L207	8,0	395	102,0	17,0	6,30	0,312	0,81	2,6	38,48	33,00	4,0	16,00	4,00	93,25	110	4,40	0,94
L208	7,0	277	272,0	22,0	6,30	0,312	0,71	2,3	43,90	33,00	9,0	16,00	2,00	78,55	90	8,10	0,94
L209	8,0	225	220,0	14,0	6,30	0,312	0,81	2,6	38,48	33,00	7,0	16,00	4,00	64,75	90	6,30	0,94
L211	25,0	678	663,0	22,0	6,30	0,312	2,52	8,1	12,37	12,00	56,0	16,00	21,00	157,7	180	100,80	2,59
L212	8,0	203	198,0	14,0	6,30	0,312	0,81	2,6	38,48	33,00	6,0	16,00	4,00	61,45	90	5,40	0,94
L213	7,0	83	78,0	22,0	6,30	0,312	0,71	2,3	43,90	33,00	3,0	16,00	2,00	49,45	60	1,80	0,94
L401	12,0	467	459,0	12,0	6,30	0,312	1,21	3,9	25,76	25,00	19,0	16,00	7,00	102,05	110	41,80	1,24

Fonte: Elaborada pelo autor

O apêndice C do presente trabalho contém as plantas com o posicionamento de todas as armaduras detalhadas.

4.6 ESTADO LIMITE ÚLTIMO DE CISALHAMENTO

4.6.1 Reação de apoio das lajes nas vigas

O cálculo das reações de apoio de lajes maciças retangulares desenvolve-se através da determinação das cargas atuantes nas áreas delimitadas pelas linhas de ruptura. Considera-se, com o objetivo de simplificação, que as reações são distribuídas de maneira uniforme nas vigas de apoio.

Ainda permite-se aproximar as charneiras plásticas por retas partindo dos vértices com angulação definida pelo tipo de apoio da laje, de maneira que os polígonos de carregamento formem-se da seguinte maneira:

- 45° entre dois apoios semelhantes;
- 60° para engaste – apoio, a partir do engaste;
- 90° para apoio – borda livre, a partir do apoio.

Como forma de simplificação para a obtenção das reações de apoio nas lajes, pode-se usar coeficientes variáveis com o caso de vinculação e o valor de λ . Tais coeficientes são apresentados por Carvalho e Figueiredo Filho (2016), e utilizam-se equações (50) a (53).

$$q_x = k_x \times p \times \frac{l_x}{10} \quad (50)$$

$$q_y = k_y \times p \times \frac{l_x}{10} \quad (51)$$

$$q_x^- = k_x^- \times p \times \frac{l_x}{10} \quad (52)$$

$$q_y^- = k_y^- \times p \times \frac{l_x}{10} \quad (53)$$

Onde:

q é a reação de apoio da laje na viga;

k são os coeficientes das tabelas de Carvalho e Figueiredo Filho;

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

l_x é o menor vão da laje.

Cálculo para laje L211:

Carregamento (ELU): 10,63 kN/m²;

Caso na tabela de bares: Caso 1;

l_x : 6,78 m

$$q_x = 5,00 \times 10,63 \times \frac{6,78}{10} = 36,05 \text{ kN/m}$$

$$q_x^- = 5,00 \times 10,63 \times \frac{6,78}{10} = 36,05 \text{ kN/m}$$

$$q_y = 2,50 \times 10,63 \times \frac{6,78}{10} = 18,02 \text{ kN/m}$$

$$q_y^- = 2,50 \times 10,63 \times \frac{6,78}{10} = 18,02 \text{ kN/m}$$

A Tabela 29 apresenta o cálculo da reação de apoio das lajes nas vigas.

Tabela 29 – Reação de Apoio das Lajes nas Vigas

Laje	l_x (cm)	k_x	k_x'	k_y	k_y'	Carregamento ELU (kN/m ²)	q_x (kN/m)	q_x^- (kN/m)	q_y (kN/m)	q_y^- (kN/m)	Reação Máxima (kN/m)
L201	404	3,37	3,37	2,50	2,50	7,48	10,18	10,18	7,56	7,56	10,18
L202-1	138	5,00	5,00	1,44	1,44	6,90	4,76	4,76	1,37	1,37	4,76
L202-2	138	5,00	5,00	1,44	1,44	22,68	15,65	15,65	4,51	4,51	15,65
L203-1	98	3,66	6,25	1,83	1,83	6,78	2,43	4,15	1,22	1,22	4,15
L203-2	98	3,66	6,25	1,83	1,83	22,57	8,09	13,82	4,05	4,05	13,82
L204	308	3,49	3,49	2,50	2,50	6,78	7,29	7,29	5,22	5,22	7,29
L205	98	3,66	6,25	1,83	1,83	6,78	2,43	4,15	1,22	1,22	4,15
L206-1	138	5,00	5,00	1,44	1,44	6,90	4,76	4,76	1,37	1,37	4,76
L206-2	138	5,00	5,00	1,44	1,44	22,68	15,65	15,65	4,51	4,51	15,65
L207	395	2,62	4,54	1,83	1,83	6,78	7,03	12,17	4,90	4,90	12,17
L208	277	3,66	6,25	1,83	1,83	4,33	4,39	7,50	2,20	2,20	7,50
L209	225	2,58	4,48	1,83	3,17	6,78	3,94	6,84	2,79	4,84	6,84
L210	384	2,40	4,15	1,83	3,17	6,78	6,25	10,80	4,77	8,26	10,80
L211	678	5,00	5,00	2,50	2,50	10,63	36,05	36,05	18,02	18,02	36,05
L212	203	2,69	4,66	1,83	3,17	7,48	4,09	7,08	2,78	4,82	7,08
L213	83	3,66	6,25	1,83	1,83	4,33	1,32	2,25	0,66	0,66	2,25
L401	467	3,15	3,15	2,50	2,50	12,03	17,71	17,71	14,05	14,05	17,71

Fonte: Elaborada pelo autor

4.6.2 Cálculo do esforço cortante resistente

Em geral, lajes de concreto possuem bom comportamento em relação aos esforços cortantes, tornando armadura para tais solicitações desnecessárias. Portanto, na verificação das lajes ao cisalhamento, faz-se a comparação do esforço cortante máximo atuante de projeto com a resistência do concreto à solicitação. Usualmente, quando este valor não é suficiente, aumenta-se a espessura da laje, evitando a utilização de armadura de cisalhamento.

Considera-se a maior reação de apoio da laje na viga como o esforço cortante de cálculo, conforme equação (54).

$$V_{sd} = q_{max} \quad (54)$$

Onde:

V_{sd} é o esforço cortante máximo ao qual a laje está submetida;

q_{max} é a maior reação da laje em um apoio, calculado no item 4.6.1.

A equação de cálculo da resistência de projeto ao cisalhamento das lajes é expressa no item 19.4.1 da NBR 6118:2014.

$$V_{Rd1} = [\tau_{Rd} \times k \times (1,2 + 40 \times \rho_1) + 0,15 \times \sigma_{cp}] \times b_w \times d \quad (55)$$

Onde:

$$\tau_{Rd} = 0,25f_{ctd} = 0,25 \times 1,28 = 0,32MPa$$

$$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{(b_w \times d)} \leq 0,02 \quad (56)$$

A_{s1} é a área de armadura de tração que se estende até, no mínimo, $d - l_{b,nec}$ além da seção considerada. Portanto, é necessário a avaliação da região considerada para que se determine a utilização da área de armadura positiva ou negativa no cálculo. Nos casos onde os esforços forem iguais, se considerará a região com menor área de armadura;

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{sd}}{A_c} \quad (57)$$

N_{sd} é a força longitudinal na seção devido à protensão;

k é 1 para elementos com economia de ponta ou 1,6 - d nos demais casos, com d dado em metros.

Logo, para estar segura ao cisalhamento, $V_{sd} \leq V_{rd1}$

Cálculo para a laje L208:

q_{max} : 7,50 kN/m – na viga V207.

$A_{s,efetiva}$ (Armadura Negativa): 3,86 cm²/m

d : 4,10 cm

$$V_{sd} = 7,50 \text{ kN/m}$$

$$\rho_1 = \frac{3,86}{(100 \times 4,10)} = 0,00941$$

$$k = |1,6 - 0,041| = 1,5590 \geq 1$$

$$V_{Rd1} = [320,62 \times 1,5590 \times (1,2 + 40 \times 0,00941) + 0,15 \times 0] \times 1 \times 0,041$$

$$V_{rd1} = 32,31 \text{ kN/m}$$

$V_{rd1} > V_{sd}$. Logo, a laje resiste de forma satisfatória aos esforços aos quais está sendo dimensionada.

Cálculo para a laje L211:

q_{max} : 36,05 kN/m – Nas vigas V207 e V210

$A_{s,efetiva}$ (Armadura Positiva): 6,81 cm²/m

d : 21,88 cm

$$V_{sd} = 36,05 \text{ kN/m}$$

$$\rho_1 = \frac{7,66}{(100 \times 21,88)} = 0,00350$$

$$k = |1,6 - 0,2188| = 1,3813 \geq 1$$

$$V_{Rd1} = [320,62 \times 1,3813 \times (1,2 + 40 \times 0,00350) + 0,15 \times 0] \times 1 \times 0,2188$$

$$V_{Rd1} = 129,82 \text{ kN/m}$$

$V_{rd1} > V_{sd}$. Logo, a laje resiste de forma satisfatória aos esforços aos quais está sendo dimensionada.

A Tabela 30 apresenta os esforços cortantes máximos aos quais a laje está sendo submetida, bem como sua resistência ao cisalhamento e a verificação da segurança ao esforço cortante.

Tabela 30 – Verificação do Cisalhamento nas Lajes

Laje	d (cm)	As (cm ²)	k	ρ_l	τ_{Rd} (kPa)	Vsd (kN/m)	Vrd (kN/m)	Verificação
L201	7,10	3,59	1,5290	0,00506	320,62	10,18	48,81	OK
L202-1	6,19	1,94	1,5382	0,00314	320,62	4,76	40,43	OK
L202-2	6,19	1,94	1,5382	0,00314	320,62	15,65	40,43	OK
L203-1	6,19	1,94	1,5382	0,00314	320,62	4,15	40,43	OK
L203-2	6,19	1,94	1,5382	0,00314	320,62	13,82	40,43	OK
L204	5,10	3,14	1,5490	0,00616	320,62	7,29	36,63	OK
L205	6,19	1,94	1,5382	0,00314	320,62	4,15	40,43	OK
L206-1	6,19	1,94	1,5382	0,00314	320,62	4,76	40,43	OK
L206-2	6,19	1,94	1,5382	0,00314	320,62	15,65	40,43	OK
L207	6,10	3,86	1,5390	0,00633	320,62	12,17	43,74	OK
L208	4,10	3,86	1,5590	0,00941	320,62	7,50	32,31	OK
L209	6,19	1,94	1,5382	0,00314	320,62	6,84	40,43	OK
L210	5,00	4,90	1,5500	0,00980	320,62	10,80	39,56	OK
L211	21,88	6,81	1,3813	0,00311	320,62	36,05	128,31	OK
L212	6,19	1,94	1,5382	0,00314	320,62	7,08	40,43	OK
L213	4,10	3,86	1,5590	0,00941	320,62	2,25	32,31	OK
L401	9,00	5,23	1,5100	0,00581	320,62	17,71	62,41	OK

Fonte: Elaborada pelo autor

4.7 VERIFICAÇÕES NO ESTADO LIMITE DE SERVIÇO

A NBR 6118:2014 além recomendar limites que garantem a segurança e estabilidade das edificações traz também valores máximos para deslocamentos e outros efeitos, garantindo conforto ao usuário e não intervenção em outros sistemas construtivos, prevenindo patologias.

No cálculo das deformações são utilizados os carregamentos na combinação quase permanente, sendo utilizadas as cargas permanentes características e acidentais minoradas, conforme já abordado no presente estudo.

4.7.1 Definição das Lajes Quanto à Fissuração

As lajes maciças de concreto armado, invariavelmente, vão sofrer fissuras no concreto de acordo com o momento fletor suportado. Diferentemente do dimensionamento ao Estado Limite Último, onde considera-se trabalho com fissuração (domínios II ou III), no cálculo considerando a combinação quase permanente de esforços é comum que uma laje, ou parte dela, trabalhe no domínio I, sem fissuras no concreto. Para um cálculo mais acurado das flechas é necessário que se determine a presença ou não de fissuras, tendo em vista que tal ocorrência diminui o efetivo momento de inércia da laje.

Tal verificação é feita determinando-se o momento de fissuração da seção de laje e comparando-o com o momento fletor atuante considerando a combinação frequente de esforços. Uma vez que a peça pode estar trabalhando parte fissurada e parte não fissurada, faz-se por último uma ponderação, obtendo a altura e momento de inércia equivalentes.

As equações para a determinação dos momentos fletores atuantes são as mesmas utilizadas no cálculo das armaduras, portanto não serão aqui abordadas. Define-se o momento de fissuração através da equação (58).

$$M_r = \frac{\alpha f_{ct} I_c}{\gamma_t} \quad (58)$$

Onde:

α é o fator que relaciona a resistência à tração na flexão com a resistência à tração direta no concreto. Para seções retangulares utiliza-se o valor 1,5;

I_c é o momento de inércia da seção bruta do concreto, utiliza-se a altura da laje e uma base de um metro;

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

As lajes cujo momento atuante ultrapassar o resistente terão momento de inércia calculado conforme equação de Branson.

$$I_{eq} = \left(\frac{M_r}{M_a}\right)^3 I_c + \left[1 - \left(\frac{M_r}{M_a}\right)^3\right] I_{II} \leq I_c \quad (59)$$

Onde:

M_r é o momento resistente;

M_a é o momento atuante na laje;

$$I_{II} = \frac{b_w x_{II}^3}{3} + \alpha_e A_s (x_{II} - d)^2 + (\alpha_e - 1) A'_s (x_{II} - d)^2 \quad (60)$$

Onde:

b_w é a base (adotado 100 cm);

x_{II} é a altura da linha neutra no estágio II;

A_s é a área de aço tracionada;

A'_s é a área de aço comprimida (nula, pois não será utilizada a armadura de compressão);

d é a altura útil da laje;

d' é a distância entre a borda e a armadura comprimidas (não será utilizada a armadura de compressão);

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cs}} = \frac{210000}{24150} = 8,6957 \quad (61)$$

$$x_{II} = -A + \sqrt{A^2 + 2B} \quad (62)$$

$$A = \frac{(\alpha_e - 1) A'_s + \alpha_e A_s}{b_w} \quad (63)$$

$$B = \frac{d'(\alpha_e - 1) A'_s + d \alpha_e A_s}{b_w} \quad (64)$$

Sendo verificada a fissuração da laje, o momento de inércia equivalente será dado por ponderação, conforme recomendação do IBRACON (2006), explicitada a seguir na equação (65).

$$I_{eq,laje} = 0,15 I_{eq,1} + 0,7 I_{eq,2} + 0,15 I_{eq,3} \quad (65)$$

Onde:

$I_{eq,1}$ é a Inércia equivalente da seção da laje no apoio esquerdo;

$I_{eq,2}$ é a Inércia equivalente da seção da laje no vão central;

$I_{eq,3}$ é a Inércia equivalente da seção da laje no apoio direito.

Logo, utilizando-se da equação para cálculo do momento de inércia de seções retangulares, obtém-se a altura equivalente da laje.

Tendo em vista que as equações apresentam termos referentes à utilização de armadura de compressão em lajes e como já exposto anteriormente por motivos construtivos estas não serão utilizadas, nos cálculos a seguir tais termos serão omitidos, visto que não possuem influência no resultado. Além disso, como as lajes fissuram em regiões diferentes, onde a região de fissuração encontra-se no meio do vão os termos “ A_s ” e “ d ” referem-se à área de armadura positiva efetiva adotada e nos apoios à área de armadura negativa efetiva e seu braço de alavanca.

Cálculo para a laje L211

h: 25 cm;

Condição de apoio: Unidirecional – Apoio/Apoio;

Carregamento (combinação frequente): 7,30 kN/m²;

l_x : 6,78 m;

$A_{s,efetiva}$: 6,81 cm²/m;

d: 21,88 cm.

Momento Atuante:

$$M^+ = \frac{p l^2}{8} = \frac{7,30 \times 6,78^2}{8} = 41,92 \text{ kN} \times \text{m/m}$$

Momento Resistente:

$$I_c = \frac{b h^3}{12} = \frac{100 \times 25^3}{12} = 130208,33 \text{ cm}^4 = 1,30 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$M_r = \frac{\alpha f_{ct} I_c}{\gamma_t} = \frac{1,5 \times 2,565 \times 130}{12,5} = 40,08 \text{ kN} \times \text{m/m}$$

Como o momento resistente é menor que o momento atuante na laje, ela está fissurada, tendo sua inércia e altura equivalente reduzidas.

$$A = \frac{\alpha_e A_s}{b_w} = \frac{8,6957 \times 6,81}{100} = 0,59$$

$$B = \frac{d \alpha_e A_s}{b_w} = \frac{21,88 \times 8,6957 \times 6,81}{100} = 12,95$$

$$x_{II} = -A + \sqrt{A^2 + 2B} = -0,59 + \sqrt{0,59^2 + 2 \times 12,95} = 4,53$$

$$I_{II} = \frac{b x_{II}^3}{3} + \alpha_e A_s (x_{II} - d)^2 = \frac{100 \times 4,53^3}{3} + 8,6957 \times 6,81 \times (4,53 - 21,88)^2$$

$$I_{II} = 20914,25 \text{ cm}^4$$

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

$$I_{eq} = \left(\frac{40,08}{41,92}\right)^3 \times 130208,33 + \left[1 - \left(\frac{40,08}{41,92}\right)^3\right] \times 20914,25 \leq 130208,33$$

$$I_{eq} = 116439,11 \text{ cm}^4 = 1,16 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

Como a laje é biapoiada e está sujeita a momento positivo em toda sua extensão, não há necessidade de efetuar-se ponderação, visto que será considerado o momento de inércia fissurado em toda a laje.

Logo, a altura equivalente da laje é:

$$I_c = \frac{b h^3}{12} \rightarrow h = \sqrt[3]{\frac{12 \times I}{b}} = \sqrt[3]{\frac{12 \times 1,16 \times 10^{-3}}{1}} = 0,2409 \text{ m} = 24,09 \text{ cm}$$

Cálculo para a laje L207

h: 8 cm;

Condição de apoio: Bidirecional – Caso 3;

$\mu_x = 5,18$;

$\mu_x^- = 10,45$;

$\mu_y = 2,43$;

Carregamento (combinação frequente): 3,95 kN/m²;

l_x : 3,95 m;

$A_{s,efetiva}$: 4,18 cm²/m (Armadura Negativa);

d: 6,10 cm.

$$M_x = \mu_x \frac{p l_x^2}{100} = 5,18 \times \frac{3,95 \times 3,95^2}{100} = 3,19 \text{ kN} \times \text{m/m}$$

$$M_y = \mu_y \frac{p l_x^2}{100} = 2,43 \times \frac{3,95 \times 3,95^2}{100} = 1,50 \text{ kN} \times \text{m/m}$$

$$M_x^- = \mu_x^- \frac{p l_x^2}{100} = 10,45 \times \frac{3,95 \times 3,95^2}{100} = 6,43 \text{ kN} \times \text{m/m}$$

Momento Resistente:

$$I_c = \frac{b h^3}{12} = \frac{100 \times 8^3}{12} = 4266,67 \text{ cm}^4 = 4,27 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$M_r = \frac{\alpha f_{ct} I_c}{\gamma_t} = \frac{1,5 \times 2,565 \times 4,27}{4} = 4,10 \text{ kN} \times \text{m/m}$$

Será levado em conta o momento atuante mais crítico, logo, a fissuração e conseqüente redução de inércia se dará devido ao momento negativo junto ao apoio atuante na direção do menor vão.

$$A = \frac{\alpha_e A_s}{b_w} = \frac{8,6957 \times 4,18}{100} = 0,36$$

$$B = \frac{d \alpha_e A_s}{b_w} = \frac{6,10 \times 8,6957 \times 4,18}{100} = 2,22$$

$$x_{II} = -A + \sqrt{A^2 + 2B} = -0,36 + \sqrt{0,36^2 + 2 \times 2,22} = 1,77$$

$$I_{II} = \frac{b x_{II}^3}{3} + \alpha_e A_s \times (x_{II} - d)^2 = \frac{100 \times 1,77^3}{3} + 8,6957 \times 4,18 \times (1,77 - 6,10)^2$$

$$I_{II} = 866,32 \text{ cm}^4$$

$$I_{eq} = \left(\frac{4,10}{6,43}\right)^3 \times 4266,67 + \left[1 - \left(\frac{4,10}{6,43}\right)^3\right] \times 866,32 \leq I_c$$

$$I_{eq} = 1747,86 \text{ cm}^4 = 1,75 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

Como somente o apoio engastado da laje está submetido a momento maior que o resistente, a ponderação se dará da seguinte maneira:

$$I_{eq,laje} = 0,15 \times 1,75 \times 10^{-5} + 0,7 \times 4,27 \times 10^{-5} + 0,15 \times 4,27 \times 10^{-5}$$

$$I_{eq,laje} = 3,89 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

Logo, a altura equivalente da laje é:

$$I_c = \frac{b \times h^3}{12} \rightarrow h = \sqrt[3]{\frac{12 \times I}{b}} = \sqrt[3]{\frac{12 \times 3,89 \times 10^{-5}}{1}} = 0,0776 \text{ m} = 7,76 \text{ cm}$$

O resultado dos cálculos demonstrados acima para todas as lajes, resultando em sua altura e momento de inércia equivalentes podem ser verificados nas tabelas

Tabela 31, Tabela 32, Tabela 33 e Tabela 34.

Tabela 31 – Verificação da Fissuração das Lajes

Laje	h (cm)	lx (cm)	Carregamento Comb. Frequente (kN/m ²)	Ic (m ⁴)	Mr (kNm/m)	Vão		Apoio 1		Apoio 2	
						Mx (kNm/m)	Situação	Mx- (kNm/m)	Situação	Mx- (kNm/m)	Situação
L201	10	404	4,45	8,33E-05	6,41	5,82	Bruta	0,00	Bruta	0,00	Bruta
L202-1	8	138	4,03	4,27E-05	4,10	0,32	Bruta	0,64	Bruta	0,64	Bruta
L202-2	8	138	15,30	4,27E-05	4,10	1,21	Bruta	2,43	Bruta	2,43	Bruta
L203-1	8	98	3,95	4,27E-05	4,10	0,27	Bruta	0,47	Bruta	0,00	Bruta
L203-2	8	98	15,22	4,27E-05	4,10	1,03	Bruta	1,83	Bruta	0,00	Bruta
L204	8	308	3,95	4,27E-05	4,10	3,24	Bruta	0,00	Bruta	0,00	Bruta
L205	8	98	3,95	4,27E-05	4,10	0,27	Bruta	0,47	Bruta	0,00	Bruta
L206-1	8	138	4,03	4,27E-05	4,10	0,32	Bruta	0,64	Bruta	0,64	Bruta
L206-2	8	138	15,30	4,27E-05	4,10	1,21	Bruta	2,43	Bruta	2,43	Bruta
L207	8	395	3,95	4,27E-05	4,10	3,19	Bruta	6,43	Fissurada	0,00	Bruta
L208	7	277	2,80	2,86E-05	3,14	1,51	Bruta	2,68	Bruta	0,00	Bruta
L209	8	225	3,95	4,27E-05	4,10	1,05	Bruta	2,26	Bruta	0,00	Bruta
L210	8	384	3,95	4,27E-05	4,10	2,71	Bruta	6,04	Fissurada	0,00	Bruta
L211	25	678	7,30	1,30E-03	40,08	41,92	Fissurada	0,00	Bruta	0,00	Bruta
L212	8	203	4,15	4,27E-05	4,10	0,95	Bruta	1,99	Bruta	0,00	Bruta
L213	7	83	2,80	2,86E-05	3,14	0,14	Bruta	0,24	Bruta	0,00	Bruta
L401	12	467	6,80	1,44E-04	9,23	10,28	Fissurada	0,00	Bruta	0,00	Bruta

Fonte: Elaborada pelo autor

Tabela 32 – Cálculo do Momento de Inércia Equivalente na Seção Fissurada das Lajes

Laje	d (cm)	Ic (m ⁴)	As (cm ² /m)	Mr (kNm/m)	Ma (kNm/m)	A	B	xII	III (cm ⁴)	Ieq (cm ⁴)
L207	6,10	4,27E-05	4,18	4,10	6,43	0,36	2,22	1,77	866,32	1,75E+03
L210	5,00	4,27E-05	4,9	4,10	6,04	0,43	2,13	1,68	627,71	1,77E+03
L211	21,88	1,30E-03	6,81	40,08	41,92	0,59	12,95	4,53	20914,25	1,16E+05
L401	9,00	1,44E-04	5,23	9,23	10,28	0,45	4,09	2,44	2441,33	1,11E+04

Fonte: Elaborada pelo autor

Tabela 33 – Cálculo do Momento de Inércia e Altura Equivalentes das Lajes Fissuradas

Lajes	Ieq (1° Apoio)		Ieq (Vão)		Ieq (2° Apoio)		Ieq (cm ⁴)	heq (cm)
	I	l	I	l	I	l		
L207	1,75E+03	0,15	4,27E+03	0,70	4,27E+03	0,15	3,89E+03	7,76
L210	1,77E+03	0,15	4,27E+03	0,70	4,27E+03	0,15	3,89E+03	7,76
L211	1,16E+05	0,15	1,16E+05	0,70	1,16E+05	0,15	1,16E+05	24,09
L401	1,11E+04	0,15	1,11E+04	0,70	1,11E+04	0,15	1,11E+04	11,00

Fonte: Elaborada pelo autor

Tabela 34 – Resumo das Lajes e Respetivos Momento de Inércia e Altura

Laje	Situação	I (cm ⁴)	h (cm)
L201	Bruta	8,33E+03	10,00
L202-1	Bruta	4,27E+03	8,00
L202-2	Bruta	4,27E+03	8,00
L203-1	Bruta	4,27E+03	8,00
L203-2	Bruta	4,27E+03	8,00
L204	Bruta	4,27E+03	8,00
L205	Bruta	4,27E+03	8,00
L206-1	Bruta	4,27E+03	8,00
L206-2	Bruta	4,27E+03	8,00
L207	Fissurada	3,89E+03	7,76
L208	Bruta	2,86E+03	7,00
L209	Bruta	4,27E+03	8,00
L210	Fissurada	3,89E+03	7,76
L211	Fissurada	1,16E+05	24,09
L212	Bruta	4,27E+03	8,00
L213	Bruta	2,86E+03	7,00
L401	Fissurada	1,11E+04	11,00

Fonte: Elaborada pelo autor

4.7.2 Determinação da Flecha Imediata

A flecha imediata ocorre imediatamente após a retirada do escoramento do elemento estrutural e é dependente apenas de seu carregamento e vão, além das características intrínsecas do concreto a ser utilizado.

Tais deformações podem ser calculadas de acordo com sua vinculação através das equações (66), (67) e (68) para o caso de lajes unidirecionais e equação (69) para lajes bidirecionais.

Lajes unidirecionais:

Laje biapoiada:

$$f_0 = \frac{5}{384} \times \frac{p \times l^4}{EI} \quad (66)$$

Laje engastada-apoiada:

$$f_0 = \frac{1}{184,6} \times \frac{p \times l^4}{EI} \quad (67)$$

Laje engastada-engastada:

$$f_0 = \frac{1}{384} \times \frac{p \times l^4}{EI} \quad (68)$$

Onde:

p é o carregamento na combinação quase permanente de ações;

l é o vão da laje;

E é o módulo de elasticidade secante do concreto;

I é o momento de inércia útil da seção.

Lajes bidirecionais:

O cálculo de flechas imediatas para lajes bidirecionais se dá de forma semelhante ao cálculo dos momentos fletores, onde utiliza-se um coeficiente das tabelas de BARES baseado em seu caso de vinculação e relação entre vãos. Tal deflexão pode-se calcular através da equação (69), segundo Carvalho e Figueiredo Filho (2010).

$$f_0 = \frac{p}{E} \times \frac{l_x^4}{h^3} \times \frac{\alpha}{100} \quad (69)$$

Onde:

p é o carregamento na combinação quase permanente de ações;

E é o módulo de elasticidade secante do concreto;

l_x é o comprimento do menor vão da laje;

h é a altura útil da laje;

α é o coeficiente dado pela tabela de Bares.

Cálculo para a laje L211

Condição de apoio: Unidirecional – Biapoiada;

Carregamento: 7,25 kN/m²;

l_x : 6,78 m;

$I_{equivalente} = 116439,11 \text{ cm}^4$.

$$f_0 = \frac{5}{384} \times \frac{7,25 \times 6,78^4}{24150000 \times 1,16 \times 10^{-3}} = 0,709 \times 10^{-2} m$$

$$f_0 = 0,709 \text{ cm}$$

Cálculo para a laje L210

Condição de apoio: Bidirecional – Caso 4;

Carregamento: 3,80 kN/m²;

l_x: 3,84 m;

h_{equivalente} = 7,76 cm;

α = 4,22.

$$f_0 = \frac{3,80}{24150000} \times \frac{3,84^4}{0,0776^3} \times \frac{4,22}{100} = 3,09 \times 10^{-3} m$$

$$f_0 = 0,309 \text{ cm}$$

O resultado dos cálculos para todas as lajes pode ser verificado na Tabela 35 para lajes unidirecionais e Tabela 36 para o caso das bidirecionais.

Tabela 35 – Flecha Imediata em Lajes Unidirecionais

Lajes	Condição de Apoio	p (kN/m ²)	l _x (cm)	E (MPa)	I (cm ⁴)	f ₀ (cm)
L202-1	Engaste/Engaste	3,88	138,00	24150	4266,67	0,004
L202-2	Engaste/Engaste	15,15	138,00	24150	4266,67	0,014
L203-1	Apoio/Engaste	3,80	98,00	24150	4266,67	0,002
L203-2	Apoio/Engaste	15,07	98,00	24150	4266,67	0,007
L205	Apoio/Engaste	3,80	98,00	24150	4266,67	0,002
L206-1	Engaste/Engaste	3,88	138,00	24150	4266,67	0,004
L206-2	Engaste/Engaste	15,15	138,00	24150	4266,67	0,014
L208	Apoio/Engaste	2,75	277,00	24150	2858,33	0,127
L211	Apoio/Apoio	7,25	678,00	24150	116439,11	0,709
L213	Apoio/Engaste	2,75	83,00	24150	2858,33	0,000

Fonte: Elaborada pelo autor

Tabela 36 – Flecha Imediata em Lajes Bidirecionais

Lajes	Condição de Apoio	h (cm)	α	p (kN/m ²)	lX (cm)	E (MPa)	I (cm ⁴)	f ₀ (cm)
L201	1 (Bares)	10,00	9,10	4,30	404,00	24150	8333,33	0,431
L204	1 (Bares)	8,00	9,91	3,80	308,00	24150	4266,67	0,274
L207	3 (Bares)	7,76	4,33	3,80	395,00	24150	3889,20	0,355
L209	4 (Bares)	8,00	4,88	3,80	225,00	24150	4266,67	0,038
L210	4 (Bares)	7,76	4,22	3,80	384,00	24150	3891,71	0,309
L212	4 (Bares)	8,00	5,22	3,95	203,00	24150	4266,67	0,028
L401	1 (Bares)	11,00	7,77	6,50	467,00	24150	11101,86	0,746

Fonte: Elaborada pelo autor

4.7.3 Determinação da Flecha Diferida no Tempo

Os elementos estruturais de concreto, além de sofrerem deformações devido ao carregamento da estrutura e consequente aumento de tensão, deformam ao longo no tempo mesmo a tensão constante, num fenômeno denominado fluência. Tal acréscimo de deformação é influenciado principalmente pela idade de aplicação das cargas de longa duração (retirada das escoras).

A NBR 6118:2014 permite estimar a deformação total (imediate + fluência) através da equação (70).

$$f_{(\infty)} = (1 + \alpha_f) \times f_0 \quad (70)$$

Onde:

f₀ é a flecha imediata;

$$\alpha_f = \frac{\Delta\xi}{1 + 50\rho'} \quad (71)$$

$$\rho' = \frac{A'_s}{b \times d} \quad (72)$$

$$\Delta\xi = \xi(t) - \xi(t_0) \quad (73)$$

$$\xi(t) = 0,68 \times (0,996^t) \times t^{0,32}, \text{ para } t \leq 70 \text{ meses} \quad (74)$$

$\xi(t)$ – Coeficiente em função do tempo ($\xi(t) = 2$ para $t > 70$ meses), segundo a NBR 6118:2014

Considerando para o caso em questão a retirada de escoras após 21 dias, temos que:

$$\xi(21/30) = 0,68 \times (0,996^{21/30}) \times (21/30)^{0,32} = 0,60$$

$$\Delta\xi = 2 - 0,60 = 1,40$$

Como não se está utilizando armadura de compressão para a laje, $\rho' = 0$, logo:

$$\alpha_f = \frac{1,40}{1 + 0} = 1,40$$

Cálculo para a laje L211

f_0 : 0,709 cm

$$f_{(\infty)} = (1 + 1,40) \times 0,709 = 1,698 \text{ cm}$$

Cálculo para a laje L210

f_0 : 0,309 cm

$$f_{(\infty)} = (1 + 1,40) \times 0,309 = 0,740 \text{ cm}$$

A Tabela 37 apresenta os resultados das flechas imediatas e totais, após acréscimo da deformação por fluência.

Tabela 37 – Flecha Diferida das Lajes

Laje	f ₀ (cm)	ξ (t)	ξ (t ₀)	αf	f _∞ (cm)
L201	0,431	2,00	0,60	1,40	1,032
L202-1	0,004	2,00	0,60	1,40	0,009
L202-2	0,014	2,00	0,60	1,40	0,033
L203-1	0,002	2,00	0,60	1,40	0,004
L203-2	0,007	2,00	0,60	1,40	0,018
L204	0,274	2,00	0,60	1,40	0,656
L205	0,002	2,00	0,60	1,40	0,004
L206-1	0,004	2,00	0,60	1,40	0,009
L206-2	0,014	2,00	0,60	1,40	0,033
L207	0,355	2,00	0,60	1,40	0,850
L209	0,038	2,00	0,60	1,40	0,092
L208	0,127	2,00	0,60	1,40	0,304
L210	0,309	2,00	0,60	1,40	0,740
L211	0,709	2,00	0,60	1,40	1,698
L212	0,028	2,00	0,60	1,40	0,068
L213	0,000	2,00	0,60	1,40	0,001
L401	0,746	2,00	0,60	1,40	1,787

Fonte: Elaborada pelo autor

4.7.4 Verificação dos Limites de Deformação

4.7.4.1 Limites de Aceitabilidade Sensorial

A NBR 6118:2014 define que a deflexão máxima de lajes para que se garanta o conforto do usuário é definida pelos seguintes limites:

Limite de Aceitabilidade Sensorial Visual: $l_x/250$;

Limite Sensorial de Vibração: $l_x/350$.

Todavia, a deformação calculada anteriormente não se aplica na verificação do limite sensorial de vibração, visto que neste caso deve-se considerar somente a flecha imediata sob o efeito das cargas acidentais. Por isso, o cálculo da deformação da laje para verificação do limite sensorial de vibração é feito conforme a equação (75).

$$f_0' = \frac{q}{p} \times f_0 \quad (75)$$

Onde:

q é a carga acidental incidente na laje;

p é a carga total na laje.

Verificação da Laje L211

lx: 678 cm

flecha total: 1,698 cm

flecha imediata: 0,709 cm

q: 0,50 kN/m²

p: 7,25 kN/m²

Limite de aceitabilidade sensorial visual:

$$f_{adm} = \frac{l_x}{250} = \frac{678}{250} = 2,712 \text{ cm} > 1,698 \rightarrow OK$$

Limite sensorial de Vibração:

$$f_{adm} = \frac{l_x}{350} = \frac{678}{350} = 1,937 \text{ cm}$$

$$f'_0 = \frac{0,50}{7,25} \times 0,709 = 0,049 \text{ cm} < 1,937 \rightarrow OK$$

Verificação da Laje L210

lx: 384cm

flecha imediata: 0,309 cm

flecha total: 0,740 cm

q: 1,50 kN/m²

p: 3,80 kN/m²

Limite de aceitabilidade sensorial visual:

$$f_{adm} = \frac{l_x}{250} = \frac{384}{250} = 1,536 \text{ cm} > 0,740 \rightarrow OK$$

Limite sensorial de Vibração:

$$f_{adm} = \frac{l_x}{350} = \frac{384}{350} = 1,097 \text{ cm}$$

$$f'_0 = \frac{1,50}{3,80} \times 0,309 = 0,122 \text{ cm} < 1,097 \rightarrow OK$$

A Tabela 38 apresenta a verificação dos limites sensoriais para todas as lajes.

Tabela 38 – Verificação dos Limites Sensoriais

Laje	f ₀ (cm)	f _∞ (cm)	l _x (cm)	Limite Sensorial visual		Limite Sensorial de Vibração			
				flim (l _x /250)	Situação	q/p	f(q) (cm)	flim (l _x /350) (cm)	Situação
L201	0,431	1,032	404,00	1,616	OK	0,349	0,150	1,154	OK
L202-1	0,004	0,009	138,00	0,552	OK	0,387	0,001	0,394	OK
L202-2	0,014	0,033	138,00	0,552	OK	0,387	0,005	0,394	OK
L203-1	0,002	0,004	98,00	0,392	OK	0,395	0,001	0,280	OK
L203-2	0,007	0,018	98,00	0,392	OK	0,395	0,003	0,280	OK
L204	0,274	0,656	308,00	1,232	OK	0,395	0,108	0,880	OK
L205	0,002	0,004	98,00	0,392	OK	0,395	0,001	0,280	OK
L206-1	0,004	0,009	138,00	0,552	OK	0,387	0,001	0,394	OK
L206-2	0,014	0,033	138,00	0,552	OK	0,387	0,005	0,394	OK
L207	0,355	0,850	395,00	1,580	OK	0,395	0,140	1,129	OK
L208	0,038	0,092	225,00	0,900	OK	0,182	0,007	0,643	OK
L209	0,127	0,304	277,00	1,108	OK	0,395	0,050	0,791	OK
L210	0,309	0,740	384,00	1,536	OK	0,395	0,122	1,097	OK
L211	0,709	1,698	678,00	2,712	OK	0,069	0,049	1,937	OK
L212	0,028	0,068	203,00	0,812	OK	0,507	0,014	0,580	OK
L213	0,000	0,001	83,00	0,332	OK	0,182	0,000	0,237	OK
L401	0,746	1,787	467,00	1,868	OK	0,462	0,345	1,334	OK

Fonte: Elaborada pelo autor

4.7.4.2 Efeitos em Elementos Não Estruturais

É necessário garantir também que a deflexão sofrida por uma laje não cause efeitos indesejáveis sobre elementos que se apoiem nestas, usualmente paredes. Para isto a NBR 6118:2014 define que o limite aceitável de deslocamento é de:

$$f_{adm} \leq \left\{ \begin{array}{l} l_{par}/500 \\ 1 \text{ cm} \end{array} \right\}$$

Verificação da Laje L202-2

$l_{par} = l_x = 138 \text{ cm}$

flecha imediata: 0,014 cm

flecha total: 0,034 cm

$$f_{adm} \leq \left\{ \begin{array}{l} 138/500 \\ 1 \text{ cm} \end{array} \right\} = \left\{ \begin{array}{l} 0,276 \text{ cm} \\ 1 \text{ cm} \end{array} \right\}$$

A deformação que efetivamente causa efeitos sobre a parede é dada pela diferença entre a flecha calculada no dia da retirada das escoras, sem atuação do peso da alvenaria, e a deflexão total calculada. Como a flecha diferida da laje atende ao requisito, não se fez necessário o cálculo desta sem o peso da alvenaria. Conclui-se, portanto, que a L202-2 atende os requisitos de norma para efeitos em elementos não estruturais.

A Tabela 39 apresenta a verificação do limite de deslocamento para elementos não estruturais para todas as lajes com paredes apoiadas diretamente sobre si. Assim como no caso da L202-2, simplificou-se o cálculo comparando a flecha diferida ao limite estabelecido por norma.

Tabela 39 – Verificação dos Efeitos em Elementos Não Estruturais

Laje	f0 (cm)	f∞ (cm)	lx (cm)	lx/500 (cm)	Situação
L202-2	0,014	0,033	138,00	0,276	OK
L203-2	0,007	0,018	98,00	0,196	OK
L206-2	0,014	0,033	138,00	0,276	OK

Fonte: Elaborada pelo autor

5 CÁLCULO E DETALHAMENTO DA LAJE NERVURADA

Em situações em que os vãos da laje são muito extensos, lajes maciças tornam-se antieconômicas, pois necessitam de grande altura para atender aos critérios de segurança e

deformação e por isso passam a interferir arquitetonicamente e solicitar a estrutura em demasia devido ao seu grande peso próprio.

Em caso de grandes vãos utiliza-se comumente lajes nervuradas. Estas, por sua vez, possuem nervuras armadas que atuam resistindo aos esforços de tração, reduzindo a quantidade de concreto na porção tracionada e aliviando o peso total da laje.

Pode-se utilizar diferentes espaçamentos de nervuras sendo que:

- $S > 110$ cm: Assume-se que a mesa atua como laje maciça apoiada na grelha de nervuras, que atuam como vigas.
- $65 < S < 110$ cm: Deve-se dimensionar as mesas à flexão, considerando o vão das nervuras. As nervuras devem ser verificadas ao cisalhamento conforme vigas e à flexão como lajes maciças.
- $S < 65$ cm: Dispensa-se o dimensionamento da mesa à flexão, sendo utilizado o critério de lajes maciças para verificação do cisalhamento das nervuras.

Pode-se, para o uso em residências, preencher os vãos entre nervuras com material inerte, visando aumentar o isolamento acústico e térmico e proporcionar uma superfície plana para cobertura da estrutura com revestimento.

5.1 DIMENSÕES ADOTADAS

Visto que o uso de lajes nervuradas não é necessário nem econômico em todas as situações deste projeto, será dimensionada apenas para a laje L211. Apenas esta possui grande vão e real necessidade de solução mais econômica. A adoção de tal sistema visa reduzir o peso do elemento estrutural, reduzindo conseqüentemente a carga suportadas pelas vigas e pilares de suporte.

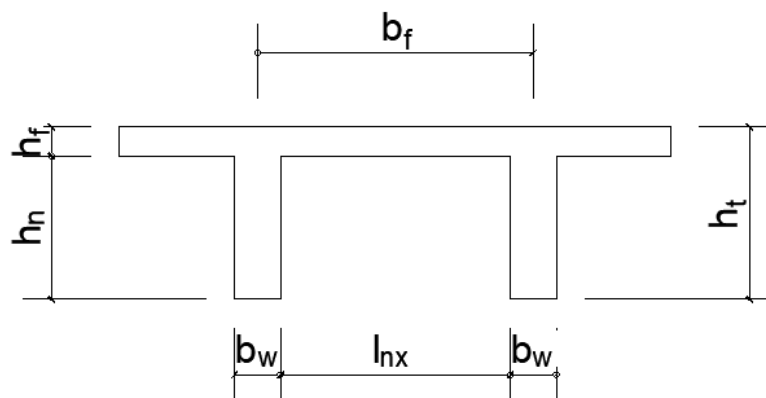
Segundo PERLIN, PINTO E PADARATZ (2019) a espessura total pode ser estimada por 1/30 do vão livre, desta forma, a altura total das lajes será estimada por:

L211:

$$h = \frac{l_{0x}}{30} = \frac{663,0}{30} = 22,1 \sim 22 \text{ cm} - \text{Utilizado: } 30 \text{ cm}$$

Tendo em vista a região de utilização das lajes nervuradas no projeto, as solicitações e adotando tipo de armação unidirecional, admite-se os valores da Tabela 40 para o dimensionamento da laje.

Figura 17 - Dimensões da Laje Nervurada



Fonte: Elaborada pelo autor com base em PERLIN, PINTO E PADARATZ (2019)

Tabela 40 – Dimensões da Laje Nervurada

Laje	b_f - distância entre nervuras (cm)	h_f - Altura da Mesa (cm)	b_w - Largura da Nervura (cm)	h_n - Altura da Nervura (cm)	h_t - Altura Total (cm)
L211	60	5	10	25	30

Fonte: Elaborada pelo autor

5.2 DETERMINAÇÃO DOS VÃOS EFETIVOS

O procedimento para obtenção dos vãos de dimensionamento é o mesmo utilizado no cálculo para lajes maciças, utilizando-se as equações (17) e (18). Deve-se utilizar o menor valor entre a largura do apoio dividida por 2 e a altura estimada da laje multiplicada por 0,3 acrescido ao vão livre da laje.

Cálculo para L211:

Altura Estimada (h) = 30 cm;

Menor Vão

$l_{0,x} = 663$ cm;

Largura dos apoios = 22 cm e 22 cm.

$$a_1 \leq \left\{ \begin{array}{l} \frac{22}{2} = 11 \\ 0,3 \times 30 = 9,0 \end{array} \right\} \quad a_2 \leq \left\{ \begin{array}{l} \frac{22}{2} = 11 \\ 0,3 \times 30 = 9,0 \end{array} \right\}$$

$$l_x = 663 + 9,0 + 9,0 = 681 \text{ cm}$$

Maior Vão

$l_{0,y} = 1675,5 \text{ cm};$

Largura dos apoios = 17 cm e 22 cm.

$$a_1 \leq \left\{ \begin{array}{l} \frac{17}{2} = 8,5 \\ 0,3 \times 30 = 9,0 \end{array} \right\} \quad a_2 \leq \left\{ \begin{array}{l} \frac{22}{2} = 11 \\ 0,3 \times 30 = 9,0 \end{array} \right\}$$

$$l_y = 1675,5 + 8,5 + 9,0 = 1693 \text{ cm}$$

5.3 TIPO DE ARMADURA DA LAJE

Apesar de já calculado nas lajes maciças, é necessário determinar novamente a relação entre os vãos da laje L211 devido à ligeira alteração nos vãos efetivos da mesma.

Cálculo para L211:

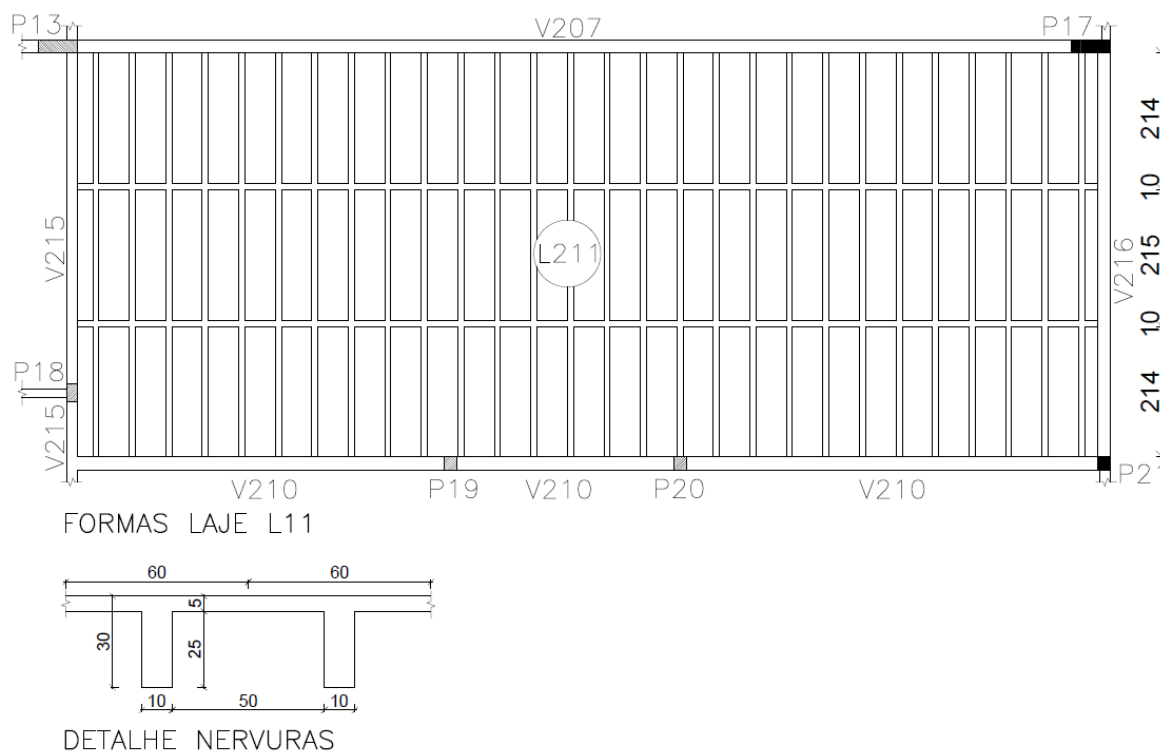
$l_x = 681 \text{ cm}$ e $l_y = 1693 \text{ cm}$

$$\lambda = \frac{l_y}{l_x} = \frac{1693}{681} = 2,49$$

Portanto, conclui-se que a laje é unidirecional e terá as nervuras posicionadas apenas na direção do menor vão.

Será adotada orientação da NBR 6118:1980 e encontrada em vasta bibliografia, exigindo uma nervura transversal a cada 4,0 m de vão e, no mínimo, duas para vãos maiores de 6 m. Tais nervuras tem como objetivo melhor redistribuição de esforços, uniformização de flecha e aumento da rigidez. A distribuição das nervuras se dará de acordo com a Figura 18.

Figura 18 - Distribuição de Nervuras da Laje



Fonte: Figura 14.2 da NBR 6118:2014

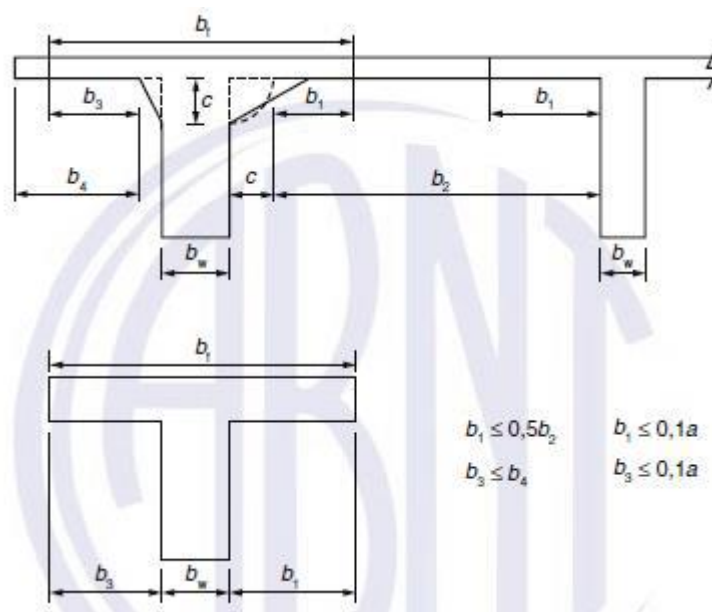
5.4 CONDIÇÃO DE APOIO DA LAJE

A vinculação entre lajes obedece aos mesmos parâmetros explicitados no item 4.3 do presente trabalho. Tendo em vista que a laje L211 não pode ser engastada em nenhuma laje adjacente por não respeitar os critérios de vão e altura semelhantes, considera-se simplesmente apoiada.

5.5 LARGURA COLABORANTE

O item 14.6.2.2 da NBR 6118:2014 prevê o cálculo da largura colaborante para a mesa de vigas de seção T, como são calculadas as lajes nervuradas, de acordo com sua vinculação e comprimento do vão, conforme Figura 19.

Figura 19 - Largura Colaborante de Lajes Nervuradas



Fonte: Figura 14.2 da NBR 6118:2014

Onde:

b_t é a largura colaborante

$a = 1,0l$ para vigas simplesmente apoiadas;

$a = 0,75l$ para vigas com engaste/apoio;

$a = 0,6l$ para vigas engastadas em ambas as extremidades;

$a = 2,0l$ para vigas em balanço;

l é 10% do comprimento do vão.

Cálculo para L211:

$l_{0,x} = 681$ cm;

Vinculação: Unidirecional Biapoiada.

$$a = 681 \text{ cm}$$

$$b_1 = b_3 \leq 0,1 a = 0,1 \times 681 = 68,1 \text{ cm}$$

Posto que a laje L211 possui espaçamento e largura de nervuras, respectivamente, de 50 cm e 10 cm, esta possui a largura colaborante máxima, que é a distância entre eixos das nervuras (60 cm). Logo, $b_t = b_f$ e considera-se toda a mesa da laje atuante estruturalmente.

5.6 CARREGAMENTOS DA LAJE NERVURADA

5.6.1 Ações Permanentes

Na determinação dos carregamentos permanentes nas lajes nervuradas deve-se atentar para o correto cálculo do peso da laje, visto que se trata de uma seção composta. Também deve-se agora determinar o carregamento por nervura, visto que o dimensionamento se dará por faixa de nervura e não mais por metro quadrado, como acontecia no caso das lajes maciças.

O peso próprio da laje é determinado de acordo com a equação (76).

$$P_p = (b_w \times h_n + b_f \times h_f) \times \gamma_c \quad (76)$$

Onde:

b_w é a largura da nervura;

h_n é a altura da nervura;

b_f é a distância entre eixos de nervuras;

h_f é a altura da mesa da laje;

γ_c é o peso específico do concreto.

Os demais materiais a serem considerados são o forro de gesso e a cobertura, carregamentos estes já utilizados para lajes maciças, presentes na Tabela 9. Não será considerado o peso do enchimento em EPS por possuir peso específico muito baixo (aproximadamente 19 kg/m³), não exercendo influência nos cálculos.

Cálculo para L211:

$b_f = 60$ cm.

Peso próprio:

$$P_p = (b_w \times h_n + b_f \times h_f) \times \gamma_c = (0,10 \times 0,25 + 0,60 \times 0,05) \times 25 = 1,38 \text{ kN/m}$$

Gesso:

$$g_{gesso} = 0,12 \text{ kN/m}^2$$

$$g_{\text{gesso/nervura}} = 0,12 \times 0,60 = 0,08 \text{ kN/m}$$

Reboco Teto Pavimento Térreo:

$$g_{\text{Revestimento}} = \gamma_{\text{arg.}} \cdot e = 19 \times 0,015 = 0,285 \text{ kN/m}^2$$

$$g_{\text{Revestimento/nervura}} = 0,285 \times 0,60 = 0,18 \text{ kN/m}$$

Telhado:

$$g_{\text{Telhado}} = 0,44 \text{ kN/m}^2$$

$$g_{\text{Telhado/nervura}} = 0,44 \times 0,60 = 0,27 \text{ kN/m}$$

Carregamento Total:

$$g_{\text{carregamento/nervura}} = 1,38 + 0,08 + 0,18 + 0,27 = 1,91 \text{ kN/m}$$

5.6.2 Carregamentos Acidentais

O carregamento acidental da L211 é o mesmo já determinado para o caso de laje maciça. Considera-se o carregamento exigido por norma para forro, onde não há depósito de cargas nem acesso de pessoas, que é de 0,50 kN/m².

Carregamento Total:

$$q_{\text{carregamento/nervura}} = 0,50 \times 0,60 = 0,30 \text{ kN/m}$$

5.6.3 Combinações de Carregamento

Faz-se a combinação de carregamentos visando abordar as diferentes solicitações às quais a laje está submetida durante seu uso, utilizando-se os coeficientes da Tabela 13 e de acordo com as combinações expostas na Tabela 12.

Tabela 41 – Dimensões da Laje Nervurada

Laje	Carga Permanente (kN/m)	Carga Acidental (kN/m)	γ	Ψ_1	Ψ_2	Combinação Quase Permanente (kN/m)	Combinação Freqüente (kN/m)	Estado Limite Último (kN/m)
L211	1,91	0,30	1,4	0,4	0,3	2,00	2,03	3,09

Fonte: Elaborada pelo autor

5.7 ESTADO LIMITE ÚLTIMO DE FLEXÃO

5.7.1 Cálculo dos Momentos Fletores

Sendo obedecidos os pré-requisitos de espaçamento de nervuras já mencionados, a NBR 6118:2014 permite tratar a laje nervurada semelhantemente à maciça nos cálculos de dimensionamento das lajes, utilizando seus respectivos carregamentos. Posto que a laje a dimensionar será unidirecional biapoiada, se utilizará a equação (21).

Cálculo para L211:

Condição de apoio: Apoio/Apoio

Carregamento (ELU): 3,09 kN/m

$l_x = 681$ cm

$$M^+ = \frac{pl^2}{8} = \frac{3,09 \times 6,81^2}{8} = 17,94 \text{ kNm}$$

5.7.2 Determinação da Posição da Linha Neutra

Calcula-se a posição da linha neutra da seção através da equação (32), considerando b como a largura colaborante da viga (b_f). Em lajes é comum que a parte comprimida esteja apenas na mesa ($x \leq hf$), caso se verifique tal condição, a região comprimida é retangular e o cálculo da área de aço se dará considerando uma viga retangular de largura b_f . Todavia, se a linha neutra passar pela alma da nervura a região comprimida terá formato de T e o momento solicitante se dividirá em duas parcelas: uma resistida pelas abas da mesa e a outra resistida pela alma (nervura).

Cálculo para L211:

Øadotado: 12,5 mm

M_x : 17,94 kN/m

Cobrimento: 2,5 cm

h: 30 cm

$$d = 30 - 2,5 - 1,25/2 = 26,88 \text{ cm}$$

$$x = 1,25 \times 26,88 \left(1 - \sqrt{1 - \frac{1794}{0,425 \times 1,786 \times 60 \times 26,88^2}} \right) = 0,93 \text{ cm}$$

$$\frac{x}{d} = \frac{0,93}{26,88} = 0,035 < 0,45$$

Como $x = 0,93$ cm e $b_f = 5$ cm, a linha neutra passa pela mesa da laje.

5.7.3 Cálculo da Armadura

Conforme cálculo anterior, visto que a linha neutra passa pela mesa da laje, se calculará a armadura considerando uma seção retangular de base b_f . Para isto, se utilizará a equação (36) no cálculo da armadura necessária. O valor mínimo de armadura principal é determinado pela Tabela 42 e de armadura secundária (no maior vão) pela Tabela 19. Para o cálculo se considerará toda a área de concreto da seção T.

Tabela 42 - Valores de Armadura Mínimos para seção T

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

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

Fonte: Tabela 17.3 da NBR 6118:2014

Cálculo para L211:

Øadotado: 12,5 mm

M_x : 17,94 kN/m

d: 26,88 cm

x: 0,93 cm

$$A_s = \frac{1794}{43,48 \times (26,88 - 0,4 \times 0,93)} = 1,56 \text{ cm}^2/\text{nervura}$$

Armadura Mínima

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

$$A_{s_{\min}} = \frac{0,150}{100} \times ((60 \times 5) + (10 \times 25)) = 0,83 \text{ cm}^2/\text{nervura}$$

Logo, foi adotado o valor calculado de 1,56 cm²/nervura.

Armadura Secundária (Nervuras Transversais):

$$A_{s/s} \geq \left\{ \begin{array}{l} 0,2 A_s \\ 0,90 \\ 0,5 \rho_{\min} b_w h \end{array} \right\} \geq \left\{ \begin{array}{l} 0,2 \times 1,56 \\ 0,90 \times 2,25 \\ 0,5 \times \frac{0,150}{100} \times (225 \times 5 + 10 \times 25) \end{array} \right\} \geq \left\{ \begin{array}{l} 0,31 \text{ cm}^2/\text{nervura} \\ 2,03 \text{ cm}^2/\text{nervura} \\ 1,03 \text{ cm}^2/\text{nervura} \end{array} \right\}$$

Logo, foi adotado o valor de 2,03 cm²/nervura.

5.7.4 Detalhamento da Armadura

Posto que a largura de nervuras, e conseqüentemente o espaço para distribuição de armadura, é restrito, é necessário o cálculo da quantidade de barras do diâmetro escolhido através da equação (43) e a determinação do espaçamento mínimo entre barras, necessário para que se concrete adequadamente a região armada. A obtenção deste se dá através da equação (77).

$$e_h \geq \left\{ \begin{array}{c} 2 \text{ cm} \\ \emptyset \text{ da barra} \\ 1,2 \times \text{maior dimensão do agregado} \end{array} \right\} \quad (77)$$

Determinado o espaçamento horizontal mínimo, verifica-se se a nervura possui largura suficiente para comportar as barras, seu espaçamento e respeitar o cobrimento nas duas faces, já definido como 2,5 cm.

Por último, define-se o comprimento total. Tal comprimento deve ser obtido considerando todo o vão da laje somado ao completo comprimento de ancoragem disponível e os ganchos nas extremidades. Estes ganchos, conforme recomendação de Fusco (1930), devem ter a altura da laje descontados os cobrimentos superior e inferior, portanto terão comprimento reto de 25 cm em ambas as extremidades. Lembra-se que o lb disponível deve ser maior que o lb necessário, ou seja, $10 \emptyset$ para barras maiores ou iguais à 6,3mm.

Detalhamento da Laje L211:

Armadura Positiva Principal

$A_{s,adotada} = 1,56 \text{ cm}^2/\text{nervura};$

$\emptyset_{adotado} = 12,5 \text{ mm} - 1,227 \text{ cm}^2/\text{barra};$

Cobrimento = 2,5 cm;

$l_{0,x} = 663 \text{ cm};$

Vigas de Apoio em x: 22 cm.

$$n = \frac{A_{s,adotada}}{A_{s,unitária}} = \frac{1,56}{1,227} = 1,27$$

Logo, foram adotadas duas barras de 12,5 mm de diâmetro.

Sabendo que, por definição de projeto, no concreto se utilizará o agregado graúdo denominado ‘brita 1’, com maior dimensão de 1,9 cm, pode-se determinar o espaçamento horizontal mínimo entre as barras da armadura.

$$e_h \geq \left\{ \begin{array}{c} 2 \text{ cm} \\ 1,25 \text{ cm} \\ 1,2 \times 1,9 \end{array} \right\} = \left\{ \begin{array}{c} 2 \text{ cm} \\ 1,25 \text{ cm} \\ 2,28 \text{ cm} \end{array} \right\}$$

Portanto, é necessário que se respeite o espaçamento de armadura mínimo de 2,28cm.

Somando os cobrimentos laterais, o diâmetro das barras e seu espaçamento verifica-se se a nervura é grande o suficiente para comportar a armadura dimensionada.

$$bw_{\min} = 2,5 + 1,25 + 2,28 + 1,25 + 2,5 = 9,78 \text{ cm}$$

Logo, a armadura dimensionada é adequada e exequível dentro das dimensões pré-determinadas.

Com relação à ancoragem verifica-se que:

$$\text{Ancoragem mínima} = 10 \times 1,25 = 12,5 \text{ cm} < 22 - 2,5$$

Portanto, o comprimento de ancoragem disponível é maior que o necessário. Com isso:

$$C = 25 + 19 + 663 + 19 + 25 = 751 \text{ cm}$$

Armadura Positiva Secundária

$$A_{s,\text{adotada}} = 2,03 \text{ cm}^2/\text{nervura};$$

$$\varnothing_{\text{adotado}} = 12,5 \text{ mm} - 1,227 \text{ cm}^2/\text{barra};$$

$$\text{Cobrimento} = 2,5 \text{ cm};$$

$$l_{0,y} = 1675,5 \text{ cm};$$

Vigas de Apoio em y: 17 cm e 22 cm.

$$n = \frac{A_{s,\text{adotada}}}{A_{s,\text{unitária}}} = \frac{2,03}{1,227} = 1,66$$

Logo, foram adotadas duas barras de 12,5 mm de diâmetro.

Com relação à ancoragem verifica-se que:

$$\text{Ancoragem mínima} = 10 \times 1,25 = 12,5 \text{ cm} < 17 - 2,5$$

Portanto, o comprimento de ancoragem disponível é maior que o necessário. Com isso:

$$C = 25 + 14 + 1675,5 + 19 + 25 \cong 1759 \text{ cm}$$

Novamente, como o comprimento da barra é inferior ao calculado, faz-se necessária a emenda das barras no meio do vão, que se dará por traspasse, através do método descrito no item 4.5.5.1 do presente trabalho.

Sabendo que se está utilizando aço CA-50 (barra nervurada), a armadura está em região de boa aderência, e possui diâmetro menor que 32 mm:

$$f_{bd} = \eta_1 \eta_2 \eta_3 f_{ctd,inf} = 2,25 \times 1,0 \times 1,0 \times 1,28 = 2,89 \text{ MPa}$$

$$l_b = \frac{\phi_l f_{yd}}{4 f_{bd}} = \frac{1,25 \times 434,78}{4 \times 2,89} = 47,02 \text{ cm}$$

Sabendo que 100% das barras serão emendadas na mesma seção, obtém-se α_{ot} diretamente da norma, que para o caso em questão é igual a 2,0.

$$l_{ot,min} \geq \left\{ \begin{array}{l} 0,3 \alpha_{ot} l_b \\ 15\phi \\ 200 \text{ mm} \end{array} \right\} = \left\{ \begin{array}{l} 0,3 \times 2,0 \times 47,02 = 28,22 \text{ cm} \\ 15 \times 1,25 = 18,75 \text{ cm} \\ 200 \text{ mm} \end{array} \right\}$$

Logo, $l_{ot,min}$ é igual a 28,22 cm.

$$l_{b,min} \geq \left\{ \begin{array}{l} 0,3 l_b \\ 10\phi \\ 100 \text{ mm} \end{array} \right\} = \left\{ \begin{array}{l} 0,3 \times 47,02 = 14,11 \text{ cm} \\ 10 \times 1,25 = 12,5 \text{ cm} \\ 100 \text{ mm} \end{array} \right\}$$

Logo, $l_{b,min}$ é igual a 14,11 cm.

Sabe-se que a área de armadura calculada para o trecho foi de 2,03 cm²/m. Todavia, por questões de arredondamento, utilizou-se uma área efetiva de aço de 2,45 cm²/m.

Sabendo que não serão utilizadas barras com gancho:

$$l_{b,nec} = 1,0 \times 47,02 \times \frac{2,03}{2,45} \geq 14,11 = 38,96 \text{ cm} \geq 14,11 \text{ cm} \rightarrow \text{OK!}$$

Assim, podemos calcular o comprimento de traspasse:

$$l_{ot} = 2,0 \times 38,96 = 77,92 \geq 14,11 \text{ cm} \rightarrow \text{OK!}$$

Logo, adotou-se comprimento de 78 cm de traspasse.

Tendo em vista o comprimento de armadura calculado anteriormente, se utilizará uma barra de doze metros e o restante será coberto por outra barra, respeitando-se o comprimento de traspasse calculado.

$$C_1 = 1200 \text{ cm}$$
$$C_2 = 1759 - 1200 + 78 = 637 \text{ cm}$$

Como citado no item 4.5.5.2.1 se faz necessária armadura transversal que resista a, pelo menos, 25% da força longitudinal de uma das barras ancoradas, visando o confinamento do concreto. Visto que o diâmetro da armadura da emenda é de 12,5 mm e a força longitudinal em uma barra é proporcional à sua área de seção transversal, adotou-se quatro estribos de 5,0 mm de diâmetro, atendendo com sobras à exigência da norma.

Os estribos obedecerão ao item 9.4.6 da NBR 6118:2014 e possuirão ancoragem na ponta com ganchos em ângulo reto de comprimento 7 cm e diâmetro interno de dobramento de 15 mm.

Convém ainda utilizar armadura de flexão na mesa, mesmo sendo desnecessário seu cálculo a flexão. Adotou-se, portanto, armadura de diâmetro 6,3 mm com espaçamento de 20 cm.

5.8 ESTADO LIMITE ÚLTIMO DE CISALHAMENTO

De acordo com o item 13.2.4.2-a da NBR 6118:2014, para lajes com espaçamento entre eixos de nervuras menor ou igual a 65 cm permite-se efetuar a verificação do cisalhamento na região das nervuras considerando-se os critérios de lajes maciças. Logo, respeita-se o item 19.4.1 da mesma norma, cujo método foi explicitado no item 4.6 do presente trabalho.

5.8.1 Reação de apoio das lajes nas vigas

O cálculo da reação de apoio da laje nervurada L211 nas vigas de apoio se dará através das equações (50), (51), (52) e (53). Todavia, como deseja-se verificar o cisalhamento na região das nervuras, após obtido o resultado em kN/m se multiplicará o resultado pelo espaçamento entre eixos de nervuras (60 cm).

Cálculo para Laje L211:

Carregamento (ELU): 3,09 kN/m;

Caso na tabela de bares: Caso 1;

l_x : 6,81 m

$$q_x = 5,00 \times 3,09 \times \frac{6,81}{10} = 9,87 \text{ kN/m} \rightarrow 9,87 \times 0,60 = 6,32 \text{ kN/nervura}$$

$$q_y = 2,50 \times 3,09 \times \frac{6,81}{10} = 4,94 \text{ kN/m} \rightarrow 4,94 \times 2,25 = 11,84 \text{ kN/nervura}$$

5.8.2 Cálculo do esforço cortante resistente

Como já exposto, a verificação se dará da mesma forma já abordada em lajes maciças, utilizando-se das equações (54), (55), (56) e (57). Utiliza-se para o valor de b_w a largura da nervura. Tal processo visa determinar o esforço cortante resistente máximo e compará-lo ao atuante, já determinado, para verificação da segurança estrutural ao esforço solicitante.

Cálculo para a laje L211:

q_{\max} : 11,12 kN/nervura – Nas vigas V215 e V216

$A_{s,\text{efetiva}}$ (Armadura Positiva): 2,45 cm²/nervura

d : 26,88 cm

τ_{rd} : 320,62 kPa

$$V_{sd} = 11,84 \text{ kN/nervura}$$

$$\rho_1 = \frac{2,45}{(10 \times 26,88)} = 0,00913$$

$$k = |1,6 - 0,2688| = 1,3313 \geq 1$$

$$V_{Rd} = [320,62 \times 1,3313 \times (1,2 + 40 \times 0,00913) + 0,15 \times 0] \times 0,10 \times 0,2688$$

$$V_{Rd} = 17,96 \text{ kN/nervura}$$

$V_{rd1} > V_{sd}$. Logo, a laje resiste de forma satisfatória aos esforços aos quais está sendo dimensionada.

5.9 VERIFICAÇÕES NO ESTADO LIMITE DE SERVIÇO

5.9.1 Definição da Laje Quanto à Fissuração

Para o cálculo das deformações sofridas pelas lajes, é necessário considerar sua fissuração atuando com as cargas de serviço. Para que se possa determinar de forma acurada a deflexão do elemento estrutural primeiro faz-se necessária a determinação das corretas características geométricas da seção que efetivamente resiste ao esforço. Para isso, segundo CARVALHO e FIGUEIREDO FILHO (2009), pode-se utilizar a seção composta de aço e concreto, denominada homogeneizada. As equações (78), (79) e (80) apresentam, respectivamente, a área da seção homogeneizada, seu centro de gravidade e o momento de inércia à flexão da seção no estágio I (puro), sem fissuração.

$$A_h = (b_f - b_w)h_f + b_w h + A_s(\alpha_e - 1) \quad (78)$$

Onde:

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cs}} = \frac{210000}{24150} = 8,6957$$

$$\gamma_h = \frac{(b_f - b_w) \left(\frac{h_f^2}{2} \right) + b_w \frac{h^2}{2} + A_s(\alpha_e - 1)d}{A_h} \quad (79)$$

$$I_h = \frac{(b_f - b_w)h_f^3}{12} + \frac{(b_w h^3)}{12} + (b_f - b_w) h_f \left(\gamma_h - \frac{h_f}{2} \right)^2 + b_w h \left(\gamma_h - \frac{h}{2} \right)^2 + A_s (\alpha_e - 1) (\gamma_h - d)^2 \quad (80)$$

Faz-se, portanto, a comparação do momento fletor atuante na combinação frequente de ações com o momento de fissuração. Este é calculado com a equação (58) utilizando o valor de momento de inércia da seção homogênea e coeficiente α para seções T de 1,2, segundo CARVALHO e FIGUEIREDO FILHO (2009).

Caso o momento atuante ultrapasse o momento de fissuração, é necessário calcular-se as propriedades geométricas da seção considerando-se a região fissurada, tal condição é denominada estágio II puro. As equações para o cálculo de tais propriedades estão descritas nas equações (81), (82), (83), (84) e (85) e foram retiradas de CARVALHO e FIGUEIREDO FILHO (2009), reduzida sem as partes referentes à armadura de compressão, visto que estas não serão utilizadas.

$$a_1 = \frac{b_w}{2} \quad (81)$$

$$a_2 = h_f (b_f - b_w) + \alpha_e A_s \quad (82)$$

$$a_3 = -d \alpha_e A_s - \frac{h_f^2}{2} (b_f - b_w) \quad (83)$$

$$x_{II} = \frac{-a_2 \mp \sqrt{a_2^2 - 4 a_1 a_3}}{2 a_1} \quad (84)$$

$$I_{x,II0} = \frac{b_w x_{II}^3}{3} + \alpha_e A_s (x_{II} - d)^2 \quad (85)$$

Por fim utiliza-se a equação (59) para a determinação do momento de inércia equivalente da laje. Para o caso em questão não será utilizada a ponderação exposta na equação (65), posto que a laje trabalha inteira sob influência de momento fletor positivo e, a favor da segurança, caso seja verificado que esta encontra-se no estágio II durante sua utilização, se considerará toda sua seção nesta condição.

Cálculo para a laje L211:

b_f : 60 cm;

b_w : 10 cm;

h_f : 5 cm;

h : 30 cm;

A_s : 2,45 cm²/nervura;

d : 26,88 cm;

Carregamento (comb. Frequente): 2,03 kN/m;

l_x : 6,81 m.

Cálculo das propriedades geométricas no estágio I:

$$A_h = (60 - 10) \times 5 + 10 \times 30 + 2,45(8,6957 - 1) = 568,89 \text{ cm}^2$$

$$\gamma_h = \frac{(60 - 10) \times \left(\frac{5^2}{2}\right) + 10 \times \frac{30^2}{2} + 2,45 \times (8,6957 - 1) \times 26,88}{568,89} = 9,90 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} I_h &= \frac{(60 - 10) \times 5^3}{12} + \frac{(10 \times 30^3)}{12} + (60 - 10) \times 5 \times \left(9,90 - \frac{5}{2}\right)^2 \\ &\quad + 10 \times 30 \times \left(9,90 - \frac{30}{2}\right)^2 + 2,45 \times (8,6957 - 1) \times (9,90 - 26,88)^2 \\ &= 49956,41 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

Cálculo do momento atuante e de fissuração:

Visto que o valor de γ_t trata da distância do centro de gravidade até a fibra mais tracionada do concreto, localizada na nervura, desconta-se do valor da altura total o valor de γ_h .

$$\gamma_t = h - \gamma_h = 30 - 9,90 = 20,1$$

$$M_r = \frac{1,2 \times 2,565 \times 49956,41}{20,1} = 7,65 \text{ kNm/nervura}$$

O momento atuante, conforme já exposto, é calculado através da equação (21), utilizando-se agora o carregamento da combinação frequente de ações.

$$M^+ = \frac{pl^2}{8} = \frac{2,03 \times 6,81^2}{8} = 11,77 \text{ kNm/nervura}$$

Como o momento atuante é maior que o resistente de fissuração, faz-se necessário o cálculo das propriedades geométricas da seção no estágio II.

Cálculo das propriedades geométricas no estágio II:

Assume-se, primeiramente, que a linha neutra passa na mesa da seção, logo, $b_w = b_f$

$$a_1 = \frac{60}{2} = 30 \text{ cm}$$

$$a_2 = 5 \times (60 - 60) + 8,6957 \times 2,45 = 21,34 \text{ cm}^2$$

$$a_3 = -26,88 \times 8,6957 \times 2,45 - \frac{5^2}{2} (60 - 60) = -573,58 \text{ cm}^3$$

$$x_{II} = \frac{-21,34 \mp \sqrt{21,34^2 - 4 \times 30 \times (-573,58)}}{2 \times 30} = 4,03 < h_f = 5 \text{ cm}$$

Logo, a hipótese inicial foi confirmada.

$$I_{x,II0} = \frac{60 \times 4,03^3}{3} + 8,6957 \times 2,45 \times (4,03 - 26,88)^2 = 12447,46 \text{ cm}^4$$

Por fim, o momento de inércia equivalente é dado pela média de Branson.

$$I_{eq} = \left(\frac{7,65}{11,77}\right)^3 \times 49956,41 + \left[1 - \left(\frac{7,65}{11,77}\right)^3\right] \times 12447,46 = 22753,18 \text{ cm}^4 \leq 29802,62$$

5.9.2 Determinação da Flecha Imediata

O cálculo da flecha imediata para lajes unidirecionais biapoiadas se dá, como nas lajes maciças, através da equação (66) e considera a combinação quase permanente de ações.

Cálculo para a laje L211:

Carregamento (comb. Quase permanente): 2,00 kN/m;

l_x : 6,81 m;

Momento de Inércia: 22753,18 cm⁴.

$$f_0 = \frac{5}{384} \times \frac{2,00 \times 6,81^4}{24150 \times 10^3 \times 2,28 \times 10^{-4}} = 0,0102 \text{ m} = 1,02 \text{ cm}$$

5.9.3 Determinação da Flecha Diferida no Tempo

A flecha diferida no tempo, calculada pela equação (70), refere-se à flecha final do elemento estrutural, referente a sua deformação inicial e o aumento da deflexão sofrida pela fluência do concreto. Posto que se utilizará o mesmo período de escoramento (21 dias), o coeficiente α_f é o mesmo calculado nas lajes maciças ($\alpha_f = 1,40$), através da equação (71).

Cálculo para a laje L211:

f_0 : 1,02 cm;

$\alpha_f = 1,40$

$$f_{(\infty)} = (1 + 1,40) \times 1,02 = 2,44 \text{ cm}$$

Os limites admitidos por norma para deflexão em lajes são os mesmos para nervuradas e maciças. Além disto, não será verificado o efeito em elementos não estruturais por não haver paredes ou quaisquer outras estruturas rígidas apoiando-se diretamente na laje.

Para o limite sensorial de vibração adota-se somente o efeito das cargas acidentais na flecha imediata, conforme equação (75).

Cálculo para a laje L211:

l_x : 681 cm;

flecha imediata (f_0): 1,02 cm;

flecha total (f_{∞}): 2,44 cm;

carga acidental: 0,30 kN/m;

carga permanente: 1,91 kN/m.

Limite de aceitabilidade sensorial visual:

$$f_{adm} = \frac{l_x}{250} = \frac{681}{250} = 2,72 \text{ cm} > 2,44 \rightarrow OK$$

Limite sensorial de vibração:

$$f_{adm} = \frac{l_x}{350} = \frac{681}{350} = 1,95 \text{ cm}$$

$$f'_0 = \frac{0,30}{1,91} \times 1,02 = 0,16 \text{ cm} \rightarrow OK$$

6 COMPARATIVO ENTRE LAJES

Faz-se necessário o comparativo entre as soluções propostas com o objetivo de determinar a melhor situação, considerando-se consumo de materiais e carregamento. Posto que a laje L211, para a qual se propôs duas soluções diferentes, apoia-se em uma viga com vão não usual (aproximadamente 16 m), deve-se dar prioridade para o segundo quesito, aliviando a estrutura de cargas desnecessárias que possam vir a impossibilitar sua execução em dimensões que não interfiram arquitetonicamente.

A laje supracitada possui consumo de materiais expostos na Tabela 43, comparando-se sua execução como laje maciça e nervurada.

Tabela 43 – Comparativo de Lajes

Materiais	Maciça	Nervurada	Economia
Concreto (m ³)	27,77	10,21	17,56
Aço + 10% (Kg)	888,64	777,37	111,27

Fonte: Elaborada pelo autor

É possível observar sensível diminuição na quantidade de concreto e aço utilizados, gerando grande economia.

Todavia, conforme abordado anteriormente, a busca por uma alternativa à laje maciça se deu principalmente visando aliviar o carregamento na viga V207. Neste quesito a laje nervurada também representa vantagem em relação à maciça. Conforme os cálculos já expostos, a laje nervurada exerce na viga carregamento de 9,87 kN/m no estado limite último. A laje maciça, por sua vez, apoia-se na mesma viga com carga de 36,05 kN/m no ELU. Logo, conclui-se que, além de maior viabilidade financeira, a laje nervurada representa redução nos esforços na estrutura de aproximadamente 72,62%.

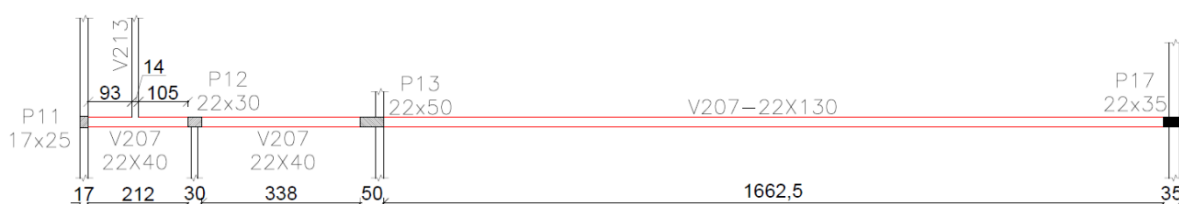
Portanto, o dimensionamento do restante da estrutura se dará assumindo-se que a laje L211 é nervurada.

7 CÁLCULO E DETALHAMENTO DA VIGA

O presente capítulo aborda o cálculo manual da viga V207 da edificação. Esta situa-se nas regiões onde foi efetuado o comparativo de lajes e possui elevado vão, tratando-se de um elemento não convencional em edificações do tipo residencial em concreto armado.

Visando a harmonia com o projeto arquitetônico e considerando-se que este possibilita valores aceitáveis para as dimensões das vigas, estas foram dimensionadas com a maior base possível de acordo com a largura das paredes (25 cm), respeitando-se 1,5 cm de revestimento para ambos os lados, utilizando variações de altura para atendimento dos critérios de dimensionamento. A Figura 20 apresenta os trechos da viga com seus respectivos vãos livres.

Figura 20 - Viga V207



Fonte: Elaborada pelo autor

7.1 DETERMINAÇÃO DOS VÃOS EFETIVOS

No método utilizado para a obtenção dos vãos efetivos, considera-se a menor parcela entre um terço da altura das vigas e metade da largura dos apoios. Conforme demonstrado pelas equações (86) e (87).

$$l_{ef} = l_0 + a_1 + a_2 \quad (86)$$

$$a_x \leq \left\{ \begin{array}{l} t/2 \\ 0,3 h \end{array} \right\} \quad (87)$$

Onde:

h é a altura da viga;

t é a largura do apoio no sentido do vão.

Cálculo para o vão 3:

l₀: 1662,5 cm;

Apoio esquerdo: 50 cm;

Apoio direito: 35 cm.

$$a_1 \leq \left\{ \begin{array}{l} 50/2 \\ 0,3 \times 130 \end{array} \right\} = 25 \text{ cm}$$

$$a_2 \leq \left\{ \begin{array}{l} 35/2 \\ 0,3 \times 130 \end{array} \right\} = 17,5 \text{ cm}$$

$$l_{ef} = 1662,5 + 25 + 17,5 = 1705 \text{ cm}$$

A Tabela 44 apresenta o resultado para todos os vãos da viga.

Tabela 44 – Vãos Efetivos da Viga

Vãos	l ₀ (cm)	b _w (cm)	h (cm)	Apoio Esquerdo (cm)	Apoio Direito (cm)	l _{ef} (cm)
1	212	22	40	17	30	233
2	338	22	40	30	50	362
3	1662,5	22	130	50	35	1705

Fonte: Elaborada pelo autor

7.2 CARREGAMENTOS NA VIGA V207

O carregamento ao qual a viga está submetida é constituído pelo peso próprio, as ações das lajes e o peso das paredes apoiadas diretamente nas vigas. No primeiro vão há também a ação da viga V213, que atua como um carregamento pontual, por se apoiar diretamente na viga V207.

A determinação do peso de uma parede segue a lógica exposta na equação (90). O carregamento imposto pelas lajes nas vigas já foi abordado nos itens 4.6.1 para as lajes maciças (Vãos 1 e 2) e 5.8.1 para a laje nervurada (Vão 3). Tais solicitações foram calculadas com as cargas majoradas no estado limite último. Para os cálculos que se seguem, se utilizará os carregamentos em todas as combinações de esforços expostas (combinação quase permanente, frequente e estado limite último), para isso, considerando-se que existe uma relação linear entre a carga atuante na superfície da laje e a carga que as lajes descarregam nas vigas, é possível obter o carregamento nestas para outras combinações de esforços através das relações demonstradas nas equações (90) e (91).

$$c_{frequente} = \frac{c_{ELU}}{p_{ELU}} p_{frequente} \quad (88)$$

$$c_{quase\ permanente} = \frac{c_{ELU}}{p_{ELU}} p_{quase\ permanente} \quad (89)$$

Onde:

$c_{frequente}$: carga linear que a laje descarrega na viga para a combinação frequente

$c_{quase\ permanente}$: carga linear que a laje descarrega na viga para a combinação quase permanente

$p_{frequente}$: carga por área que a laje está sendo submetida na combinação frequente

$p_{quase\ permanente}$: carga por área que a laje está sendo submetida na combinação quase permanente

Na determinação dos esforços no primeiro vão, foi necessário também determinar-se o carregamento da viga V213. Este, por sua vez, foi obtido através do software Ftool, utilizando o mesmo método explicado no item 7.3, para o cálculo da viga objeto de estudo.

Por último, utilizou-se os coeficientes expostos na Tabela 13 para definir as situações de carregamento.

Os valores utilizados para os carregamentos foram retirados da Tabela 9.

$$g_{par} = \gamma_{alv} e h \quad (90)$$

Onde:

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

e é a espessura da parede;

h é a altura da parede (adotado o pé direito estrutural menos a altura da viga sobre a qual se apoia, possivelmente repetida na cobertura).

Cálculo dos carregamentos Distribuídos

Cálculo para o vão 1:

Peso próprio:

$$g_{\text{peso próprio}} = \gamma_{conc.} b h = 25 \times 0,22 \times 0,40 = 2,20 \text{ kN/m}$$

Parede:

Sabendo que a parede possui 3,20 m de altura e 0,20 m de espessura:

$$g_{par} = \gamma_{alv} e h = 13 \times 0,20 \times 3,20 = 8,32 \text{ kN/m}$$

O primeiro vão da viga V207 divide-se em dois. Do pilar P11 até a V213 (trecho 1a) recebe além do carregamento proveniente de seu peso próprio e da parede que se apoia sobre si, carregamento das lajes L205 e L209. No segundo vão (trecho 1b), da viga V213 até o pilar P12, os carregamentos oriundos das lajes provêm das lajes L207 e L209

Trecho 1a:

Lajes:

O carregamento das lajes foi calculado no item 4.6.1 no estado limite último e será calculado para as duas outras combinações.

ELU:

$$c_{lajes} = c_{L205} + c_{L209} = 1,22 + 4,84 = 6,05 \text{ kN/m}$$

Combinação frequente:

$$\begin{aligned}
 c_{frequente} &= \frac{c_{ELU,L205}}{p_{ELU,L205}} p_{frequente,L205} + \frac{c_{ELU,L209}}{p_{ELU,L209}} p_{frequente,L209} \\
 &= \frac{1,22}{6,78} \times 3,95 + \frac{4,84}{6,78} \times 3,95 = 3,52 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

Combinação quase permanente:

$$\begin{aligned}
 c_{q.permanente} &= \frac{c_{ELU,L205}}{p_{ELU,L205}} p_{q.permanente,L205} + \frac{c_{ELU,L209}}{p_{ELU,L209}} p_{q.permanente,L209} \\
 &= \frac{1,22}{6,78} \times 3,80 + \frac{4,84}{6,78} \times 3,80 = 3,39 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

Trecho 1b:

Lajes:

O carregamento das lajes foi calculado no item 4.6.1 no estado limite último e será calculado para as duas outras combinações.

ELU:

$$c_{lajes} = c_{L207} + c_{L209} = 12,17 + 4,84 = 17,00 \text{ kN/m}$$

Combinação frequente:

$$\begin{aligned}
 c_{frequente} &= \frac{c_{ELU,L207}}{p_{ELU,L207}} p_{frequente,L207} + \frac{c_{ELU,L209}}{p_{ELU,L209}} p_{frequente,L209} \\
 &= \frac{12,17}{6,78} \times 3,95 + \frac{4,84}{6,78} \times 3,95 = 9,89 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

Combinação quase permanente:

$$\begin{aligned}
 c_{q.permanente} &= \frac{c_{ELU,L205}}{p_{ELU,L205}} p_{q.permanente,L205} + \frac{c_{ELU,L209}}{p_{ELU,L209}} p_{q.permanente,L209} \\
 &= \frac{12,17}{6,78} \times 3,80 + \frac{4,84}{6,78} \times 3,80 = 9,51 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

Os carregamentos distribuídos para todos os trechos estão apresentados na Tabela 45.

Tabela 45 – Carregamentos distribuídos na viga

Vão	Peso Próprio (kN/m)	Carga Parede (kN/m)	Carga Lajes (kN/m)				Total (kN/m)			
			Laje	Comb. Quase Permanente	Combinação Freqüente	Combinação Última	Comb. Quase Permanente	Combinação Freqüente	Combinação Última	
1	1a	2,2	8,32	L205	0,68	0,71	1,22	13,91	14,04	20,78
				L209	2,71	2,81	4,84			
				Total	3,39	3,52	6,05			
	1b	2,2	8,32	L207	6,81	7,08	12,17	20,03	20,41	31,73
				L209	2,71	2,81	4,84			
				Total	9,51	9,89	17,00			
2	2,2	8,32	L207	6,81	7,08	12,17	21,95	22,40	35,15	
			L210	4,62	4,80	8,26				
			Total	11,43	11,88	20,42				
3	7,15	0	L208	4,75	4,84	7,50	18,71	18,90	28,05	
			L211 (Nervurada)	6,81	6,91	10,54				
			Total	11,56	11,75	18,04				

Fonte: Elaborada pelo autor

Conforme já exposto, o carregamento concentrado imposto pela viga V213 à viga a ser calculada (V207), é a reação de apoio obtida modelando-se a primeira no software Ftool para todas as combinações de carregamento, conforme Tabela 46.

Tabela 46 – Carregamento concentrado na viga

Comb. Quase Permanente (kN)	Combinação Freqüente (kN)	Combinação Última (kN)
13,50	13,70	20,80

Fonte: Elaborada pelo autor

7.3 MODELO DE CÁLCULO DA VIGA

Na determinação dos esforços atuantes na viga V207 se utilizará o software Fctool, disponibilizado pela PUC-Rio. O modelo se baseará num pórtico plano com a viga, seus carregamentos e os pilares com metade de sua altura. Utilizou-se como comprimento efetivo dos pilares o pé direito estrutural da residência (3,60 m).

Os dados de entrada no software ftool estão expostos na Tabela 47 e Tabela 48 e o pórtico na Figura 21. Como dados do material, utilizou-se o módulo de elasticidade secante do concreto de 25 MPa aos 28 dias, conforme já abordado no item 3.1 do presente trabalho.

Tabela 47 – Dados de Entrada Ftool – Viga

Vão	Altura da Viga (cm)	Base da Viga (cm)	Comprimento do Vão (cm)
1	40	22	233
2	40	22	362
3	130	22	1705

Fonte: Elaborada pelo autor

Tabela 48 – Dados de Entrada Ftool - Pilares

Pilar	Base (cm)	Altura (cm)	Comprimento (cm)
P11	25	17	180
P12	22	30	180
P13	22	50	180
P17	22	35	180

Fonte: Elaborada pelo autor

Figura 21 – Pórtico

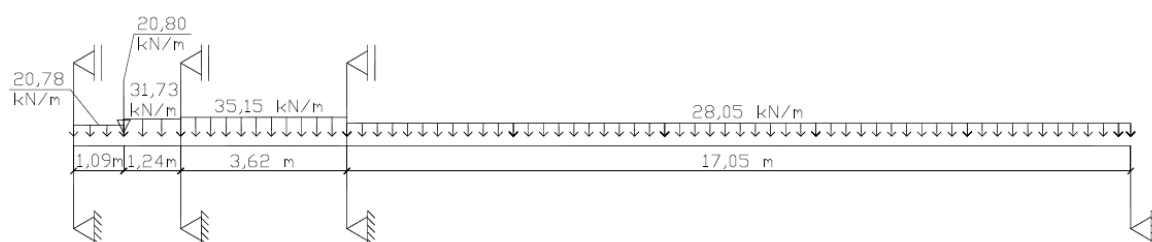


Fonte: Elaborada pelo autor

7.4 ESTADO LIMITE ÚLTIMO

No processo de cálculo das armaduras considera-se o caso de carregamento limite na estrutura. Para isso, utilizou-se os carregamentos no estado limite último no programa Ftool. Tais carregamentos no geraram diagramas de esforços, utilizados para calcular as armaduras necessárias para que a estrutura os resista de forma adequada. A Figura 22 apresenta o carregamento no pórtico.

Figura 22 – Carregamento no Pórtico

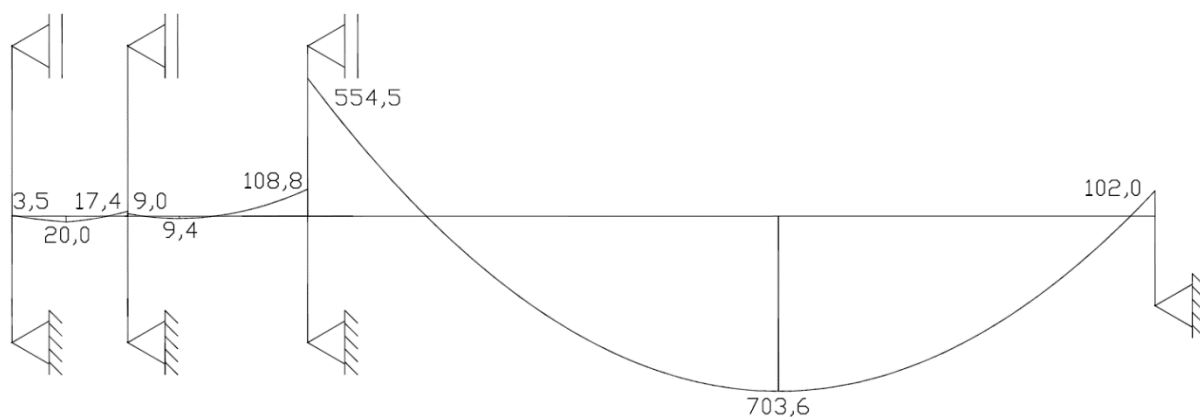


Fonte: Elaborada pelo autor

7.4.1 Armadura Longitudinal

A armadura longitudinal calcula-se pelo equilíbrio das forças atuantes na seção. Se utilizará os momentos fletores atuantes no Estado Limite Último de Carregamento obtidos através do software Ftool.

Figura 23 – Momentos Fletores no ELU (kNm)



Fonte: Elaborada pelo autor

A sequência e lógica de cálculo utilizada para vigas é a mesma já abordada no dimensionamento de lajes, utilizando as equações (32) e (36) para determinação da posição da linha neutra e área de aço necessária, respectivamente. A armadura mínima é dada pela Tabela 18, que para elementos retangulares em concreto com f_{ck} 25 MPa determina área mínima de 0,15% da seção. Há agora uma possibilidade até então não abordada. Em vigas é comum a distribuição de armadura em mais de uma camada, de forma que na determinação do braço de alavanca da armadura “d” é necessário primeiro obter a altura do centro de gravidade desta e então descontar este valor da altura total do elemento. Como, por opção de projeto, decidiu-se não utilizar diâmetros diferentes de armadura na mesma seção, o centro de gravidade da armadura é calculado pela equação (91).

$$cg = \frac{n_1 \left(c + \emptyset_t + \emptyset_l/2 \right) + n_2 \left(c + \emptyset_t + \emptyset_l + e_v + \emptyset_l/2 \right) \dots}{n_1 + n_2 \dots n_n} \quad (91)$$

Onde:

n_x é o número de barras na camada de armadura em questão;

\emptyset_t é o diâmetro do estribo;

\emptyset_l é o diâmetro da armadura longitudinal na camada;

e_v é o espaçamento vertical entre as camadas de barras.

Os espaçamentos vertical e horizontal entre barras são dados por:

$$e_v \geq \left\{ \begin{array}{l} 2 \text{ cm} \\ \emptyset \text{ da barra} \\ 0,5 \times \text{maior dimensão do agregado} \end{array} \right\}$$

$$e_h \geq \left\{ \begin{array}{l} 2 \text{ cm} \\ \emptyset \text{ da barra} \\ 1,2 \times \text{maior dimensão do agregado} \end{array} \right\}$$

É necessário também, nas armaduras negativas ou quando há mais que uma camada nas armaduras positivas que se deixe espaço para o vibrador de concreto mais 2 cm.

Conforme indicado no item 3.1, o concreto utilizado nas vigas, lajes e pilares possui agregado granítico denominado “brita 1” que possui maior dimensão de 19 mm, o vibrador possui 2,5 cm de diâmetro e por escolha construtiva não serão utilizadas barras com diâmetro maior que 16 mm. Portanto, é possível afirmar que o espaçamento mínimo para a primeira camada de armadura positiva da viga é de 2,28 cm na horizontal e 2 cm na vertical. Para as demais camadas e para armaduras negativas, respeita-se o mesmo espaçamento vertical, porém com 4,5 cm entre as barras horizontalmente.

Os procedimentos e limites supracitados estão exemplificados nos cálculos a seguir.

Cálculo da armadura positiva no vão 3:

b: 22 cm;

h: 130 cm;

Md: 703,6 kNm;

$\emptyset_{\text{estribo}}$: 5,0 mm.

Estima-se utilizar 8 \emptyset 16mm de armadura, dispostos em 4 \emptyset na primeira, 3 \emptyset na segunda e 1 \emptyset na terceira camada.

$$cg = \frac{4 \times \left(3 + 0,5 + \frac{1,6}{2}\right) + 3 \times \left(3 + 0,5 + 1,6 + 2 + \frac{1,6}{2}\right) + \left(3 + 0,5 + 1,6 + 2 + 1,6 + 2 + \frac{1,6}{2}\right)}{(4 + 3 + 1)}$$

$$= 6,55 \text{ cm}$$

$$d = h - cg = 130 - 6,55 = 123,45 \text{ cm}$$

Agora pode-se calcular a altura da linha neutra da seção.

$$x = 1,25 \times 123,45 \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{70360}{0,425 \times \frac{2,5}{1,4} \times 22 \times 123,45^2}} \right) = 23,06 \text{ cm}$$

Verificando a ductilidade:

$$\frac{x}{d} = \frac{23,06}{123,45} = 0,19 \leq 0,45 - OK$$

Logo, a área de aço é:

$$A_s = \frac{70360}{\frac{50}{1,15} \times (123,45 - 0,4 \times 23,06)} = 14,17 \text{ cm}^2$$

A área de aço mínima imposta por norma é de 0,15% da área da seção, logo:

$$A_{s,min} = 0,0015 \times 22 \times 130 = 4,29 \text{ cm}^2$$

Foi definido inicialmente 8 barras de 16 mm, que correspondem a 16,08 cm² de aço. Logo, esta é suficiente e atende os requisitos de segurança da norma.

Cálculo da armadura negativa no apoio 3 (seção 22x40):

b: 22 cm;

h: 40 cm;

Md: 108,80 kNm;

Ø_{estribo}: 5,0 mm.

Estima-se utilizar 5Ø16mm de armadura, dispostos em 3Ø na primeira e 2Ø na segunda camada.

$$cg = \frac{3 \times (3 + 0,5 + 1,6/2) + 2 \times (3 + 0,5 + 1,6 + 2 + 1,6/2)}{(3 + 2)} = 5,74 \text{ cm}$$

$$d = h - cg = 40 - 5,74 = 34,26 \text{ cm}$$

Agora pode-se calcular a altura da linha neutra da seção.

$$x = 1,25 \times 34,26 \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{10880}{0,425 \times \frac{2,5}{1,4} \times 22 \times 34,26^2}} \right) = 14,26 \text{ cm}$$

Verificando a ductilidade:

$$\frac{x}{d} = \frac{14,26}{34,26} = 0,42 \leq 0,45 - OK$$

Logo, a área de aço é:

$$A_s = \frac{10880}{\frac{50}{1,15} \times (34,26 - 0,4 \times 14,26)} = 8,76 \text{ cm}^2$$

A área de aço mínima imposta por norma é de 0,15% da área da seção, logo:

$$A_{s,min} = 0,0015 \times 22 \times 40 = 1,32 \text{ cm}^2$$

Foi definido inicialmente 5 barras de 16 mm, que correspondem a 10,05 cm² de aço. Logo, esta é suficiente e atende os requisitos de segurança da norma.

A Tabela 49 apresenta os resultados para as armaduras longitudinais. Onde o momento fletor é nulo ou muito pequeno, adotou-se área de armadura mínima, com ao menos duas barras de diâmetro igual.

Tabela 49 – Resultado do dimensionamento das armaduras longitudinais

Seção	h (cm)	d (cm)	∅ estribo (mm)	Armadura	Md (kNm)	x (cm)	x/d	As (cm ²)	As,min (cm ²)	As, efetivo (cm ²)
Vão 1	40	36,00	5,00	2∅ 10,0 mm	20,00	2,13	0,06	1,31	1,32	1,57
Vão 2	40	36,00	5,00	2∅ 10,0 mm	9,40	0,99	0,03	0,61	1,32	1,57
Vão 3	130	123,45	5,00	8∅ 16,0 mm	703,60	23,06	0,19	14,17	4,29	16,08
Apoio 1	40	36,00	5,00	2∅ 10,0 mm	3,50	0,37	0,01	0,22	1,32	1,57
Apoio 2	40	36,00	5,00	2∅ 10,0 mm	17,40	1,85	0,05	1,13	1,32	1,57
Apoio 3e	40	34,26	5,00	5∅ 16,0 mm	108,80	14,26	0,42	8,76	1,32	10,05
Apoio 3d	130	123,90	5,00	6∅ 16,0 mm	554,50	17,77	0,14	10,92	4,29	12,06
Apoio 4	130	125,06	5,00	4∅ 12,5 mm	102,00	3,08	0,02	1,89	4,29	4,91

Fonte: Elaborada pelo autor

7.4.2 Cálculo da Armadura Transversal

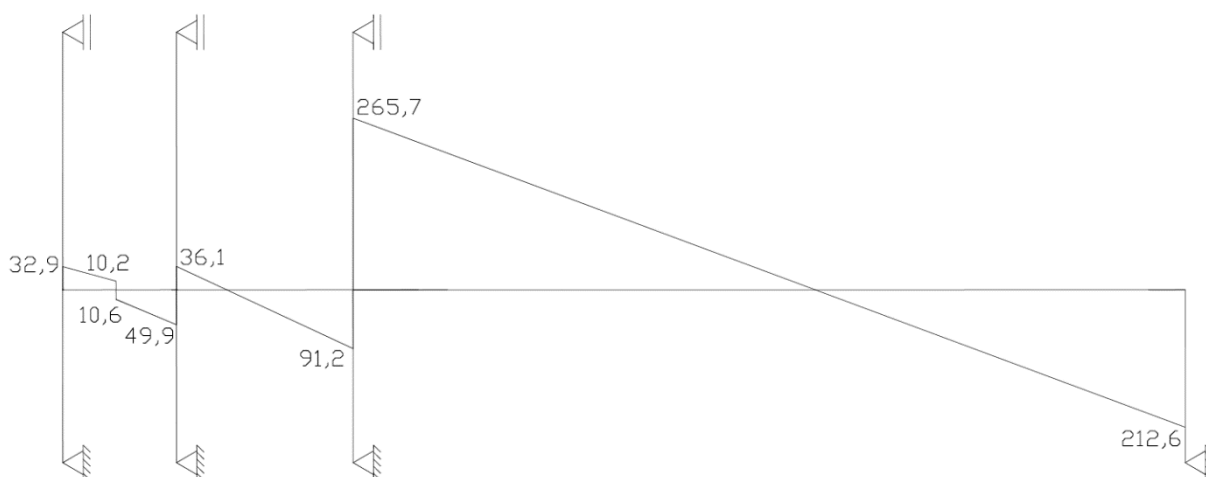
No dimensionamento das armaduras transversais será o utilizado o modelo da treliça generalizada de Morsch. Neste modelo, considera-se que os esforços cisalhantes são resistidos pelas bielas de compressão e a armadura transversal disposta.

Segundo a NBR 6118:2014, se pode considerar-se dois modelos de cálculo, admitindo-se diferentes inclinações para a biela de compressão. No modelo I, temos a biela a 45°, absorvendo menor parte do esforço, enquanto no modelo II, o engenheiro civil deve arbitrar entre ângulos de 30° a 45°, o que diminui a parcela de esforços resistida pelos mecanismos complementares, gerando economia de armadura. No presente dimensionamento, admite-se o

modelo II de cálculo, com as bielas 30° e os estribos a 90°, no segundo caso, visa-se mais que o total aproveitamento da capacidade da armadura, a facilidade construtiva.

Novamente os esforços foram obtidos com o auxílio do programa Ftool. O esforço cortante ao longo da viga em estudo é mostrado na Figura 24.

Figura 24 – Esforço Cortante no ELU (kN)



Fonte: Elaborada pelo autor

Primeiro verifica-se a resistência das diagonais comprimidas das bielas de concreto ao esmagamento. A equação (92) define se tal condição é respeitada.

$$V_{rd2} = 0,54 \alpha_{v2} f_{cd} b_w d \sin^2 \theta (\cot \alpha + \cot \theta) \quad (92)$$

Onde:

V_{rd2} é a esforço cortante resistente nas bielas de concreto;

α é o ângulo de inclinação dos estribos com a horizontal (90°);

θ é o ângulo de inclinação das bielas de concreto com a horizontal (30°);

$$\alpha_{v2} = 1 - \frac{f_{ck}}{250} = 1 - \frac{25}{250} = 0,90$$

Sendo que o esforço cortante solicitante V_{sd} deve ser menor ou igual à resistência das diagonais comprimidas calculada com a equação (92).

Cálculo da resistência das bielas ao esmagamento – Vão 3 (22x130 cm)

b: 22 cm;

h: 130 cm;

V_{sd} : 265,7 kN.

$$V_{rd2} = 0,54 \times 0,90 \times 1,79 \times 22 \times 123,45 \times \text{sen}^2 30 \times (\cot 90 + \cot 30) = 1020,62 \text{ kN}$$

$$V_{rd2} > V_{sd} \rightarrow OK$$

A Tabela 50 apresenta os cálculos para todos os vãos da viga.

Tabela 50 – Verificação da Resistência das Bielas ao Esmagamento

Seção	bw (cm)	d (cm)	θ	α	$\alpha v2$	fcd (Mpa)	Vrd2 (kN)	Vsd (kN)	Verificação
Seção 1	22	36	30°	90°	0,9	1,79	297,63	49,90	ok
Seção 2	22	36	30°	90°	0,9	1,79	297,63	91,20	ok
Seção 3	22	123,45	30°	90°	0,9	1,79	1020,62	265,70	ok

Fonte: Elaborada pelo autor

Após a verificação do não esmagamento das bielas, procede-se para o dimensionamento da armadura transversal.

Sabe-se que:

$$V_{sd} \leq V_c + V_{sw} \quad (93)$$

Onde:

V_{sd} é o esforço cortante solicitante;

V_c é a parcela de esforços resistida por mecanismos complementares;

V_{sw} é o esforço a ser resistido pela armadura transversal.

Os mecanismos complementares segundo Carvalho e Figueiredo Filho (2014) “correspondem ao engrenamento que ocorre entre as partes de concreto separadas pelas fissuras inclinadas e a resistência da armadura longitudinal que serve de apoio às bielas de concreto (efeito de pino)”

Prosseguindo a lógica de cálculo, determina-se a parcela resistida pelos referidos mecanismos complementares:

$$V_{c0} = 0,6 f_{ctd,inf} b d \quad (94)$$

Sendo possíveis dois resultados: Caso os mecanismos complementares suportem todo o esforço cortante, é necessária apenas a adoção de armadura transversal mínima definida por norma, exposta na equação (95).

$$\frac{A_{sw,min}}{s} = 0,2 \frac{f_{ctm}}{f_{ywk}} b \operatorname{sen} \alpha \quad (95)$$

Caso o concreto íntegro entre as fissuras não seja necessário para suportar todo o esforço solicitante, a parcela a ser suportada pelos mecanismos complementares calcula-se através de interpolação linear, conforme equação (96).

$$V_c = \frac{V_{c0} (V_{rd2} - V_{sd})}{V_{rd2} - V_{c0}} \quad (96)$$

Então o esforço cortante a ser resistido pela armadura, V_{sw} , é dado pela solicitação subtraída a parcela absorvida pelos mecanismos complementares calculada na equação (96)(94). A área de armadura para suportar tal esforço é dada pela equação (97).

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{sw}}{0,9 d f_{ywd} (\cot \alpha + \cot \theta) \operatorname{sen} \alpha} \quad (97)$$

Por facilidade de cálculo, detalhamento e montagem da armadura, calculou-se a armadura mínima necessária para cada seção e o esforço cortante máximo resistido por esta. Nas regiões onde o esforço solicitante for maior que o resistido pela armadura mínima, se dimensionou a armadura necessária.

Para isto, aplica-se a equação (95) na equação (97), que para o caso de estribos a 90°, bielas a 30° e f_{ck} 25 MPa gera a equação (98).

$$V_{sd,min} = 0,0694 b d \quad (98)$$

Todavia, ainda há uma parte dos esforços a ser resistida pelos mecanismos complementares. Logo, toda a região da viga que tiver esforços menores aos calculados na

equação (99) terá armadura mínima, as demais áreas possuirão armadura calculada pela equação (97).

$$V_{sd,min} = V_c + 0,0694 b d \quad (99)$$

Cálculo para o vão 1:

b: 22 cm;

$V_{sd,max}$: 49,90 kN;

Diâmetro da armadura: 5,0mm, aço CA-60.

$$V_{c0} = 0,6 \times 1282,48 \times 0,22 \times 0,36 = 60,94 \text{ kN}$$

Como a sollicitação é menor do que a parcela resistida pelos mecanismos complementares, toda a seção possuirá armadura mínima.

$$\frac{A_{sw,min}}{s} = 0,2 \times \frac{2,56}{600} \times 0,22 \times \text{sen } 90 = 1,88 \text{ cm}^2/m$$

Cálculo para o vão 2:

b: 22 cm;

$V_{sd,max}$: 91,20 kN;

Diâmetro da armadura: 5,0mm, aço CA-60.

$$V_{c0} = 0,6 \times 1282,48 \times 0,22 \times 0,36 = 60,94 \text{ kN}$$

Como a sollicitação é maior do que a parcela resistida pelos mecanismos complementares, calcula-se o esforço máximo resistido pela armadura mínima

$$V_c = \frac{60,94 \times (297,63 - 91,20)}{297,63 - 60,94} = 53,15 \text{ kN}$$

$$V_{sw,min} = 53,15 + 0,0694 \times 22 \times 36 = 108,12 \text{ kN}$$

Logo, toda a seção será armada com armadura transversal mínima.

$$\frac{A_{sw,min}}{s} = 0,2 \times \frac{2,56}{600} \times 0,22 \times \text{sen } 90 = 1,88 \text{ cm}^2/m$$

Cálculo para o vão 3:

b: 22 cm;

$V_{sd,max}$: 265,70 kN;

Diâmetro da armadura: 5,0mm, aço CA-60.

$$V_{c0} = 0,6 \times 1282,48 \times 0,22 \times 1,2345 = 208,99 \text{ kN}$$

Como a solicitação é maior do que a parcela resistida pelos mecanismos complementares, calcula-se o esforço máximo resistido pela armadura mínima.

$$V_c = \frac{208,99 \times (1020,62 - 265,7)}{1020,62 - 208,99} = 194,38 \text{ kN}$$

$$V_{sw,min} = 194,38 + 0,0694 \times 22 \times 123,45 = 382,86 \text{ kN}$$

Logo, toda a seção será armada com armadura transversal mínima.

$$\frac{A_{sw,min}}{s} = 0,2 \times \frac{2,56}{600} \times 0,22 \times \text{sen } 90 = 1,88 \text{ cm}^2/m$$

7.4.2.1 Verificação do Espaçamento de Estribos

A NBR 6118:2014 em seu item 18.3.3.2 define que o espaço entre estribos deve ser suficiente para garantir a passagem dos vibradores de concreto que usualmente possuem 2,5 cm, garantindo satisfatório adensamento. O espaçamento máximo deve respeitar as condições da equação (100).

$$S_{m\acute{a}x} \leq \begin{cases} 0,6 d \leq 300\text{mm}, \text{ se } V_{sd} \leq 0,67 V_{rd2} \\ 0,3 d \leq 200\text{mm}, \text{ se } V_{sd} > 0,67 V_{rd2} \end{cases} \quad (100)$$

Sendo respeitados os limites supracitados, o espaçamento de estribos é definido dividindo-se sua área unitária pela área de aço necessária calculada. No projeto em questão

adotou-se para todas as vigas estribos de 5,0 mm de diâmetro, aço CA-60 com área de 0,195 cm². Sendo que estes possuem dois ramos, a área por estribo é de 0,39 cm².

Cálculo para o vão 3:

A_{sw} : 1,88 cm²/m;

V_{sd} : 265,70 kN;

V_{rd2} : 1020,62 kN;

d : 123,45 cm.

$$\frac{V_{sd}}{V_{rd2}} = \frac{265,70}{1020,62} = 0,26 \rightarrow s_{m\acute{a}x} \leq 0,6 \times 123,45 = 74,1 \text{ cm} \geq 300\text{mm}$$

Logo, o espaçamento máximo possível é de 30 cm.

A área de aço efetiva por metro é de:

$$s = \frac{0,39}{1,88} = 20 \text{ cm}$$

Com isso, a armadura efetiva adotada por metro linear de viga é de:

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{0,39}{0,20} = 1,95 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Portanto, serão utilizados estribos simples com espaçamento de 20 cm.

Tabela 51 – Detalhamento da Armadura Transversal

Vãos	0,6 d (cm)	Esp. Máximo (cm)	Esp. Máx. Calculado (cm)	$A_{s,unit}$ (cm ²)	Esp. Calculado (cm)	Armadura Adotada (cm)
Vão 1	21,6	30	21,6	0,39	20	ø5c.20
Vão 2	21,6	30	21,6	0,39	20	ø5c.20
Vão 3	74,07	30	30	0,39	20	ø5c.20

Fonte: Elaborada pelo autor

7.4.2.2 Cálculo da Armadura de Suspensão

Em regiões de aplicação de cargas concentradas transmitidas à viga por outra, faz-se necessária a colocação de uma armadura de suspensão. Tal medida visa fornecer devida

ancoragem e transmissão de cargas adequada. Em situações onde as faces inferiores das vigas estão no mesmo nível, a armadura de suspensão calcula-se pela equação (101).

$$A_{susp} = \frac{V_d}{f_{yd}} \quad (101)$$

Onde:

V_d é a reação de apoio imposta pela viga.

Cálculo para o vão 1:

V_d (ELU): 20,80 kN;

$$A_{susp} = \frac{20,80}{52,17} = 0,40 \text{ cm}^2$$

Recomenda-se a adoção de, ao menos, 70% da área calculada na viga de apoio e 30% na viga apoiada. Sabendo que a área de um estribo de 5 mm é de 0,39 cm², adotou-se dois estribos na viga V207 (de apoio) e um na viga V213 (apoiada), que resultam em área mais do que suficiente de armadura de suspensão. Estes não devem distar mais do que 6,5 cm da região do apoio em cada viga.

7.4.3 Detalhamento da armadura longitudinal

7.4.3.1 Decalagem do Diagrama de Momentos Fletores

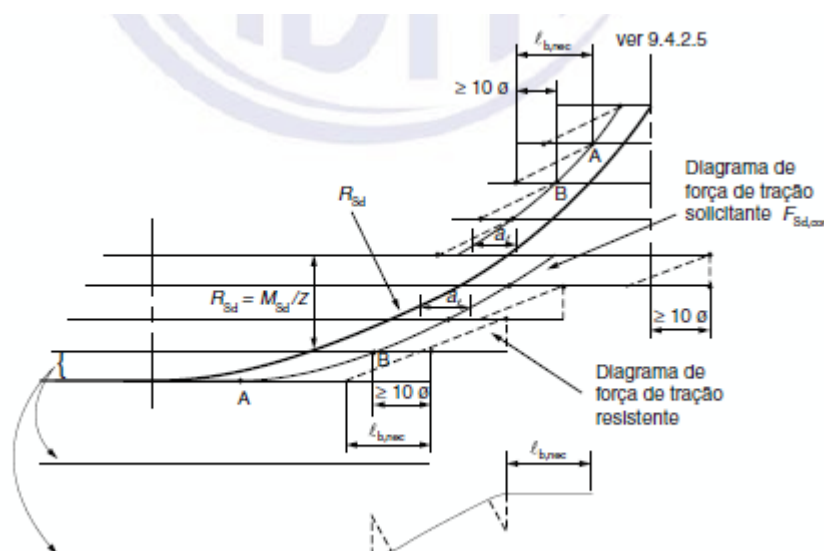
A área de armadura dimensionada atende sempre ao caso crítico, com o maior esforço solicitante na seção. Todavia, nota-se pelo diagrama de momentos fletores que há grande variação na solicitação ao longo das vigas e por isso é antieconômico adotar tal armadura continuamente por toda sua extensão.

Para determinar o ponto de corte das armaduras, se utilizará um método gráfico, com base no diagrama de momentos fletores da viga. Primeiramente deve-se utilizar o processo de decalagem, transladando o diagrama desfavoravelmente uma distância calculada a_1 . Tal distância para o modelo II de cálculo é determinada com a equação (102).

$$a_l = 0,5 d \cot\theta \geq 0,5 d \quad (102)$$

Adotando-se procedimento similar ao descrito no item 18.3.2.3.1 da NBR 6118:2014, divide-se o diagrama de momento fletor em seções com número igual a quantidade de barras utilizadas determinadas no cálculo da armadura longitudinal. A intersecção entre a reta paralela gerada na divisão descrita acima e o momento fletor deslocado define o comprimento mínimo da barra. Ainda deve-se adicionar o comprimento de ancoragem mínimo desta e comparar-se com a intersecção da reta abaixo com o diagrama de momento fletor transladado, adicionados 10ϕ . Finalmente, utiliza-se como dimensão final o maior dos dois comprimentos. Tal procedimento é exemplificado na Figura 25.

Figura 25 - Processo de Decalagem



Fonte: Figura 18.3 da NBR 6118:2014

O comprimento de ancoragem mínimo, $l_{b,nec}$, é calculado pela equação (41). Tal procedimento já foi abordado como parte do processo de determinação do comprimento mínimo de traspasse de armaduras.

Cálculo para apoio 3 – Vão 2 ($h_{viga} = 40$ cm):

d: 34,26 cm;

α : 1,0 (barras sem gancho);

$A_{s,calculada}$: 8,76 cm²;

$A_{s,efetiva}$: 10,05 cm² - Adotado 5 barras de 16 mm, sendo três na primeira e duas na segunda camada.

$$a_l = 0,5 \times 34,26 \times \cot 30 \cong 30 \text{ cm} \geq 0,5 \times 34,26 = 17,13 \text{ cm}$$

Sendo η_1 igual a 2,25 por tratar-se de barras nervuradas de aço CA-50, η_2 igual a 0,7 por estarem em região de má aderência (barras a mais de 30 cm da face inferior de elemento estrutural menor que 60 cm) e η_3 igual a 1,0 por se utilizar barras de diâmetro inferior a 32mm, temos que:

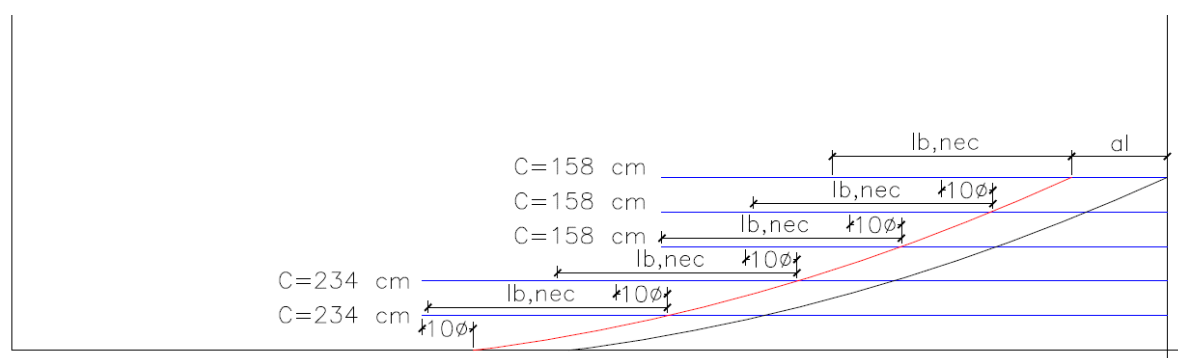
$$f_{bd} = 2,25 \times 0,7 \times 1,0 \times 1,28 = 2,02 \text{ MPa}$$

$$l_b = \frac{1,6 \times 434,78}{4 \times 2,02} = 86,10 \text{ cm}$$

$$l_{b,min} \geq \left\{ \begin{array}{l} 0,3 \times 86,10 = 25,83 \text{ cm} \\ 10 \times 1,6 = 16,00 \text{ cm} \\ 100 \text{ mm} \end{array} \right\} \rightarrow l_{b,min} = 25,83 \text{ cm}$$

$$l_{b,nec} = 1,0 \times 86,10 \times \frac{8,76}{10,05} \cong 75 \text{ cm}$$

Figura 26 - Decalagem do Apoio 3 no Sentido do Vão 2



Fonte: Elaborada pelo autor

Respeitando-se os comprimentos mínimos, optou-se por interromper 3 barras juntas, agilizando o trabalho de corte e montagem das armaduras. As duas últimas barras também foram interrompidas na mesma seção, visto que não há necessidade tamanha armadura a partir deste ponto, já que não há momentos negativos e bastam duas barras porta estribos. Todavia, no primeiro e segundo apoios seria necessária a armadura mínima calculada, que resultou em

duas barras de 10 mm. Procurando evitar seccionar em demasia a armadura da viga, o que resultaria em dificuldade e demora na montagem, optou-se por adotar a armadura mínima (2 \varnothing 10 mm) até o apoio inicial.

Cálculo para apoio 3 – Vão 3 ($h_{\text{viga}} = 130 \text{ cm}$):

d: 123,90 cm;

α : 1,0 (barras sem gancho);

$A_{s,\text{calculada}}$: 10,92 cm²;

$A_{s,\text{efetiva}}$: 12,06 cm² - Adotado 6 barras de 16,0 mm, sendo três na primeira e segunda camadas.

$$a_l = 0,5 \times 123,90 \times \cot 30 \cong 108 \text{ cm} \geq 0,5 \times 123,90 = 61,95 \text{ cm}$$

Sendo η_1 igual a 2,25 por tratar-se de barras nervuradas de aço CA-50, η_2 igual a 0,7 por estarem em região de má aderência (barras a menos de 30 cm da face superior de elemento estrutural maior que 60 cm) e η_3 igual a 1,0 por se utilizar barras de diâmetro inferior a 32mm, temos que:

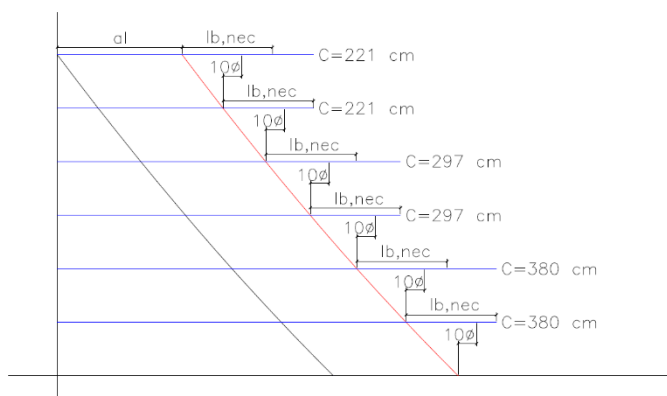
$$f_{bd} = 2,25 \times 0,7 \times 1,0 \times 1,28 = 2,02 \text{ MPa}$$

$$l_b = \frac{1,6 \times 434,78}{4 \times 2,02} = 86,10 \text{ cm}$$

$$l_{b,\text{min}} \geq \left\{ \begin{array}{l} 0,3 \times 86,10 = 25,83 \text{ cm} \\ 10 \times 1,6 = 16,00 \text{ cm} \\ 100 \text{ mm} \end{array} \right\} \rightarrow l_{b,\text{min}} = 25,83 \text{ cm}$$

$$l_{b,\text{nec}} = 1,0 \times 86,10 \times \frac{10,92}{12,06} \cong 78 \text{ cm}$$

Figura 27 - Decalagem do Apoio 3 no Sentido do Vão 3



Fonte: Elaborada pelo autor

Novamente respeitando-se os limites mínimos, mas priorizando a agilidade de corte e montagem de armaduras decidiu-se interromper as barras em comprimentos diferentes dos mínimos. Procurando balanço entre agilidade e economia de aço seccionou-se as armaduras duas por vez. Após o corte das últimas duas barras se adotará somente duas porta estribos de 6,3 mm de diâmetro, até que estas encontrem a armadura mínima do apoio 4.

Cálculo para apoio 4

d: 125,06 cm;

α : 1,0 (barras sem gancho);

$A_{s,calculada}$: 4,29 cm²;

$A_{s,efetiva}$: 4,91 cm² - Adotado 4 barras de 12,5 mm, sendo três na primeira e uma na segunda camada.

$$a_l = 0,5 \times 125,06 \times \cot 30 \cong 109 \text{ cm} \geq 0,5 \times 125,06 = 62,53 \text{ cm}$$

Sendo η_1 igual a 2,25 por tratar-se de barras nervuradas de aço CA-50, η_2 igual a 0,7 por estarem em região de má aderência (barras a menos de 30 cm da face superior de elemento estrutural maior que 60 cm) e η_3 igual a 1,0 por se utilizar barras de diâmetro inferior a 32mm, temos que:

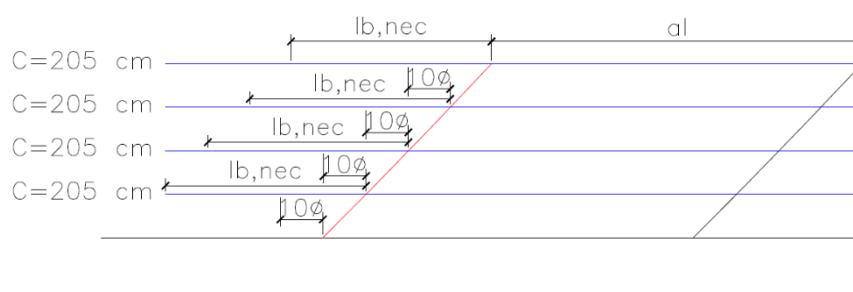
$$f_{bd} = 2,25 \times 0,7 \times 1,0 \times 1,28 = 2,02 \text{ MPa}$$

$$l_b = \frac{1,25 \times 434,78}{4 \times 2,02} = 67,26 \text{ cm}$$

$$l_{b,min} \geq \left\{ \begin{array}{l} 0,3 \times 67,26 = 20,18 \text{ cm} \\ 10 \times 1,25 = 12,50 \text{ cm} \\ 100 \text{ mm} \end{array} \right\} \rightarrow l_{b,min} = 20,18 \text{ cm}$$

$$l_{b,nec} = 1,0 \times 67,26 \times \frac{4,29}{4,91} \cong 59 \text{ cm}$$

Figura 28 - Decalagem do Apoio 4



Fonte: Elaborada pelo autor

Devido a inclinação do diagrama de momentos fletores, a diferença entre o comprimento mínimo das barras seria muito pequena. Por isso, visando agilidade e facilidade de montagem, resolveu-se interrompê-las todas na mesma seção. A partir deste ponto, se adotará duas barras porta estribos de 6,3 mm de diâmetro, até que estas encontrem a armadura do apoio 3.

Cálculo para o vão 3:

d: 123,45 m;

α : 1,0 (barras sem gancho);

$A_{s,calculada}$: 14,17 cm²;

$A_{s,efetiva}$: 16,08 cm² - Adotado 8 barras de 16 mm, sendo quatro na primeira camada, três na segunda e uma na terceira camada.

$$a_l = 0,5 \times 123,45 \times \cot 30 \cong 107 \text{ cm}$$

Sendo η_1 igual a 2,25 por tratar-se de barras nervuradas de aço CA-50, η_2 igual a 1,0 por estarem em região de boa aderência (barras abaixo de 30cm do topo de elemento estrutural maior que 60cm) e η_3 igual a 1,0 por se utilizar barras de diâmetro inferior a 32mm, temos que:

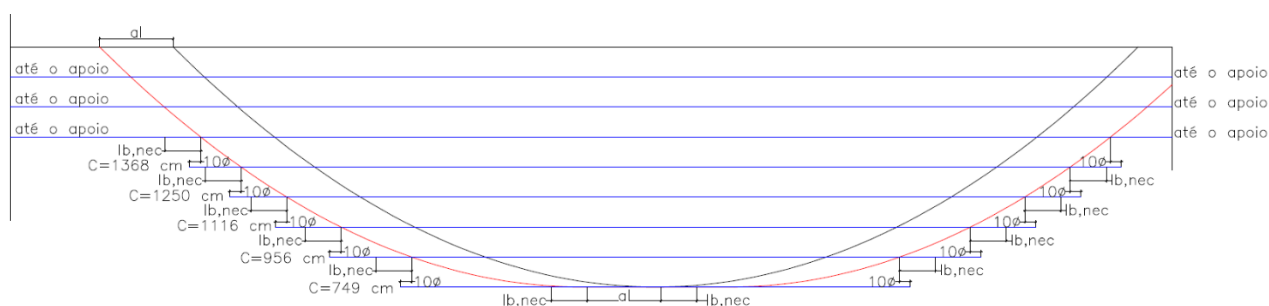
$$f_{bd} = 2,25 \times 1,0 \times 1,0 \times 1,28 = 2,89 \text{ MPa}$$

$$l_b = \frac{1,6 \times 434,78}{4 \times 2,89} = 60,27 \text{ cm}$$

$$l_{b,min} \geq \left\{ \begin{array}{l} 0,3 \times 60,27 = 18,08 \text{ cm} \\ 10 \times 1,6 = 16,00 \text{ cm} \\ 100 \text{ mm} \end{array} \right\} \rightarrow l_{b,min} = 18,08 \text{ cm}$$

$$l_{b,nec} = 1,0 \times 60,27 \times \frac{14,17}{16,08} \cong 53 \text{ cm}$$

Figura 29 - Decalagem do Vão 3



Fonte: Elaborada pelo autor

Como algumas barras possuem comprimento maior que o padrão comercial (12 m), se faz necessário o cálculo da armadura de traspasse.

Calculo do comprimento de traspasse:

Sabendo que se está utilizando aço CA-50 (barra nervurada), a armadura está em região de boa aderência e possui diâmetro menor que 32 mm:

$$f_{bd} = 2,25 \times 1,0 \times 1,0 \times 1,28 = 2,89 \text{ MPa}$$

$$l_b = \frac{1,6 f_{yd}}{4 f_{bd}} = \frac{1,6 \times 434,78}{4 \times 2,89} = 60,18 \text{ cm}$$

Sabendo que 100% das barras serão emendadas na mesma seção, obtém-se α_{0t} diretamente da norma, que para o caso em questão é igual a 2,0.

$$l_{0t,min} \geq \left\{ \begin{array}{l} 0,3 \alpha_{0t} l_b \\ 15\emptyset \\ 200 \text{ mm} \end{array} \right\} = \left\{ \begin{array}{l} 0,3 \times 2,0 \times 60,18 = 36,11 \text{ cm} \\ 15 \times 1,6 = 24 \text{ cm} \\ 200 \text{ mm} \end{array} \right\}$$

Logo, $l_{0t,min}$ é igual a 36,11 cm.

$$l_{b,min} \geq \left\{ \begin{array}{l} 0,3 l_b \\ 10\emptyset \\ 100 \text{ mm} \end{array} \right\} = \left\{ \begin{array}{l} 0,3 \times 60,18 = 18,05 \text{ cm} \\ 10 \times 1,6 = 16 \text{ cm} \\ 100 \text{ mm} \end{array} \right\}$$

Logo, $l_{b,min}$ é igual a 18,05 cm.

Sabe-se que a área de armadura calculada para o trecho foi de 14,17 cm². Todavia, utilizou-se uma área efetiva de aço de 16,08 cm².

Sabendo que não serão utilizadas barras com gancho:

$$l_{b,nec} = \alpha \times l_b \times \frac{A_{s,calc}}{A_{s,ef}} \geq l_{b,min} = 1,0 \times 60,18 \times \frac{14,17}{16,08} = 53,03 \text{ cm} \geq 18,05 \text{ cm} \rightarrow \text{OK!}$$

Assim, podemos calcular o comprimento de traspasse:

$$l_{0t} = 2,0 \times 53,03 \cong 106 \text{ cm} \geq 36,11 \text{ cm} \rightarrow \text{OK!}$$

Considerou-se que a armadura transversal da viga torna a armadura de confinamento na emenda de barras desnecessária.

Não foi necessário o cálculo da decalagem para a armadura positiva nos apoios um e dois, posto que se utilizará somente duas barras de 10 mm de diâmetro e, por facilidade construtiva, resolveu-se estende-las até os apoios.

7.4.3.2 Ancoragem da Armadura de Tração nos Apoios

A NBR 6118:2014 em seu item 18.3.2.4 define requisitos mínimos para a satisfatória ancoragem da armadura de tração nos apoios. O primeiro critério a ser atendido tanto para apoios extremos quanto intermediários é a área de aço mínima dada pela equação (103).

$$A_{s,apoio} \geq \left\{ \begin{array}{l} \frac{A_{s,v\tilde{a}o}}{3}, \text{ sendo } M_{apoio} \text{ nulo ou negativo e } |M_{apoio}| \leq 0,5 M_{v\tilde{a}o} \\ \frac{A_{s,v\tilde{a}o}}{4}, \text{ sendo } M_{apoio} \text{ negativo e } |M_{apoio}| > 0,5 M_{v\tilde{a}o} \end{array} \right\} \quad (103)$$

Outra condição a ser respeitada para apoios extremos é área de aço necessária para que se garanta a correta ancoragem da diagonal de compressão, dada por:

$$A_{s,apoio} = \frac{\frac{a_l}{d} V_d + N_d}{f_{yd}} \quad (104)$$

Onde:

V_d é a força cortante no apoio;

N_d é a força de tração, caso exista.

Quanto à extensão da ancoragem, para apoios intermediários adotou-se um valor mínimo de $10 \emptyset$ medido da face do apoio para cada barra que chega a este. Em apoios extremos a NBR 6118:2014 exige o maior dos comprimentos da equação (105), medidos a partir da face do apoio.

$$\left\{ \begin{array}{l} l_{b,nec} \\ r + 5,5 \emptyset \\ 60 \text{ mm} \end{array} \right\} \quad (105)$$

Sendo “r” o raio de curvatura dos eventuais ganchos. Segundo a tabela 9.1 da NBR 6118:2014 para ganchos em ângulo reto com diâmetros de armadura menores que 20 mm de aço CA-50 (situação em todos os elementos estruturais em estudo) os ganchos devem ter diâmetro de dobramento de $5 \emptyset$ e, no mínimo, $8 \emptyset$ de extensão, respeitando o comprimento de ancoragem necessário.

Cálculo para apoio 3 – Vão 2 ($h_{\text{viga}} = 40 \text{ cm}$)

d: 34,26 cm;

Devido à grande diferença de dimensões e esforços entre os trechos 2 e 3 das vigas, separados pelo apoio 3, se considerará o apoio como de extremidade. Faz-se tal escolha a favor da segurança, posto que apoios de extremidade necessitam de maior comprimento de ancoragem.

A área de aço já foi calculada, no item 7.4.1, resta para os apoios negativos calcular-se o comprimento de ancoragem.

Sendo η_1 igual a 2,25 por tratar-se de barras nervuradas de aço CA-50, η_2 igual a 0,7 por estarem em região de má aderência (barras a mais de 30 cm da face inferior de elemento estrutural menor que 60 cm) e η_3 igual a 1,0 por se utilizar barras de diâmetro inferior a 32mm, temos que:

$$f_{bd} = 2,25 \times 0,7 \times 1,0 \times 1,28 = 2,02 \text{ MPa}$$

$$l_b = \frac{1,6 \times 434,78}{4 \times 2,02} = 86,10 \text{ cm}$$

$$l_{b,min} \geq \left\{ \begin{array}{l} 0,3 \times 86,10 = 25,83 \text{ cm} \\ 10 \times 1,6 = 16,00 \text{ cm} \\ 100 \text{ mm} \end{array} \right\} \rightarrow l_{b,min} = 25,83 \text{ cm}$$

Sabe-se que a área de armadura calculada para o trecho foi de 8,73 cm². Todavia, por questões de arredondamento, utilizou-se uma área efetiva de aço de 10,05 cm².

Sabendo que serão utilizadas barras com gancho:

$$l_{b,nec} = 0,7 \times 86,10 \times \frac{8,76}{10,05} \cong 53 \text{ cm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 53 \text{ cm} \\ 2,5 \times 1,6 + 5,5 \times 1,6 \\ 60 \text{ mm} \end{array} \right\} = \left\{ \begin{array}{l} 53 \text{ cm} \\ 12,8 \text{ cm} \\ 6 \text{ cm} \end{array} \right\}$$

Logo, o comprimento de ancoragem mínimo é de 53 cm.

O pilar possui na direção desejada comprimento de 50 cm, portanto, não seria possível ancora-las em comprimento reto. Todavia, pode-se estender as barras adentrando o início do vão 3 da viga. Desta forma, o comprimento de ancoragem reto é respeitado.

Cálculo para o Vão 3 ($h_{viga} = 130$ cm)

d: 123,9 cm;

$M_{vão}$: 703,6 kNm;

Apoio 3:

$$\frac{M_{apoio}}{M_{vão}} = \frac{554,5}{703,6} = 0,79$$

$$A_{s,apoio} = \frac{16,08}{4} = 4,02 \text{ cm}^2$$

$$a_l = 0,5 \times 123,9 \times \cot 30 \cong 108 \text{ cm}$$

$$A_{s,apoio} = \frac{\frac{108}{123,9} \times 265,7}{\frac{500000}{1,15}} = 5,33 \text{ cm}^2$$

Apoio 4:

$$\frac{M_{apoio}}{M_{vão}} = \frac{102}{703,6} = 0,15$$

$$A_{s,apoio} = \frac{16,08}{3} = 5,36 \text{ cm}^2$$

$$a_l = 0,5 \times 123,9 \times \cot 30 \cong 108 \text{ cm}$$

$$A_{s,apoio} = \frac{\frac{108}{123,9} \times 212,6}{\frac{500000}{1,15}} = 4,26 \text{ cm}^2$$

Posto que chegam 3 Ø16,0 mm até o apoio, com área somada de 6,03 cm², os critérios acima para ambos os apoios estão atendidos.

Cálculo para apoio 3 – Vão 3 ($h_{viga} = 130$ cm)

d: 123,9 cm;

Devido à grande diferença de dimensões e esforços entre os trechos 2 e 3 das vigas, separados pelo apoio 3, se considerará o apoio como de extremidade. Faz-se tal escolha a favor da segurança, posto que apoios de extremidade necessitam de maior comprimento de ancoragem.

A área de aço já foi calculada, no item 7.4.1, resta para os apoios negativos calcular-se o comprimento de ancoragem.

Sendo η_1 igual a 2,25 por tratar-se de barras nervuradas de aço CA-50, η_2 igual a 0,7 por estarem em região de má aderência (barras a menos de 30 cm da face superior de elemento estrutural maior que 60 cm) e η_3 igual a 1,0 por se utilizar barras de diâmetro inferior a 32mm, temos que:

$$f_{bd} = 2,25 \times 0,7 \times 1,0 \times 1,28 = 2,02 \text{ MPa}$$

$$l_b = \frac{1,6 \times 434,78}{4 \times 2,02} = 86,10 \text{ cm}$$

$$l_{b,min} \geq \left\{ \begin{array}{l} 0,3 \times 86,10 = 25,83 \text{ cm} \\ 10 \times 1,6 = 16,00 \text{ cm} \\ 100 \text{ mm} \end{array} \right\} \rightarrow l_{b,min} = 25,83 \text{ cm}$$

Sabe-se que a área de armadura calculada para o trecho foi de 10,92 cm². Todavia, por questões de arredondamento, utilizou-se uma área efetiva de aço de 12,06 cm².

Sabendo que serão utilizadas barras com gancho:

$$l_{b,nec} = 0,7 \times 86,10 \times \frac{10,92}{12,06} \cong 55 \text{ cm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 55 \text{ cm} \\ 2,5 \times 1,6 + 5,5 \times 1,6 \\ 60 \text{ mm} \end{array} \right\} = \left\{ \begin{array}{l} 55 \text{ cm} \\ 12,8 \text{ cm} \\ 6 \text{ cm} \end{array} \right\}$$

Logo, o comprimento de ancoragem mínimo é de 55 cm.

Como o pilar possui na direção desejada comprimento de 50 cm não é possível executar tal ancoragem em comprimento reto. Logo, se utilizará ganchos de diâmetro de dobra de 8 cm e comprimento 15 cm, superior à exigência de norma de oito vezes o diâmetro da barra.

Cálculo para apoio 4

d: 125,1 cm;

Sendo o último apoio da viga, trata-se de um apoio de extremidade.

A área de aço já foi calculada, no item 7.4.1, resta para os apoios negativos calcular-se o comprimento de ancoragem.

Sendo η_1 igual a 2,25 por tratar-se de barras nervuradas de aço CA-50, η_2 igual a 0,7 por estarem em região de má aderência (barras a menos de 30 cm da face superior de elemento estrutural maior que 60 cm) e η_3 igual a 1,0 por se utilizar barras de diâmetro inferior a 32mm, temos que:

$$f_{bd} = 2,25 \times 0,7 \times 1,0 \times 1,28 = 2,02 \text{ MPa}$$

$$l_b = \frac{1,25 \times 434,78}{4 \times 2,02} = 67,27 \text{ cm}$$

$$l_{b,min} \geq \left\{ \begin{array}{l} 0,3 \times 67,27 = 20,18 \text{ cm} \\ 10 \times 1,25 = 12,50 \text{ cm} \\ 100 \text{ mm} \end{array} \right\} \rightarrow l_{b,min} = 20,18 \text{ cm}$$

Sabe-se que a área de armadura calculada para o trecho foi de 4,29 cm². Todavia, por questões de arredondamento, utilizou-se uma área efetiva de aço de 4,91 cm².

Sabendo que serão utilizadas barras com gancho:

$$l_{b,nec} = 0,7 \times 67,27 \times \frac{4,29}{4,91} \cong 42 \text{ cm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 42 \text{ cm} \\ 2,5 \times 1,25 + 5,5 \times 1,25 \\ 60 \text{ mm} \end{array} \right\} = \left\{ \begin{array}{l} 42 \text{ cm} \\ 10 \text{ cm} \\ 6 \text{ cm} \end{array} \right\}$$

Logo, o comprimento de ancoragem mínimo é de 42 cm.

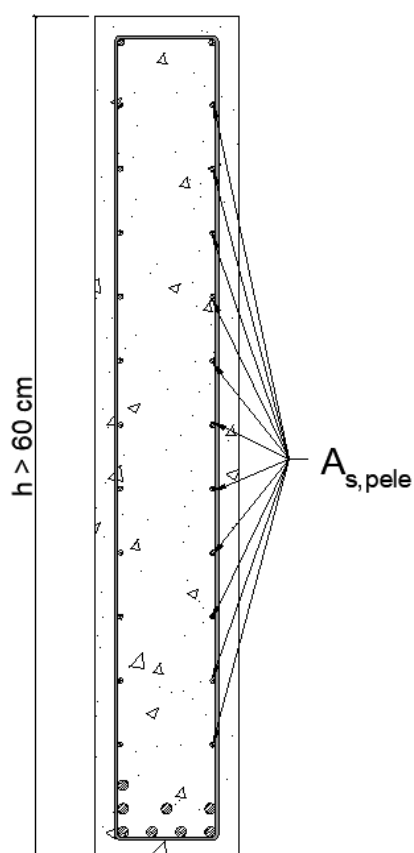
Como o pilar possui na direção desejada comprimento de 35 cm não é possível executar tal ancoragem em comprimento reto. Logo, se utilizará ganchos de diâmetro de dobra de 6 cm e comprimento 10 cm.

7.4.3.3 Detalhamento da Armadura de Pele

Em elementos estruturais com altura maior que 60 cm a NBR 6118:2014 em seu item 18.3.5 exige a colocação de armadura de pele. Esta tem como objetivo diminuir a abertura de fissuras e mitigar possíveis efeitos indesejados de retração e fissuração. Tal armadura posiciona-se lateralmente em ambas as faces do elemento e possui área mínima calculada conforme a equação (106), não sendo necessária armadura superior a 5 cm² por face.

O espaçamento não deve ser maior que 20 cm ou $d/3$ e recomenda-se que na zona tracionada, seja menor ou igual a 15 vezes o diâmetro da barra.

Figura 30 - Armadura de Pele



Fonte: Elaborada pelo autor baseada em Carvalho e Figueiredo Filho (2014)

$$A_{s,pele} = 0,10\% A_c \quad (106)$$

Cálculo para o vão 3

$$A_{s,pele} = \frac{0,10}{100} \times 22 \times 130 = 2,86 \text{ cm}^2/\text{face}$$

Serão adotadas barras de diâmetro 8 mm, com área unitária de 0,5 cm²/barra.

$$n = \frac{2,86}{0,5} = 6 \text{ barras}$$

Visando diminuir a fissuração da viga e respeitar a recomendação de espaçamento menor que doze vezes o diâmetro da barra, serão adotadas onze barras em cada face, que se estenderão até o limite de cobertura dos apoios.

7.5 VERIFICAÇÕES NO ESTADO LIMITE DE SERVIÇO

7.5.1 Definição das Vigas Quanto à Fissuração

Conforme exposto no cálculo das lajes, na determinação da deflexão dos elementos faz-se necessário conhecer a real seção que resistirá aos esforços. Para isso, calcula-se o momento de fissuração com as propriedades da seção homogeneizada da viga (considerando-se a área de aço). As equações (107), (108) e (109)(78) apresentam, respectivamente, a área da seção homogeneizada, seu centro de gravidade e o momento de inércia à flexão da seção no estágio I (puro), sem fissuração.

$$A_h = b_w h + A_s(\alpha_e - 1) \quad (107)$$

Onde:

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cs}} = \frac{210000}{24150} = 8,6957$$

$$\gamma_h = \frac{b_w \frac{h^2}{2} + A_s(\alpha_e - 1)d}{A_h} \quad (108)$$

$$I_h = \frac{(b_w h^3)}{12} + b_w h \left(\gamma_h - \frac{h}{2} \right)^2 + A_s(\alpha_e - 1)(\gamma_h - d)^2 \quad (109)$$

Cálculo para o vão 3 da viga:

b_w : 22 cm;

h : 130 cm;

A_s : 16,08 cm²;

d : 123,45 cm.

$$A_h = 22 \times 130 + 16,08 \times (8,6957 - 1) = 2983,78 \text{ cm}^2$$

$$\gamma_h = \frac{22 \times \frac{130^2}{2} + 16,08 \times (8,6957 - 1) \times 123,45}{2983,75} = 67,42 \text{ cm}$$

$$I_h = \frac{(22 \times 130^3)}{12} + 22 \times 130 \times \left(67,44 - \frac{130}{2}\right)^2 + 16,08 \times (8,6957 - 1) \times (67,44 - 123,45)^2 = 4433185,89 \text{ cm}^4$$

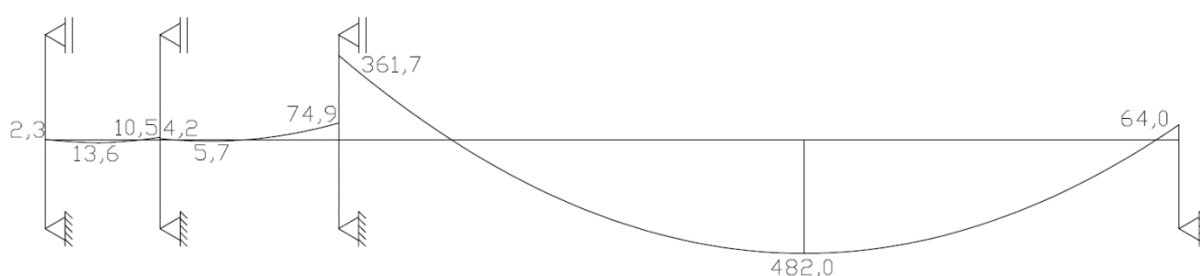
Tabela 52 – Propriedades da Seção Homogênea

Vãos	Ah (cm ²)	yh (cm)	Ih (cm ⁴)
Vão 1	892,09	20,22	120386,01
Vão 2	957,37	21,15	131794,04
Vão 3	2983,78	67,42	4433185,89

Fonte: Elaborada pelo autor

De posse das propriedades da seção homogeneizada e do carregamento na combinação frequente, gerou-se o diagrama de momentos fletores no software ftool, conforme Figura 31.

Figura 31 – Momentos Fletores na Combinação Frequente de Ações (kNm)



Fonte: Elaborada pelo autor

Faz-se então a comparação do momento de fissuração, calculado com a equação (58) com o momento fletor atuante na combinação frequente de ações, dado pelo software Ftool utilizando as propriedades da seção homogeneizada. Caso o segundo seja maior, calcula-se as propriedades da viga desconsiderando-se a região de concreto fissurada, utilizando as equações (113) e (114). Optou-se por não computar a área de armadura de compressão, visto que onde não há tração na viga, adotou-se somente armadura longitudinal porta estribos.

Determina-se, em seguida, o momento de inércia da seção fissurada através da média de Branson, dada pela equação (59). Por último, faz-se a ponderação dos momentos de inércia através da equação (65), visto que parte da viga trabalha fissurada e parte íntegra, já que a distribuição de momentos não é uniforme ao longo desta.

$$a_1 = \frac{b_w}{2} \quad (110)$$

$$a_2 = \alpha_e A_s \quad (111)$$

$$a_3 = -d \alpha_e A_s \quad (112)$$

$$x_{II} = \frac{-a_2 \mp \sqrt{a_2^2 - 4 a_1 a_3}}{2 a_1} \quad (113)$$

$$I_{x,II0} = \frac{b_w x_{II}^3}{3} + \alpha_e A_s (x_{II} - d)^2 \quad (114)$$

Cálculo para o vão 2 da viga:

I_h : 131794,04 cm⁴;

γ_h : 21,15 cm;

α : 1,5 (seção retangular);

$$M_r = \frac{1,5 \times 2,565 \times 131794,04}{21,15} = 23,97 \text{ kNm}$$

Como o momento atuante é maior que o resistente de fissuração, faz-se necessário o cálculo das propriedades geométricas da seção no estágio II. Este será calculado considerando-se a região crítica, com o maior momento atuante. Para este caso, serão utilizados os dados e momento segundo apoio.

$$a_1 = \frac{22}{2} = 11 \text{ cm}$$

$$a_2 = 8,6957 \times 10,05 = 87,42 \text{ cm}^2$$

$$a_3 = -34,26 \times 8,6957 \times 10,05 = -2994,95 \text{ cm}^3$$

$$x_{II} = \frac{-87,42 \mp \sqrt{87,42^2 - 4 \times 11 \times (-2994,95)}}{2 \times 11} = 13,00 \text{ cm}$$

$$I_{x,II0} = \frac{22 \times 13,00^3}{3} + 8,6957 \times 10,05 \times (13,00 - 34,26)^2 = 55623,29 \text{ cm}^4$$

O momento de inércia equivalente é dado pela média de Branson.

$$I_{eq} = \left(\frac{23,97}{74,90}\right)^3 \times 131794,04 + \left[1 - \left(\frac{23,97}{74,90}\right)^3\right] \times 55623,29 = 58120,59 \text{ cm}^4$$

$$\leq 131794,04$$

Por fim, o momento de inércia a ser utilizado se dará por ponderação. Sabendo que o momento atuante ultrapassa o resistente somente no segundo apoio, a ponderação utilizará o momento de inércia homogeneizado no estádio I no primeiro apoio e vão.

$$I_{eq,laje} = 0,15 \times 131794,04 + 0,7 \times 131794,04 + 0,15 \times 58120,59 = 120743,02 \text{ cm}^4$$

Cálculo para o vão 3 da viga:

I_h : 4433185,89 cm⁴;

γ_h : 67,42 cm;

α : 1,5 (seção retangular);

$$M_r = \frac{1,5 \times 2,565 \times 4433185,89}{67,42} = 252,97 \text{ kNm}$$

Como o momento atuante é maior que o resistente de fissuração, faz-se necessário o cálculo das propriedades geométricas da seção no estádio II. Este será calculado considerando-se a região crítica, com o maior momento atuante. Para este caso, serão utilizados os dados e momento do meio do vão.

$$a_1 = \frac{22}{2} = 11 \text{ cm}$$

$$a_2 = 8,6957 \times 16,08 = 139,87 \text{ cm}^2$$

$$a_3 = -123,45 \times 8,6957 \times 16,08 = -17266,85 \text{ cm}^3$$

$$x_{II} = \frac{-139,87 \mp \sqrt{139,87^2 - 4 \times 11 \times (-17266,85)}}{2 \times 11} = 33,77 \text{ cm}$$

$$I_{x,II0} = \frac{22 \times 33,77^3}{3} + 8,6957 \times 16,08 \times (33,77 - 123,45)^2 = 1407317,58 \text{ cm}^4$$

O momento de inércia equivalente é dado pela média de Branson.

$$I_{eq} = \left(\frac{252,97}{482,00}\right)^3 \times 4433185,89 + \left[1 - \left(\frac{252,97}{482,00}\right)^3\right] \times 1407317,58 = 1844753,65 \text{ cm}^4$$

$$\leq 4433185,89$$

Por fim, o momento de inércia a ser utilizado se dará por ponderação. Sabendo que o momento atuante ultrapassa o resistente no primeiro apoio e no vão, a ponderação utilizará o momento de inércia homogeneizado no estádio I somente no segundo apoio.

$$I_{eq,laje} = 0,15 \times 1844753,65 + 0,7 \times 1844753,65 + 0,15 \times 4433185,89$$

$$= 2233018,49 \text{ cm}^4$$

A Tabela 53 e Tabela 54 apresentam, respectivamente, o resultado do momento resistente para os vãos da viga e o cálculo da inércia equivalente no estádio II, para os vãos cujos momentos atuantes foram superiores aos de fissuração.

Tabela 53 – Momento Resistente de Fissuração

Vãos	α	fct	yh (cm)	Ih (cm ⁴)	Mr (kN/m)
Vão 1	1,5	2,5650	20,2168	120386,01	22,91
Vão 2	1,5	2,5650	21,1524	131794,04	23,97
Vão 3	1,5	2,5650	67,4248	4433185,89	252,97

Fonte: Elaborada pelo autor

Tabela 54 – Momento Resistente de Fissuração

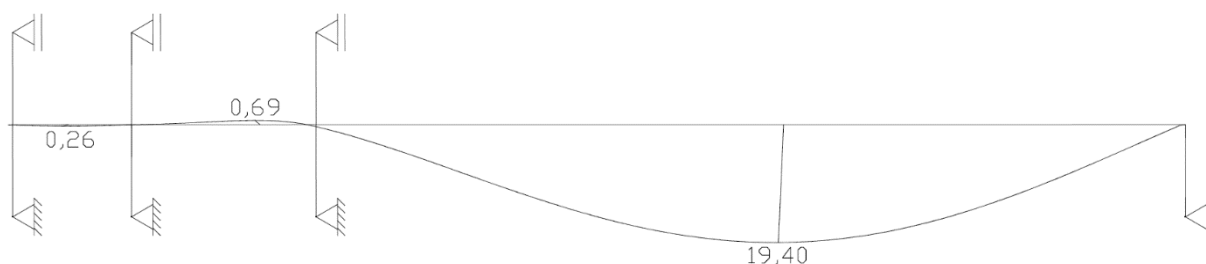
Vãos	As (cm ²)	d (cm)	a1 (cm)	a2 (cm ²)	a3 (cm ³)	xII (cm)	I _{X,II0} (cm ⁴)	Mr (kNm)	Ma (kNm)	I _h (cm ⁴)	I _{eq} (cm ⁴)	I _{eq,ponderada} (cm ⁴)
Apoio 3e	10,05	34,26	11	87,42	-2994,95	13,00	55623,29	23,97	74,90	131794,04	58120,59	120743,02
Vão 3	16,08	123,45	11	139,87	-17266,85	33,77	1407317,58	252,97	482,00	4433185,89	1844753,65	2233018,49

Fonte: Elaborada pelo autor

7.5.2 Determinação da Flecha Imediata

De posse dos reais momentos de inércia das seções, obteve-se as flechas imediatas no software Ftool, utilizando-se o carregamento na combinação de ações quase permanente.

Figura 32 – Flecha Imediata nos Vãos (mm)



Fonte: Elaborada pelo autor

7.5.3 Determinação da Flecha Diferida no Tempo

Calcula-se então a flecha diferida no tempo através da equação (70). Esta diz respeito à flecha final atuante na viga, levando em conta os efeitos de fluência do concreto. Se utilizará o mesmo período de escoramento das outras estruturas calculadas (21 dias), logo, o coeficiente α_f é o mesmo ($\alpha_f = 1,40$).

Cálculo para o vão 3 da viga:

f_0 : 1,940 cm;

α_f : 1,40.

$$f_{(\infty)} = (1 + 1,40) \times 1,940 = 4,66 \text{ cm}$$

A Tabela 55 apresenta a flecha diferida para todos os vãos da viga.

Tabela 55 – Flecha Diferida

Vãos	αf	f_0 (cm)	f_∞ (cm)
Vão 1	1,40	0,03	0,06
Vão 2	1,40	0,07	0,17
Vão 3	1,40	1,94	4,66

Fonte: Elaborada pelo autor

7.5.4 Verificação dos Limites de Deslocamentos

7.5.4.1 Limite de Aceitabilidade Sensorial Visual

Conforme abordado no cálculo das lajes, o limite de aceitabilidade visual para deslocamentos em elementos estruturais é de $1/250$, considerando-se a flecha diferida devido ao carregamento total.

Cálculo para o vão 3 da viga:

l_{ef} : 1705 cm;

f_∞ : 4,66 cm.

$$\frac{l_x}{250} = \frac{1705}{250} = 6,82 \text{ cm} > 4,66 \text{ cm}$$

Logo, a deflexão sofrida pela viga é adequada aos critérios da norma.

7.5.4.2 Efeitos em Elementos Não Estruturais

O efeito da flecha em elementos não estruturais considera somente a deflexão sofrida pelo elemento estrutural. Logo, se considerará a diferença entre a flecha inicial, na data da retirada das escoras, e a flecha diferida dos trechos da viga. O limite da norma para tais efeitos é de $1/500$ do vão da viga e se efetuará o cálculo apenas para os trechos com paredes apoiadas sobre estes.

Cálculo para o vão 2 da viga:

l_{ef} : 362 cm;

f_0 : 0,07 cm;

f_{∞} : 0,17 cm.

$$f_{atuate} = f_{\infty} - f_0 = 0,17 - 0,07 = 0,10 \text{ cm}$$

$$\frac{l_x}{500} = \frac{362}{500} = 0,72 \text{ cm} > 0,10 \text{ cm}$$

Logo, a deflexão sofrida pela viga não afeta de maneira perceptível o elemento não estrutural (parede) apoiado acima desta.

A Tabela 56 apresenta o resultado das verificações para todos os vãos da viga.

Tabela 56 – Verificação dos limites de deslocamento

Vãos	l_{ef} (cm)	f_0 (cm)	f_{∞} (cm)	Limite Sensorial Visual		Efeitos em Elementos Não Estruturais		
				f_{lim} ($l_x/250$) (cm)	Situação	fatuate (cm)	f_{lim} ($l_x/500$) (cm)	Situação
Vão 1	233	0,03	0,06	0,93	OK	0,04	0,47	OK
Vão 2	362	0,07	0,17	1,45	OK	0,10	0,72	OK
Vão 3	1705	1,94	4,66	6,82	OK	Não se aplica		

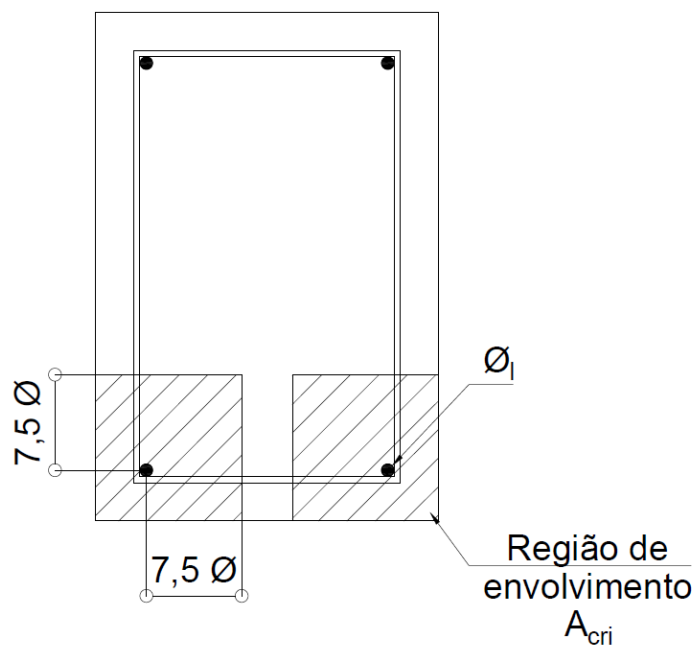
Fonte: Elaborada pelo autor

7.5.5 Estado Limite de Fissuração

Segundo a NBR 6118:2014 é necessário que se verifique a abertura de fissuras em elementos estruturais lineares. Na tabela 13.4 da referida norma, define-se que no caso de elementos estruturais de concreto armado em classe de agressividade ambiental CAA II, como o caso em estudo, a fissuração w_k não deve ser maior que 0,3 mm, calculada com a combinação frequente de ações. Para cada barra da armadura passiva considera-se uma área A_{cr} de concreto

de envolvimento da armadura. Tal área tem forma retangular e seus lados não podem distar mais de sete vezes e meia o diâmetro da barra de seu eixo, conforme Figura 33.

Figura 33 – Concreto de Envolvimento da Armadura – Seção Genérica



Fonte: Elaborada pelo autor

Ademais, em seu item 17.3.3.2, a norma NBR 6118:2014 define que o valor característico da abertura de fissuras é o menor obtido através das equações (115) e (116).

$$w_{k1} = \frac{\phi_i}{12,5 \eta_1} \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} \frac{3\sigma_{si}}{f_{ctm}} \quad (115)$$

$$w_{k2} = \frac{\phi_i}{12,5 \eta_1} \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} \left(\frac{4}{\rho_{ri}} + 45 \right) \quad (116)$$

Onde:

ϕ_i é o diâmetro da barra na seção considerada;

E_{si} é o módulo de elasticidade do aço da barra;

η_1 é 2,25 para barras nervuradas (todas as longitudinais);

ρ_{ri} é a razão entre a área de armadura e a A_{crit} , a área da seção considerada.

σ_{si} é a tensão de tração no centro de gravidade da armadura, no estágio II, calculada através da equação (117).

$$\sigma_{si} = \frac{\alpha_e M_{sd,freq} (d - x_{II})}{I_{II}} \quad (117)$$

Nos cálculos do presente trabalho, se calculará a abertura de fissuras para as regiões onde determinou-se as propriedades no estágio II (fissurado). Além disto, por motivos de praticidade, será demonstrado apenas o cálculo na pior situação, na região com maior tensão e menor ρ_{ri} , ou seja, com maior área de concreto por área de aço.

Cálculo para o vão 3 da viga:

$M_{sd,freq}$: 482,00 kNm;

x_{II} : 33,77 cm;

$I_{x,II0}$: 1407317,58 cm⁴;

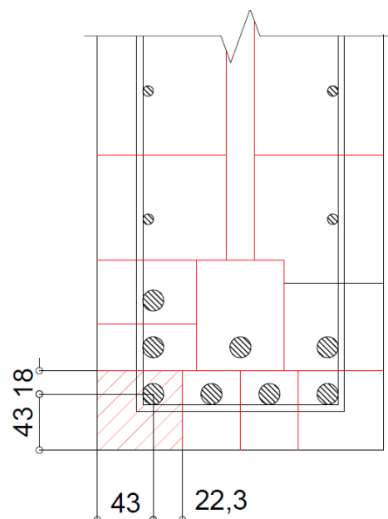
d_{barra} : 125,70 cm;

α_e : 8,6957.

$$\sigma_{si} = \frac{8,6957 \times 482,00 \times (1,2570 - 0,3384)}{1,407317,58 \times 10^{-2}} = 273,79 \text{ MPa}$$

A área crítica encontra-se na região da primeira camada de armadura, com diâmetro de 16 mm e está delimitada conforme Figura 34.

Figura 34 – Área crítica do vão 3



Fonte: Elaborada pelo autor

$$A_{crítica} = (43,0 + 22,3) \times (43,0 + 18) = 3983,30 \text{ mm}^2$$

$$\rho_{ri} = \frac{\pi \times \frac{16^2}{4}}{3983,30} = 0,050476 \text{ mm}^2$$

$$w_{k1} = \frac{16}{12,5 \times 2,25} \times \frac{273,79}{210000} \times \frac{3 \times 273,79}{2,565} = 0,238 \text{ mm}$$

$$w_{k2} = \frac{16}{12,5 \times 2,25} \times \frac{273,79}{210000} \times \left(\frac{4}{0,050476} + 45 \right) = 0,092 \text{ mm}$$

Como o maior dos resultados para abertura de fissuras (0,238 mm) é inferior ao limite estabelecido por norma (0,3 mm), conclui-se que o critério de norma foi atendido.

A Tabela 57 apresenta o resultado para ambos os trechos calculados

Tabela 57 – Verificação do estado limite de fissuração

Trecho	d (cm)	xII (cm)	I _{x,II0} (cm ⁴)	Ma (kNm)	σ _{si} (Mpa)	Acrítica (mm ²)	φ (mm)	ρ _{ri}	w _{k1} (mm)	w _{k2} (mm)	w _{k,limite} (mm)	Situação
Apoio 3e	34,26	13,00	55623,29	74,90	248,95	15180,00	16,00	0,013245	0,196	0,234	0,30	OK
Vão 3	125,70	33,77	1407317,58	482,00	273,79	3983,30	16,00	0,050476	0,238	0,092	0,30	OK

Fonte: Elaborada pelo autor

8 CÁLCULO E DETALHAMENTO DOS PILARES

Seguindo o cálculo dos elementos estruturais da edificação se demonstrará o cálculo dos pilares P13 e P17 da edificação. O primeiro será dimensionado como pilar de extremidade apesar de apresentar-se nos pavimentos térreo e superior como pilar central, por possuir um momento muito mais elevado em uma direção no segundo pavimento. O pilar P17, por sua vez, apesar de apresentar-se como pilar de extremidade, também possui momentos desequilibrados no pavimento superior e, por isso, dimensionou-se este como pilar de canto. Estes pilares são diretamente afetados pela mudança do carregamento gerado pela adoção da laje nervurada em detrimento da maciça no pavimento superior.

8.1 DETERMINAÇÃO DO CARREGAMENTO DOS PILARES

8.1.1 Pilar P17

O pilar P17 faz parte de dois pórticos e recebe carregamento das vigas V105 e V122 no pavimento térreo e V207 e V216 no pavimento superior. O carregamento da viga V207 já foi determinado no item 7.2 do presente trabalho, fazendo-se necessário o levantamento das demais cargas.

8.1.1.1 Carregamento da Viga V216

Além da carga das lajes, já definida nos capítulos 4.6.1 e 5.8.1 é necessário que se determine a carga proveniente da viga V206 e V211 que além de seu peso próprio, recebem carregamento, respectivamente, das lajes maciças L208 e L213.

Tendo em vista que a viga V206 apoia-se em duas vigas, considera-se esta rotulada nos dois apoios e sua reação de apoio na V216 é obtida dividindo-se diretamente sua carga igualmente para ambos os apoios.

A reação de apoio da viga V211, por sua vez, é obtida modelando-se o pórtico no software Ftool, procedimento semelhante à determinação dos esforços na viga V207, estudada no item 7.

Cálculo da Carga Distribuída (V216)

Peso próprio:

$$g_{\text{peso próprio}} = \gamma_{\text{conc.}} b h = 25 \times 0,22 \times 0,70 = 3,85 \text{ kN}$$

Todo o comprimento da viga recebe carregamento da platibanda, de 0,55 m de altura e 0,20 m de espessura:

$$g_{\text{par}} = \gamma_{\text{atv}} e h l_0 = 13 \times 0,20 \times 0,50 = 1,43 \text{ kN/m}$$

Finalmente, a viga recebe a carga das lajes L208, L211 e L213 em seus trechos 3, 2 e 1, respectivamente. Tais carregamentos, no estado limite último, foram calculados no item 4.6.1 para as lajes L208 e L213 e no item 5.8.1 para a laje L211.

Cálculo da Carga Concentrada (V206)

l₀: 1676 cm.

Peso próprio:

$$g_{\text{peso próprio}} = \gamma_{\text{conc.}} b h l_0 = 25 \times 0,17 \times 1,30 \times 16,76 = 92,60 \text{ kN}$$

Lajes:

A viga V206 suporta a laje 208, cujo carregamento foi calculado no item 4.6.1 no estado limite último.

$$g_{\text{lajes}} = g_{L208} l_0 = 4,39 \times 16,76 = 73,62 \text{ kN}$$

Logo, a carga total da viga V206 é de:

$$g = 1,4(g_{\text{peso próprio}}) + g_{\text{lajes}} = 1,4 \times 92,60 + 73,58 = 203,26 \text{ kN}$$

Deste, metade é suportado pela viga V216.

$$g_{V206 \rightarrow V216} = \frac{203,26}{2} = 101,63 \text{ kN}$$

Cálculo da Carga Concentrada (V211)

Por se tratar de uma viga contínua, não é possível afirmar-se de forma direta a reação de apoio da viga. Para isso, modelou-se a viga V211 no software Ftool, obtendo a reação de apoio final. O carregamento utilizado está descrito abaixo.

Peso próprio - trechos 1 e 2 (17x50 cm):

$$g_{\text{peso próprio}} = \gamma_{\text{conc.}} b h = 25 \times 0,17 \times 0,50 = 2,13 \text{ kN/m}$$

Peso próprio - trechos 3, 4 e 5 (17x70 cm):

$$g_{\text{peso próprio}} = \gamma_{\text{conc.}} b h = 25 \times 0,17 \times 0,70 = 2,98 \text{ kN/m}$$

Carregamentos – Trecho 1

Trecho 1

A viga V211 não tem carregamento de lajes, suportando apenas a viga V212, cujo pórtico também teve que ser modelado no Ftool para que se obtivesse sua reação de apoio.

Parede:

O primeiro trecho da viga V211 suporta apenas um peitoril de 0,30 m de alvenaria e uma esquadria de 2,37m de largura por 2,80 m de altura. Assumindo-se que esta é composta por vidro temperado de 10 mm de espessura, que tem massa de 0,25 kN/m², pode-se calcular seu carregamento.

$$g_{\text{par}} + g_{\text{esquadria}} = \gamma_{\text{alv}} e h + \gamma_{\text{vidro}} A = 13 \times 0,20 \times 0,30 + 0,25 \times 6,64 = 2,44 \text{ kN/m}$$

Logo, a carga total distribuída do trecho 1 da viga V206 no estado limite último é de:

$$g = 1,4(g_{\text{peso próprio}} + g_{\text{par}}) = 1,4 \times (2,13 + 2,44) = 6,40 \text{ kN/m}$$

Além disso, suporta em sua extremidade o carregamento concentrado da viga V212, de 22,90 kN no ELU.

Trecho 2

Lajes:

A viga V206 suporta a laje 212, cujo carregamento foi calculado no item 4.6.1 no estado limite último.

Parede:

O segundo trecho da viga V211 suporta uma parede de 3,10 m de altura e 0,20 m de espessura.

$$g_{par} = \gamma_{alv} e h = 13 \times 0,20 \times 3,10 = 8,06 \text{ kN/m}$$

Logo, a carga total distribuída do trecho 2 da viga V206 no estado limite último é de:

$$g = 1,4(g_{\text{peso próprio}} + g_{par}) + g_{lajes} = 1,4 \times (2,13 + 8,06) + 4,09 = 18,36 \text{ kN/m}$$

Trechos 3,4 e 5

Lajes:

A viga V206 suporta a laje 213, cujo carregamento foi calculado no item 4.6.1 no estado limite último.

Parede:

Os demais trechos da viga V211 suportam uma platibanda de 0,55 m de altura e 0,20 m de espessura.

$$g_{par} = \gamma_{alv} e h = 13 \times 0,20 \times 0,55 = 1,43 \text{ kN/m}$$

Logo, a carga total distribuída nos trechos 3, 4 e 5 da viga V211 no estado limite último é de:

$$g = 1,4(g_{\text{peso próprio}} + g_{par}) + g_{lajes} = 1,4 \times (2,98 + 1,43) + 1,32 = 7,50 \text{ kN/m}$$

Assim pode-se modelar a viga no software Ftool e concluir que sua reação de apoio na viga V216 é de 21,40 kN.

Os carregamentos distribuídos e concentrados atuantes na viga V216 são exibidos na Tabela 58 e Tabela 59 respectivamente.

Tabela 58 – Carga distribuída na viga V216

Vão	Peso Próprio (kN/m)	Carga Parede (kN/m)	Carga Lajes (kN/m)		Total
			Laje	Combinação Última (kN/m)	Combinação Última (kN/m)
1	3,85	1,43	L208	2,20	9,59
2	3,85	1,43	L211	5,27	12,66
3	3,85	1,43	L213	0,66	8,05

Fonte: Elaborada pelo autor

Tabela 59 – Carga concentrada na viga V216

Viga	Suportado Pela Viga V216 (ELU) (kN)
V211	21,40
V206	101,63

Fonte: Elaborada pelo autor

8.1.1.2 Carregamento da Viga V122

A Viga V119 além de seu peso próprio e das paredes apoiadas sobre si, recebe o carregamento das lajes L105 e L112. Se efetuará o cálculo considerando-se o peso específico dos materiais da Tabela 9. Se considerará também que ambas são lajes maciças de altura de 8 cm e 10 cm, respectivamente, conforme lajes semelhantes dimensionadas no presente trabalho. O processo para obtenção da reação de apoio da laje na viga se dará conforme o item 4.6.1.Reação de apoio das lajes nas vigas

Cálculo para a laje L112

h: 10 cm;

Peso próprio:

$$g_{\text{peso próprio}} = \gamma_{\text{conc.}} \cdot h = 10 \times 0,25 = 2,50 \text{ kN/m}^2$$

Contrapiso:

$$g_{\text{contrapiso}} = \gamma_{\text{argamassa}} \cdot e = 21 \times 0,04 = 0,84 \text{ kN/m}^2$$

Piso:

$$g_{\text{piso}} = \gamma_{\text{cerâmica}} e = 18 \times 0,01 = 0,18 \text{ kN/m}^2$$

Carga Permanente Total:

$$g_{\text{total}} = g_{\text{peso próprio}} + g_{\text{contrapiso}} + g_{\text{piso}} = 2,50 + 0,84 + 0,18 = 3,52 \text{ kN/m}^2$$

Se utilizará carga acidental de 1,50 kN/m² para ambas as lajes, conforme seu uso.

Conforme processo já exposto no capítulo 4 deste trabalho, o estado limite último se dá majorando todas as cargas por 1,4.

Carga Total no ELU:

$$g_{\text{ELU}} = (g_{\text{total}} + q_{\text{acidental}}) \times 1,4 = (3,52 + 1,50) \times 1,4 = 7,03 \text{ kN/m}^2$$

O carregamento nas vigas se deu através do método explicitado no item 4.6.1.

Cálculo para laje L112:

Carregamento (ELU): 7,03 kN/m²;

Caso na tabela de bares: Caso 1;

l_x: 4,09 m

$$q_x = 5,00 \times 7,03 \times \frac{4,09}{10} = 14,37 \text{ kN/m}$$

$$q_x^- = 5,00 \times 7,03 \times \frac{4,09}{10} = 14,37 \text{ kN/m}$$

$$q_y = 2,50 \times 7,03 \times \frac{4,09}{10} = 7,19 \text{ kN/m}$$

$$q_y^- = 2,50 \times 7,03 \times \frac{4,09}{10} = 7,19 \text{ kN/m}$$

Como está se procurando o carregamento da laje na viga V122, a reação utilizada será no maior vão, de 14,38 kN/m.

O resultado dos carregamentos e das reações de apoio para as duas lajes está exposto na Tabela 60 e Tabela 61.

Tabela 60 – Carregamento das lajes L105 e L112 nas vigas do entorno

Laje	h (cm)	Carga Permanente (kN/m ²)	Carga Acidental (kN/m ²)	γ	Estado Limite Último (kN/m ²)
L105	8	3,02	1,50	1,4	6,33
L112	10	3,52	1,50	1,4	7,03

Fonte: Elaborada pelo autor

Tabela 61 – Carregamento das lajes L105 e L112 nas vigas do entorno

Laje	lx (cm)	kx	kx'	ky	ky'	Carregamento ELU (kN/m ²)	qx (kN/m)	qx- (kN/m)	qy (kN/m)	qy- (kN/m)
L105	277	3,66	6,25	1,83	1,83	6,33	6,42	10,96	3,21	3,21
L112	409	5,00	5,00	2,50	2,50	7,03	14,37	14,37	7,19	7,19

Fonte: Elaborada pelo autor

Além do peso das lajes, a viga ainda suporta seu peso próprio e as paredes apoiadas sobre si. Para as dimensões da viga, se utilizará a mesma altura das vigas semelhantes do pavimento superior com a largura de base exposta em planta.

Trecho 1:

Peso próprio:

$$g_{\text{peso próprio}} = \gamma_{\text{conc.}} \cdot b \cdot h = 25 \times 0,14 \times 0,70 = 2,45 \text{ kN/m}$$

Logo, a carga total do trecho 1 da viga V119 no estado limite último é de:

$$g_{\text{total}} = 1,4 g_{\text{peso próprio}} + g_{L105} = 1,4 \times 2,45 + 4,38 = 7,81 \text{ kN/m}$$

Trecho 2:

Peso próprio:

$$g_{\text{peso próprio}} = \gamma_{\text{conc.}} \cdot b \cdot h = 25 \times 0,22 \times 0,70 = 3,85 \text{ kN/m}$$

Parede:

A viga suporta uma parede de 25 cm de espessura e 2,80 m de altura.

$$g_{par} = \gamma_{par} b h = 13 \times 0,25 \times 2,8 = 9,10 \text{ kN/m}$$

Logo, a carga total do trecho 2 da viga 119 no estado limite último é de:

$$g_{total} = 1,4(g_{peso\ próprio} + g_{par}) + g_{L109} = 1,4 \times (3,85 + 9,10) + 20,81 = 38,94 \text{ kN/m}$$

Os carregamentos atuantes na viga V122 são exibidos na Tabela 62.

Tabela 62 – Carga distribuída na viga V122

Vão	Peso Próprio (kN/m)	Carga Parede (kN/m)	Carga Lajes (kN/m)		Total
			Laje	Combinação Última (kN/m)	Combinação Última (kN/m)
1	2,45	0,00	L105	3,21	6,64
2	3,85	9,10	L112	14,37	32,50

Fonte: Elaborada pelo autor

8.1.1.3 Carregamento da Viga V105

A viga V105 possui carregamento das lajes L102, L105, L106, L107, L108, L109, L110, L111 e L112. A segunda e a última já tiveram suas cargas e reações de apoio calculadas e as lajes L109, L110 e L111 utilizarão os mesmos valores da laje L112. As lajes L102 e L107 possuem as mesmas dimensões que seus pares no pavimento superior, L205 e L209 e por isso se considerará as reações calculadas para estas no item 4.6.1. Para as lajes L104 e L106, devido à sua semelhança de dimensões e vinculação, se utilizará o carregamento da laje L206, observando que na segunda há também uma região com a influência do carregamento de parede. Visando agilizar-se o levantamento de cargas adotou-se o mesmo carregamento para a L108, mesmo que esta possua dimensões ligeiramente menores, o que trabalha a favor da segurança.

Também será determinado o carregamento concentrado imposto pela viga V113, que recebe a carga da V104. Se modelou o pórtico no Ftool, obtendo a reação de apoio de 42,20

kN. Finalmente, calcula-se o peso próprio e o carregamento de paredes. Se considerará que para todos os vãos a viga V105 terá altura de 40 cm.

Procurando não se estender em demasia nos cálculos, serão expostos apenas os carregamentos obtidos, visto que tais levantamentos de carga supracitados já foram aplicados diversas vezes nas determinações de carregamento abordadas.

Tabela 63 – Carga distribuída na viga V105

Vão		Peso Próprio (kN/m)	Carga Parede (kN/m)	Carga Lajes (kN/m)		Total (kN/m)
				Laje	Combinação Última (kN/m)	Combinação Última (kN/m)
1	1a	2,2	8,32	L102	1,22	20,78
				L107	4,84	
				Total	6,05	
	1b	2,2	8,32	L106-1	5,24	24,81
				L107	4,84	
				Total	10,08	
2	2a	2,2	8,32	L106-2	16,13	36,10
				L108	5,24	
				Total	21,37	
	2b	2,2	8,32	L106-1	5,24	25,21
				L108	5,24	
				Total	10,48	
3 a 6		2,2	0	L105	10,96	21,22
				L109 a L112	7,19	
				Total	18,14	

Fonte: Elaborada pelo autor

8.1.1.4 Carregamento da Viga V306

Tendo em vista que o lançamento estrutural da cobertura é idêntico ao pavimento superior, se adotará as mesmas vinculações e espessura de lajes já dimensionadas para o trecho correspondente no pavimento abaixo. Em relação ao carregamento, neste pavimento as cargas de parede são inexistentes, há carregamento proveniente do telhado semelhante ao adotado para as lajes L208, L211 e L213 e a carga acidental das lajes será de 0,50 kN/m². Além disso, a viga recebe o carregamento da V311, que foi modelada no Ftool, obtendo-se uma reação de apoio de 9,10 kN.

Tabela 64 – Carga distribuída na viga V306

Vão	Peso Próprio (kN/m)	Carga Parede (kN/m)	Carga Lajes (kN/m)		Total (kN/m)	
			Laje	Combinação Última (kN/m)	Combinação Última (kN/m)	
1	1a	2,2	0	L305	1,09	10,31
				L308	6,13	
				Total	7,23	
1	1b	2,2	0	L307	10,91	20,13
				L308	6,13	
				Total	17,05	
2	2,2	0	0	L307	10,91	21,40
				L309	7,40	
				Total	18,32	

Fonte: Elaborada pelo autor

8.1.2 Pilar P13

O pilar P13 faz parte de dois pórticos e recebe carregamento das vigas V105 e V116 no pavimento térreo, V207 e V215 no pavimento superior e V306 e V313 na cobertura. O carregamento da viga V207 já foi determinado no item 7.2 do presente trabalho assim como o

carregamento das vigas V105, e V306. Fazendo-se necessário o levantamento das demais cargas.

8.1.2.1 Carregamento da Viga V116

Se fará necessário o levantamento de diversas cargas de lajes, visto que não há lajes semelhantes dimensionadas no pavimento superior. Para estes casos, se considerará lajes maciças simplesmente apoiadas, pertencentes ao caso 1 da tabela de Bares.

Tabela 65 – Carga distribuída na viga V116

Vão	Peso Próprio (kN/m)	Carga Parede (kN/m)	Carga Lajes (kN/m)		Total (kN/m)	
			Laje	Combinação Última (kN/m)	Combinação Última (kN/m)	
1	1a	2,55	8,32	L115	3,42	18,64
	1b	2,55	8,32	L115	3,42	33,01
				L109	14,37	
Total				17,79		
2	2a	2,55	8,32	L114	6,04	35,63
				L109	14,37	
				Total	20,42	
	2b	2,55	8,32	L108	1,51	31,10
				L109	14,37	
Total				15,88		
3	3a	2,55	8,32	L106	1,51	19,94
				L105	3,21	
				Total	4,72	
	3b	2,55	8,32	L104	1,51	19,94
				L105	3,21	
Total				4,72		
4	2,55	8,32	L103	3,92	19,14	
5	2,55	8,32	L101	7,91	23,12	

Fonte: Elaborada pelo autor

Ao longo da viga, esta apoia diversas outras vigas, que modeladas no software Ftool tiveram suas reações de apoio calculadas conforme a tabela Tabela 66.

Tabela 66 – Cargas concentradas apoiadas na viga V116

Viga	Suportado Pela Viga V116 (ELU) (kN)
V104	60,48
V106	82,81
V109	72,10

Fonte: Elaborada pelo autor

8.1.2.2 Carregamento da Viga V215

Para o dimensionamento dos carregamentos na viga V215 foram utilizadas as lajes maciças calculadas no item 4 e a laje 211 nervurada dimensionada no item 5.

Tabela 67 – Carga distribuída na viga V215

Vão	Peso Próprio (kN/m)	Carga Parede (kN/m)	Carga Lajes (kN/m)		Total (kN/m)
			Laje	Combinação Última (kN/m)	Combinação Última (kN/m)
1	2,55	8,32	L212	7,08	22,96
			L213	0,66	
			Total	7,74	
1b	2,55	8,32	L212	4,82	25,30
			L211	5,27	
			Total	10,08	
2	2,55	8,32	L210	8,26	28,74
			L211	5,27	
			Total	13,52	
3	2,55	8,32	L207	4,90	22,32
			L208	2,20	
			Total	7,10	
3b	2,55	8,32	L207	4,90	20,12
			L206	1,51	
			Total	6,41	
4	2,55	8,32	L204	5,22	20,44
			L202	1,51	
5	2,55	8,32	L201	7,56	22,78

Fonte: Elaborada pelo autor

Tabela 68 – Cargas concentradas apoiadas na viga V215

Viga	Suportado Pela Viga V215 (ELU) (kN)
V201	123,00
V203	23,60
V205	67,30
V206	101,63
V210	59,40

Fonte: Elaborada pelo autor

8.1.2.3 Carregamento da Viga V313

Se adotará o mesmo procedimento descrito em 8.1.1.1.

Tabela 69 – Carga distribuída na viga V313

Vão	Peso Próprio (kN/m)	Carga Parede (kN/m)	Carga Lajes (kN/m)		Total (kN/m)	
			Laje	Combinação Última (kN/m)	Combinação Última (kN/m)	
1	2,55	1,43	L311	3,09	8,66	
2	2,55	1,43	L309	4,27	9,85	
3	3a	2,55	1,43	L307	4,40	9,97
	3b	2,55	1,43	L306	1,23	6,80
4	4a	2,55	1,43	L304	4,68	10,26
	4b	2,55	1,43	L302	1,23	6,80
5	2,55	1,43	L301	6,85	12,42	

Fonte: Elaborada pelo autor

Tabela 70 – Cargas concentradas apoiadas na viga V313

Viga	Suportado Pela Viga V313 (ELU) (kN)
V301	47,20
V303	51,50
V305	34,21

Fonte: Elaborada pelo autor

8.2 MODELO DE CÁLCULO DOS PILARES

Na determinação dos esforços atuantes nos pórticos de interesse se utilizará novamente o software Ftool, disponibilizado pela PUC-Rio. Diferente do que se fez com a viga, se modelará todo o pórtico com os comprimentos reais dos pilares. Utilizou-se como comprimento efetivo dos pilares o pé direito estrutural da residência (3,60 m) e como profundidade das sapatas 1,50 m.

Os dados de entrada no software ftool estão expostos nas tabelas Tabela 71 a Tabela 86. Os pórticos com os carregamentos, esforços normais e momentos fletores estão representados nas figuras Figura 35 a Figura 43.

Tabela 71 – Viga V122

Vão	Altura da Viga (cm)	Base da Viga (cm)	Comprimento do Vão (cm)
1	70	14	272
2	70	22	663

Fonte: Elaborada pelo autor

Tabela 72 – Pilares da viga V122

Pilar	Base (cm)	Altura (cm)
P21	22	22
P17	35	22
P10	25	17

Fonte: Elaborada pelo autor

Tabela 73 – Viga V216

Vão	Altura da Viga (cm)	Base da Viga (cm)	Comprimento do Vão (cm)
1	70	22	289
2	70	22	663
3	70	22	90

Fonte: Elaborada pelo autor

Tabela 74 – Pilares da viga V216

Pilar	Base (cm)	Altura (cm)
P21	22	22
P17	35	22

Fonte: Elaborada pelo autor

Tabela 75 – Viga V105

Vão	Altura da Viga (cm)	Base da Viga (cm)	Comprimento do Vão (cm)
1	40	22	212
2	40	22	338
3	40	22	414
4	40	22	423
5	40	22	423
6	40	22	403

Fonte: Elaborada pelo autor

Tabela 76 – Pilares da viga V105

Pilar	Base (cm)	Altura (cm)
P11	25	17
P12	22	30
P13	22	50
P14	22	20
P15	22	20
P16	22	20
P17	22	35

Fonte: Elaborada pelo autor

Tabela 77 – Viga V207

Vão	Altura da Viga (cm)	Base da Viga (cm)	Comprimento do Vão (cm)
1	40	22	233
2	40	22	362
3	130	22	1705

Fonte: Elaborada pelo autor

Tabela 78 – Pilares da viga V207

Pilar	Base (cm)	Altura (cm)
P11	25	17
P12	22	30
P13	22	50
P17	22	35

Fonte: Elaborada pelo autor

Tabela 79 – Viga V306

Vão	Altura da Viga (cm)	Base da Viga (cm)	Comprimento do Vão (cm)
1	40	22	212
2	40	22	338

Fonte: Elaborada pelo autor

Tabela 80 – Pilares da viga V306

Pilar	Base (cm)	Altura (cm)
P11	25	17
P12	22	30
P13	22	50

Fonte: Elaborada pelo autor

Tabela 81 – Viga V116

Vão	Altura da Viga (cm)	Base da Viga (cm)	Comprimento do Vão (cm)
1	60	17	180
2	60	17	541
3	60	17	268
4	60	17	269
5	60	17	429

Fonte: Elaborada pelo autor

Tabela 82 – Pilares da viga V116

Pilar	Base (cm)	Altura (cm)
P23	17	25
P18	17	35
P13	50	22
P6	17	35
P4	40	19
P2	40	19

Fonte: Elaborada pelo autor

Tabela 83 – Viga V215

Vão	Altura da Viga (cm)	Base da Viga (cm)	Comprimento do Vão (cm)
1	60	17	180
2	60	17	541
3	60	17	537
4	60	17	429
5	60	17	415

Fonte: Elaborada pelo autor

Tabela 84 – Pilares da viga V215

Pilar	Base (cm)	Altura (cm)
P23	17	25
P18	17	35
P13	50	22
P4	17	35
P2	40	19

Fonte: Elaborada pelo autor

Tabela 85 –Viga V313

Vão	Altura da Viga (cm)	Base da Viga (cm)	Comprimento do Vão (cm)
1	60	17	180
2	60	17	541
3	60	17	537
4	60	17	429
5	60	17	415

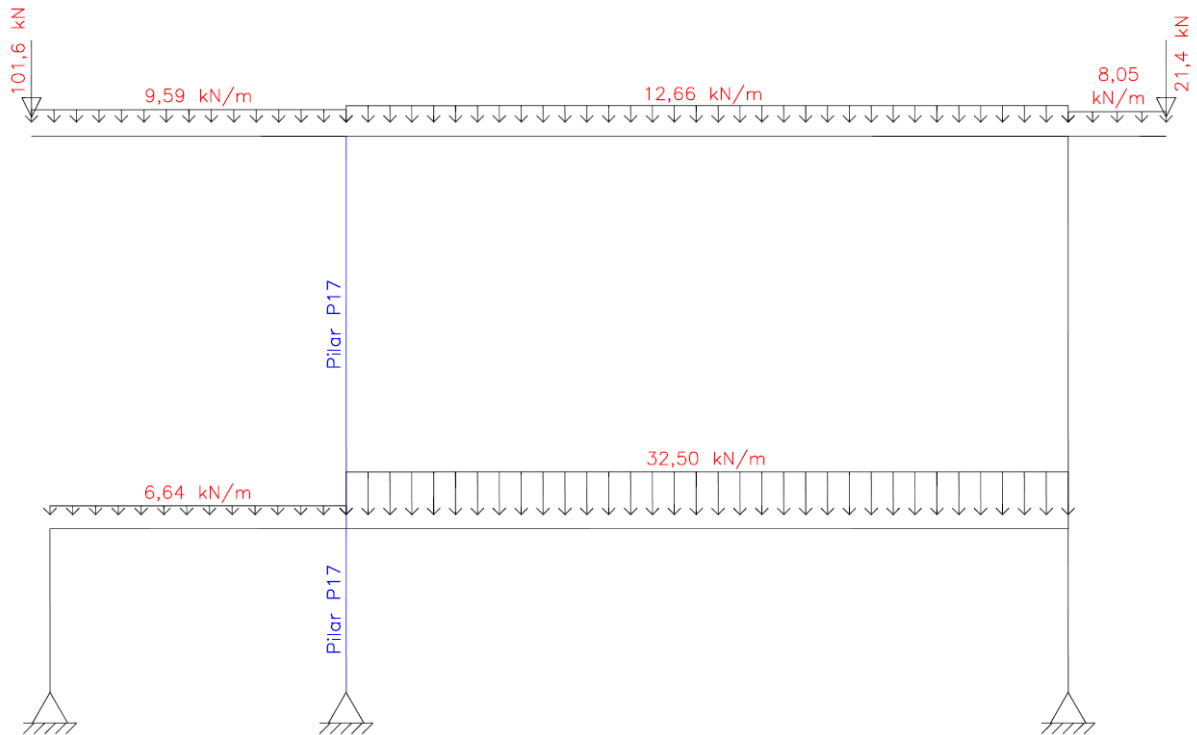
Fonte: Elaborada pelo autor

Tabela 86 – Pilares da viga V313

Pilar	Base (cm)	Altura (cm)
P23	17	25
P18	17	35
P13	50	22
P4	17	35
P2	40	19

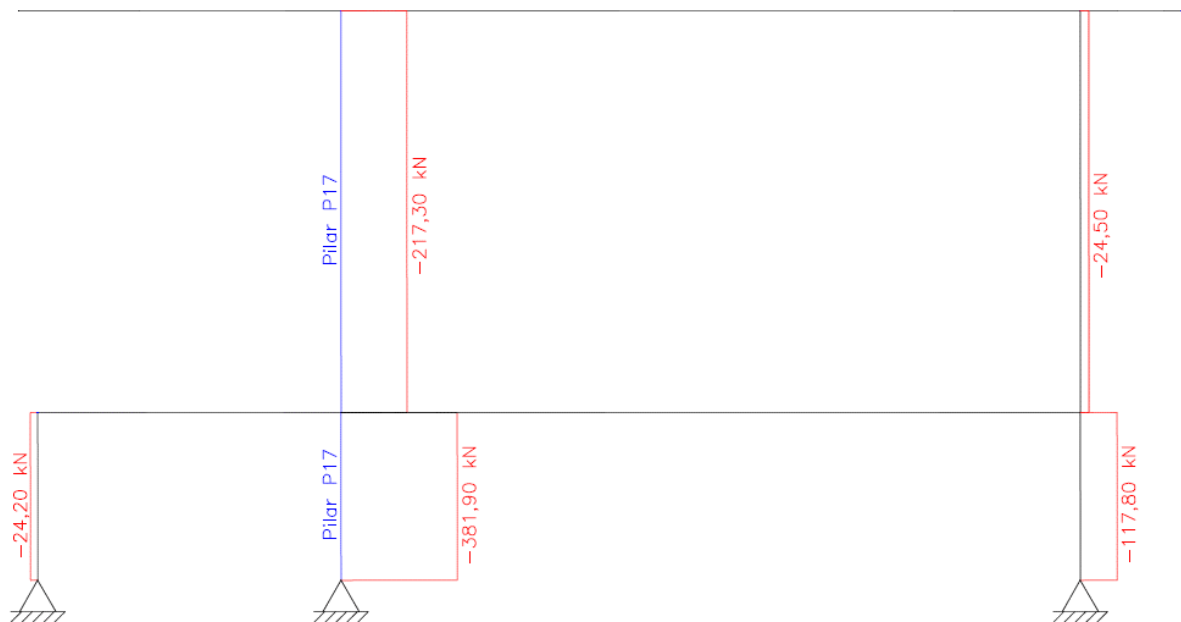
Fonte: Elaborada pelo autor

Figura 35 - Pórtico 1 - Cargas



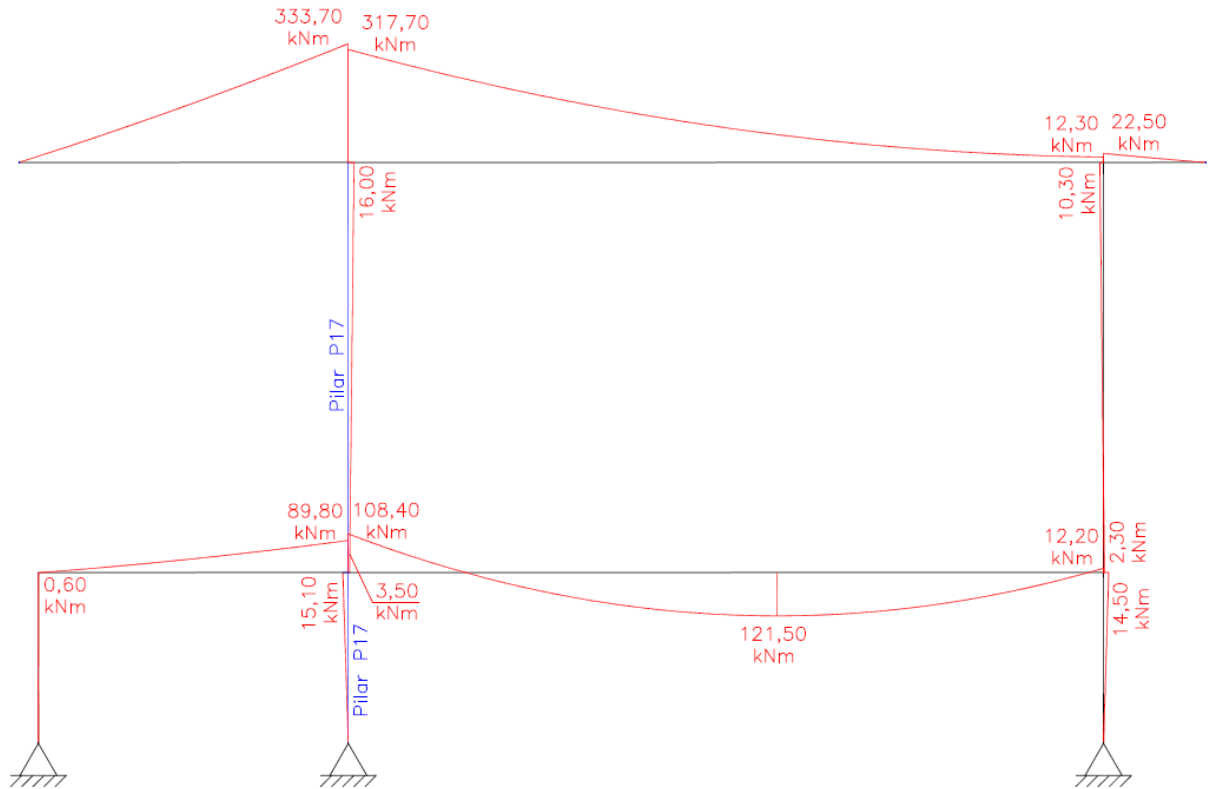
Fonte: Elaborada pelo autor

Figura 36 - Pórtico 1 – Esforços normais nos pilares



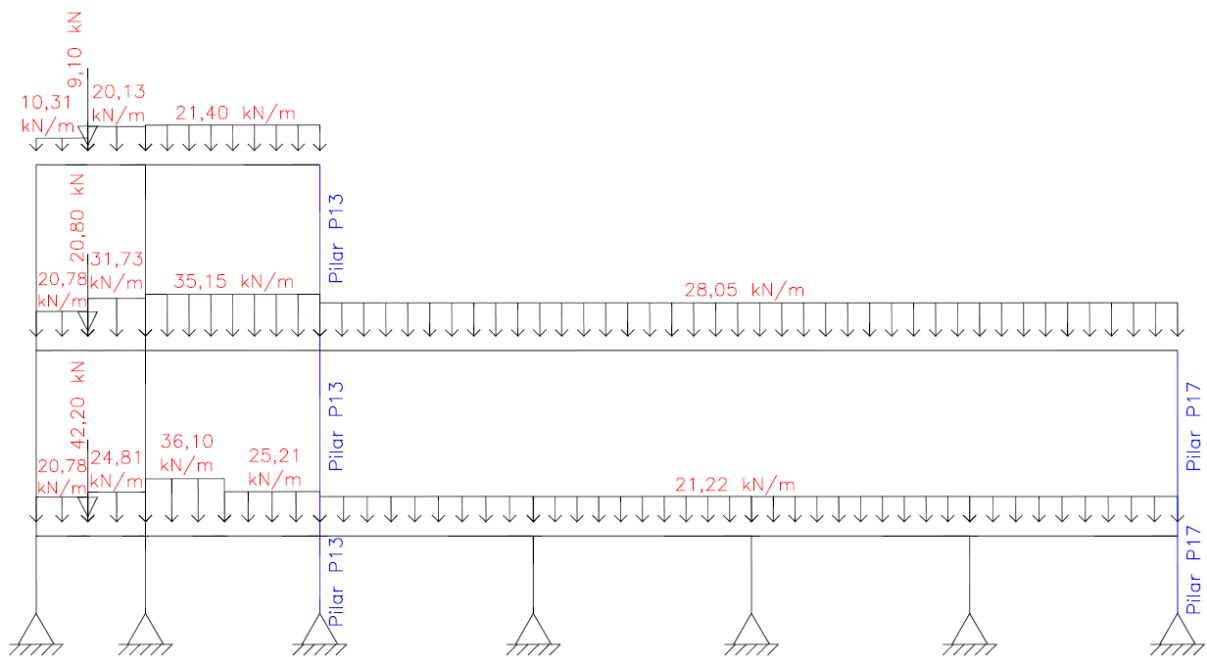
Fonte: Elaborada pelo autor

Figura 37 - Pórtico 1 – Momentos fletores no pórtico



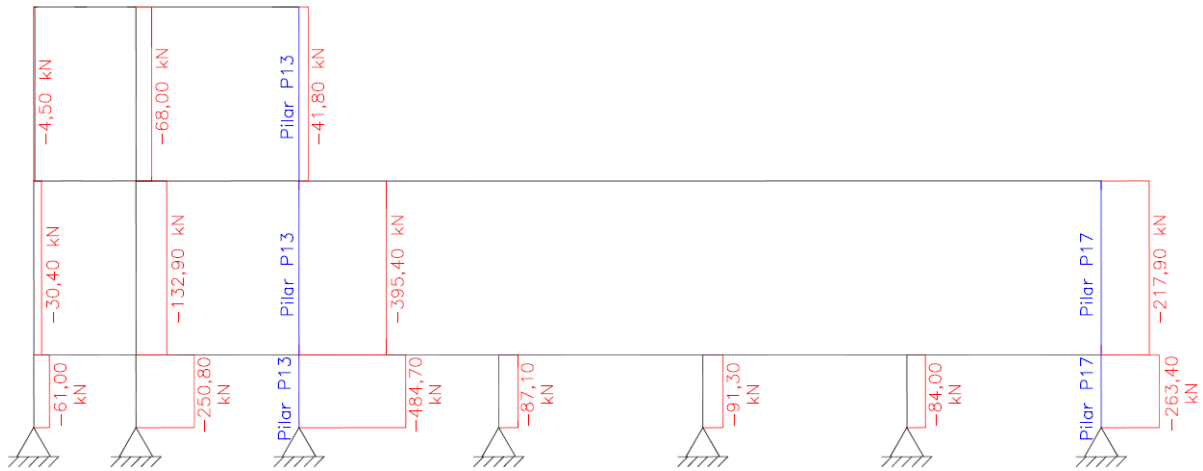
Fonte: Elaborada pelo autor

Figura 38 - Pórtico 2 – Cargas



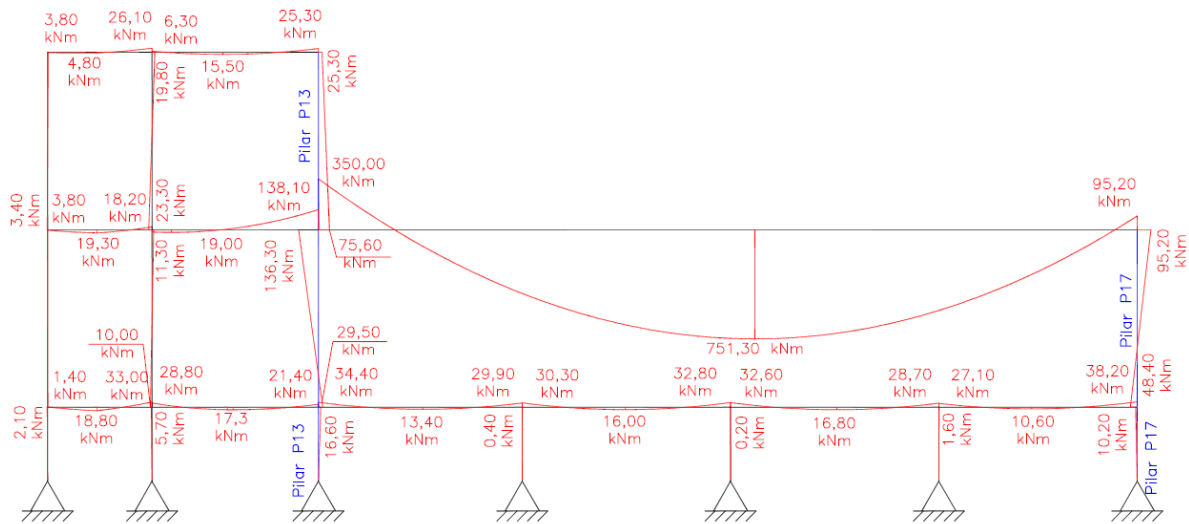
Fonte: Elaborada pelo autor

Figura 39 - Pórtico 2 – Esforços normais nos pilares



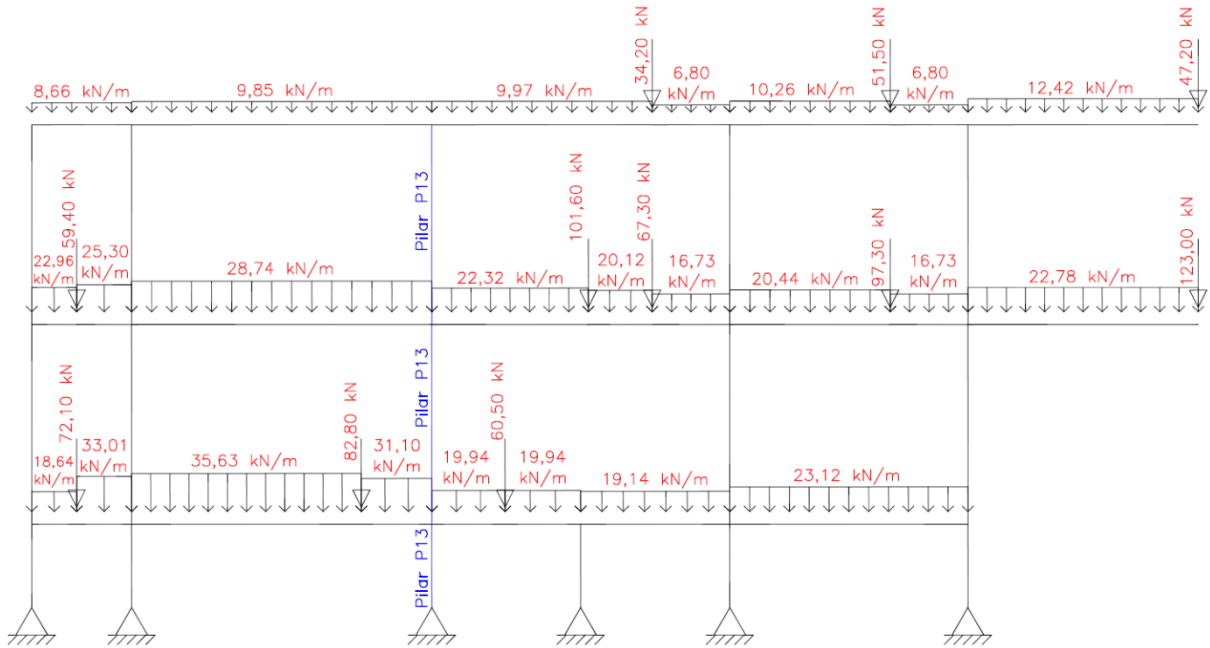
Fonte: Elaborada pelo autor

Figura 40 - Pórtico 2 – Momentos fletores no pórtico



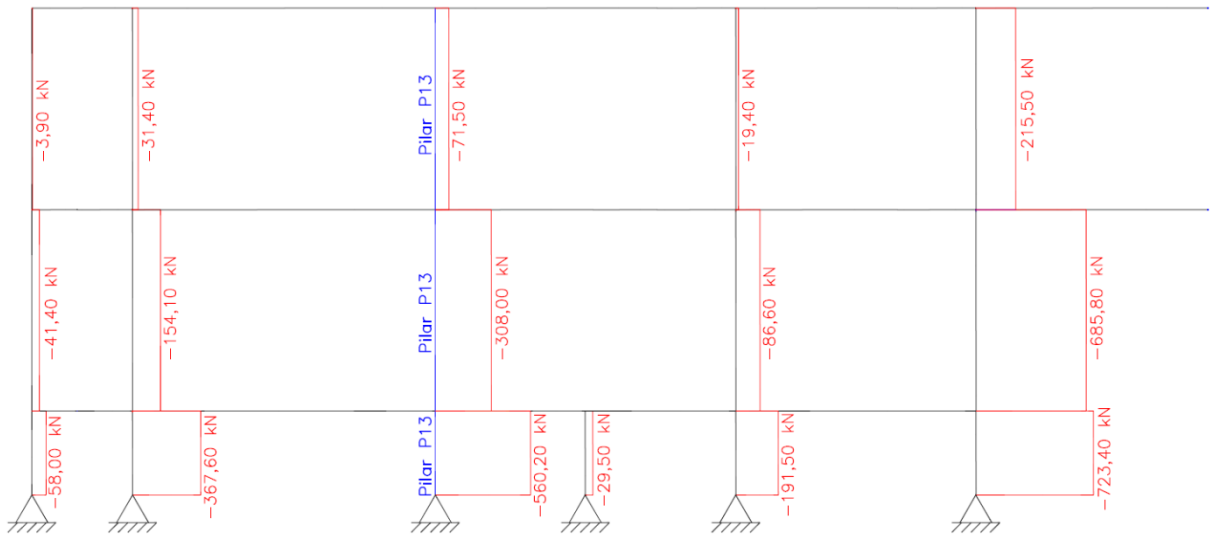
Fonte: Elaborada pelo autor

Figura 41 - Pórtico 3 – Cargas



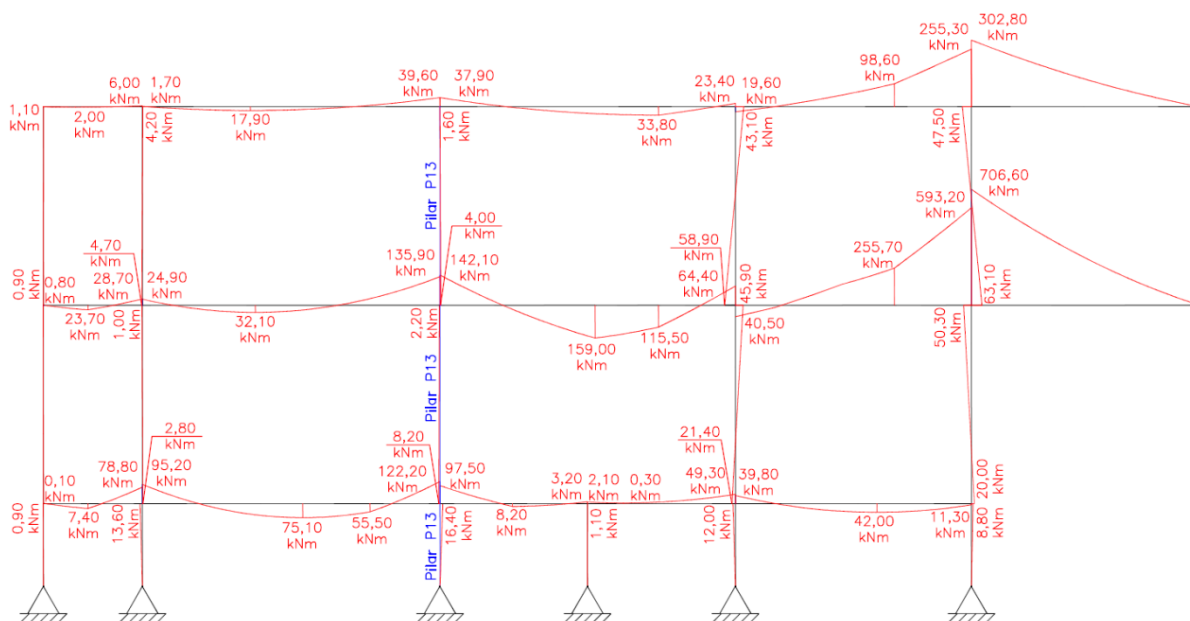
Fonte: Elaborada pelo autor

Figura 42 - Pórtico 3 – Esforços Normais nos Pilares



Fonte: Elaborada pelo autor

Figura 43 - Pórtico 3 – Momentos fletores no pórtico



Fonte: Elaborada pelo autor

8.3 DETERMINAÇÃO DOS ESFORÇOS DE PRIMEIRA ORDEM

Os esforços solicitantes de primeira ordem foram obtidos com a análise dos pórticos no software Ftool, bastando apenas adicionar a parcela de esforço axial gerada pelo peso próprio dos pilares majorada por 1,4, não considerada até então. Como não há nenhuma dimensão dos pilares menor que 19 cm, conforme item 13.2.3 da NBR 6118:2014, não é necessária nenhuma outra majoração dos esforços. Adotando-se a direção x como sendo paralela à maior dimensão do pilar, tem-se os esforços exibidos nas tabelas Tabela 87, Tabela 88, Tabela 89 e Tabela 90 para os pilares P13 e P17.

Tabela 87 – Esforços normais no pilar P13

Pavimento	Maior Dimensão (kN)	Menor Dimensão (kN)	Peso Próprio (kN)	Total (kN)
Superior	41,80	71,50	13,86	127,16
Térreo	395,40	308,00	27,72	731,12
Baldrame	484,70	560,20	33,50	1078,40

Fonte: Elaborada pelo autor

Tabela 88 – Esforços normais no pilar P17

Pavimento	Maior Dimensão (kN)	Menor Dimensão (kN)	Peso Próprio (kN)	Total (kN)
Térreo	217,90	217,30	9,70	444,90
Baldrame	263,40	381,90	13,74	659,04

Fonte: Elaborada pelo autor

Tabela 89 – Momentos Fletores no pilar P13

Pavimento	Direção x		Direção y	
	Topo (kNm)	Base (kNm)	Topo (kNm)	Base (kNm)
Superior	1,60	4,00	25,30	75,60
Térreo	2,20	8,20	136,30	29,50
Baldrame	16,40	0,00	16,60	0,00

Fonte: Elaborada pelo autor

Tabela 90 – Momentos Fletores no pilar P17

Pavimento	Direção x		Direção y	
	Topo (kNm)	Base (kNm)	Topo (kNm)	Base (kNm)
Térreo	16,00	3,50	95,20	48,40
Baldrame	15,10	0,00	10,20	0,00

Fonte: Elaborada pelo autor

8.4 IMPERFEIÇÕES GEOMÉTRICAS LOCAIS

As imperfeições geométricas locais de pilares originam-se no desaprumo ou falta de retilineidade destes. Tais imperfeições ocasionam novos esforços nos pilares e possivelmente a elementos adjacentes. No cálculo dos pilares se considera esses efeitos através da adição de um momento fletor mínimo de primeira ordem, dependente da altura do pilar e esforço normal a qual este está submetido, conforme a equação (118).

$$M_{1d,min} = N_d(0,015 + 0,03h) \quad (118)$$

Cálculo para o pilar P13

h: 22 cm (direção x) e 50 cm (direção y);

Direção x – Superior:

$$M_{1d,min} = 127,16 \times (0,015 + 0,03 \times 0,22) = 2,75 \text{ kNm}$$

Direção x – Térreo:

$$M_{1d,min} = 731,12 \times (0,015 + 0,03 \times 0,22) = 15,79 \text{ kNm}$$

Direção x – Baldrame:

$$M_{1d,min} = 1078,40 \times (0,015 + 0,03 \times 0,22) = 23,29 \text{ kNm}$$

O resultado para ambas as direções dos pilares P13 e P17 está na Tabela 92.

Tabela 91 – Momentos fletores mínimos de primeira ordem

Pilar	Pavimento	Direção x			Direção y		
		Nd (kN)	h (m)	Mmín (kNm)	Nd (kN)	h (m)	Mmín (kNm)
P13	Superior	127,16	0,22	2,75	127,16	0,50	3,81
	Térreo	731,12	0,22	15,79	731,12	0,50	21,93
	Baldrame	1078,40	0,22	23,29	1078,40	0,50	32,35
P17	Térreo	444,90	0,22	9,61	444,90	0,35	11,35
	Baldrame	659,04	0,22	14,24	659,04	0,35	16,81

Fonte: Elaborada pelo autor

8.5 CLASSIFICAÇÃO SEGUNDO A ESBELTEZ DOS PILARES

Convém classificar os pilares de acordo com sua esbeltez. Tal grandeza depende do comprimento do pilar, altura e condição de vinculação de suas extremidades. Quanto mais esbelto, maior a probabilidade de ocorrência de flambagem no pilar. O índice de esbeltez para pilares retangulares é dado pela equação (120), deduzida da equação (119), disposta no item 15.8.2 da NBR 6118:2014.

$$\lambda = \frac{l_e}{i} = \frac{l_e}{\sqrt{I/A}} = \frac{l_e}{\sqrt{\frac{bh^3}{12}/bh}} = \frac{l_e}{\sqrt{\frac{h^2}{12}}} = \frac{3,464 l_e}{h} \quad (119)$$

$$\lambda = \frac{3,464 l_e}{h} \quad (120)$$

Onde:

h é a altura da seção transversal do pilar na direção desejada;

l_e é o comprimento efetivo do pilar, dado pela equação (121).

$$l_e \leq \left\{ \begin{matrix} l_0 + h \\ l \end{matrix} \right\} \quad (121)$$

Onde:

l_0 é a distância livre entre as faces dos elementos que se vinculam ao pilar;

l é a distância entre os eixos dos elementos que se vinculam ao pilar.

Tabela 92 – Esbeltez dos Pilares

Pilar	Pavimento	Direção x					Direção y				
		h (cm)	l (cm)	l0 (cm)	le (cm)	λ	h (cm)	l (cm)	l0 (cm)	le (cm)	λ
P13	Superior	22	360	300	322	50,70	50	360	320	360	24,94
	Térreo	22	360	300	322	50,70	50	360	320	360	24,94
	Baldrame	22	120	90	112	17,63	50	130	110	130	9,01
P17	Térreo	22	360	290	312	49,13	35	330	245	280	27,71
	Baldrame	22	115	80	102	16,06	35	130	110	130	12,87

Fonte: Elaborada pelo autor

8.5.1 Esbeltez Limite

É necessário estipular um limite de esbeltez para que se defina o cálculo ou não de efeitos de segunda ordem nos pilares. Segundo o item 15.8.2 da NBR 6118:2014, tal limite é dado pela equação (122).

$$\lambda_1 = \frac{25 + 12,5 \frac{e_1}{h}}{\alpha_b}, \text{ onde } 35 \leq \lambda_1 \leq 90 \quad (122)$$

Onde:

h é a altura da seção transversal do pilar na direção desejada;

α_b é um coeficiente calculado de acordo com as condições de vinculação do pilar. No caso de pilares biapoiados sem cargas transversais é dado pela equação (123).

$$\alpha_b = 0,60 + 0,40 \frac{M_B}{M_A}, \text{ onde } 0,4 \leq \alpha_b \leq 1,0 \quad (123)$$

Onde:

M_A e M_B são os valores de momento nas extremidades do pilar, sendo M_A o maior valor absoluto. Além disso, M_B terá valor positivo se tracionar a mesma face do pilar que M_A e valor negativo caso contrário. Se os momentos forem menores que o valor mínimo calculado, α_b será igual a 1,0.

e_1 é a excentricidade de primeira ordem do pilar na direção considerada, dado pela equação (124).

$$e_1 = \frac{M_A}{N_D} \quad (124)$$

O valor da esbeltez limite será calculado apenas para as seções cuja esbeltez seja maior que 35, limite mínimo estabelecido por norma. Nos casos onde o valor é menor, considera-se os pilares como pouco esbeltos ou curtos e os momentos de segunda ordem podem ser desconsiderados.

Cálculo para o pilar P13

h : 0,22 m (direção x).

Direção x - Superior:

M_A : 4,00 kNm;

M_B : 1,60 kNm;

M_{Min} : 2,75 kNm;

N_D : 127,16 kN.

$$\alpha_b = 0,60 + 0,40 \frac{1,60}{4,00} = 0,76$$

$$e_1 = \frac{4,00}{127,16} = 0,031 \text{ m}$$

$$\lambda_1 = \frac{25 + 12,5 \frac{0,031}{0,22}}{0,76} = 35,25 < \lambda_x = 50,70$$

Logo, classifica-se o pilar como elemento de esbeltez média na direção x e os momentos de segunda ordem são relevantes no dimensionamento.

Direção x - Térreo:

M_A : 8,20 kNm;

M_B : 2,20 kNm;

M_{Min} : 15,79 kNm;

N_D : 731,12 kN.

$$\alpha_b = 1,0$$

$$e_1 = \frac{8,20}{731,12} = 0,011 \text{ m}$$

$$\lambda_1 = \frac{25 + 12,5 \frac{0,011}{0,22}}{1,0} = 25,63 \rightarrow \lambda_1 = 35 < \lambda_x = 50,70$$

Logo, classifica-se o pilar como elemento de esbeltez média na direção x e os momentos de segunda ordem são relevantes no dimensionamento.

Cálculo para o pilar P17

h: 0,22 m (direção x).

Direção x - Térreo:

M_A : 16,00 kNm;

M_B : 3,50 kNm;

M_{Min} : 9,61 kNm;

N_D : 444,90 kN.

$$\alpha_b = 0,60 + 0,40 \frac{3,50}{16,00} = 0,69$$

$$e_1 = \frac{16,00}{444,90} = 0,036 \text{ m}$$

$$\lambda_1 = \frac{25 + 12,5 \frac{0,036}{0,22}}{0,69} = 39,34 < \lambda_x = 49,13$$

Logo, classifica-se o pilar como elemento de esbeltez média na direção x e os momentos de segunda ordem são relevantes no dimensionamento.

8.6 DETERMINAÇÃO DOS MOMENTOS DE 2ª ORDEM

Devido à deformação dos pilares, pode ocorrer uma excentricidade entre o ponto de aplicação da carga vertical e o eixo do pilar. Este efeito cria um momento adicional, denominado momento de 2ª ordem e deve ser considerado no cálculo de pilares esbeltos ou de esbeltez média. O momento de 2ª ordem ocorre, devido à curvatura do pilar, em uma seção intermediária deste. Por isto, é comum que na seção de máximo momento de 2ª ordem, o momento de 1ª ordem não esteja em seu valor máximo.

Para a geometria e esbeltez dos pilares em estudo, a NBR 6118:2014 permite o cálculo dos momentos de segunda ordem através do método do pilar-padrão com curvatura aproximada. Tal procedimento é considerado um método aproximado, que considera que a deformação da

barra se dá de forma senoidal. O momento de 2ª ordem obtido pelo método descrito é obtido através da equação (125).

$$M_{2d} = N_D \frac{l_e^2}{10} \frac{1}{r} \quad (125)$$

Onde:

N_D é o esforço axial calculado;

l_e é o comprimento equivalente do pilar;

$1/r$ é a curvatura da seção crítica do pilar, obtida através da equação (126).

$$\frac{1}{r} = \frac{0,005}{h (v_d + 0,5)} \leq \frac{0,005}{h} \quad (126)$$

Onde:

h é a altura da seção na direção considerada;

v_d é um esforço nominal reduzido adimensional, obtido através da equação (127).

$$v_d = \frac{N_D}{A_c f_{cd}} \quad (127)$$

Cálculo para o pilar P13

Direção x - Superior:

h : 0,22 m (direção x);

b : 0,50 m (direção x);

N_D : 127,16 kN

$$v_d = \frac{127,16}{0,22 \times 0,50 \times \frac{25000}{1,4}} = 0,06$$

$$\frac{1}{r} = \frac{0,005}{0,22 \times (0,06 + 0,5)} = 0,04 > \frac{0,005}{0,22} \rightarrow \frac{1}{r} = 0,023$$

$$M_{2d} = 127,16 \times \frac{3,22^2}{10} \times 0,023 = 3,00 \text{ kNm}$$

O resultado para todas as seções de esbeltez média, cuja norma impõe a consideração de momentos fletores de segunda ordem nos pilares está na Tabela 93.

Tabela 93 – Momentos fletores de segunda ordem

Pilar	Pavimento	Direção x								
		Nd (kN)	le (m)	b (m)	h (m)	Ac (m ²)	fcd (kN/m ²)	v	1/r	M2d (kNm)
P13	Superior	127,16	3,22	0,50	0,22	0,11	17857,14	0,06	0,023	3,00
	Térreo	731,12	3,22	0,50	0,22	0,11	17857,14	0,37	0,023	17,23
P17	Térreo	444,90	1,12	0,35	0,22	0,077	17857,14	0,32	0,023	1,27

Fonte: Elaborada pelo autor

8.7 SITUAÇÕES DE CÁLCULO

Cabe, agora que todos os esforços nos pilares foram determinados, pode-se definir a situação crítica de esforços. Para isto deve-se analisar a posição de cada pilar e o tipo de flexão sofrida por este.

Outra consideração necessária é a seção crítica onde os momentos são maiores. Conforme já citado, quando há momentos fletores de segunda ordem, estes são maiores no centro do pilar, diferentemente dos momentos de primeira ordem, que atuam majoritariamente nas pontas. Para isso, no cálculo dos momentos atuantes no centro, se utilizará a equação (128) na obtenção dos momentos de primeira ordem. Os momentos intermediários foram calculados e estão expostos na (128).

$$M_{1d,centro} = \alpha_b M_A \quad (128)$$

Tabela 94 – Momentos fletores de primeira ordem no centro da seção

Pilar	Pavimento	Direção x		
		MA (kNm)	αb	M1d,centro (kNm)
P13	Superior	4,00	0,76	3,04
	Térreo	8,20	1,00	8,20
	Baldrame	16,40	1,00	16,40
P17	Térreo	16,00	0,69	11,00
	Baldrame	15,10	0,60	9,06
Pilar	Pavimento	Direção y		
		MA (kNm)	αb	M1d,centro (kNm)
P13	Superior	75,60	0,73	55,48
	Térreo	136,30	0,51	69,98
	Baldrame	16,60	1,00	16,60
P17	Térreo	95,20	0,40	37,76
	Baldrame	10,20	1,00	10,20

Fonte: Elaborada pelo autor

8.7.1 Pilar P13

O pilar P13 apresenta-se como pilar intermediário no baldrame e térreo e pilar de extremidade no pavimento superior. Todavia, como está no térreo submetido a um momento muito maior em uma face do pilar na direção y, convém analisá-lo também neste pavimento como pilar de extremidade.

Pilares intermediários, por possuírem simetria, caracterizam-se por apresentarem momentos fletores de primeira ordem nulos ou desprezíveis, costumeiramente sendo inferiores aos mínimos estabelecidos para cálculo.

Os pilares de extremidade, por sua vez, possuem momentos relevantes em apenas uma das direções. Nesta, determina-se a seção mais solicitada pelos momentos fletores, dividindo-se em topo, centro e base. A outra direção segue o procedimento supracitado para pilares intermediários.

8.7.2 Pilar P17

O pilar P17, que não está presente no pavimento superior, caracteriza-se como pilar de extremidade nos pavimentos baldrame e térreo, tendo vigas em ambas as extremidades na direção y e apenas em uma extremidade na direção x. Contudo, pela distribuição de momentos, achou-se conveniente analisá-lo como pilar de canto no pavimento térreo.

Por fim, tanto pilares de extremidade quando intermediários são dimensionados através do cálculo de duas flexões compostas retas, uma em cada direção. Os pilares de canto, por sua vez, dimensiona-se por flexão oblíqua, através de quatro dimensionamentos, variando os esforços, conforme equação(136). Para efetuar os cálculos achou-se conveniente determinar os momentos críticos para todos os pavimentos, selecionando a maior solicitação entre as seções. Os maiores momentos em cada seção são obtidos através da equação (133) para topo, (130) para seção intermediária e (131) para base e são exibidos na Tabela 95.

$$M_{d,topo,total} \geq \begin{cases} M_{1d,topo} \\ M_{1d,mín} \end{cases} \quad (129)$$

$$M_{d,int,total} \geq \begin{cases} M_{1d,centro} + M_{2d} \\ M_{1d,mín} + M_{2d} \end{cases} \quad (130)$$

$$M_{d,base,total} \geq \begin{cases} M_{1d,base} \\ M_{1d,mín} \end{cases} \quad (131)$$

$$\begin{aligned} 1 &\rightarrow M_x = M_{x,topo,total}; M_y = M_{y,topo,total} \\ 2 &\rightarrow M_x > \begin{cases} M_{x,centro} \\ M_{x,mín} \end{cases}; M_y = M_{y,int,total} \\ 3 &\rightarrow M_x = M_{x,int,total}; M_y > \begin{cases} M_{y,centro} \\ M_{y,mín} \end{cases} \\ 4 &\rightarrow M_x = M_{x,base,total}; M_y = M_{y,base,total} \end{aligned} \quad (132)$$

Tabela 95 – Momentos Críticos

Pilar	Pavimento	Eixo	Seção	Mmín (kNm)	M2d (kNm)	Momento (kNm)	Momento Total (kNm)	Momento Crítico (kNm)
P13	Superior	Eixo x	Topo	2,75	3,00	1,60	2,75	6,04
			Intermediário			3,04	6,04	
			Base			4,00	4,00	
		Eixo y	Topo	3,81	0,00	25,30	25,30	75,60
			Intermediário			55,48	55,48	
			Base			75,60	75,60	
	Térreo	Eixo x	Topo	15,79	17,23	2,20	15,79	33,02
			Intermediário			8,20	33,02	
			Base			8,20	15,79	
		Eixo y	Topo	21,93	0,00	136,30	136,30	136,30
			Intermediário			69,98	69,98	
			Base			29,50	29,50	
	Baldrame	Eixo x	Topo	23,29	0,00	16,40	23,29	23,29
			Intermediário			16,40	23,29	
			Base			0,00	23,29	
Eixo y		Topo	32,35	0,00	16,60	32,35	32,35	
		Intermediário			16,60	32,35		
		Base			0,00	32,35		
P13	Térreo	Eixo x	Topo	9,61	1,27	16,00	16,00	-
			Intermediário			11,00	12,27	
			Base			3,50	9,61	
		Eixo y	Topo	11,35	0,00	95,20	95,20	-
			Intermediário			37,76	37,76	
			Base			48,40	48,40	
	Baldrame	Eixo x	Topo	14,24	0,00	15,10	15,10	15,10
			Intermediário			9,06	14,24	
			Base			0,00	14,24	
Eixo y		Topo	16,81	0,00	10,20	16,81	16,81	
		Intermediário			10,20	16,81		
		Base			0,00	16,81		

Fonte: Elaborada pelo autor

Cálculo para o pilar P13

Superior:

N_D: 127,16 kN;M_{dx},crítico: 6,04 kNm;M_{dy},crítico: 75,60 kNm.

O dimensionamento será realizado para duas combinações de flexão composta reta:

$$1 \rightarrow N_D = 127,16 \text{ kN}; M_{dx} = 6,04 \text{ kNm}; M_{dy} = 0,00 \text{ kNm};$$

$$2 \rightarrow N_D = 127,16 \text{ kN}; M_{dx} = 0,00 \text{ kNm}; M_{dy} = 75,60 \text{ kNm};$$

Térreo:

$$N_D: 731,12 \text{ kN};$$

$$M_{dx, \text{crítico}}: 33,02 \text{ kNm};$$

$$M_{dy, \text{crítico}}: 136,30 \text{ kNm}.$$

O dimensionamento será realizado para duas combinações de flexão composta reta:

$$1 \rightarrow N_D = 731,12 \text{ kN}; M_{dx} = 33,02 \text{ kNm}; M_{dy} = 0,00 \text{ kNm};$$

$$2 \rightarrow N_D = 731,12 \text{ kN}; M_{dx} = 0,00 \text{ kNm}; M_{dy} = 136,30 \text{ kNm};$$

Baldrame:

$$N_D: 1078,40 \text{ kN};$$

$$M_{dx, \text{crítico}}: 23,29 \text{ kNm};$$

$$M_{dy, \text{crítico}}: 32,35 \text{ kNm}.$$

O dimensionamento será realizado para duas combinações de flexão composta reta:

$$1 \rightarrow N_D = 1078,40 \text{ kN}; M_{dx} = 23,29 \text{ kNm}; M_{dy} = 0,00 \text{ kNm};$$

$$2 \rightarrow N_D = 1078,40 \text{ kN}; M_{dx} = 0,00 \text{ kNm}; M_{dy} = 32,35 \text{ kNm};$$

Cálculo para o pilar P17

Térreo:

$$N_D: 444,90 \text{ kN};$$

O dimensionamento será realizado para quatro combinações de flexão composta oblíqua:

$$\begin{aligned}
1 &\rightarrow N_D = 444,90 \text{ kN}; M_{dx} = 16,00 \text{ kNm}; M_{dy} = 95,20 \text{ kNm}; \\
2 &\rightarrow N_D = 444,90 \text{ kN}; M_{dx} = 11,00 \text{ kNm}; M_{dy} = 37,76 \text{ kNm}; \\
3 &\rightarrow N_D = 444,90 \text{ kN}; M_{dx} = 12,27 \text{ kNm}; M_{dy} = 37,76 \text{ kNm}; \\
4 &\rightarrow N_D = 444,90 \text{ kN}; M_{dx} = 3,50 \text{ kNm}; M_{dy} = 48,40 \text{ kNm};
\end{aligned}$$

Como a combinação 1 possui maiores momentos fletores em ambas as direções, se faz desnecessário o cálculo para as demais combinações, visto que esta resultará em maior área de armadura.

Baldrame:

N_D : 659,04 kN;

M_{dx} ,crítico: 15,10 kNm;

M_{dy} ,crítico: 16,81 kNm.

O dimensionamento será realizado para duas combinações de flexão composta reta:

$$\begin{aligned}
1 &\rightarrow N_D = 659,04 \text{ kN}; M_{dx} = 15,10 \text{ kNm}; M_{dy} = 0,00 \text{ kNm}; \\
2 &\rightarrow N_D = 659,04 \text{ kN}; M_{dx} = 0,00 \text{ kNm}; M_{dy} = 16,81 \text{ kNm};
\end{aligned}$$

8.8 CÁLCULO DA ARMADURA LONGITUDINAL

8.8.1 Determinação dos Ábacos a Utilizar

Se utilizará para determinação das armaduras ábacos de flexão oblíqua desenvolvidos por Pinheiro, Baraldi e Porem (2009). A escolha do ábaco se dá com base na disposição das armaduras longitudinais e a relação d'/h_x e d'/h_y onde d' é a distância entre a barra de canto do pilar até sua face, dado pela equação (133) e h a altura em relação ao eixo em estudo.

$$d' = c + \varnothing_t + \frac{\varnothing_l}{2} \quad (133)$$

Definiu-se, a princípio, armadura transversal de diâmetro 5 mm e armadura longitudinal de diâmetro 12,5 mm para o pilar P13 e armadura transversal de diâmetro 5 mm e longitudinal de 20,0 mm para o pilar P17.

Cálculo para o pilar P13

$$d' = 3 + 0,5 + \frac{1,25}{2} = 4,125 \text{ cm}$$

Cálculo para o pilar P17

$$d' = 3 + 0,5 + \frac{2,0}{2} = 4,50 \text{ cm}$$

Escolhe-se então um dos arranjos de armadura para que se determine o ábaco utilizado. Para o pilar P13 utilizou-se o arranjo da Figura 44 e o para o pilar P17 o da Figura 45.

Pode-se, então, calcular a relação d'/h . Como os ábacos foram desenvolvidos para múltiplos de 0,05, os resultados serão arredondados para a relação imediatamente superior, resultando em maior área de aço ao fim do cálculo, sendo, portanto, um arredondamento a favor da segurança. Tendo a relação d'/h e o arranjo da armadura, pode-se, com o auxílio de tabelas disponibilizadas por Pinheiro, Baraldi e Porem (2009), definir o ábaco a ser utilizado.

Tabela 96 – Relação dos ábacos de flexão oblíqua

Arranjo	$\frac{d'_y}{h_y}$	$\frac{d'_x}{h_x}$	Ábaco
1	0,05	0,25	1
2	0,05	0,25	2
3	0,05	0,25	3
1	0,10	0,25	4
2	0,10	0,25	5
3	0,10	0,25	6
4	0,10	0,25	7
2	0,15	0,25	8
3	0,15	0,25	9
4	0,15	0,25	10
1	0,05	0,20	11
2	0,05	0,20	12
3	0,05	0,20	13
1	0,10	0,20	14
2	0,10	0,20	15
3	0,10	0,20	16
4	0,10	0,20	17
2	0,15	0,20	18
3	0,15	0,20	19
4	0,15	0,20	20
1	0,05	0,15	21
2	0,05	0,15	22
3	0,05	0,15	23

Arranjo	$\frac{d'_y}{h_y}$	$\frac{d'_x}{h_x}$	Ábaco
5	0,05	0,15	24
1	0,10	0,15	25
2	0,10	0,15	26
3	0,10	0,15	27
4	0,10	0,15	28
6	0,10	0,15	29
5	0,10	0,15	30
2	0,15	0,15	31
3	0,15	0,15	32
4	0,15	0,15	33
6	0,15	0,15	34
5	0,15	0,15	35
2	0,05	0,10	36
6	0,05	0,10	37
5	0,05	0,10	38
1	0,10	0,10	39
2	0,10	0,10	40
3	0,10	0,10	41
4	0,10	0,10	42
6	0,10	0,10	43
5	0,10	0,10	44
6	0,05	0,05	45
5	0,05	0,05	46

Fonte: Tabela 1 de Pinheiro, Baraldi e Porem (2009)

Cálculo para o pilar P13

$$\frac{d'}{h_x} = \frac{4,125}{22} = 0,1875 \approx 0,20$$

$$\frac{d'}{h_y} = \frac{4,125}{50} = 0,0825 \approx 0,10$$

Se utilizará o ábaco 16.

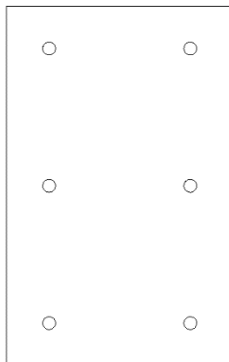
Cálculo para o pilar P17

$$\frac{d'}{h_x} = \frac{4,50}{22} = 0,205 \approx 0,25$$

$$\frac{d'}{h_y} = \frac{4,50}{35} = 0,129 \approx 0,15$$

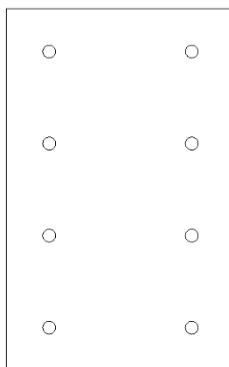
Se utilizará o ábaco 8.

Figura 44 - Arranjo das armaduras no pilar P13



Fonte: Elaborada pelo autor

Figura 45 - Arranjo das armaduras no pilar P17



Fonte: Elaborada pelo autor

Como dado de entrada nos ábacos, tem-se de calcular o esforço normal reduzido, já exposto na equação (127) e o momento fletor reduzido, dado pela equação (134) e calculado para cada direção.

$$\mu = \frac{M_d}{A_c h f_{cd}} \quad (134)$$

Por fim, através do ábaco encontra-se o valor de ω , que inserido na equação (135), retorna o valor de área de aço necessária.

$$\omega = \frac{A_s f_{yd}}{A_c f_{cd}} \quad (135)$$

Cálculo para o pilar P13

A_c : 0,11 m²

Pavimento Superior:

$$v_d = \frac{127,16}{0,11 \times 17857,14} = 0,06$$

$$\mu_x = \frac{6,04}{0,11 \times 0,22 \times 17857,14} = 0,01$$

$$\mu_y = \frac{75,60}{0,11 \times 0,50 \times 17857,14} = 0,08$$

Como os ábacos são divididos em quadrantes para valores de v múltiplos de 0,2, é necessário realizar interpolação dos resultados após a obtenção do valor de ω .

Combinação 1 $\rightarrow \mu_x = 0,01; \mu_y = 0,00$

$$\omega(v = 0,00) = 0,00$$

$$\omega(v = 0,20) = 0,00$$

Combinação 2 $\rightarrow \mu_x = 0,00; \mu_y = 0,08$

$$\omega(v = 0,00) = 0,20$$

$$\omega(v = 0,20) = 0,02$$

Logo, procede-se para a interpolação:

$$\omega(v = 0,06) = 0,20 + \frac{0,06 - 0,00}{0,20 - 0,00} \times (0,02 - 0,20) = 0,146$$

$$0,146 = \frac{A_s \times 434782,61}{0,11 \times 17857,14} \rightarrow A_s = 6,60 \text{ cm}^2$$

Pavimento Térreo:

$$v_d = \frac{731,12}{0,11 \times 17857,14} = 0,37$$

$$\mu_x = \frac{33,02}{0,11 \times 0,22 \times 17857,14} = 0,08$$

$$\mu_y = \frac{136,30}{0,11 \times 0,50 \times 17857,14} = 0,14$$

Combinação 1 → $\mu_x = 0,08$; $\mu_y = 0,00$

$$\omega(v = 0,20) = 0,00$$

$$\omega(v = 0,40) = 0,00$$

Combinação 2 → $\mu_x = 0,00$; $\mu_y = 0,14$

$$\omega(v = 0,20) = 0,20$$

$$\omega(v = 0,40) = 0,11$$

Logo, procede-se para a interpolação:

$$\omega(v = 0,37) = 0,20 + \frac{0,37 - 0,20}{0,40 - 0,20} \times (0,11 - 0,20) = 0,124$$

$$0,124 = \frac{A_s \cdot 434782,61}{0,11 \times 17857,14} \rightarrow A_s = 5,60 \text{ cm}^2$$

Pavimento Baldrame:

$$v_d = \frac{1078,40}{0,11 \times 17857,14} = 0,55$$

$$\mu_x = \frac{23,29}{0,11 \times 0,22 \times 17857,14} = 0,05$$

$$\mu_y = \frac{32,35}{0,11 \times 0,50 \times 17857,14} = 0,03$$

Combinação 1 → $\mu_x = 0,05$; $\mu_y = 0,00$

$$\omega(v = 0,40) = 0,00$$

$$\omega(v = 0,60) = 0,00$$

Combinação 2 → $\mu_x = 0,00$; $\mu_y = 0,03$

$$\omega(v = 0,40) = 0,00$$

$$\omega(v = 0,60) = 0,001$$

Utilizando os ábacos indicados, o valor de ω obtido para ambas as direções foi de 0,00, resultando, portanto, em área de aço nula.

Com o objetivo de facilitar a armação e atuando a favor da segurança, sem que haja grande acréscimo de aço, adotou-se para toda a prumada a área de 6,60 cm², calculado para o pavimento térreo.

Cálculo para o pilar P17

$A_c: 0,08 \text{ m}^2$

Pavimento Térreo:

$$v_d = \frac{444,90}{0,08 \times 17857,14} = 0,32$$

Conforme exposto anteriormente, visto que a combinação 1 de esforços possui os maiores momentos em ambas as direções e certamente retornaria maior área de aço, se faz desnecessário o cálculo das demais situações.

$$\mu_x = \frac{16,00}{0,08 \times 0,22 \times 17857,14} = 0,05$$

$$\mu_y = \frac{95,20}{0,08 \times 0,35 \times 17857,14} = 0,19$$

$$\omega(v = 0,20) = 0,61$$

$$\omega(v = 0,40) = 0,60$$

$$\omega(v = 0,32) = 0,61 + \frac{0,32 - 0,20}{0,40 - 0,20} \times (0,60 - 0,61) = 0,604$$

$$0,604 = \frac{A_s \cdot 434782,61}{0,08 \times 17857,14} \rightarrow A_s = 19,85 \text{ cm}^2$$

Pavimento Baldrame:

$$v_d = \frac{659,04}{0,08 \times 17857,14} = 0,48$$

$$\mu_x = \frac{15,10}{0,08 \times 0,22 \times 17857,14} = 0,05$$

$$\mu_y = \frac{16,81}{0,08 \times 0,35 \times 17857,14} = 0,03$$

Combinação 1 $\rightarrow \mu_x = 0,05; \mu_y = 0,00$

$$\omega(v = 0,40) = 0,00$$

$$\omega(v = 0,60) = 0,00$$

$$\text{Combinação 2} \rightarrow \mu_x = 0,00; \mu_y = 0,03$$

$$\omega(v = 0,40) = 0,00$$

$$\omega(v = 0,60) = 0,00$$

Utilizando os ábacos indicados, o valor de ω obtido para ambas as direções foi de 0,00, resultando, portanto, em área de aço nula.

Visto que não é comum que se adote armadura com menor área em seções inferiores de pilares e com o objetivo de facilitar a armação e atuando a favor da segurança, sem que haja grande acréscimo de aço, adotou-se para toda a prumada a área de 19,85 cm², calculado para o pavimento térreo.

8.9 DETALHAMENTO DA ARMADURA LONGITUDINAL

8.9.1 Armadura Mínima e Máxima

A NBR 6118:2014 em seu item 17.3.5.3 define os valores mínimo e máximo de armadura para os pilares, exibidos, respectivamente, nas equações (136) e (137), onde a segunda considera a sobreposição de armaduras em regiões com emenda por traspasse.

$$A_{s,mín} = 0,15 \frac{N_d}{f_{yd}} \geq 0,004 A_c \quad (136)$$

$$A_{s,máx} = 0,08 A_c \quad (137)$$

O resultado para estes cálculos, bem como o comparativo entre as áreas máximas e mínimas calculadas e a armadura efetiva adotada, estão na Tabela 97.

Tabela 97 – Armadura adotada para os pilares

Pilar	Pavimento	Ac (m ²)	Nd (kN)	f _{yd} (MPa)	As,min (cm ²)	As,max (cm ²)	As,calc (cm ²)	Armadura Adotada	As,efetivo (cm ²)
P13	Superior	0,11	127,16	434,78	4,40	88,00	6,60	6ø12,5 mm	7,36
	Térreo		731,12		4,40		5,60		
	Baldrame		1078,40		4,40		0,00		
P17	Térreo	0,08	444,90		3,08	61,60	19,85	8ø20,0 mm	25,13
	Baldrame		659,04		3,08		0,00		

Fonte: Elaborada pelo autor

8.9.2 Disposição da Armadura

Tendo a disposição das barras já determinada no item 8.8.1, resta determinar se tal arranjo respeita os critérios de espaçamento e diâmetro impostos pela NBR 6118:2014.

Em relação à bitola das armaduras longitudinais, a norma determina que o diâmetro não deve ser inferior a 10 mm ou superior a 1/8 da menor dimensão do pilar. Como se escolheu barras de 12,5 mm de diâmetro para o pilar P13 e 20,0 mm para o pilar P17 e a menor dimensão de ambos os pilares dimensionados é de 22 cm, considera-se este critério atendido.

8.9.2.1 Espaçamento Máximo e Mínimo das Armaduras

O espaçamento máximo entre os eixos das barras longitudinais deve obedecer ao disposto em norma e exposto na equação (138), já calculada, visto que ambos os pilares possuem a mesma dimensão de base.

$$e_L \leq \left\{ \frac{400 \text{ mm}}{2b} \right\} \leq \left\{ \frac{400 \text{ mm}}{2 \times 220 \text{ mm} = 440 \text{ mm}} \right\} \rightarrow e_L \leq 400 \text{ mm} \quad (138)$$

As barras também devem respeitar mínima distância entre as faces, medida fora da região de emendas, garantindo espaço suficiente para concretagem do elemento estrutural, conforme equação (139).

$$s_L \geq \left\{ \begin{array}{l} 20 \text{ mm} \\ \phi_{\text{barra}} \\ 1,2 d_{\text{máx}} \end{array} \right\} \quad (139)$$

Para a determinação do espaçamento entre os eixos das barras se utilizará a equação (144) e para o espaçamento entre as faces, a equação (141).

$$e_{\text{eixos}} = \frac{d - 2c - 2\phi_t - 2\phi_l/2}{n^{\circ} \text{ de barras} - 1} \quad (140)$$

$$e_{\text{faces}} = \frac{d - 2c - 2\phi_t - n\phi_l}{n^{\circ} \text{ de barras} - 1} \quad (141)$$

Cálculo para o pilar P13

6 ϕ 12,5 mm, dispostos de acordo com a Figura 44.

Espaçamento máximo entre eixos

Como se utilizará a mesma armadura em todos os pavimentos, se calculará o espaçamento pelo pior caso, o térreo e superior, que tem cobrimento 3,0 cm.

$$e_{\text{eixos},x} = \frac{50 - 2 \times 3 - 2 \times 0,5 - 2 \times 1,25/2}{3 - 1} = 20,9 \text{ cm} < 40 \text{ cm}$$

Na direção y, o valor máximo está automaticamente atendido, sendo a dimensão total do pilar menor que o valor estabelecido.

Espaçamento mínimo entre faces

Como se utilizará a mesma armadura em todos os pavimentos, se calculará o espaçamento pelo pior caso, o baldrame, que tem cobrimento maior (4,5 cm) por estar em contato com o solo

$$s_L \geq \left\{ \begin{array}{l} 20 \text{ mm} \\ 12,5 \text{ mm} \\ 1,2 \times 19 \text{ mm} = 22,8 \text{ mm} \end{array} \right\} \rightarrow s_L \geq 22,8 \text{ mm}$$

$$e_{faces,x} = \frac{50 - 2 \times 4,5 - 2 \times 0,5 - 3 \times 1,25}{3 - 1} = 18,1 \text{ cm} > 2,28 \text{ cm}$$

$$e_{faces,y} = \frac{22 - 2 \times 4,5 - 2 \times 0,5 - 2 \times 1,25}{2 - 1} = 9,5 \text{ cm} > 2,28 \text{ cm}$$

Cálculo para o pilar P17

8ø 20,0 mm, dispostos de acordo com a Figura 45.

Espaçamento máximo entre eixos

Como se utilizará a mesma armadura em todos os pavimentos, se calculará o espaçamento pelo pior caso, o térreo, que tem cobrimento 3,0 cm.

$$e_{eixos,x} = \frac{35 - 2 \times 3 - 2 \times 0,5 - \frac{2 \times 2,0}{2}}{4 - 1} = 8,6 \text{ cm} < 40 \text{ cm}$$

Na direção y, o valor máximo está automaticamente atendido, sendo a dimensão total do pilar menor que o valor estabelecido.

Espaçamento mínimo entre faces

Como se utilizará a mesma armadura em todos os pavimentos, se calculará o espaçamento pelo pior caso, o baldrame, que tem cobrimento maior (4,5 cm) por estar em contato com o solo.

$$s_L \geq \left\{ \begin{array}{l} 20 \text{ mm} \\ 20 \text{ mm} \\ 1,2 \times 19 \text{ mm} = 22,8 \text{ mm} \end{array} \right\} \rightarrow s_L \geq 22,8 \text{ mm}$$

$$e_{faces,x} = \frac{35 - 2 \times 4,5 - 2 \times 0,5 - 4 \times 2,0}{4 - 1} = 5,6 \text{ cm} > 2,28 \text{ cm}$$

$$e_{faces,y} = \frac{22 - 2 \times 4,5 - 2 \times 0,5 - 2 \times 2,0}{2 - 1} = 8,0 \text{ cm} > 2,28 \text{ cm}$$

8.9.3 Emenda por Traspasse

Semelhante ao já efetuado para lajes e vigas, onde calculou-se o comprimento de traspasse para barras tracionadas, se determinará o traspasse necessário para a correta transferência de esforços em barras comprimidas. O processo exibido respeita o disposto no item 9.5.2.3 da NBR 6118:2014. Haveria diferenças entre os comprimentos calculados, devido à área calculada para cada região ser diferente. Todavia, optou-se por adotar o mesmo comprimento de traspasse para todas as emendas do mesmo pilar, considerando o pior caso, com maior comprimento necessário.

As barras devem ter comprimento de traspasse conforme a equação (142).

$$l_{0c} = l_{b,nec} \geq l_{0c,min} \geq \left\{ \begin{array}{l} 0,6 l_b \\ 15 \phi \\ 200 \text{ mm} \end{array} \right\} \quad (142)$$

Onde:

l_b está disposto na equação (39).

$l_{b,nec}$ está disposto na equação (41).

Cálculo para o pilar P13

Utilizando-se barras de alta aderência (CA50), sendo barras verticais, consideradas em região de boa aderência e utilizando-se diâmetro de 12,5 mm:

$$f_{bd} = \eta_1 \eta_2 \eta_3 f_{ctd,inf} = 2,25 \times 1,0 \times 1,0 \times 1,28 = 2,89 \text{ MPa}$$

$$l_b = \frac{\phi_l f_{yd}}{4 f_{bd}} = \frac{1,25 \times 434,78}{4 \times 2,89} = 47,01 \text{ cm}$$

$$l_{0c,min} \geq \left\{ \begin{array}{l} 0,6 \times 47,01 = 28,21 \text{ cm} \\ 15 \times 1,25 = 18,75 \text{ cm} \\ 200 \text{ mm} \end{array} \right\}$$

Sabendo que não serão utilizadas barras com gancho:

$$l_{b,nec} = 1,0 \times 47,01 \times \frac{6,78}{7,36} = 43,31 \text{ cm} \geq \left\{ \begin{array}{l} 0,6 \times 47,01 = 28,21 \text{ cm} \\ 15 \times 1,25 = 18,75 \text{ cm} \\ 200 \text{ mm} \end{array} \right\}$$

Adotando-se o valor inteiro imediatamente superior para o comprimento de traspasse, se utilizará 44 cm na emenda das barras do pilar P13.

Cálculo para o pilar P17

Utilizando-se barras de alta aderência (CA50), sendo barras verticais, consideradas em região de boa aderência e utilizando-se diâmetro de 20,0 mm:

$$f_{bd} = \eta_1 \eta_2 \eta_3 f_{ctd,inf} = 2,25 \times 1,0 \times 1,0 \times 1,28 = 2,89 \text{ MPa}$$

$$l_b = \frac{\phi_l f_{yd}}{4 f_{bd}} = \frac{2,00 \times 434,78}{4 \times 2,89} = 75,22 \text{ cm}$$

$$l_{0c,min} \geq \left\{ \begin{array}{l} 0,6 \times 75,22 = 45,13 \text{ cm} \\ 15 \times 2,0 = 30,0 \text{ cm} \\ 200 \text{ mm} \end{array} \right\}$$

Sabendo que não serão utilizadas barras com gancho:

$$l_{b,nec} = 1,0 \times 75,22 \times \frac{19,85}{25,13} = 59,42 \text{ cm} \geq \left\{ \begin{array}{l} 0,6 \times 75,22 = 45,13 \text{ cm} \\ 15 \times 2,00 = 30,00 \text{ cm} \\ 200 \text{ mm} \end{array} \right\}$$

Adotando-se o valor inteiro imediatamente superior para o comprimento de traspasse, se utilizará 60 cm na emenda das barras do pilar P17.

8.9.4 Cálculo e Detalhamento da Armadura Transversal

De acordo com a NBR 6118:2014, a armadura transversal de pilares, composta por estribos e grampos suplementares, deve estar presente no pilar em toda sua extensão, inclusive no cruzamento entre pilares e vigas. A norma também orienta acerca de diâmetro e espaçamento necessário para esta armadura, o que pode ser visto nas equações (143) e (144), respectivamente.

$$\phi_t \geq \left\{ \begin{array}{l} 5 \text{ mm} \\ 1/4 \phi_L \end{array} \right\} \quad (143)$$

Cálculo para o pilar P13

$$\phi_t \geq \left\{ \begin{array}{l} 5 \text{ mm} \\ 1/4 \times 12,5 = 3,13 \end{array} \right\}$$

Foi adotada armadura transversal de 5,0 mm

Cálculo para o pilar P17

$$\phi_t \geq \left\{ \begin{array}{l} 5 \text{ mm} \\ 1/4 \times 20,0 = 5,0 \end{array} \right\}$$

Foi adotada armadura transversal de 5,0 mm

$$e_t \leq \left\{ \begin{array}{l} 20 \text{ cm} \\ b \text{ (menor dimensão)} \\ 12\phi_L \end{array} \right\} \quad (144)$$

Cálculo para o pilar P13

$$e_t \leq \left\{ \begin{array}{l} 20 \text{ cm} \\ 22 \text{ cm} \\ 12 \times 1,25 = 15 \text{ cm} \end{array} \right\}$$

Foi adotado espaçamento de estribos de 15 cm.

Cálculo para o pilar P17

$$e_t \leq \left\{ \begin{array}{l} 20 \text{ cm} \\ 22 \text{ cm} \\ (12 \times 2,0 = 24 \text{ cm}) \end{array} \right\}$$

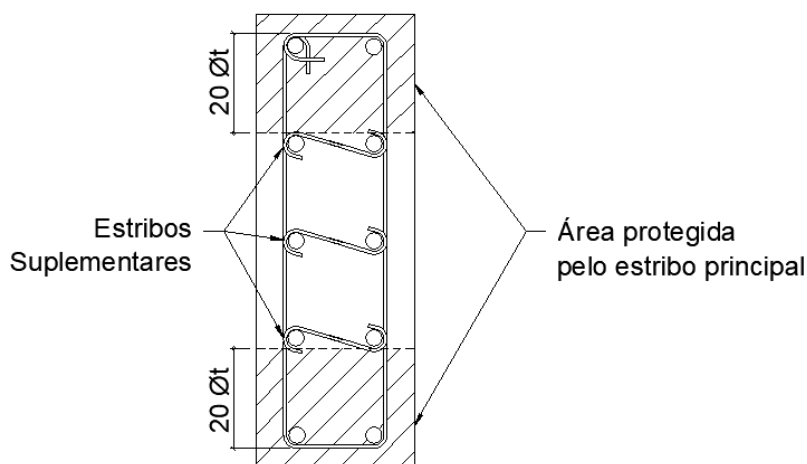
Foi adotado espaçamento de estribos de 20 cm.

8.9.4.1 Detalhamento dos Estribos Suplementares

De acordo com o exposto no item 18.2.4 da NBR 6118:2014, os estribos poligonais impedem a flambagem de até três barras longitudinais considerando-se a posicionada no vértice, desde que todas as barras estejam a uma distância menor que 20 vezes o diâmetro do estribo da face externa deste, totalizando 10 cm. Quando uma ou mais barras não atendem a estes quesitos, é necessário posicionar estribos suplementares para que se evite a flambagem da armadura longitudinal, onde cada barra desprotegida deve ser envolvida por um estribo suplementar adicional, independente do estribo principal.

Utilizando o espaçamento já calculado no item 8.9.2.1, as barras no meio da face maior do pilar P13 e P17 não são protegidas pelo estribo contra flambagem. Por isso, se adotará estribo suplementar semelhante ao exposto na Figura 46

Figura 46 - Estribo suplementar



Fonte: Elaborada pelo autor

8.9.5 Verificação por Envoltória

A NBR 6118:2014 exige que para verificação da segurança dos pilares, sua seção resulte em uma envoltória resistente que englobe uma envoltória de momentos mínimos de 1ª ordem, segundo item 11.3.3.4.3, calculada através da equação (145) e uma envoltória de momentos mínimos de 2ª ordem, segundo item 15.3.2 e calculada através da equação (146). A envoltória resistente, por sua vez, calcula-se através da equação (147). Para a última, se utilizará o software P-calc 1.4, desenvolvido pelo engenheiro civil Sander David Cardoso. A Norma exige ainda, no item 15.8.3.3.5 que a envoltória englobe também os esforços das solicitações de topo, seção intermediária e base do pilar.

$$\left(\frac{M_{1d,min,x}}{M_{1d,min,xx}}\right)^2 + \left(\frac{M_{1d,min,y}}{M_{1d,min,yy}}\right)^2 = 1 \quad (145)$$

Onde:

$M_{d1,min,xx}$ e $M_{d1,min,yy}$ são as componentes em flexão composta normal;

$M_{d1,min,xx}$ e $M_{d1,min,y}$ são as componentes em flexão composta oblíqua;

$$\left(\frac{M_{d,tot,min,x}}{M_{d,tot,min,xx}}\right)^2 + \left(\frac{M_{d,tot,min,y}}{M_{d,tot,min,yy}}\right)^2 = 1 \quad (146)$$

Onde:

$M_{d,tot,min,xx}$ e $M_{d,tot,min,yy}$ são as componentes em flexão composta normal;

$M_{d,tot,min,y}$ e $M_{d,tot,min,x}$ são as componentes em flexão composta oblíqua;

$$\left(\frac{M_{rd,x}}{M_{rd,xx}}\right)^{1,2} + \left(\frac{M_{rd,y}}{M_{rd,yy}}\right)^{1,2} = 1 \quad (147)$$

Onde:

$M_{rd,xx}$ e $M_{rd,yy}$ são as componentes em flexão composta normal, obtido através do uso inverso dos ábacos, utilizando a área de armadura adotada;

$M_{rd,x}$ e $M_{rd,y}$ são as componentes em flexão composta normal.

Se calculará as envoltórias para as seções mais solicitadas dos pilares, que, nos cálculos, exigiram maior área de armadura. Essas seções são o pavimento superior para o pilar P13 e térreo para o pilar P17.

Cálculo para o pilar P13 – Superior

O pilar P13, no nível superior, tem $M_{d1,min,xx} = 2,75$ kNm e $M_{d1,min,yy} = 3,81$ kNm, calculados no item 8.4. Os momentos totais são $M_{d,tot,min,xx} = 5,75$ kNm e $M_{d,tot,min,yy} = 3,81$ kNm. Tais valores são obtidos somando-se o momento mínimo de primeira ordem com eventuais momentos de segunda ordem.

Os esforços nas extremidades e seção intermediária do pilar P13 no pavimento superior estão listados abaixo. Como se dimensionou o pilar à flexão reta, se utilizará apenas o maior esforço em cada seção, visto que estes não atuam concomitantemente.

Topo: $M_x = 1,60$ kNm; $M_y = 25,30$ kNm.

Seção Intermediária: $M_x = 3,04$ kNm (1ª ordem) + $3,00$ kNm (2ª ordem) = $6,04$ kNm; $M_y = 55,48$ kNm

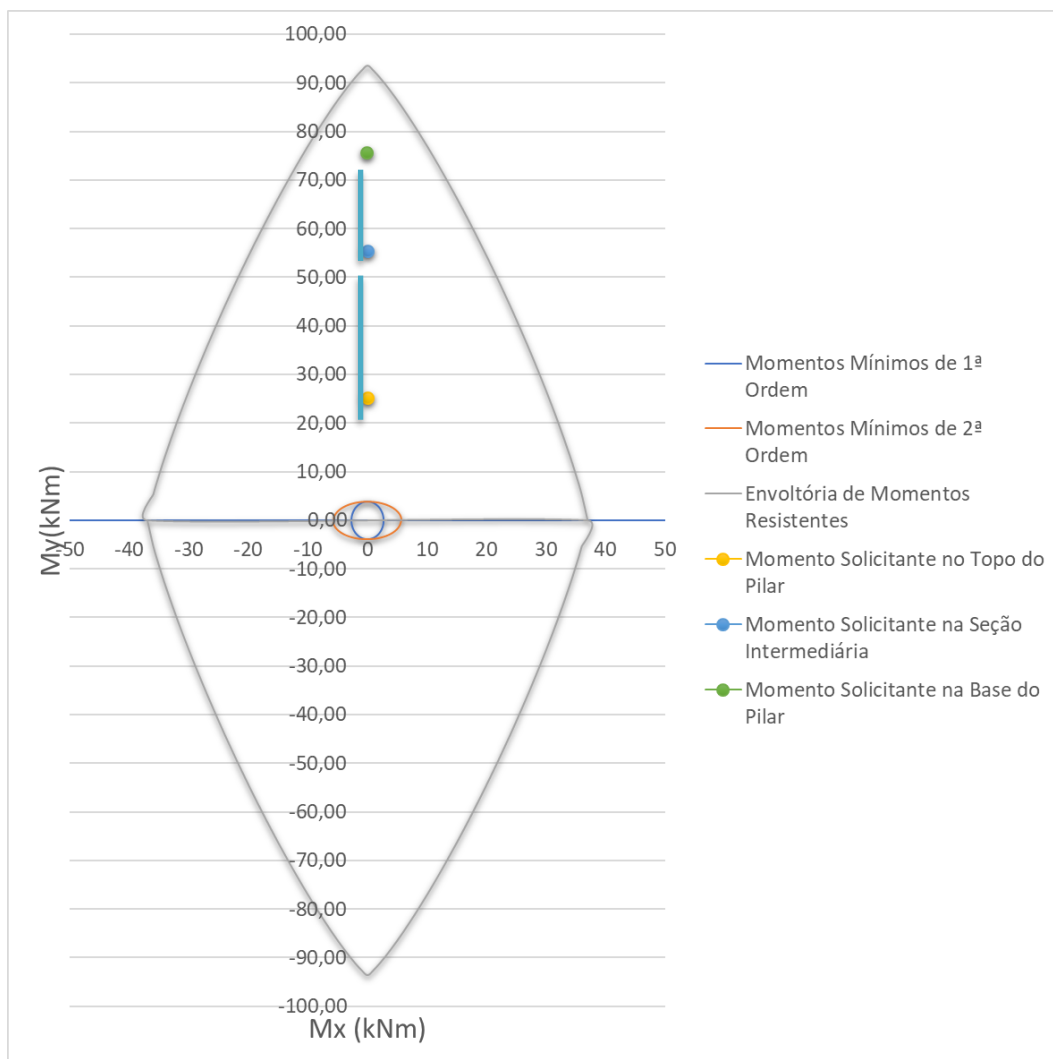
Base: $M_x = 4,00$ kNm; $M_y = 75,60$ kNm.

Utilizando o software PCalc 1.4, obteve-se os seguintes momentos resistentes:

$$M_{rd,xx} = 37,0 \text{ kNm}; M_{rd,yy} = 93,6 \text{ kNm}$$

Plotando as envoltórias e as solicitações pontuais, obtém-se o resultado da Figura 47.

Figura 47 - Envoltórias do Pilar P13



Fonte: Elaborada pelo autor

Cálculo para o pilar P17 – Térreo

O pilar P17, no nível térreo, tem $M_{d1,min,xx} = 9,61$ kNm e $M_{d1,min,yy} = 11,35$ kNm, calculados no item 8.4. Os momentos totais são $M_{d,tot,min,xx} = 10,88$ kNm e $M_{d,tot,min,yy} = 11,35$ kNm. Tais valores são obtidos somando-se o momento mínimo de primeira ordem com eventuais momentos de segunda ordem.

Os esforços nas extremidades e seção intermediária do pilar P13 no pavimento superior estão listados abaixo.

Topo: $M_x = 16,00$ kNm; $M_y = 95,20$ kNm.

Seção Intermediária: $M_x = 11,00$ kNm (1ª ordem) + $1,27$ kNm (2ª ordem) = $12,27$ kNm; $M_y = 37,76$ kNm

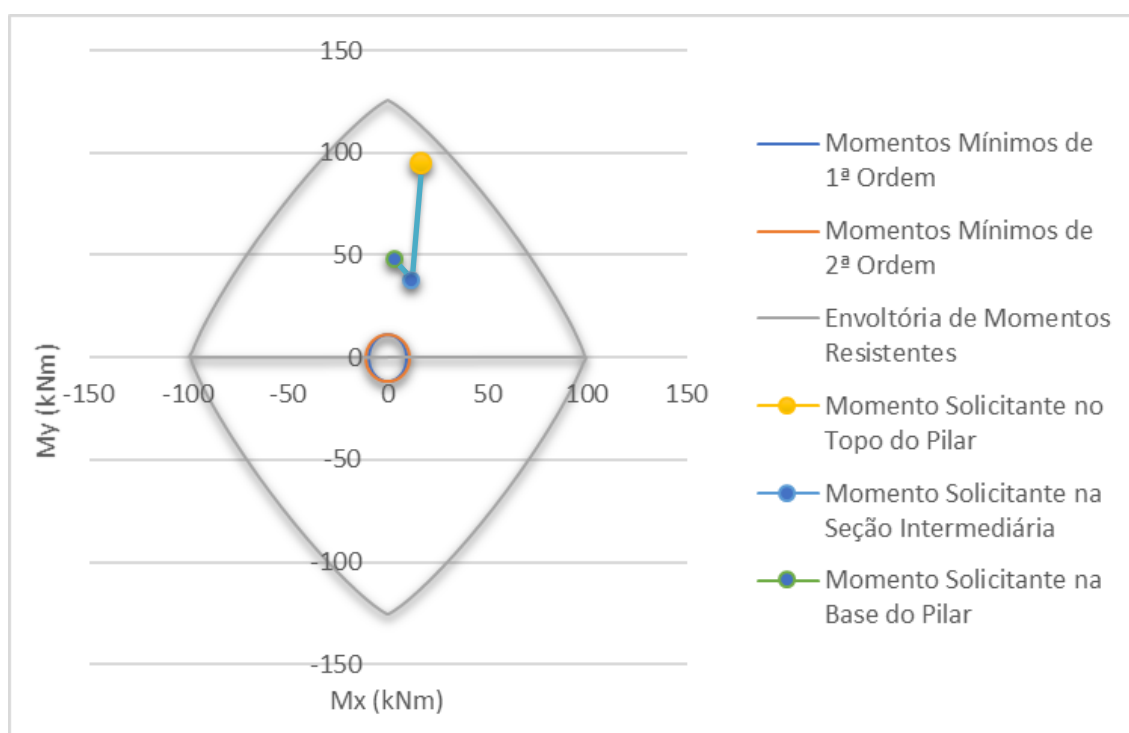
Base: $M_x = 3,50 \text{ kNm}$; $M_y = 48,40 \text{ kNm}$.

Utilizando o software PCalc 1.4, obteve-se os seguintes momentos resistentes:

$$M_{rd,xx} = 98,8 \text{ kNm}; M_{rd,yy} = 125,3 \text{ kNm}$$

Plotando as envoltórias e as solicitações pontuais, obtém-se o resultado da Figura 48.

Figura 48 - Envoltórias do pilar P17



Fonte: Elaborada pelo autor

9 CONCLUSÃO

É possível inferir, com base no processo de elaboração do trabalho, que os objetivos impostos foram cumpridos e serviram para amadurecimento, fixação dos temas tratados em sala de aula durante a graduação e aprofundamento de outros tantos menos abordados seja por complexidade ou porque fogem ao escopo das disciplinas.

Ainda se conclui que a total compreensão do cálculo manual das estruturas é de fundamental importância para o engenheiro civil, pois embora exija demasiado trabalho, proporciona maior proximidade e entendimento dos resultados e contribui de forma ímpar para o desenvolvimento futuro de cálculos estruturais, mesmo que auxiliados por computador. A necessidade de concepção, cálculo e detalhamento manual, além da avaliação de resultados mostra-se como eficiente forma de fixação de conhecimento.

O comparativo de soluções mostrou-se de suma importância, pois fez com que se avaliasse prós e contras de alternativas estruturais e criou a sensibilidade aos resultados no processo de análise. Ressalta-se ainda que em futuros projetos muitas outras alternativas deveriam ser abordadas, como o estudo de lajes pré-moldadas, lajes lisas e elementos protendidos, visando maior economia, agilidade e melhores resultados do ponto de vista econômico e estrutural.

Conclui-se então que a abordagem dos temas no presente trabalho de conclusão de curso propiciou sensível amadurecimento no conhecimento de estruturas de concreto armado, assim como propiciou grande complemento de conhecimentos ao graduando na área, embora muito ainda haja para se amadurecer, compreender e aprender.

10 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6120: Cargas para o cálculo de estruturas de edificações**. Rio de Janeiro, 1980.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto – Procedimento**. Rio de Janeiro, 2014.

BASTOS, Paulo Sérgio. Lajes de Concreto Armado. Bauru: Unesp, 2021.

BRANGER, Leandro Linder. ESTUDO DE CASO DE LAJES MACIÇAS E NERVURADAS E ANÁLISE DA ESTABILIDADE GLOBAL DE UM EDIFÍCIO EM CONCRETO ARMADO. 2018. 158 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2018.

CARVALHO, Roberto Chust; FIGUEIREDO, Jasson Rodrigues de. **Cálculo e Detalhamento de Estruturas Usuais de Concreto Armado Segundo a NBR 6118:2003**. São Carlos: Edufscar, 2010.

INSTITUTO BRASILEIRO DO CONCRETO. **Publicações Especiais: IBRACON. Comentários Técnicos E Exemplos De Aplicação Da Nb-1**. 2006.

INSTITUTO BRASILEIRO DO CONCRETO (IBRACON). Prática recomendada IBRACON para estruturas de edifícios de nível 1: estruturas de pequeno porte: comitê técnico CT-301: concreto estrutural. São Paulo: IBRACON, 2001. 39 p

PEREIRA, Carlos Eduardo. **PILARES DE CONCRETO: ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DO ESTRIBO SUPLEMENTAR**. 2001. 162 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Unicamp, Campinas, 2001.

PERLIN, Lourenço Panosso; PINTO, Roberto Caldas de Andrade; PADARATZ, Ivo J.. **APOSTILA DA DISCIPLINA ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO II**: notas de aula. Florianópolis: Universidade Federal de Santa Catarina - UFSC, 2019.

PINHEIRO, Libânio Miranda; BARALDI, Lívio Túlio; POREM, Marcelo Eduardo. Estruturas de Concreto: Ábacos Para Flexão Oblíqua. São Carlos: Universidade de São Paulo - Usp, 2009.

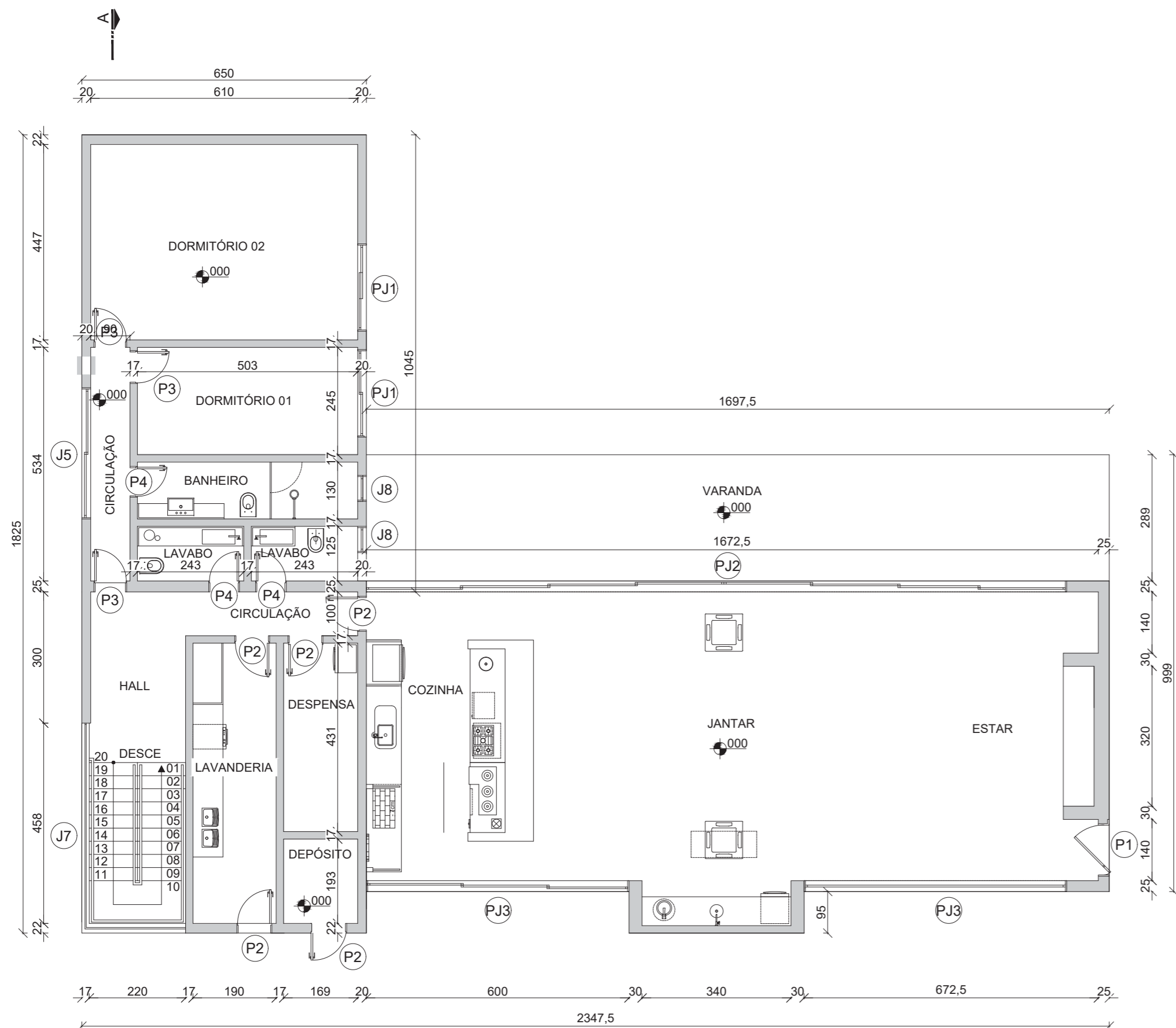
PRUDÊNCIO, Lucas da Silva. Projeto Estrutural de Um Edifício Residencial Multifamiliar. 2018. 189 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2018.

SCADELAI, Murilo Alessandro. **DIMENSIONAMENTO DE PILARES DE ACORDO COM A NBR 6118:2003**. 2004. 136 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia de Estruturas, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2004.

SILVA, Rafael Lukacheski Antunes da. DIMENSIONAMENTO E DETALHAMENTO DE ESTRUTURA EM CONCRETO ARMADO PARA RESIDÊNCIA UNIFAMILIAR. 2019. 201 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2019.

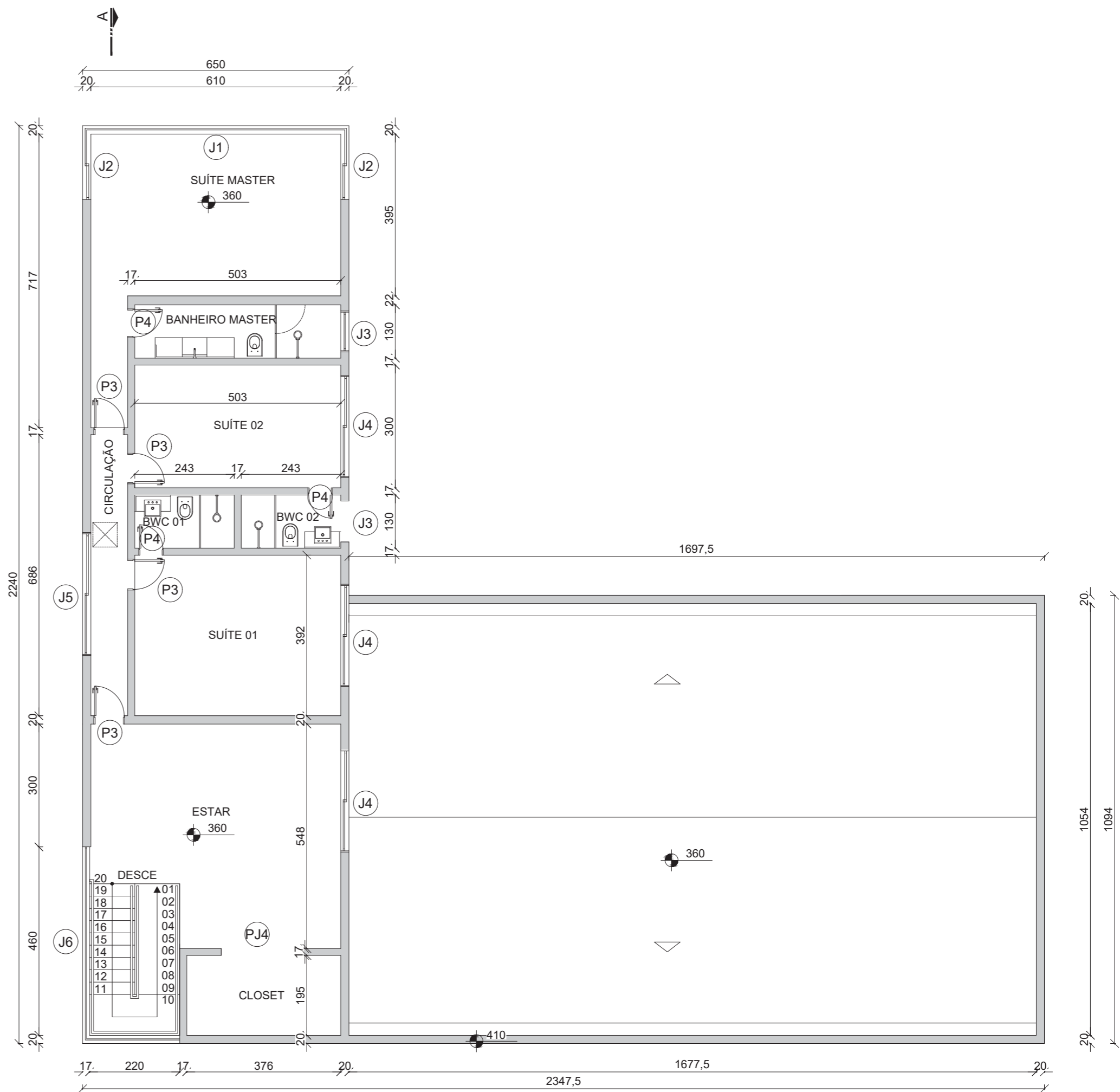
APÊNDICES

APÊNDICE A – Projeto Arquitetônico



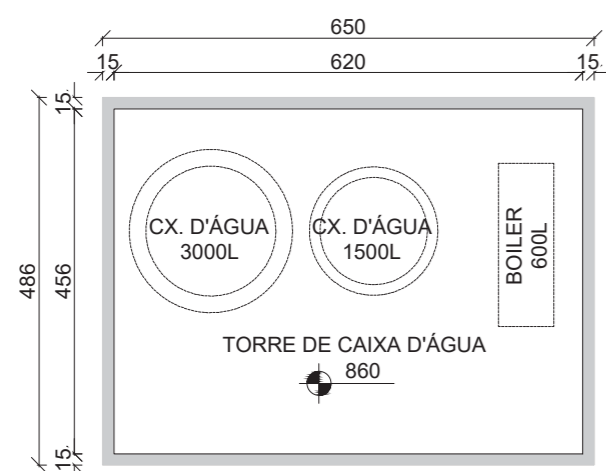
PLANTA BAIXA - PAVIMENTO TÉRREO

Escala 1/100



PLANTA BAIXA - PAVIMENTO SUPERIOR

Escala 1/100



PLANTA BAIXA

TORRE DE CAIXA D'ÁGUA

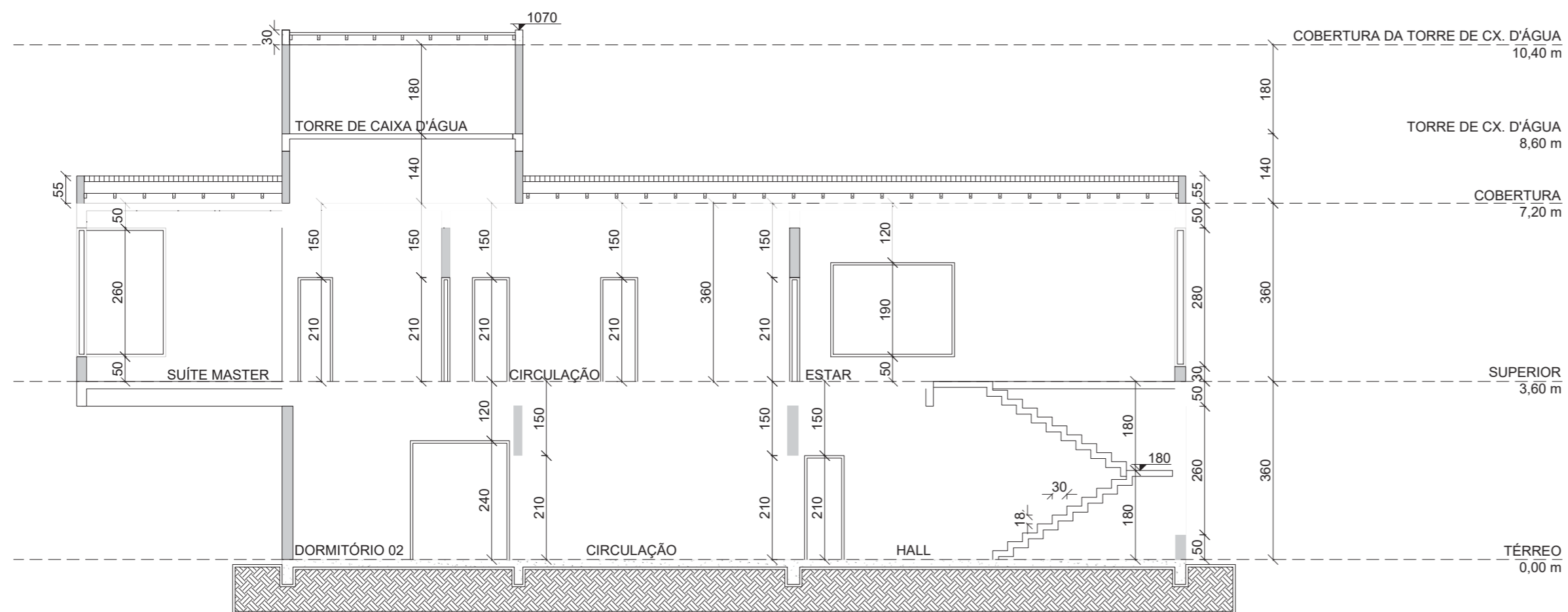
Escala 1/100

TABELA DE ESQUADRIAS

COD	TIPO	LARGURA	ALTURA	PARAPEITO	MATERIAL	QTD
J1	Janela Fixa + (2x) Correr 01 Folha nas Laterais	970	260	50	Alumínio	1
J2	Guarda Corpo Fixo	80	60	50	Vidro Laminado	2
J3	Janela Máximo-ar	100	70	170	Alumínio	2
J4	Janela de correr 2 folhas	250	190	50	Vidro Laminado	3
J5	Janela de correr 2 folhas	300	190	50	Alumínio Preto	2
J6	Janela Fixa	695	280	30	Vidro Temperado	1
J7	Janela Fixa	695	260	50	Vidro Temperado	1
J8	Janela Máximo-ar	60	60	180	Alumínio	2
P1	Porta pivotante	120	240	-	Madeira	1
P2	Porta de abrir	80	210	-	Madeira	4
P3	Porta de abrir	75	210	-	Madeira	7
P4	Porta de abrir	70	210	-	Madeira	6
PJ1	Porta-janela 2 folhas	200	240	-	Alumínio	2
PJ2	Porta-janela 8 folhas (Abertura Central)	1600	240	-	Alumínio	1
PJ3	Porta-janela 2 folhas	600	240	-	Alumínio	2
PJ4	Porta de correr 2 folhas	200	210	-	Veneziana em Madeira	1

PROJETO
ARQUITETONICO

OBRA	EDIFICAÇÃO RESIDENCIAL UNIFAMILIAR EM ALVENARIA		
CONTEÚDO	PLANTA BAIXAS E QUADRO DE ESQUADRIAS		
LOCAL DA OBRA	JORDÃO - GOVERNADOR CELSO RAMOS - SC Rua Pedro Henrique da Silva, 565		
RESPONSÁVEL TÉCNICO	CAIO HENRIQUE DA SILVA CREA - SC: 145139-3	ÁREA TOTAL	627,07 m ²
PROPRIETÁRIO	CAIO HENRIQUE DA SILVA CPF: 089.469.969-51	DATA	Abril de 2021
	DESENHO CAIO	PRANCHA	01/02



CORTE AA
Escala 1/100



PROJETO ARQUITETONICO	OBRA	EDIFICAÇÃO RESIDENCIAL UNIFAMILIAR EM ALVENARIA	
	CONTEÚDO	CORTE A-A	
	LOCAL DA OBRA	JORDÃO - GOVERNADOR CELSO RAMOS - SC Rua Pedro Henrique da Silva, 565	
	RESPONSÁVEL TÉCNICO	ÁREA TOTAL	627,07 m ²
	CAIO HENRIQUE DA SILVA CREA - SC, 145139-3	DATA	Abril de 2021
PROPRIETARIO	ESCALA INDICADA	PRANCHA	02/02
CAIO HENRIQUE DA SILVA CPF: 089.469.969-51	DESENHO CAIO		

APÊNDICE B – Planta de Formas

LEGENDA

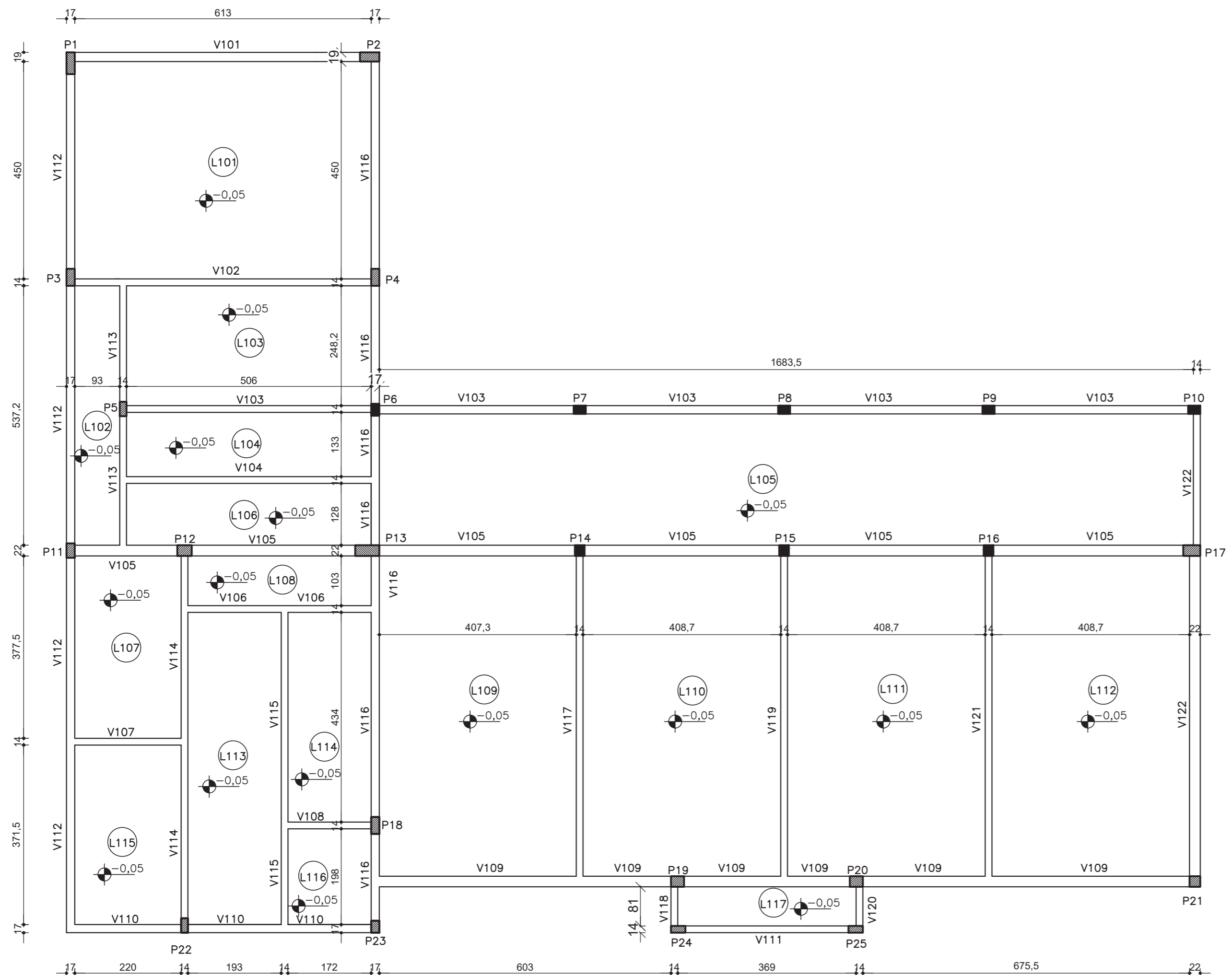
	PILAR QUE NASCE
	PILAR QUE MORRE
	PILAR QUE CONTINUA
	INDICAÇÃO DE LAJE MACIÇA
	LAJE COM DIFERENÇA DE NÍVEL RELAÇÃO AO PAVIMENTO

NOTAS:

- DIMENSÕES EM CENTÍMETRO.
- A EXECUÇÃO DA ESTRUTURA DEVERÁ OBEDECER AS PRESCRIÇÕES DAS NORMAS NBR-6118, NBR-6120, NBR-6123 E NBR-14931.
- TODAS AS MEDIDAS, ESPECIFICAÇÕES E INTERFERÊNCIAS DEVERÃO SER VERIFICADAS NA OBRA E COTEJADAS COM O PROJETO ARQUITETÔNICO E COM OS PROJETOS COMPLEMENTARES ANTES DA EXECUÇÃO.
- A DOSAGEM DO CONCRETO DEVERÁ TER COMO BASE A RESISTÊNCIA CARACTERÍSTICA "f_{ck}", RELAÇÃO ÁGUA CIMENTO E DIMENSÃO MÁXIMA DOS AGREGADOS DESTA PROJETO.
- COBRIMENTO = 3 cm PARA PILARES E VIGAS, 2,5 CM PARA LAJES E 4,5 PARA ELEMENTOS EM CONTATO COM O SOLO. UTILIZAR DISPOSITIVOS DISTANCIADORES E ESPAÇADORES QUE GARANTAM O POSICIONAMENTO ADEQUADO DA ARMADURA.
- CLASSE DE AGRESSIVIDADE AMBIENTAL : II (MODERADO).
- REALIZAR CONTROLE TECNOLÓGICO DO CONCRETO.
- CONTROLE DE EXECUÇÃO DA OBRA: RIGOROSO.
- A FALTA DE UM DETALHE OU ESPECIFICAÇÃO NÃO PERMITE AO CONSTRUTOR TOMAR DECISÕES SEM CONSULTAR O RESPONSÁVEL TÉCNICO.
- QUALQUER ALTERAÇÃO NECESSÁRIA NO PROJETO DEVERÁ SER COMUNICADA AOS PROJETISTAS.
- CONFERIR AS MEDIDAS DE LOCAÇÃO DOS PILARES, FORMAS E ARMADURAS ANTES DA CONCRETAGEM.
- NOS PRIMEIROS 7 DIAS A PARTIR DO LANÇAMENTO DEVERÁ SER FEITA CURA DO CONCRETO, MANTENDO A SUA SUPERFÍCIE UMEDECIDA OU PROTEGENDO-A COM PELÍCULA IMPERMEÁVEL.
- AS FORMAS E ESCORAMENTOS DEVERÃO SER PROJETADOS DE MODO A NÃO SOFREREM DEFORMAÇÕES EXCESSIVAS DEVIDAS AO SEU PESO, AO PESO DO CONCRETO LANÇADO E AS CARGAS ACIDENTAIS QUE POSSAM ATUAR DURANTE A EXECUÇÃO DA OBRA.
- SUGESTÃO PARA O TEMPO DE PERMANÊNCIA DAS ESCORAS:
 - ATÉ 7 DIAS - 100%
 - DE 7 ATÉ 14 DIAS - 75%
 - DE 14 ATÉ 21 DIAS - 50%
 - DE 21 ATÉ 28 DIAS - 25%
 - APÓS 28 DIAS - RETIRADA TOTAL DO ESCORAMENTO
- SENTIDO DE RETIRADA DAS ESCORAS:
 - ENTRE APOIOS: DO MEIO DO VÃO EM DIREÇÃO ÀS EXTREMIDADES
 - NOS BALANÇOS: DA EXTREMIDADE EM DIREÇÃO AO APOIO.
- SUGESTÃO PARA O TEMPO DE PERMANÊNCIA DAS FORMAS:
 - FACES LATERAIS - 3 DIAS
 - FACES INFERIORES COM REESCORAMENTO - 14 DIAS
 - FACES INFERIORES SEM REESCORAMENTO - 28 DIAS
- LIMPAR E VEDAR ADEQUADAMENTE A FORMA. NÃO REALIZAR CONCRETAGEM SOBRE PÓ, PEDAÇOS DE MADEIRA OU CORPO ESTRANHO.
- AS ARMADURAS DEVERÃO ESTAR LIMPAS E ISENTAS DE QUALQUER SUBSTÂNCIA QUE PREJUDIQUE A ADERÊNCIA AO CONCRETO.
- EM CASO DE APARECIMENTO DE FALHAS APÓS A CONCRETAGEM, AS MESMAS DEVEM SER CORRIGIDAS COM ARGAMASSAS INDUSTRIALIZADAS ADEQUADAS PARA ESTE FIM E NÃO COM ARGAMASSA COMUM.
- JUNTAS DE CONCRETAGEM:
 - SEMPRE QUE POSSÍVEL EXECUTAR COINCIDINDO COM AS JUNTAS ESTRUTURAIS;
 - EM VIGAS: EXECUTÁ-LAS AFASTADAS DOS APOIOS E NO PLANO HORIZONTAL;
 - EM PILARES: EXECUTÁ-LAS NO PLANO HORIZONTAL;
 - EM LAJES: EXECUTÁ-LAS PARALELAS À ARMADURA PRINCIPAL;
 - NA RETOMADA DA CONCRETAGEM A JUNTA DEVE APRESENTAR SUPERFÍCIE RUGOSA, ISENTA DE PÓ E OUTROS MATERIAIS ESTRANHOS;
 - REMOVER A NATA DE PASTA DE CIMENTO NA SUPERFÍCIE, QUE DEVE ESTAR SATURADA COM SUPERFÍCIE SECA.

CARACTERÍSTICAS DO CONCRETO

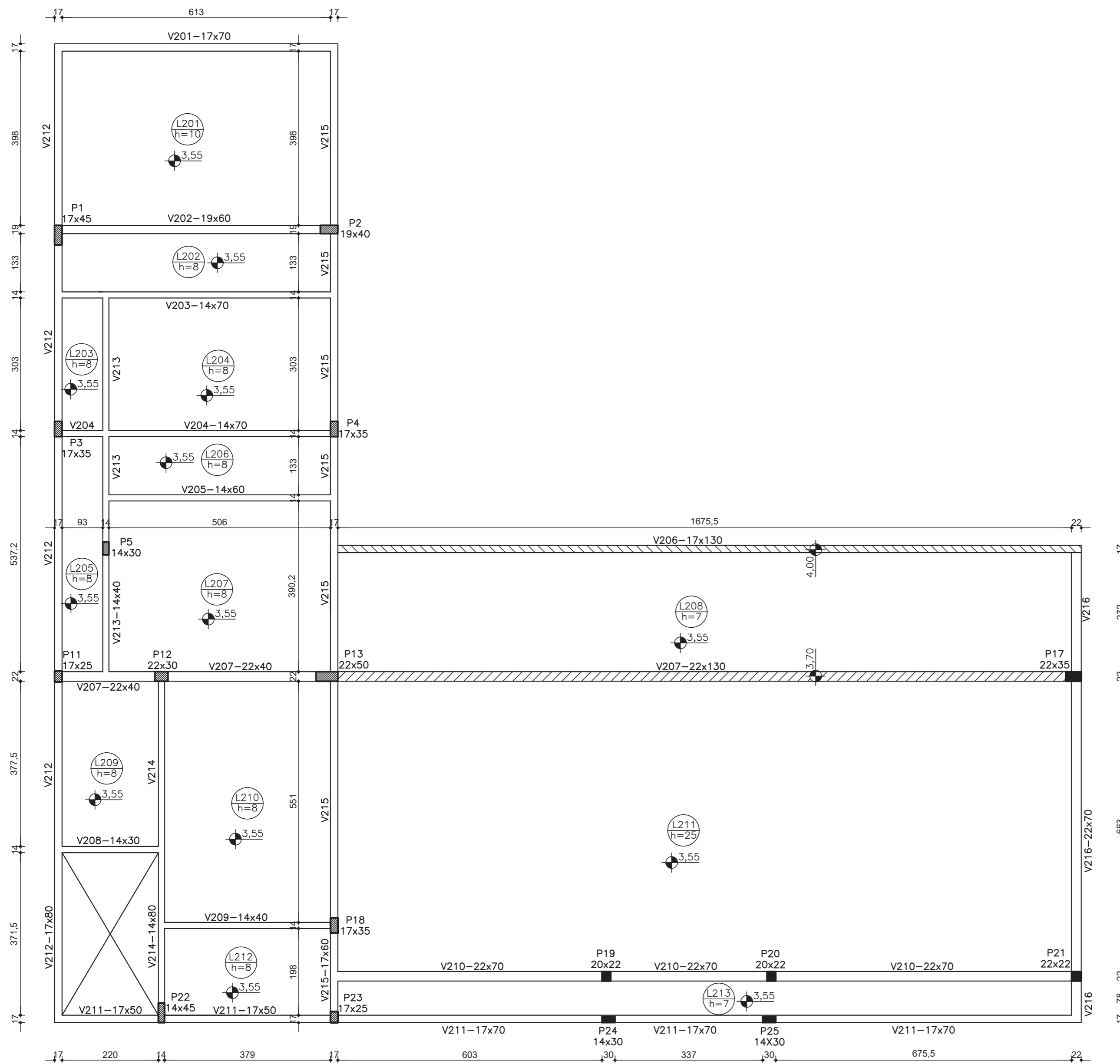
F _{ck} = 25 MPa
E _{cs} = 24,15 GPa
DIMENSÃO MÁXIMA DO AGREGADO: 19 mm
RELAÇÃO ÁGUA/CIMENTO ≤ 0,60



FORMA DO PAVIMENTO TÉRREO
ESC. 1:75

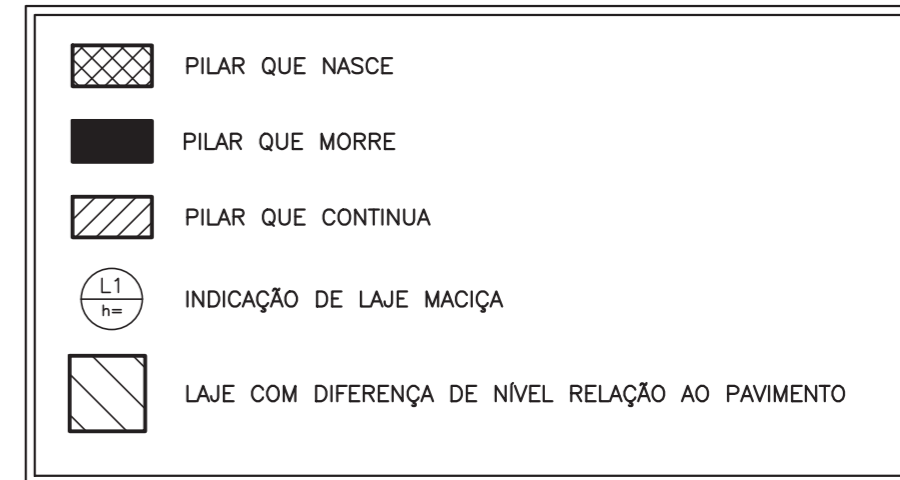
PROJETO
ESTRUTURAL

OBRA	EDIFICAÇÃO RESIDENCIAL UNIFAMILIAR EM ALVENARIA		
CONTEÚDO	FORMAS DO PAVIMENTO TÉRREO		
LOCAL DA OBRA	JORDÃO - GOVERNADOR CELSO RAMOS - SC Rua Pedro Henrique da Silva, 565		
RESPONSÁVEL TÉCNICO	CAIO HENRIQUE DA SILVA Matrícula: 15200380	ÁREA TOTAL	627,07 m ²
PROPRIETÁRIO	CAIO HENRIQUE DA SILVA CPF: 089.469.969-51	DATA	Abril de 2021
		ESCALA INDICADA	PRANCHA
		DESENHO CAIO	01/03



FORMA DO PAVIMENTO SUPERIOR
ESC. 1:75

LEGENDA



NOTAS:

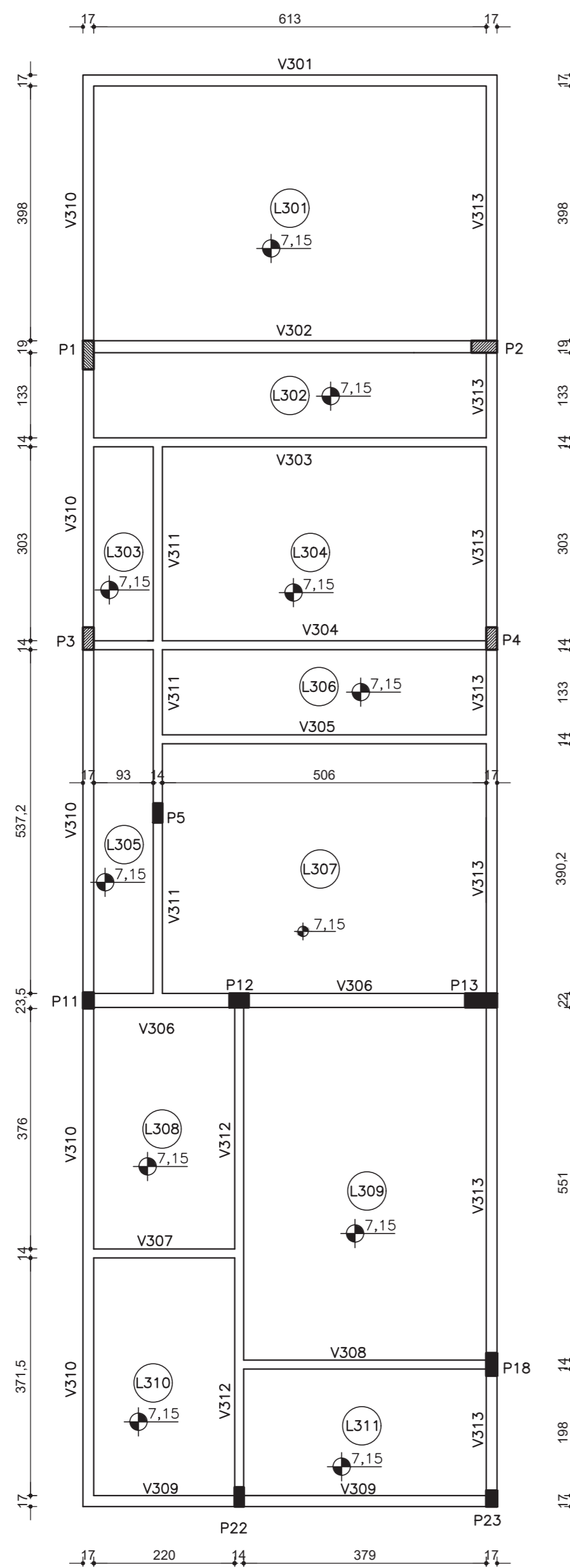
- DIMENSÕES EM CENTÍMETRO.
- A EXECUÇÃO DA ESTRUTURA DEVERÁ OBEDECER AS PRESCRIÇÕES DAS NORMAS NBR-6118, NBR-6120, NBR-6123 E NBR-14931.
- TODAS AS MEDIDAS, ESPECIFICAÇÕES E INTERFERÊNCIAS DEVERÃO SER VERIFICADAS NA OBRA E COTEJADAS COM O PROJETO ARQUITETÔNICO E COM OS PROJETOS COMPLEMENTARES ANTES DA EXECUÇÃO.
- A DOSAGEM DO CONCRETO DEVERÁ TER COMO BASE A RESISTÊNCIA CARACTERÍSTICA "f_{ck}", RELAÇÃO ÁGUA CIMENTO E DIMENSÃO MÁXIMA DOS AGREGADOS DESTA PROJETO.
- COBRIMENTO = 3 cm PARA PILARES E VIGAS, 2,5 CM PARA LAJES E 4,5 PARA ELEMENTOS EM CONTATO COM O SOLO. UTILIZAR DISPOSITIVOS DISTANCIADORES E ESPAÇADORES QUE GARANTAM O POSICIONAMENTO ADEQUADO DA ARMADURA.
- CLASSE DE AGRESSIVIDADE AMBIENTAL : II (MODERADO).
- REALIZAR CONTROLE TECNOLÓGICO DO CONCRETO.
- CONTROLE DE EXECUÇÃO DA OBRA: RIGOROSO.
- A FALTA DE UM DETALHE OU ESPECIFICAÇÃO NÃO PERMITE AO CONSTRUTOR TOMAR DECISÕES SEM CONSULTAR O RESPONSÁVEL TÉCNICO.
- QUALQUER ALTERAÇÃO NECESSÁRIA NO PROJETO DEVERÁ SER COMUNICADA AOS PROJETISTAS.
- CONFERIR AS MEDIDAS DE LOCAÇÃO DOS PILARES, FORMAS E ARMADURAS ANTES DA CONCRETAGEM.
- NOS PRIMEIROS 7 DIAS A PARTIR DO LANÇAMENTO DEVERÁ SER FEITA CURA DO CONCRETO, MANTENDO A SUA SUPERFÍCIE UMEDECIDA OU PROTEGENDO-A COM PELÍCULA IMPERMEÁVEL.
- AS FORMAS E ESCORAMENTOS DEVERÃO SER PROJETADOS DE MODO A NÃO SOFREREM DEFORMAÇÕES EXCESSIVAS DEVIDAS AO SEU PESO, AO PESO DO CONCRETO LANÇADO E AS CARGAS ACIDENTAIS QUE POSSAM ATUAR DURANTE A EXECUÇÃO DA OBRA.
- SUGESTÃO PARA O TEMPO DE PERMANÊNCIA DAS ESCORAS:
ATÉ 7 DIAS - 100%
DE 7 ATÉ 14 DIAS - 75%
DE 14 ATÉ 21 DIAS - 50%
DE 21 ATÉ 28 DIAS - 25%
APÓS 28 DIAS - RETIRADA TOTAL DO ESCORAMENTO
- SENTIDO DE RETIRADA DAS ESCORAS:
ENTRE APOIOS: DO MEIO DO VÃO EM DIREÇÃO ÀS EXTREMIDADES
NOS BALANÇOS: DA EXTREMIDADE EM DIREÇÃO AO APOIO.
- SUGESTÃO PARA O TEMPO DE PERMANÊNCIA DAS FORMAS:
FACES LATERAIS - 3 DIAS
FACES INFERIORES COM REESCORAMENTO - 14 DIAS
FACES INFERIORES SEM REESCORAMENTO - 28 DIAS
- LIMPAR E VEDAR ADEQUADAMENTE A FORMA. NÃO REALIZAR CONCRETAGEM SOBRE PÓ, PEDAÇOS DE MADEIRA OU CORPO ESTRANHO.
- AS ARMADURAS DEVERÃO ESTAR LIMPAS E ISENTAS DE QUALQUER SUBSTÂNCIA QUE PREJUDIQUE A ADERÊNCIA AO CONCRETO.
- EM CASO DE APARECIMENTO DE FALHAS APÓS A CONCRETAGEM, AS MESMAS DEVEM SER CORRIGIDAS COM ARGAMASSAS INDUSTRIALIZADAS ADEQUADAS PARA ESTE FIM E NÃO COM ARGAMASSA COMUM.
- JUNTAS DE CONCRETAGEM:
SEMPRE QUE POSSÍVEL EXECUTAR COINCIDINDO COM AS JUNTAS ESTRUTURAIS;
EM VIGAS: EXECUTÁ-LAS AFASTADAS DOS APOIOS E NO PLANO HORIZONTAL;
EM PILARES: EXECUTÁ-LAS NO PLANO HORIZONTAL;
EM LAJES: EXECUTÁ-LAS PARALELAS À ARMADURA PRINCIPAL;
NA RETOMADA DA CONCRETAGEM A JUNTA DEVE APRESENTAR SUPERFÍCIE RUGOSA, ISENTA DE PÓ E OUTROS MATERIAIS ESTRANHOS;
REMOVER A NATA DE PASTA DE CIMENTO NA SUPERFÍCIE, QUE DEVE ESTAR SATURADA COM SUPERFÍCIE SECA.

CARACTERÍSTICAS DO CONCRETO

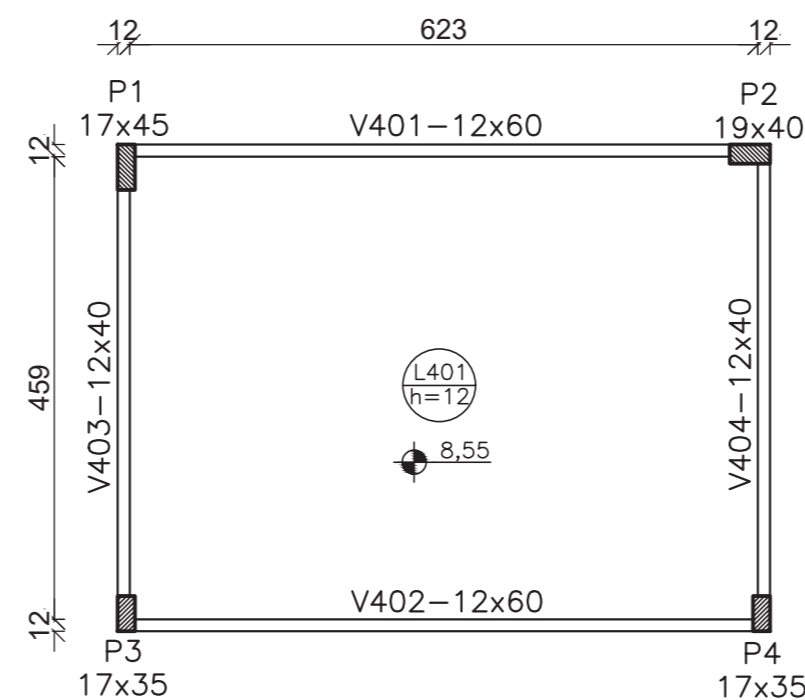
F_{ck} = 25 MPa
E_{cs} = 24,15 GPa
DIMENSÃO MÁXIMA DO AGREGADO: 19 mm
RELAÇÃO ÁGUA/CIMENTO ≤ 0,60

PROJETO ESTRUTURAL

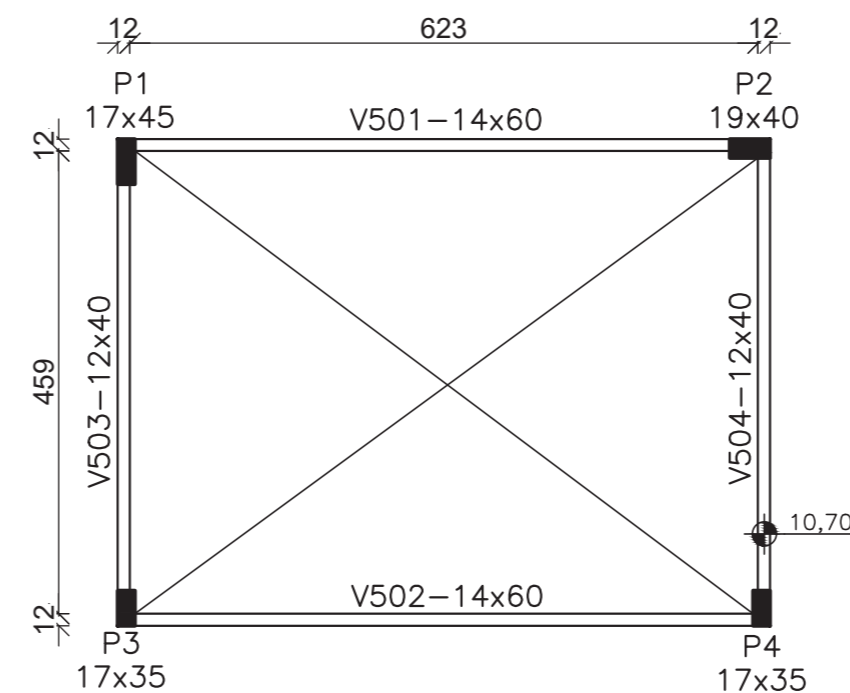
OBRA	EDIFICAÇÃO RESIDENCIAL UNIFAMILIAR EM ALVENARIA	
CONTEÚDO	FORMAS DO PAVIMENTO SUPERIOR	
LOCAL DA OBRA	JORDÃO - GOVERNADOR CELSO RAMOS - SC Rua Pedro Henrique da Silva, 565	
RESPONSÁVEL TÉCNICO	ÁREA TOTAL	627,07 m ²
CAIO HENRIQUE DA SILVA Matrícula: 15200380	DATA	Abril de 2021
PROPRIETÁRIO	ESCALA INDICADA	PRANCHA
CAIO HENRIQUE DA SILVA CPF: 089.469.969-51	DESENHO CAIO	02/03



FORMA DO PAVIMENTO COBERTURA
ESC. 1:75

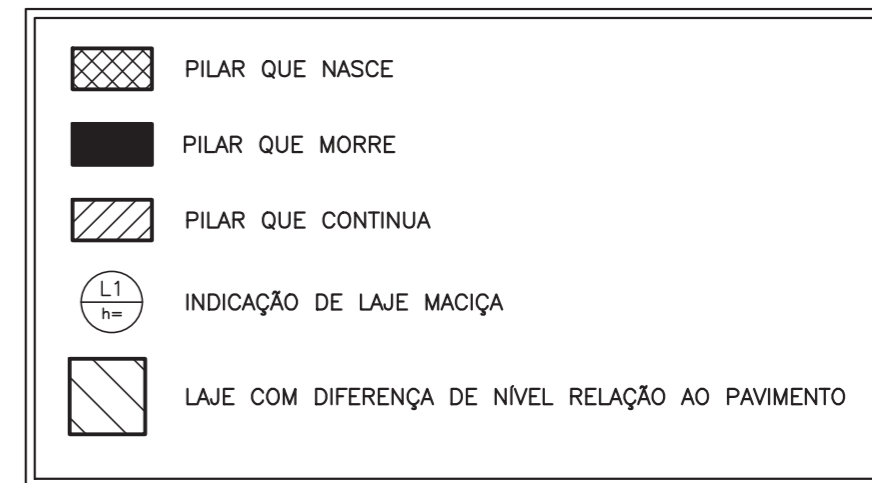


FORMA DA TORRE DE CAIXA D'ÁGUA
ESC. 1:75



FORMA DA COBERTURA DA TORRE DE CAIXA D'ÁGUA
ESC. 1:75

LEGENDA



NOTAS:

- DIMENSÕES EM CENTÍMETRO.
- A EXECUÇÃO DA ESTRUTURA DEVERÁ OBEDECER AS PRESCRIÇÕES DAS NORMAS NBR-6118, NBR-6120, NBR-6123 E NBR-14931.
- TODAS AS MEDIDAS, ESPECIFICAÇÕES E INTERFERÊNCIAS DEVERÃO SER VERIFICADAS NA OBRA E COTEJADAS COM O PROJETO ARQUITETÔNICO E COM OS PROJETOS COMPLEMENTARES ANTES DA EXECUÇÃO.
- A DOSAGEM DO CONCRETO DEVERÁ TER COMO BASE A RESISTÊNCIA CARACTERÍSTICA "fck", RELAÇÃO ÁGUA CIMENTO E DIMENSÃO MÁXIMA DOS AGREGADOS DESTA PROJETO.
- COBRIMENTO = 3 cm PARA PILARES E VIGAS, 2,5 CM PARA LAJES E 4,5 PARA ELEMENTOS EM CONTATO COM O SOLO. UTILIZAR DISPOSITIVOS DISTANCIADORES E ESPAÇADORES QUE GARANTAM O POSICIONAMENTO ADEQUADO DA ARMADURA.
- CLASSE DE AGRESSIVIDADE AMBIENTAL : II (MODERADO).
- REALIZAR CONTROLE TECNOLÓGICO DO CONCRETO.
- CONTROLE DE EXECUÇÃO DA OBRA: RIGOROSO.
- A FALTA DE UM DETALHE OU ESPECIFICAÇÃO NÃO PERMITE AO CONSTRUTOR TOMAR DECISÕES SEM CONSULTAR O RESPONSÁVEL TÉCNICO.
- QUALQUER ALTERAÇÃO NECESSÁRIA NO PROJETO DEVERÁ SER COMUNICADA AOS PROJETISTAS.
- CONFERIR AS MEDIDAS DE LOCAÇÃO DOS PILARES, FORMAS E ARMADURAS ANTES DA CONCRETAGEM.
- NOS PRIMEIROS 7 DIAS A PARTIR DO LANÇAMENTO DEVERÁ SER FEITA CURA DO CONCRETO, MANTENDO A SUA SUPERFÍCIE UMEDECIDA OU PROTEGENDO-A COM PELÍCULA IMPERMEÁVEL.
- AS FORMAS E ESCORAMENTOS DEVERÃO SER PROJETADOS DE MODO A NÃO SOFREREM DEFORMAÇÕES EXCESSIVAS DEVIDAS AO SEU PESO, AO PESO DO CONCRETO LANÇADO E AS CARGAS ACIDENTAIS QUE POSSAM ATUAR DURANTE A EXECUÇÃO DA OBRA.
- SUGESTÃO PARA O TEMPO DE PERMANÊNCIA DAS ESCORAS:
ATÉ 7 DIAS - 100%
DE 7 ATÉ 14 DIAS - 75%
DE 14 ATÉ 21 DIAS - 50%
DE 21 ATÉ 28 DIAS - 25%
APÓS 28 DIAS - RETIRADA TOTAL DO ESCORAMENTO
- SENTIDO DE RETIRADA DAS ESCORAS:
ENTRE APOIOS: DO MEIO DO VÃO EM DIREÇÃO ÀS EXTREMIDADES
NOS BALANÇOS: DA EXTREMIDADE EM DIREÇÃO AO APOIO.
- SUGESTÃO PARA O TEMPO DE PERMANÊNCIA DAS FORMAS:
FACES LATERAIS - 3 DIAS
FACES INFERIORES COM REESCORAMENTO - 14 DIAS
FACES INFERIORES SEM REESCORAMENTO - 28 DIAS
- LIMPAR E VEDAR ADEQUADAMENTE A FORMA. NÃO REALIZAR CONCRETAGEM SOBRE PÓ, PEDAÇOS DE MADEIRA OU CORPO ESTRANHO.
- AS ARMADURAS DEVERÃO ESTAR LIMPAS E ISENTAS DE QUALQUER SUBSTÂNCIA QUE PREJUDIQUE A ADERÊNCIA AO CONCRETO.
- EM CASO DE APARECIMENTO DE FALHAS APÓS A CONCRETAGEM, AS MESMAS DEVEM SER CORRIGIDAS COM ARGAMASSAS INDUSTRIALIZADAS ADEQUADAS PARA ESTE FIM E NÃO COM ARGAMASSA COMUM.
- JUNTAS DE CONCRETAGEM:
SEMPRE QUE POSSÍVEL EXECUTAR COINCIDINDO COM AS JUNTAS ESTRUTURAIS;
EM VIGAS: EXECUTÁ-LAS AFASTADAS DOS APOIOS E NO PLANO HORIZONTAL;
EM PILARES: EXECUTÁ-LAS NO PLANO HORIZONTAL;
EM LAJES: EXECUTÁ-LAS PARALELAS À ARMADURA PRINCIPAL;
NA RETOMADA DA CONCRETAGEM A JUNTA DEVE APRESENTAR SUPERFÍCIE RUGOSA, ISENTA DE PÓ E OUTROS MATERIAIS ESTRANHOS;
REMOVER A NATA DE PASTA DE CIMENTO NA SUPERFÍCIE, QUE DEVE ESTAR SATURADA COM SUPERFÍCIE SECA.

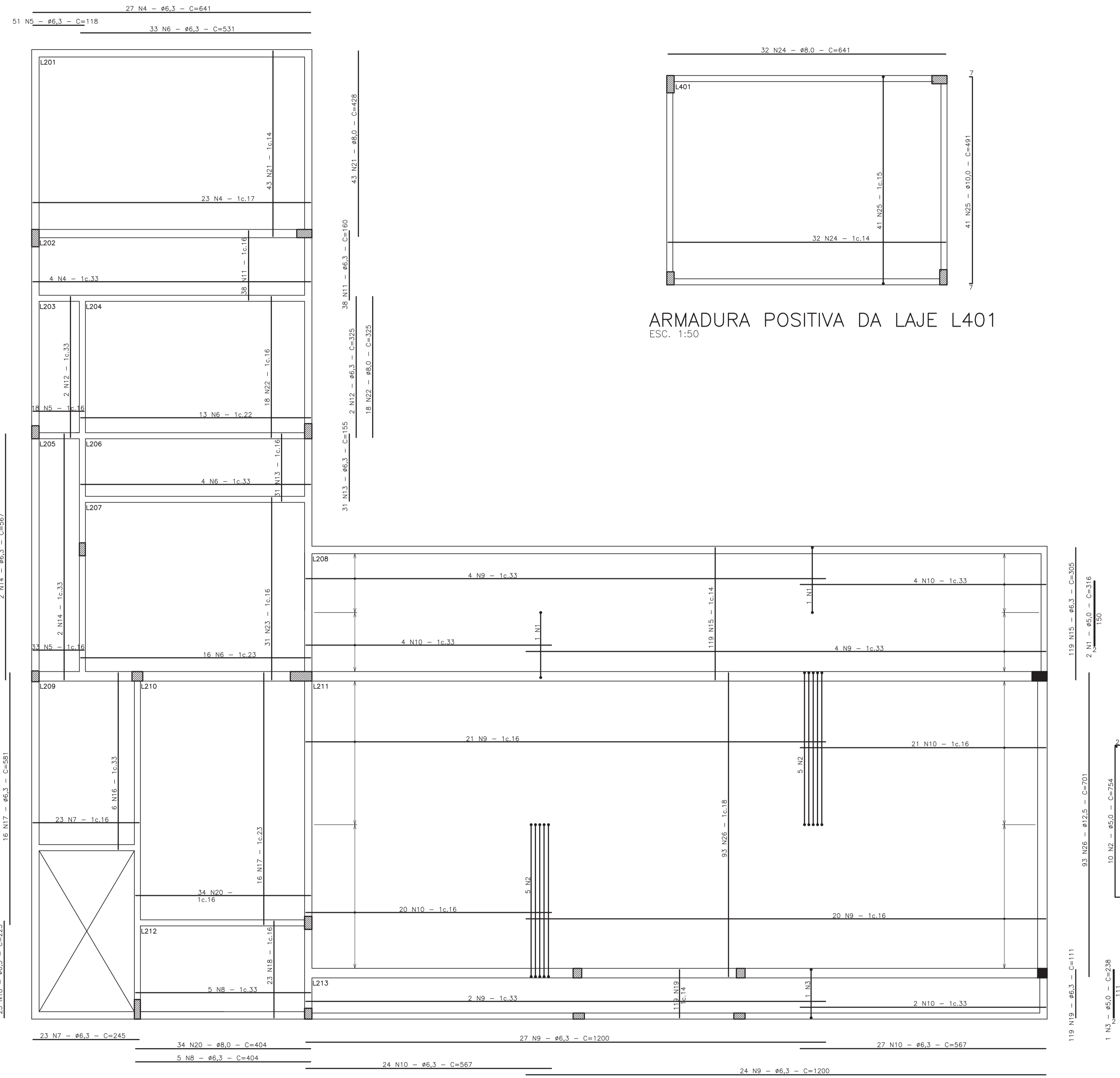
CARACTERÍSTICAS DO CONCRETO

Fck = 25 MPa
Ecs = 24,15 GPa
DIMENSÃO MÁXIMA DO AGREGADO: 19 mm
RELAÇÃO ÁGUA/CIMENTO ≤ 0,60

PROJETO ESTRUTURAL

OBRA	EDIFICAÇÃO RESIDENCIAL UNIFAMILIAR EM ALVENARIA	
CONTEÚDO	FORMAS DO PAVIMENTO COBERTURA, TORRE DE CAIXA D'ÁGUA E COBERTURA DA TORRE DE CAIXA D'ÁGUA	
LOCAL DA OBRA	JORDÃO - GOVERNADOR CELSO RAMOS - SC Rua Pedro Henrique da Silva, 565	
RESPONSÁVEL TÉCNICO	ÁREA TOTAL	627,07 m ²
CAIO HENRIQUE DA SILVA Matrícula: 15200380	DATA	Abril de 2021
PROPRIETÁRIO	ESCALA INDICADA	PRANCHA
CAIO HENRIQUE DA SILVA CPF: 089.469.969-51	DESENHO CAIO	03/03

APÊNDICE C – Armação das Lajes Maciças



ARMADURA POSITIVA DA LAJE L401
ESC. 1:50

Lista de Aço						
Aço	ø (mm)	N	Quantidade	Comprimento		
				Unitário (m)	Total (m)	
CA-60	5,0	1	2	3,16	6,32	
		2	10	7,54	75,4	
		3	1	2,38	2,38	
		4	27	6,41	173,07	
		5	51	1,18	60,18	
		6	33	5,31	175,23	
		7	23	2,45	56,35	
		8	5	4,04	20,2	
		9	51	1,20	61,2	
		10	51	5,67	289,17	
CA-50	6,3	11	38	1,60	60,8	
		12	2	3,25	6,5	
		13	31	1,55	48,05	
		14	2	5,67	11,34	
		15	119	3,05	362,95	
		16	6	4,08	24,48	
		17	16	5,81	92,96	
		18	23	2,23	51,29	
		19	119	1,11	132,09	
		20	34	4,04	137,36	
CA-50	8,0	21	43	4,28	184,04	
		22	18	3,25	58,5	
		23	31	4,20	130,2	
		24	32	6,41	205,12	
		10,0	25	41	4,91	201,31
		12,5	26	93	7,01	651,93

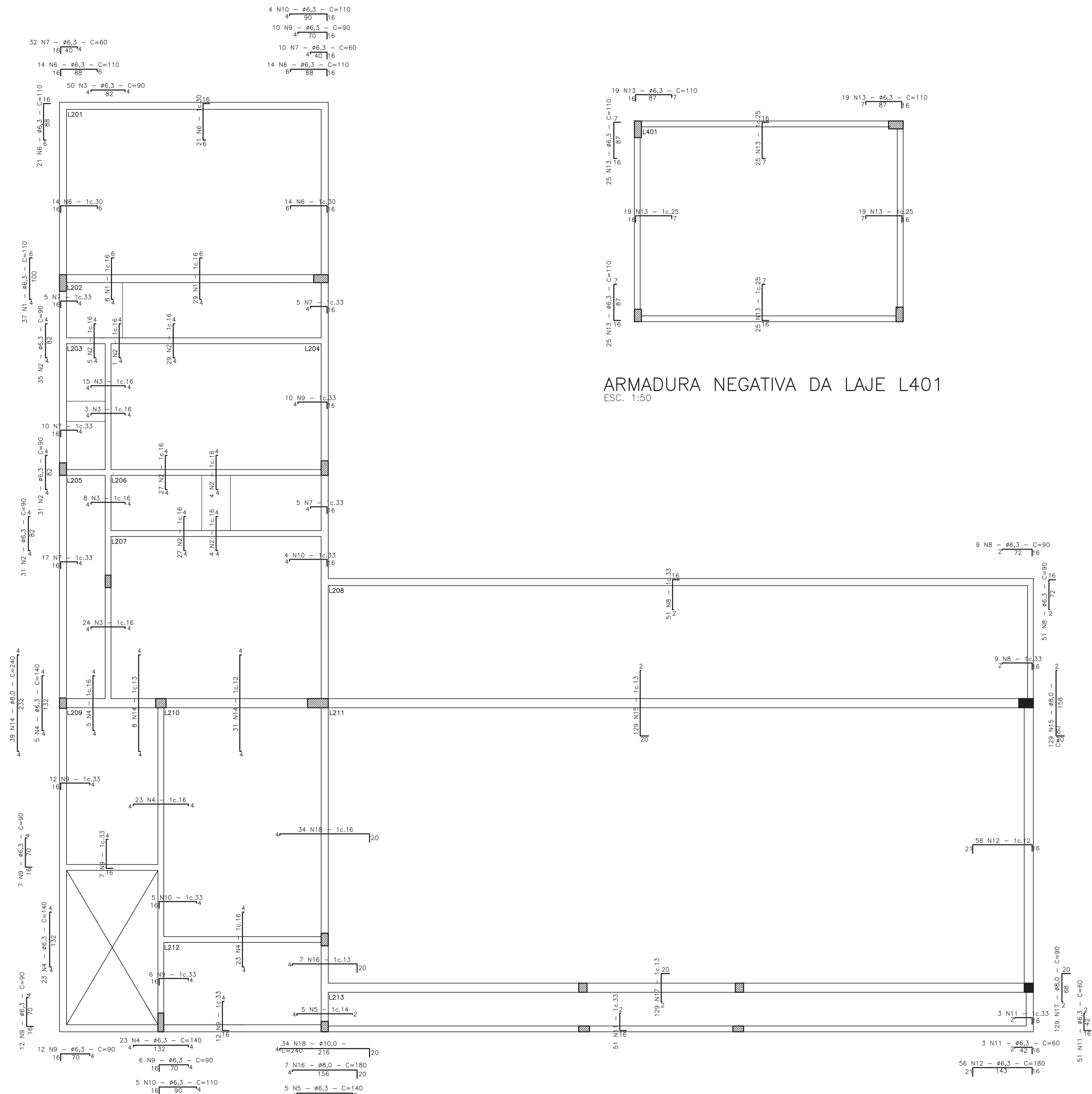
Quadro Resumo				
Aço	ø (mm)	Comprimento Total (m)	Massa (kg/m)	Massa Total
				(kg)
CA-60	5	84,1	0,154	14,25
	6,3	1625,86	0,245	438,17
	8	715,22	0,395	310,76
	10	201,31	0,617	136,63
CA-50	6,3	651,93	0,963	690,59
	12,5	651,93	0,963	690,59
Total (kg)				1590,40

- NOTAS:
- DIMENSÕES EM CENTÍMETRO.
 - A EXECUÇÃO DA ESTRUTURA DEVERÁ OBEDECER AS PRESCRIÇÕES DAS NORMAS NBR-6118, NBR-6120, NBR-6123 E NBR-14931.
 - TODAS AS MEDIDAS, ESPECIFICAÇÕES E INTERFERÊNCIAS DEVERÃO SER VERIFICADAS NA OBRA E COTEJADAS COM O PROJETO ARQUITETÔNICO E COM OS PROJETOS COMPLEMENTARES ANTES DA EXECUÇÃO.
 - A DOSAGEM DO CONCRETO DEVERÁ TER COMO BASE A RESISTÊNCIA CARACTERÍSTICA "fck", RELAÇÃO ÁGUA CIMENTO E DIMENSÃO MÁXIMA DOS AGREGADOS DESTA PROJETO.
 - COBRIMENTO = 3 cm PARA PILARES E VIGAS, 2,5 CM PARA LAJES E 4,5 PARA ELEMENTOS EM CONTATO COM O SOLO. UTILIZAR DISPOSITIVOS DISTANCIADORES E ESPAÇADORES QUE GARANTAM O POSICIONAMENTO ADEQUADO DA ARMADURA.
 - CLASSE DE AGRESSIVIDADE AMBIENTAL : II (MODERADO).
 - REALIZAR CONTROLE TECNOLÓGICO DO CONCRETO.
 - CONTROLE DE EXECUÇÃO DA OBRA: RIGOROSO.
 - A FALTA DE UM DETALHE OU ESPECIFICAÇÃO NÃO PERMITE AO CONSTRUTOR TOMAR DECISÕES SEM CONSULTAR O RESPONSÁVEL TÉCNICO.
 - QUALQUER ALTERAÇÃO NECESSÁRIA NO PROJETO DEVERÁ SER COMUNICADA AOS PROJETISTAS.
 - CONFERIR AS MEDIDAS DE LOCAÇÃO DOS PILARES, FORMAS E ARMADURAS ANTES DA CONCRETAGEM.
 - NOS PRIMEIROS 7 DIAS A PARTIR DO LANÇAMENTO DEVERÁ SER FEITA CURA DO CONCRETO, MANTENDO A SUA SUPERFÍCIE UMEDECIDA OU PROTEGIDA COM PELÍCULA IMPERMEÁVEL.
 - AS FORMAS E ESCORAMENTOS DEVERÃO SER PROJETADOS DE MODO A NÃO SOFREREM DEFORMAÇÕES EXCESSIVAS DEVIDAS AO SEU PESO, AO PESO DO CONCRETO LANÇADO E AS CARGAS ACIDENTAIS QUE POSSAM ATUAR DURANTE A EXECUÇÃO DA OBRA.
 - SUGESTÃO PARA O TEMPO DE PERMANÊNCIA DAS ESCORAS:
 - ATÉ 7 DIAS - 100%
 - DE 7 ATÉ 14 DIAS - 75%
 - DE 14 ATÉ 21 DIAS - 50%
 - DE 21 ATÉ 28 DIAS - 25%
 - APÓS 28 DIAS - RETIRADA TOTAL DO ESCORAMENTO
 - SENTIDO DE RETIRADA DAS ESCORAS: ENTRE APOIOS: DO MEIO DO VÃO EM DIREÇÃO AS EXTREMIDADES NOS BALANÇOS: DA EXTREMIDADE EM DIREÇÃO AO APOIO.
 - SUGESTÃO PARA O TEMPO DE PERMANÊNCIA DAS FORMAS:
 - FACES LATERAIS - 3 DIAS
 - FACES INFERIORES COM REESCORAMENTO - 14 DIAS
 - FACES INFERIORES SEM REESCORAMENTO - 28 DIAS
 - LIMPAR E VEDAR ADEQUADAMENTE A FORMA. NÃO REALIZAR CONCRETAGEM SOBRE PÓ, PEDAÇOS DE MADEIRA OU CORPO ESTRANHO.
 - AS ARMADURAS DEVERÃO ESTAR LIMPAS E ISENTAS DE QUALQUER SUBSTÂNCIA QUE PREJUIQUE A ADERÊNCIA AO CONCRETO.
 - EM CASO DE APARECIMENTO DE FALHAS APÓS A CONCRETAGEM, AS MESMAS DEVEM SER CORRIGIDAS COM ARGAMASSAS INDUSTRIALIZADAS ADEQUADAS PARA ESTE FIM E NÃO COM ARGAMASSA COMUM.
 - JUNTAS DE CONCRETAGEM: SEMPRE QUE POSSÍVEL EXECUTAR COINCIDINDO COM AS JUNTAS ESTRUTURAIS; EM VIGAS: EXECUTÁ-LAS AFASTADAS DOS APOIOS E NO PLANO HORIZONTAL; EM PILARES: EXECUTÁ-LAS NO PLANO HORIZONTAL; EM LAJES: EXECUTÁ-LAS PARALELAS À ARMADURA PRINCIPAL; NA RETOMADA DA CONCRETAGEM A JUNTA DEVE APRESENTAR SUPERFÍCIE RUGOSA, ISENTA DE PÓ E OUTROS MATERIAIS ESTRANHOS; REMOVER A NATA DE CIMENTO NA SUPERFÍCIE, QUE DEVE ESTAR SATURADA COM SUPERFÍCIE SECA.

CARACTERÍSTICAS DO CONCRETO	
Fck = 25 MPa	
Ecs = 24,15 GPa	
DIMENSÃO MÁXIMA DO AGREGADO: 19 mm	
RELAÇÃO ÁGUA/CIMENTO ≤ 0,60	

ARMADURA POSITIVA DAS LAJES DO PAVIMENTO SUPERIOR
ESC. 1:50

PROJETO ESTRUTURAL	OBRA	EDIFICAÇÃO RESIDENCIAL UNIFAMILIAR EM ALVENARIA		
	CONTEÚDO	ARMADURA POSITIVA DAS LAJES MACIÇAS DO PAVIMENTO SUPERIOR E TORRE DE CAIXA D'ÁGUA		
	LOCAL DA OBRA	JORDÃO - GOVERNADOR CELSO RAMOS - 5C Rua Pedro Henrique do Silva, 565		
	RESPONSÁVEL TÉCNICO	CAIO HENRIQUE DA SILVA <small>Matrícula: 5000390</small>	ÁREA TOTAL	627,07 m²
	PROPRIETÁRIO	CAIO HENRIQUE DA SILVA <small>CPF: 099.469.969-91</small>	DATA	Abril de 2021
			ESCALA INDICADA	PRANCHA
		DESENHO CAIO	01/02	



ARMADURA NEGATIVA DA LAJE L401
ESC. 1:50

ARMADURA NEGATIVA DAS LAJES DO PAVIMENTO SUPERIOR
ESC. 1:50

Lista de Aço					
Aço	ø (mm)	N	Quantidade	Comprimento	
				Unitário (m)	Total (m)
CA-50	6,3	1	37	1,10	40,7
		2	97	0,90	87,3
		3	50	0,90	45
		4	51	1,40	71,4
		5	5	1,40	7
		6	49	1,10	53,9
		7	42	0,60	25,2
		8	60	0,90	54
		9	47	0,90	42,3
		10	9	1,10	9,9
		11	54	0,60	32,4
		12	56	1,80	100,8
		13	88	1,10	96,8
8,0	8,0	14	39	2,40	93,6
		15	129	1,80	232,2
		16	7	1,80	12,6
		17	129	0,90	116,1
		18	34	2,40	81,6

Quadro Resumo				
Aço	ø (mm)	Comprimento Total (m)	Massa (kg/m)	Massa Total + 10% (kg)
CA-50	6,3	666,7	0,245	179,68
	8	454,5	0,395	197,48
	10	81,6	0,617	55,38
Total (kg)				432,54

NOTAS:

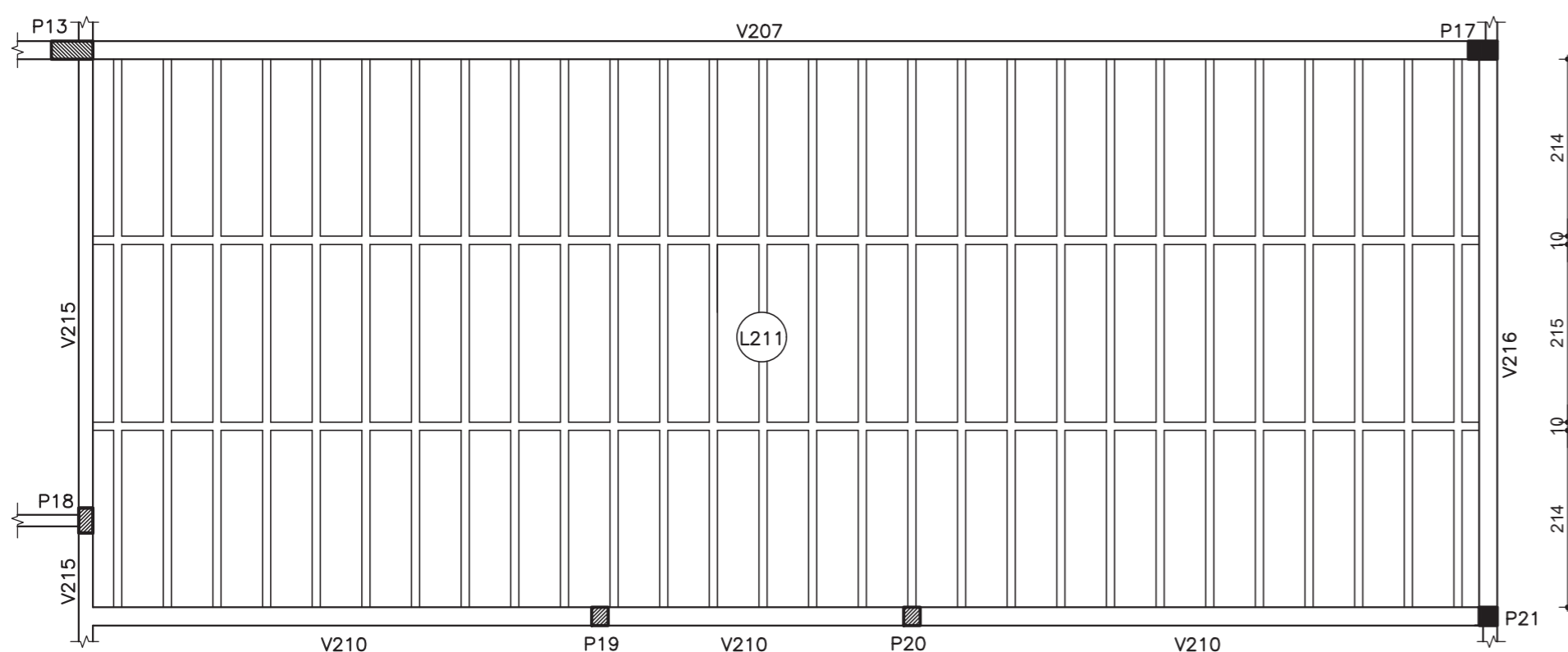
- DIMENSÕES EM CENTÍMETRO.
- A EXECUÇÃO DA ESTRUTURA DEVERÁ OBEDECER AS PRESCRIÇÕES DAS NORMAS NBR-6118, NBR-6120, NBR-6123 E NBR-14931.
- TODAS AS MEDIDAS, ESPECIFICAÇÕES E INTERFERÊNCIAS DEVERÃO SER VERIFICADAS NA OBRA E COTEJADAS COM O PROJETO ARQUITETÔNICO E COM OS PROJETOS COMPLEMENTARES ANTES DA EXECUÇÃO.
- A DOSAGEM DO CONCRETO DEVERÁ TER COMO BASE A RESISTÊNCIA CARACTERÍSTICA "fck", RELAÇÃO ÁGUA CIMENTO E DIMENSÃO MÁXIMA DOS AGREGADOS DESTA PROJETO.
- COBRIMENTO = 3 cm PARA PILARES E VIGAS, 2,5 CM PARA LAJES E 4,5 PARA ELEMENTOS EM CONTATO COM O SOLO. UTILIZAR DISPOSITIVOS DISTANCIADORES E ESPAÇADORES QUE GARANTAM O POSICIONAMENTO ADEQUADO DA ARMADURA.
- CLASSE DE AGRESSIVIDADE AMBIENTAL : II (MODERADO).
- REALIZAR CONTROLE TECNOLÓGICO DO CONCRETO.
- CONTROLE DE EXECUÇÃO DA OBRA: RIGOROSO.
- A FALTA DE UM DETALHE OU ESPECIFICAÇÃO NÃO PERMITE AO CONSTRUTOR TOMAR DECISÕES SEM CONSULTAR O RESPONSÁVEL TÉCNICO.
- QUALQUER ALTERAÇÃO NECESSÁRIA NO PROJETO DEVERÁ SER COMUNICADA AOS PROJETISTAS.
- CONFERIR AS MEDIDAS DE LOCAÇÃO DOS PILARES, FORMAS E ARMADURAS ANTES DA CONCRETAGEM.
- NOS PRIMEIROS 7 DIAS A PARTIR DO LANÇAMENTO DEVERÁ SER FEITA CURA DO CONCRETO, MANTENDO A SUA SUPERFÍCIE UMEDECIDA OU PROTEGENDO-A COM PELÍCULA IMPERMEÁVEL.
- AS FORMAS E ESCORAMENTOS DEVERÃO SER PROJETADOS DE MODO A NÃO SOFREREM DEFORMAÇÕES EXCESSIVAS DEVIDAS AO SEU PESO, AO PESO DO CONCRETO LANÇADO E AS CARGAS ACIDENTAIS QUE POSSAM ATUAR DURANTE A EXECUÇÃO DA OBRA.
- SUGESTÃO PARA O TEMPO DE PERMANÊNCIA DAS ESCORAS:
ATÉ 7 DIAS - 100%
DE 7 ATÉ 14 DIAS - 75%
DE 14 ATÉ 21 DIAS - 50%
DE 21 ATÉ 28 DIAS - 25%
APÓS 28 DIAS - RETIRADA TOTAL DO ESCORAMENTO
- SENTIDO DE RETIRADA DAS ESCORAS:
ENTRE APOIOS: DO MEIO DO VÃO EM DIREÇÃO ÀS EXTREMIDADES
NOS BALANÇOS: DA EXTREMIDADE EM DIREÇÃO AO APOIO.
- SUGESTÃO PARA O TEMPO DE PERMANÊNCIA DAS FORMAS:
FACES LATERAIS - 3 DIAS
FACES INFERIORES COM REESCORAMENTO - 14 DIAS
FACES INFERIORES SEM REESCORAMENTO - 28 DIAS
- LIMPAR E VEDAR ADEQUADAMENTE A FORMA. NÃO REALIZAR CONCRETAGEM SOBRE PÓ, PEDAÇOS DE MADEIRA OU CORPO ESTRANHO.
- AS ARMADURAS DEVERÃO ESTAR LIMPAS E ISENTAS DE QUALQUER SUBSTÂNCIA QUE PREJUDIQUE A ADERÊNCIA AO CONCRETO.
- EM CASO DE APARECIMENTO DE FALHAS APÓS A CONCRETAGEM, AS MESMAS DEVEM SER CORRIGIDAS COM ARGAMASSAS INDUSTRIALIZADAS ADEQUADAS PARA ESTE FIM E NÃO COM ARGAMASSA COMUM.
- JUNTAS DE CONCRETAGEM:
SEMPRE QUE POSSÍVEL EXECUTAR COINCIDINDO COM AS JUNTAS ESTRUTURAIS;
EM VIGAS: EXECUTÁ-LAS AFASTADAS DOS APOIOS E NO PLANO HORIZONTAL;
EM PILARES: EXECUTÁ-LAS NO PLANO HORIZONTAL;
EM LAJES: EXECUTÁ-LAS PARALELAS À ARMADURA PRINCIPAL;
NA RETOMADA DA CONCRETAGEM A JUNTA DEVE APRESENTAR SUPERFÍCIE RUGOSA, ISENTA DE PÓ E OUTROS MATERIAIS ESTRANHOS;
REMOVER A NATA DE PASTA DE CIMENTO NA SUPERFÍCIE, QUE DEVE ESTAR SATURADA COM SUPERFÍCIE SECA.

CARACTERÍSTICAS DO CONCRETO

F_{ck} = 25 MPa
E_{cs} = 24,15 GPa
DIMENSÃO MÁXIMA DO AGREGADO: 19 mm
RELAÇÃO ÁGUA/CIMENTO ≤ 0,60

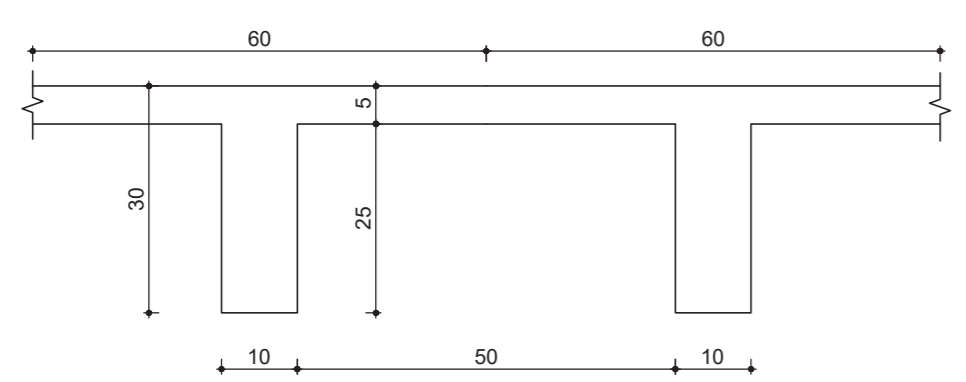
PROJETO ESTRUTURAL	OBRA	EDIFICAÇÃO RESIDENCIAL UNIFAMILIAR EM ALVENARIA		
	CONTEÚDO	ARMADURA NEGATIVA DAS LAJES MACIÇAS DO PAVIMENTO SUPERIOR E TORRE DE CAIXA D'ÁGUA		
	LOCAL DA OBRA	JORDÃO - GOVERNADOR CELSO RAMOS - 5C Rua Pedro Henrique do Silva, 565		
	RESPONSÁVEL TÉCNICO	CAIO HENRIQUE DA SILVA MÉTRICO 5000390	ÁREA TOTAL	627,07 m ²
	PROPRIETÁRIO	CAIO HENRIQUE DA SILVA CPF. 099.469.909-91	DATA	Abril de 2021
			ESCALA INDICADA	PRANCHA
		DESENHO	02/02	

APÊNDICE D – Forma e Armação da Laje Nervurada



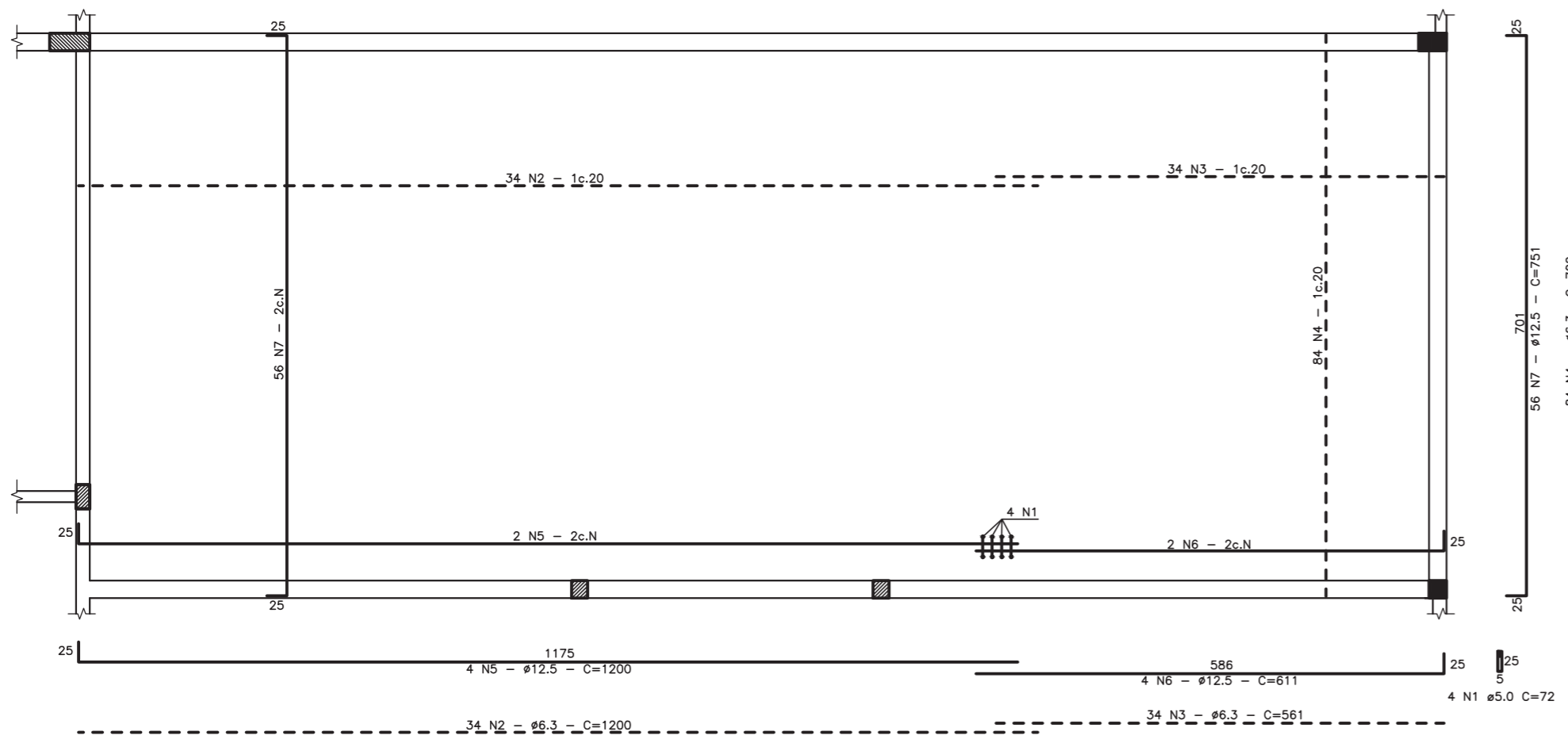
FORMAS LAJE L211 (NERVURADA)

ESC. 1:75



DETALHE NERVURAS

ESC. 1:10



ARMAÇÃO DA LAJE L211 (NERVURADA)

ESC. 1:50

Lista de Aço					
Aço	ø (mm)	N	Quantidade	Comprimento	
				Unitário (m)	Total (m)
CA-60	5,0	1	4	0,72	2,88
			34	12,00	408
CA-50	6,3	3	34	5,61	190,74
			84	7,02	589,68
			4	12,00	48
			5	4	12,00
	12,5	6	4	6,11	24,44
		7	56	7,51	420,56

Quadro Resumo				
Aço	ø (mm)	Comprimento Total (m)	Massa (kg/m)	Massa Total +10% (kg)
CA-60	5	2,88	0,154	0,49
CA-50	6,3	1188,42	0,245	320,28
	12,5	493	0,963	522,23
Total (kg)				843,00

NOTAS:

- DIMENSÕES EM CENTÍMETRO.
- A EXECUÇÃO DA ESTRUTURA DEVERÁ OBEDECER AS PRESCRIÇÕES DAS NORMAS NBR-6118, NBR-6120, NBR-6123 E NBR-14931.
- TODAS AS MEDIDAS, ESPECIFICAÇÕES E INTERFERÊNCIAS DEVERÃO SER VERIFICADAS NA OBRA E COTEJADAS COM O PROJETO ARQUITETÔNICO E COM OS PROJETOS COMPLEMENTARES ANTES DA EXECUÇÃO.
- A DOSAGEM DO CONCRETO DEVERÁ TER COMO BASE A RESISTÊNCIA CARACTERÍSTICA "fck", RELAÇÃO ÁGUA CIMENTO E DIMENSÃO MÁXIMA DOS AGREGADOS DESTA PROJETO.
- COBRIMENTO = 3 cm PARA PILARES E VIGAS, 2,5 CM PARA LAJES E 4,5 PARA ELEMENTOS EM CONTATO COM O SOLO. UTILIZAR DISPOSITIVOS DISTANCIADORES E ESPAÇADORES QUE GARANTAM O POSICIONAMENTO ADEQUADO DA ARMADURA.
- CLASSE DE AGRESSIVIDADE AMBIENTAL : II (MODERADO).
- REALIZAR CONTROLE TECNOLÓGICO DO CONCRETO.
- CONTROLE DE EXECUÇÃO DA OBRA: RIGOROSO.
- A FALTA DE UM DETALHE OU ESPECIFICAÇÃO NÃO PERMITE AO CONSTRUTOR TOMAR DECISÕES SEM CONSULTAR O RESPONSÁVEL TÉCNICO.
- QUALQUER ALTERAÇÃO NECESSÁRIA NO PROJETO DEVERÁ SER COMUNICADA AOS PROJETISTAS.
- CONFERIR AS MEDIDAS DE LOCAÇÃO DOS PILARES, FORMAS E ARMADURAS ANTES DA CONCRETAGEM.
- NOS PRIMEIROS 7 DIAS A PARTIR DO LANÇAMENTO DEVERÁ SER FEITA CURA DO CONCRETO, MANTENDO A SUA SUPERFÍCIE UMEDECIDA OU PROTEGENDO-A COM PELÍCULA IMPERMEÁVEL.
- AS FORMAS E ESCORAMENTOS DEVERÃO SER PROJETADOS DE MODO A NÃO SOFREREM DEFORMAÇÕES EXCESSIVAS DEVIDAS AO SEU PESO, AO PESO DO CONCRETO LANÇADO E AS CARGAS ACIDENTAIS QUE POSSAM ATUAR DURANTE A EXECUÇÃO DA OBRA.
- SUGESTÃO PARA O TEMPO DE PERMANÊNCIA DAS ESCORAS:
 ATÉ 7 DIAS - 100%
 DE 7 ATÉ 14 DIAS - 75%
 DE 14 ATÉ 21 DIAS - 50%
 DE 21 ATÉ 28 DIAS - 25%
 APÓS 28 DIAS - RETIRADA TOTAL DO ESCORAMENTO
- SENTIDO DE RETIRADA DAS ESCORAS:
 ENTRE APOIOS: DO MEIO DO VÃO EM DIREÇÃO ÀS EXTREMIDADES
 NOS BALANÇOS: DA EXTREMIDADE EM DIREÇÃO AO APOIO.
- SUGESTÃO PARA O TEMPO DE PERMANÊNCIA DAS FORMAS:
 FACES LATERAIS - 3 DIAS
 FACES INFERIORES COM REESCORAMENTO - 14 DIAS
 FACES INFERIORES SEM REESCORAMENTO - 28 DIAS
- LIMPAR E VEDAR ADEQUADAMENTE A FORMA. NÃO REALIZAR CONCRETAGEM SOBRE PÓ, PEDAÇOS DE MADEIRA OU CORPO ESTRANHO.
- AS ARMADURAS DEVERÃO ESTAR LIMPAS E ISENTAS DE QUALQUER SUBSTÂNCIA QUE PREJUDIQUE A ADERÊNCIA AO CONCRETO.
- EM CASO DE APARECIMENTO DE FALHAS APÓS A CONCRETAGEM, AS MESMAS DEVEM SER CORRIGIDAS COM ARGAMASSAS INDUSTRIALIZADAS ADEQUADAS PARA ESTE FIM E NÃO COM ARGAMASSA COMUM.
- JUNTAS DE CONCRETAGEM:
 SEMPRE QUE POSSÍVEL EXECUTAR COINCIDINDO COM AS JUNTAS ESTRUTURAIS;
 EM VIGAS: EXECUTÁ-LAS AFASTADAS DOS APOIOS E NO PLANO HORIZONTAL;
 EM PILARES: EXECUTÁ-LAS NO PLANO HORIZONTAL;
 EM LAJES: EXECUTÁ-LAS PARALELAS À ARMADURA PRINCIPAL;
 NA RETOMADA DA CONCRETAGEM A JUNTA DEVE APRESENTAR SUPERFÍCIE RUGOSA, ISENTA DE PÓ E OUTROS MATERIAIS ESTRANHOS;
 REMOVER A NATA DE PASTA DE CIMENTO NA SUPERFÍCIE, QUE DEVE ESTAR SATURADA COM SUPERFÍCIE SECA.

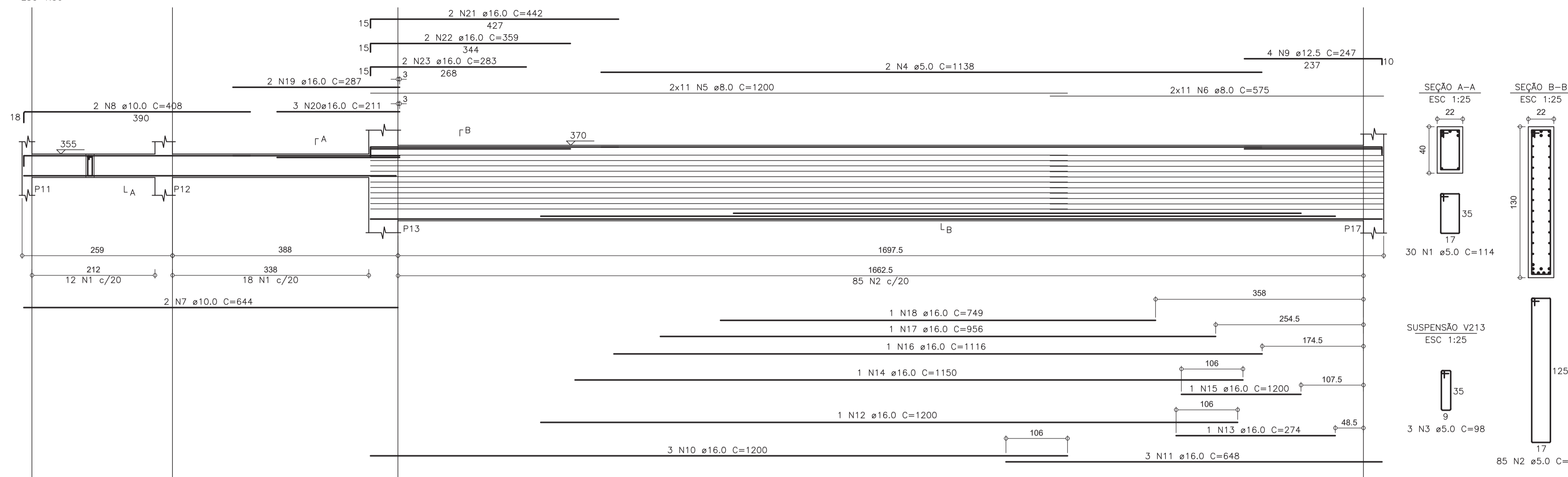
CARACTERÍSTICAS DO CONCRETO

Fck = 25 MPa
Ecs = 24,15 GPa
DIMENSÃO MÁXIMA DO AGREGADO: 19 mm
RELAÇÃO ÁGUA/CIMENTO ≤ 0,60

PROJETO ESTRUTURAL	OBRA	EDIFICAÇÃO RESIDENCIAL UNIFAMILIAR EM ALVENARIA	
	CONTEÚDO	FORMA E ARMAÇÃO DA LAJE L211 (NERVURADA)	
	LOCAL DA OBRA	JORDÃO - GOVERNADOR CELSO RAMOS - SC Rua Pedro Henrique da Silva, 565	
	RESPONSÁVEL TÉCNICO	ÁREA TOTAL	627,07 m ²
	CAIO HENRIQUE DA SILVA Matrícula: 15200380	DATA	Abril de 2021
	PROPRIETÁRIO	ESCALA INDICADA	PRANCHA
CAIO HENRIQUE DA SILVA CPF: 089.469.969-51	DESENHO CAIO	01/01	

APÊNDICE E – Armação da Viga V207 e dos Pilares P13 e P17

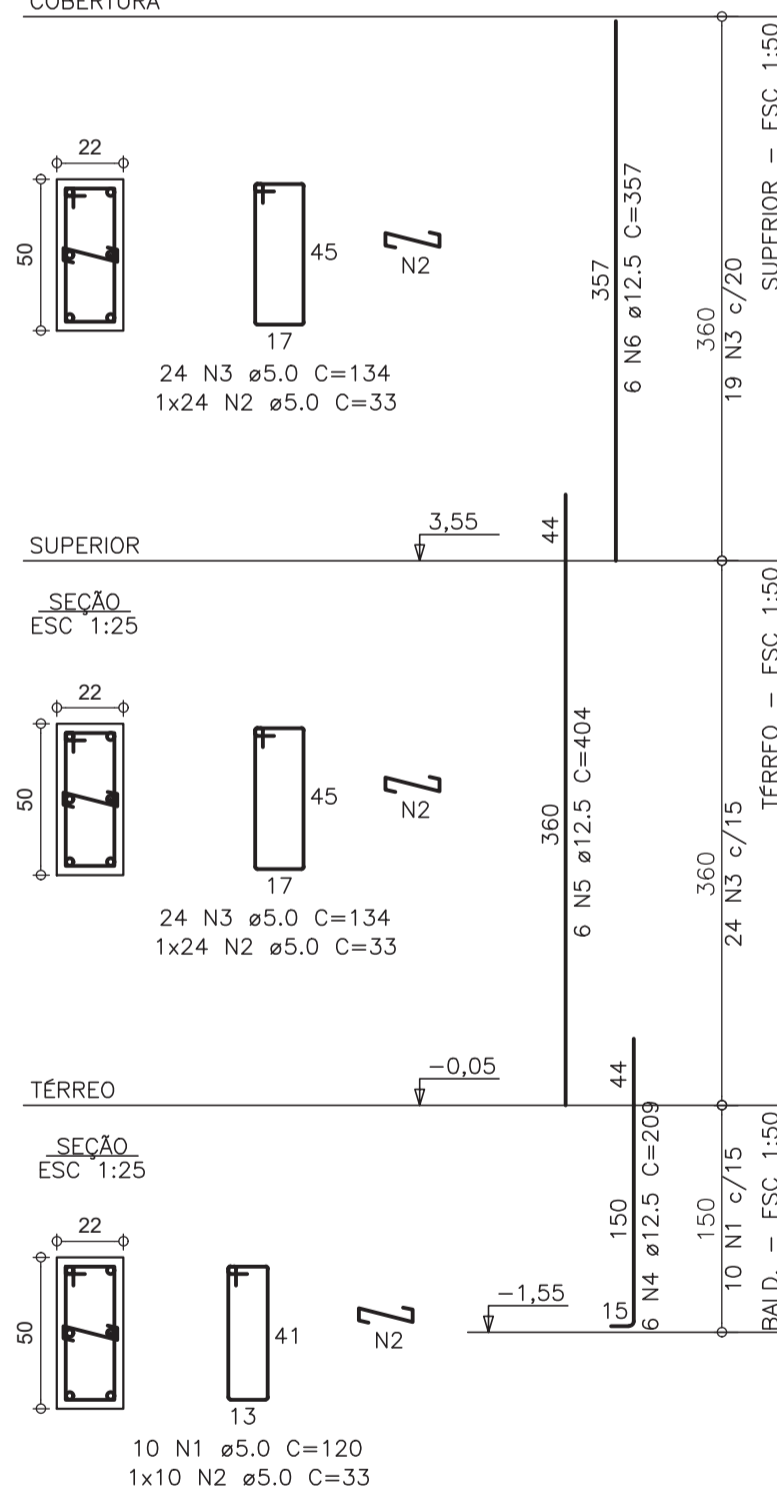
V207
ESC 1:50



Lista de Aço - Viga V207					
Aço	ø (mm)	N	Quantidade	Comprimento	
				Unitário (m)	Total (m)
CA-60	5,0	1	30	1,14	34,2
		2	85	2,94	249,9
		3	3	0,98	2,94
		4	2	11,38	22,76
CA-50	8,0	5	22	12,00	264
		6	22	5,75	126,5
		7	2	6,44	12,88
		8	2	4,08	8,16
		9	4	2,47	9,88
		10	3	12,00	36
		11	3	6,48	19,44
		12	1	12,00	12
		13	1	2,74	2,74
		14	1	11,50	11,5
CA-50	16,0	15	1	12,00	12
		16	1	11,16	11,16
		17	1	9,56	9,56
		18	1	7,49	7,49
		19	1	2,87	2,87
		20	1	2,11	2,11
		21	2	4,42	8,84
		22	2	3,59	7,18
		23	2	2,83	5,66

Quadro Resumo - Viga V207				
Aço	ø (mm)	Comprimento Total (m)	Massa (kg/m)	Massa Total +10% (kg)
CA-60	5,0	309,8	0,154	52,48
CA-50	8,0	390,5	0,395	169,67
	10,0	21,04	0,617	14,28
	12,5	9,88	0,963	10,47
	16,0	148,55	1,578	257,85
Total (kg)				504,75

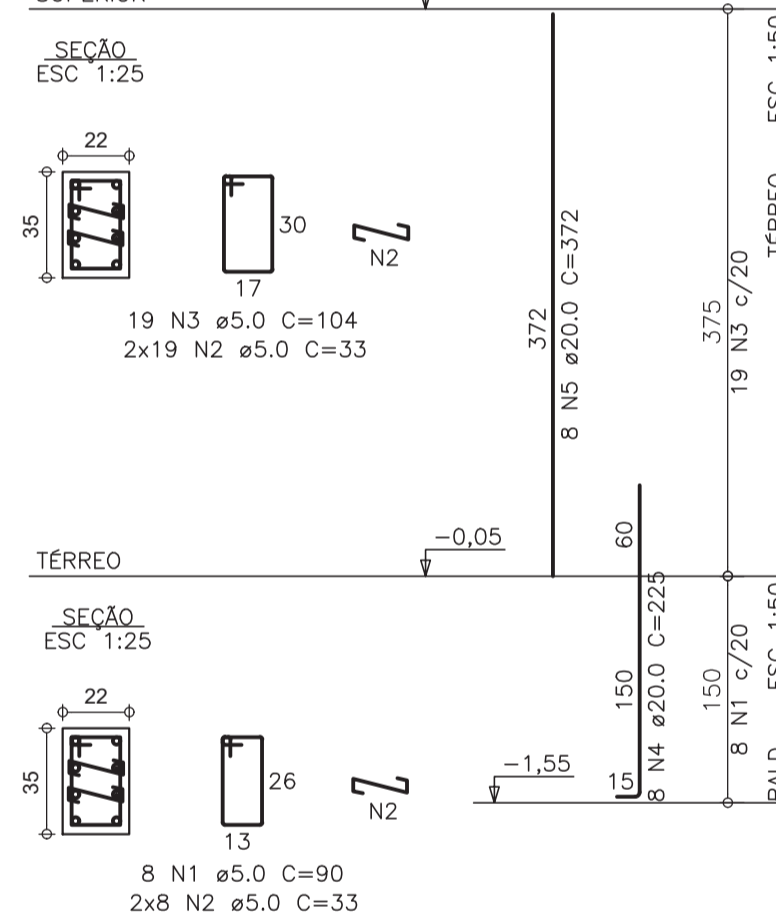
P13
COBERTURA



Lista de Aço - Pilar P13					
Aço	ø (mm)	N	Quantidade	Comprimento	
				Unitário (m)	Total (m)
CA-60	5,0	1	10	1,20	12
		2	58	0,33	19,14
		3	48	1,34	64,32
CA-50	12,5	4	6	2,09	12,54
		5	6	4,04	24,24
		6	6	3,57	21,42

Quadro Resumo - Pilar P13				
Aço	ø (mm)	Comprimento Total (m)	Massa (kg/m)	Massa Total +10% (kg)
CA-60	5,0	95,46	0,154	16,17
CA-50	12,5	58,2	0,963	61,65
Total (kg)				77,82

P17
SUPERIOR



Lista de Aço - Pilar P17					
Aço	ø (mm)	N	Quantidade	Comprimento	
				Unitário (m)	Total (m)
CA-60	5,0	1	8	0,90	7,2
		2	54	0,33	17,82
		3	19	1,04	19,76
CA-50	20	4	8	2,25	18
		5	8	3,72	29,76

Quadro Resumo - Pilar P17				
Aço	ø (mm)	Comprimento Total (m)	Massa (kg/m)	Massa Total +10% (kg)
CA-60	5,0	44,78	0,154	7,59
CA-50	20,0	47,76	2,466	129,55
Total (kg)				137,14

NOTAS:

- DIMENSÕES EM CENTÍMETRO.
- A EXECUÇÃO DA ESTRUTURA DEVERÁ OBEDECER AS PRESCRIÇÕES DAS NORMAS NBR-6118, NBR-6120, NBR-6123 E NBR-14931.
- TODAS AS MEDIDAS, ESPECIFICAÇÕES E INTERFERÊNCIAS DEVERÃO SER VERIFICADAS NA OBRA E COTEJADAS COM O PROJETO ARQUITETÔNICO E COM OS PROJETOS COMPLEMENTARES ANTES DA EXECUÇÃO.
- A DOSAGEM DO CONCRETO DEVERÁ TER COMO BASE A RESISTÊNCIA CARACTERÍSTICA "fck", RELAÇÃO ÁGUA CIMENTO E DIMENSÃO MÁXIMA DOS AGREGADOS DESTA OBRA.
- COBRIMENTO = 3 cm PARA PILARES E VIGAS, 2,5 CM PARA LAJES E 4,5 PARA ELEMENTOS EM CONTATO COM O SOLO. UTILIZAR DISPOSITIVOS DISTANCIADORES E ESPAÇADORES QUE GARANTAM O POSICIONAMENTO ADEQUADO DA ARMADURA.
- CLASSE DE AGRESSIVIDADE AMBIENTAL : II (MODERADO).
- REALIZAR CONTROLE TECNOLÓGICO DO CONCRETO.
- CONTROLE DE EXECUÇÃO DA OBRA: RIGOROSO.
- A FALTA DE UM DETALHE OU ESPECIFICAÇÃO NÃO PERMITE AO CONSTRUTOR TOMAR DECISÕES SEM CONSULTAR O RESPONSÁVEL TÉCNICO.
- QUALQUER ALTERAÇÃO NECESSÁRIA NO PROJETO DEVERÁ SER COMUNICADA AOS PROJETISTAS.
- CONFERIR AS MEDIDAS DE LOCAÇÃO DOS PILARES, FORMAS E ARMADURAS ANTES DA CONCRETAGEM.
- NOS PRIMEIROS 7 DIAS A PARTIR DO LANÇAMENTO DEVERÁ SER FEITA CURA DO CONCRETO, MANTENDO A SUA SUPERFÍCIE UMEDECIDA OU PROTEGENDO-A COM PELÍCULA IMPERMEÁVEL.
- AS FORMAS E ESCORAMENTOS DEVERÃO SER PROJETADOS DE MODO A NÃO SOFREREM DEFORMAÇÕES EXCESSIVAS DEVIDAS AO SEU PESO, AO PESO DO CONCRETO LANÇADO E AS CARGAS ACIDENTAIS QUE POSSAM ATUAR DURANTE A EXECUÇÃO DA OBRA.
- SUGESTÃO PARA O TEMPO DE PERMANÊNCIA DAS ESCORAS:
ATÉ 7 DIAS - 100%
DE 7 ATÉ 14 DIAS - 75%
DE 14 ATÉ 21 DIAS - 50%
DE 21 ATÉ 28 DIAS - 25%
APÓS 28 DIAS - RETIRADA TOTAL DO ESCORAMENTO
- SENTIDO DE RETIRADA DAS ESCORAS:
ENTRE APOIOS: DO MEIO DO VÃO EM DIREÇÃO ÀS EXTREMIDADES
NOS BALANÇOS: DA EXTREMIDADE EM DIREÇÃO AO APOIO.
- SUGESTÃO PARA O TEMPO DE PERMANÊNCIA DAS FORMAS:
FACES LATERAIS - 3 DIAS
FACES INFERIORES COM REESCORAMENTO - 14 DIAS
FACES INFERIORES SEM REESCORAMENTO - 28 DIAS
- LIMPAR E VEDAR ADEQUADAMENTE A FORMA. NÃO REALIZAR CONCRETAGEM SOBRE PÓ, PEDAÇOS DE MADEIRA OU CORPO ESTRANHO.
- AS ARMADURAS DEVERÃO ESTAR LIMPAS E ISENTAS DE QUALQUER SUBSTÂNCIA QUE PREJUIQUE A ADERÊNCIA AO CONCRETO.
- EM CASO DE APARECIMENTO DE FALHAS APÓS A CONCRETAGEM, AS MESMAS DEVEM SER CORRIGIDAS COM ARGAMASSAS INDUSTRIALIZADAS ADEQUADAS PARA ESTE FIM E NÃO COM ARGAMASSA COMUM.
- JUNTAS DE CONCRETAGEM:
SEMPRE QUE POSSÍVEL EXECUTAR COINCIDINDO COM AS JUNTAS ESTRUTURAIS;
EM VIGAS: EXECUTÁ-LAS AFASTADAS DOS APOIOS E NO PLANO HORIZONTAL;
EM PILARES: EXECUTÁ-LAS NO PLANO HORIZONTAL;
EM LAJES: EXECUTÁ-LAS PARALELAS À ARMADURA PRINCIPAL;
NA RETOMADA DA CONCRETAGEM A JUNTA DEVE APRESENTAR SUPERFÍCIE RUGOSA, ISENTA DE PÓ E OUTROS MATERIAIS ESTRANHOS;
REMOVER A NATA DE CIMENTO NA SUPERFÍCIE, QUE DEVE ESTAR SATURADA COM SUPERFÍCIE SECA.

CARACTERÍSTICAS DO CONCRETO

Fck = 25 MPa
Ecs = 24,15 GPa
DIMENSÃO MÁXIMA DO AGREGADO: 19 mm
RELAÇÃO ÁGUA/CIMENTO ≤ 0,60

PROJETO ESTRUTURAL

OBRA	EDIFICAÇÃO RESIDENCIAL UNIFAMILIAR EM ALVENARIA		
CONTEÚDO	ARMAÇÃO DA VIGA V207 E DOS PILARES P13 E P17		
LOCAL DA OBRA	JORDÃO - GOVERNADOR CELSO RAMOS - SC Rua Pedro Henrique do Silva, 565		
RESPONSÁVEL TÉCNICO	CAIO HENRIQUE DA SILVA MÉTRICO 5020360	ÁREA TOTAL	627,07 m²
PROPRIETÁRIO	CAIO HENRIQUE DA SILVA CPF. 099.469.909-91	DATA	Abril de 2021
	ESCALA INDICADA	PRANCHA	
	DESENHO CAIO		01/01