

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA MARIA
CENTRO DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ESTRUTURAS E CONSTRUÇÃO CIVIL
CURSO DE GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

Pedro Crestani Reis

**DEFINIÇÕES TECNOLÓGICAS PARA CONSTRUÇÃO DE
HABITAÇÕES EM ZONAS RURAIS**

Santa Maria, RS.

2022

Pedro Crestani Reis

**DEFINIÇÕES TECNOLÓGICAS PARA CONSTRUÇÃO DE HABITAÇÕES EM
ZONAS RURAIS**

Trabalho de conclusão de curso apresentado ao Curso de Engenharia Civil, da Universidade Federal de Santa Maria (UFSM, RS), como requisito parcial para obtenção do título de **Bacharel em Engenharia Civil**.

Orientador: Prof. Dr. Gihad Mohamad

Santa Maria, RS.
2022

Pedro Crestani Reis

**DEFINIÇÕES TECNOLÓGICAS PARA CONSTRUÇÃO DE HABITAÇÕES EM
ZONAS RURAIS**

Trabalho de conclusão de curso apresentado ao
Curso de Engenharia Civil, da Universidade
Federal de Santa Maria (UFSM, RS), como
requisito parcial para obtenção do título de
Bacharel em Engenharia Civil.

Aprovado em: 20 de abril de 2022

Gihad Mohamad, Dr. (UFSM)
(Presidente/Orientador)

Rogério Cattelan Antochaves de Lima, Dr. (UFSM)
(1º Examinador)

Elinor Fernando Dalla Lana, Dr. (UFSM)
(2º Examinador)

Santa Maria, RS.
2022

AGRADECIMENTOS

Para chegar até a realização deste trabalho e propriamente concluí-lo, me permitindo obter o título de bacharel em Engenharia Civil, obtive o apoio de diversas pessoas que influenciaram direta e continuamente no percurso, dessa forma agradeço:

- À minha família que desde antes de entrar para o tão sonhado curso de Engenharia Civil já me dava todas as condições e apoio tanto para estudar quanto para viver em Santa Maria. Além disso, agradeço ainda por terem dado seu melhor para que eu possa ser a melhor pessoa possível;
- À minha namorada Maria Fernanda Teixeira Silveira que me incentivou pacientemente ao longo desses meses de elaboração deste trabalho, que me aguentou durante momentos complicados e ainda me encoraja, assim como minha família, a buscar o meu melhor sempre;
- Ao meu orientador, Prof. Dr. Gihad Mohamad, pela paciência e confiança ao aceitar meu convite, me norteando dentro de um trabalho deveras não usual e repassando conhecimento ao longo da graduação e do processo de elaboração deste trabalho;
- Aos meus colegas de graduação Pedro Ilha, William Viero, Leonardo Royes, Leonardo Maronez, Gabriela Dörr, Rafaela Smaniotto, Karen Rodrigues, Guilherme Piccini, Leonardo Marquezan, Naquiele Satter e Marília Moureira pela companhia diária no enfrentamento dessa importante etapa da minha linha do tempo.
- Aos ótimos professores e professoras da Universidade Federal de Santa Maria por serem tão dedicados em repassar todo o conhecimento possível e da melhor forma possível ao longo desses seis anos de graduação;
- Aos inúmeros amigos e amigas que levei, fiz e reencontrei durante esse período da graduação e compartilharam diversos momentos comigo;
- Ao corpo de funcionários, funcionárias, servidores e servidoras que ao cuidar de toda a estrutura da Universidade Federal de Santa Maria permitiram que horas de aulas, de participação em projetos de pesquisa, empresas juniores e ainda momentos de comemorações.

Sempre serei grato a todas as pessoas aqui citadas já que somente assim foi possível finalizar essa etapa da minha vida.

RESUMO

DEFINIÇÕES TECNOLÓGICAS PARA CONSTRUÇÃO DE HABITAÇÕES EM ZONAS RURAIS

AUTOR: Pedro Crestani Reis

ORIENTADOR: Gihad Mohamad

O presente documento apresenta o dimensionamento estrutural em concreto armado e em alvenaria estrutural de uma residência térrea, gerando quantitativos de materiais usados para que fosse possível indicar a alternativa construtiva mais adequada para a região do interior do município de Vila Nova do Sul, o qual se apresenta a uma distância de 132 km de Santa Maria.

São considerados blocos de cerâmica com resistência a compressão de 7 MPa fabricados pela Cerâmica Pauluzzi para a alvenaria estrutural e blocos de concreto celular fabricados pela empresa Celucon para a alvenaria de vedação com concreto armado. Então a utilização dos blocos cerâmicos de alvenaria estrutural demonstrou-se mais vantajosa para o cliente devido à menor utilização dos materiais mais básicos e que mais sofreram aumentos com a pandemia.

Palavras-chave: alvenaria, concreto, estrutura, custos, dimensionamento.

ABSTRACT

TECHNICAL DEFINITIONS TO HOUSE BUILDING AT THE COUNTRYSIDE

AUTHOR: Pedro Crestani Reis

ADVISOR: Gihad Mohamad

The present document reports the structural design made in reinforced concrete and in structural masonry of a terrestrial residence, generating quantitative tables about the materials that must be used to compose the best constructive alternative to the countryside region of the city of Vila Nova do Sul, which is at a distance of 132 km of Santa Maria.

Have been considered clay blocks presenting a 7 MPa compression resistance and made by Cerâmica Pauluzzi to the structural masonry sizing, alongside the use of cellular concrete blocks, made by Celucon, to fill the common masonry with reinforced concrete. So the use of structural masonry have showed itself to be the most effective way to build the client's house, because it uses a smaller amount of basic materials that suffered the most with the pandemics prices spikes.

Keywords: masonry, concrete, structure, costs, sizing.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

FIGURA 1 - PLANTA BAIXA GENÉRICA DA RESIDÊNCIA, A SER CONSIDERADA PARA AMBAS AS METODOLOGIAS CONSTRUTIVAS	18
FIGURA 2 - PLANTA BAIXA COM AS ÁREAS DE INFLUÊNCIA REFERENTES A CADA PILAR NO PISO DA CAIXA DE ÁGUA, REPRESENTANDO AINDA A ÁREA DE INFLUÊNCIA DA COBERTURA DA CAIXA DE ÁGUA.	23
FIGURA 3 - PLANTA BAIXA COM AS ÁREAS DE INFLUÊNCIA REFERENTES A CADA PILAR NO PAVIMENTO TÉRREO	24
FIGURA 4 - REGIÕES DE ENGASTE ENTRE AS LAJES	35
FIGURA 5 - MAPA REGIONAL	105
FIGURA 6 - MAPA MUNICIPAL	106
FIGURA 7 - MAPA DE SITUAÇÃO	107

LISTA DE TABELAS

TABELA 1 – CLASSE DE AGRESSIVIDADE AMBIENTAL	19
TABELA 2 - CORRESPONDÊNCIA ENTRE CLASSE DE AGRESSIVIDADE E QUALIDADE DO CONCRETO	19
TABELA 3 - CORRESPONDÊNCIA ENTRE CLASSE DE AGRESSIVIDADE AMBIENTAL E COBRIMENTO NOMINAL	20
TABELA 4 - PRÉ-DIMENSIONAMENTO DOS PILARES	26
TABELA 5 - DIMENSÕES ADOTADAS DOS PILARES	27
TABELA 6 - PRÉ-DIMENSIONAMENTO DE VIGAS	28
TABELA 7 - PRÉ – DIMENSIONAMENTO DAS LAJES	29
TABELA 8 - VÃOS EFETIVOS DAS LAJES	31
TABELA 9 - TIPO DE ARMADURA DAS LAJES.....	32
TABELA 10 - ORIGENS E VALORES DAS AÇÕES DOS CARREGAMENTOS.....	33
TABELA 11 - CARREGAMENTOS NAS LAJES.....	33
TABELA 12 - COMBINAÇÕES ÚLTIMA E DE SERVIÇO.....	34
TABELA 13 - MOMENTOS FLETORES NO ELU	36
TABELA 14 - TAXA MÍNIMA DE ARMADURA	38
TABELA 15 - VALORES MÍNIMOS DE ARMADURA	39
TABELA 16 - ÁREAS DE AÇO CALCULADAS PELA EQUAÇÃO 26	39
TABELA 17 - ÁREAS DE AÇO MÍNIMAS	40
TABELA 18 - ÁREAS DE AÇO ADOTADAS.....	40
TABELA 19 - BITOLAS E RESPECTIVAS ÁREAS DE AÇO UNITÁRIAS.....	42
TABELA 20 - DETALHAMENTO DAS ARMADURAS POSITIVAS	42
TABELA 21 - ÁREAS DE AÇO EFETIVAS	42
TABELA 22 - COMPRIMENTOS MÍNIMOS DAS BARRAS	43
TABELA 23 - ÁREA DE AÇO MÍNIMA PARA BORDOS LIVRES	43
TABELA 24 - ÁREA DE AÇO EFETIVA E COMPRIMENTO DAS BARRAS	44
TABELA 25 - DIMENSÕES ADOTADAS.....	45
TABELA 26 - CARREGAMENTO LINEAR POR NERVURA	46
TABELA 27 - MOMENTOS FLETORES MÁXIMOS	47
TABELA 28 - POSIÇÃO DA LINHA NEUTRA.....	47
TABELA 29 - ÁREA DE AÇO.....	48
TABELA 30 - ÁREA DE AÇO TOTAL E TRELIÇAS ADOTADAS.....	49

TABELA 31 - COMPRIMENTO TOTAL	49
TABELA 32 - REAÇÕES DE APOIO MÁXIMAS	50
TABELA 33 - VERIFICAÇÃO DO CISALHAMENTO NAS LAJES	50
TABELA 34 - VERIFICAÇÃO DA FISSURAÇÃO	51
TABELA 35 - FLECHA IMEDIATA	52
TABELA 36 - FLECHA DIFERIDA NO TEMPO	53
TABELA 37 - VERIFICAÇÃO DOS LIMITES DE DEFORMAÇÃO	54
TABELA 38 - CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS PARTE 1	55
TABELA 39 - CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS PARTE 2	56
TABELA 40 - COMPARAÇÃO MOMENTO DE FISSURAÇÃO	56
TABELA 41 - MOMENTO DE INÉRCIA EQUIVALENTE	56
TABELA 42 - FLECHAS IMEDIATA E DIFERIDA NO TEMPO	57
TABELA 43 - VERIFICAÇÃO DAS FLECHAS	57
TABELA 44 - VÃOS EFETIVOS DAS VIGAS	58
TABELA 45 - CARREGAMENTOS NAS VIGAS	59
TABELA 46 - ÁREA DE AÇO POSITIVA DAS VIGAS	60
TABELA 47 - ÁREA DE AÇO NEGATIVA DAS VIGAS	61
TABELA 48 - ÁREA DE AÇO EFETIVA	62
TABELA 49 - ESPAÇAMENTO HORIZONTAL	63
TABELA 50 - ESFORÇO CORTANTE RESISTENTE NAS BIELAS DE CONCRETO	65
TABELA 51 - VERIFICAÇÃO DA RESISTÊNCIA DAS BIELAS AO ESMAGAMENTO	66
TABELA 52 - VERIFICAÇÃO DA PARCELA RESISTIDA PELOS MECANISMOS COMPLEMENTARES ...	67
TABELA 53 - ÁREA MÍNIMA DE AÇO PARA ARMADURA TRANSVERSAL	68
TABELA 54 - ESPAÇAMENTO DOS ESTRIBOS E ÁREA EFETIVA DE AÇO	69
TABELA 55 - PROPRIEDADES DA SEÇÃO HOMOGÊNEA	70
TABELA 56 - VERIFICAÇÃO DA FISSURAÇÃO DAS VIGAS	71
TABELA 57 - CÁLCULO DAS FLECHAS	74
TABELA 58 - VERIFICAÇÃO DOS LIMITES DE DESLOCAMENTO	75
TABELA 59 - FORÇA NORMAL DE CÁLCULO E MOMENTOS DE PRIMEIRA ORDEM	78
TABELA 60 - ÍNDICE DE ESBELTEZ	79
TABELA 61 - ESBELTEZ LIMITE	81
TABELA 62 - MOMENTOS MÍNIMOS DO PILAR	83
TABELA 63 - COMBINAÇÕES DE ESFORÇOS	84
TABELA 64 - ÁREAS DE AÇO E ARMADURA ADOTADA	85

TABELA 65 – BARRAS DE AÇO ADOTADAS	85
TABELA 66 - ESPAÇAMENTOS MÁXIMOS, MÍNIMOS E ADOTADOS DA ARMADURA LONGITUDINAL	86
TABELA 67 - ESPAÇAMENTO ADOTADO DOS ESTRIBOS	87
TABELA 68 - COMPRIMENTO E NÚMERO DE ESTRIBOS	88
TABELA 69 - COMPRIMENTOS DE ANCORAGEM E TOTAL DAS BARRAS DOS PILARES	89
TABELA 70 - CONSUMO DE AÇO POR BITOLA	90
TABELA 71 - CONSUMO DE MADEIRA PARA OS PILARES	91
TABELA 72 - CONSUMO DE MADEIRA PARA AS VIGAS	91
TABELA 73 - CONSUMO DE MADEIRA PARA AS LAJES	92
TABELA 74 - CONSUMO DE MADEIRA POR ETAPA.....	92
TABELA 75 - CONSUMO TOTAL DE MADEIRA CONSIDERANDO O APROVEITAMENTO DE 60% POR ETAPA.....	92
TABELA 76 - CONSUMO DE CONCRETO	93
TABELA 77 - CARREGAMENTOS DAS PAREDES ESTRUTURAIS E PILARES EM ALVENARIA ESTRUTURAL	94
TABELA 78 - CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS.....	96
TABELA 79 - RESISTÊNCIA CARACTERÍSTICA À COMPRESSÃO DA ALVENARIA	97
TABELA 80 - RESISTÊNCIA COMERCIAL DO BLOCO	98
TABELA 81 - CARREGAMENTOS NAS VERGAS E MOMENTO FLETOR NO VÃO.....	99
TABELA 82 - RESISTÊNCIAS DE CÁLCULO	99
TABELA 83 - COMPARAÇÃO DO MOMENTO DE CÁLCULO COM O MOMENTO RESISTIDO	100
TABELA 84 - CONSUMO DE MADEIRA PARA LAJES	100
TABELA 85 - CONSUMO DE AÇO.....	101
TABELA 86 - CONSUMO DE CONCRETO OU GRAUTE	101

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	14
2	OBJETIVOS	15
2.1.1	GERAIS	15
2.1.2	ESPECÍFICOS	15
3	LIMITAÇÕES	16
4	DESENVOLVIMENTO	17
4.1	SISTEMAS CONSTRUTIVOS E ESTRUTURAIS ATUAIS	17
4.2	PROJETO ARQUITETÔNICO DE REFERÊNCIA	17
4.3	PARÂMETROS DO PROJETO ESTRUTURAL	18
4.4	PRÉ-DIMENSIONAMENTO	22
4.4.1	PILARES	22
4.4.2	VIGAS	27
4.4.3	LAJES	28
4.5	DIMENSIONAMENTO DA ESTRURA EM CONCRETO ARMADO	29
4.5.1	DIMENSIONAMENTO DAS LAJES	29
4.5.1.1	VÃOS EFETIVOS DAS LAJES	30
4.5.1.2	TIPO DE ARMADURA DAS LAJES	31
4.5.1.3	CONDIÇÕES DE APOIO DAS LAJES	32
4.5.1.4	CARREGAMENTOS A CONSIDERAR	33
4.5.1.5	DIMENSIONAMENTO – LAJES MACIÇAS	34
4.5.1.6	DIMENSIONAMENTO – LAJES TRELIÇADAS	44
4.5.1.7	E.L.U DE CISALHAMENTO DAS LAJES	49
4.5.1.8	VERIFICAÇÕES NO E.L.S. – LAJES MACIÇAS	51
4.5.1.8.1	FISSURAÇÃO	51
4.5.1.8.2	FLECHA IMEDIATA	51
4.5.1.8.3	FLECHA DIFERIDA NO TEMPO	52
4.5.1.8.4	VERIFICAÇÃO DOS LIMITES DE DEFORMAÇÃO	54

4.5.1.9	VERIFICAÇÕES NO E.L.S. – LAJES TRELIÇADAS	55
4.5.1.9.1	FISSURAÇÃO	55
4.5.1.9.2	FLECHA IMEDIATA E DIFERIDA NO TEMPO	56
4.5.2	DIMENSIONAMENTO DAS VIGAS	57
4.5.2.1	VÃOS EFETIVOS	57
4.5.2.2	CARREGAMENTOS	58
4.5.2.3	ESFORÇOS E ÁREAS DE AÇO	59
4.5.2.4	ESPAÇAMENTOS HORIZONTAL E VERTICAL	62
4.5.2.5	ARMADURA DE PELE.....	63
4.5.2.6	ARMADURA TRANSVERSAL.....	63
4.5.2.7	VERIFICAÇÕES NO ESTADO LIMITE DE SERVIÇO.....	69
4.5.2.7.1	DEFINIÇÃO QUANTO A FISSURAÇÃO.....	69
4.5.2.7.2	DETERMINAÇÃO DA FLECHA IMEDIATA E A DIFERIDA NO TEMPO .	73
4.5.2.7.3	VERIFICAÇÃO DOS LIMITES DE DESLOCAMENTO	74
4.5.2.7.4	VERIFICAÇÃO DO ESTADO LIMITE DE ABERTURA DE FISSURAS	75
4.5.3	DIMENSIONAMENTO DOS PILARES	77
4.5.3.1	CARREGAMENTOS E IMPERFEIÇÕES GEOMETRICAS LOCAIS.....	77
4.5.3.2	ESBELTEZ E ESBELTEZ LIMITE DOS PILARES.....	79
4.5.3.3	MOMENTOS DE SEGUNDA ORDEM	81
4.5.3.4	SITUAÇÕES DE CÁLCULO.....	83
4.5.3.5	DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA PELO SOFTWARE PCALC	84
4.5.3.6	DISPOSIÇÃO DA ARMADURA	85
4.5.4	CONSUMO DE AÇO	89
4.5.5	CONSUMO DE MADEIRAS.....	90
4.5.6	CONSUMO DE CONCRETO	93
4.6	DIMENSIONAMENTO DA ESTRUTURA EM ALVENARIA ESTRUTURAL DE BLOCOS CERÂMICOS.....	93
4.6.1	CARREGAMENTOS	93

4.6.2	CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS	95
4.6.3	RESISTÊNCIA DO BLOCO A COMPRESSÃO SIMPLES	96
4.6.4	DIMENSIONAMENTO DAS VERGAS	98
4.6.5	CONSUMO DE MADEIRA	100
4.6.6	CONSUMO DE AÇO	101
4.6.7	CONSUMO DE CONCRETO	101
5	CONCLUSÃO	102
6	REFERÊNCIAS	104

1 INTRODUÇÃO

Em meio a seguidos anos em que o agronegócio apresenta registros constantes de crescimento, sendo o de 2020 calculado em 24,31%, observa-se também um aumento na procura por moradias que ofereçam uma maior qualidade de vida, mais segurança e ainda dar as melhores condições possíveis para que esse setor imprescindível para o país continue a apresentar resultados ainda melhores. Sabe-se que uma parcela das propriedades rurais conta com moradias precárias, com diversas patologias originadas por construções feitas sem o acompanhamento técnico de algum profissional ligado a área de construção civil, sem um planejamento físico-financeiro, sem qualquer tipo de projeto, sem controle sobre a qualidade da mão de obra e dos materiais empregados nas construções.

Em tal contexto, sabendo-se das necessidades apresentadas pela família de quem vos escreve para o projeto e das intenções de ser gasta a menor quantia possível de recursos financeiros sem renunciar a todos os requisitos estabelecidos nas normativas brasileiras definidas pela ABNT (Associação Brasileira de Normas Técnicas), procurou-se estabelecer uma comparação no custo de transporte do material, no custo da mão de obra para os três casos a serem apresentados e a quantidade de matéria prima a ser utilizada para realizar a construção da supra e da infraestrutura, de forma a não estendermos a comparação para a parte elétrica, hidráulica e outras que não sejam parte da estrutura de suporte da edificação.

Com o intuito de realizar tal comparação, inicialmente foi delineada uma arquitetura, deveras simples, mas, que ainda apresentasse certos desafios a serem vencidos pelo autor deste documento. Para então prosseguir com a distribuição dos elementos estruturais e pré-dimensionamento, assim com os conhecimentos adquiridos em disciplinas ao longo do curso e com o respaldo técnico das NBRs 6118:2014, 6120:2019, 16868:2020 e ainda outras no decorrer do trabalho.

Ao pensar no dimensionamento e na disposição das áreas dentro do projeto, buscou-se aliar ao máximo a economia de recursos financeiros com os limites de segurança existentes de forma a desenvolver detalhamentos objetivos, que permitam uma obra célere e de fácil compreensão para que os futuros funcionários executores possam desempenhar o melhor possível.

2 OBJETIVOS

2.1 GERAIS

Materializar e consolidar conhecimentos em estruturas de concreto armado e em alvenaria estrutural em blocos tanto cerâmicos quanto de concreto apor meio de desenvolvimento de projetos estruturais para a residência unifamiliar em questão, levando em consideração a variação da tipologia estrutural no núcleo da residência.

2.2 ESPECÍFICOS

- Realizar a concepção arquitetônica e a estrutural, efetuando o posicionamento e o pré-dimensionamento das estruturas visando economia e qualidade da construção;
- Efetuar o dimensionamento da estrutura que constituirá as varandas laterais e frontal em concreto armado, utilizando lajes pré-moldadas com tabelas de EPS;
- Efetuar o dimensionamento da estrutura que constituirá o núcleo da residência tanto em concreto armado quanto em alvenaria estrutural com blocos cerâmicos;
- Avaliar os resultados dos dimensionamentos e quantitativos gerados para recomendar a escolha de uma associação de sistemas construtivos para utilizar na zona rural de um município do interior gaúcho.

3 LIMITAÇÕES

Com relação ao esforço de vento, conforme recomendação do 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. ”

Além de não ser considerada a ação do vento, de acordo com o item 15.4.2 da NBR 6118:2014 será possível desconsiderar os efeitos globais de segunda ordem se eles forem inferiores a 10% dos respectivos efeitos de primeira ordem. Para essa estrutura, basta serem considerados os locais e localizados de segunda ordem.

Ainda segundo IBRACON (2001) para que a desconsideração dos efeitos globais de segunda ordem seja válida, é necessário que as alvenarias sejam levantadas antes que os pilares e vigas sejam concretados. Dessa forma, serão criados pórticos rígidos que travarão horizontalmente estes nos dois planos. É sábio ressaltar que a execução da construção dessa maneira requer o uso de técnicas prévias a NBR6118:2014 e que exigem também certos atos que não são mais tão comuns nos canteiros.

4 DESENVOLVIMENTO

4.1 SISTEMAS CONSTRUTIVOS E ESTRUTURAIS ATUAIS

Com a escalada dos preços que aconteceu após o início da pandemia do SARS-CoV-2 em 2020, chegando o valor médio do quilograma do cimento no maior patamar da história no estado do Rio Grande do Sul em 0,63 R\$/Kg, assim como o valor médio do aço CA50 D=10 mm que está em 11,24 R\$/Kg em julho de 2021, a necessidade de dimensionar e planejar uma obra nunca foi tão grande caso a intenção de quem projeta e executa seja apresentar os melhores resultados possíveis para seus clientes.

A realidade brasileira atual apresenta algumas tipologias construtivas, como: concreto armado com alvenaria de vedação, alvenaria estrutural com blocos de concreto, cerâmica e silico-calcáreos, steel e wood frames, e paredes de concreto. Considerando as metodologias existentes, as particularidades apresentadas por cada uma, as necessidades enfrentadas no projeto e a disponibilidade tanto de mão de obra quanto de material na região em que será edificada a residência, definiu-se a utilização de concreto armado com alvenaria de vedação ou de alvenaria estrutural com blocos cerâmicos.

4.2 REFERÊNCIAS GEOGRÁFICAS

No anexo “A” foi inserida uma imagem retirada do software Google Earth demonstrando a localização da propriedade rural em questão em relação ao município de Santa Maria, além de uma imagem aproximada que demonstra a situação do local onde será implantada a residência.

4.3 PROJETO ARQUITETÔNICO DE REFERÊNCIA

Ao elaborar o projeto arquitetônico para a residência, assim como o pedido pelos proprietários para o projeto, foi utilizado um pensamento racionalista de forma promover uma maior economia financeira, mas sempre cuidando da qualidade dos materiais empregados para estar de acordo com a NBR 15575 de Desempenho de Edificações Habitacionais.

Abaixo está representada a planta baixa da residência térrea, pela Figura 1, que foi desenvolvida por quem vos escreve seguindo as diretrizes propostas por sua família.

Figura 1 - Planta baixa genérica da residência, a ser considerada para ambas as metodologias construtivas



Fonte: Elaborada pelo autor

4.4 PARÂMETROS DO PROJETO ESTRUTURAL

Para fim de facilitar os cálculos para os dimensionamentos do concreto armado e para a alvenaria estrutural, alguns parâmetros de cálculo serão padronizados, sendo esses:

- A espessura final da parede estabelecida em 20 cm, sendo desses, 14cm representados pelos diferentes blocos de concreto celular autoclavado e de cerâmica estrutural, 0,5cm para a execução do chapisco, 1,5 cm com a execução do emboço e 1cm para a execução da camada final do reboco. Finalizando os 20 cm totais de parede;

- Ambos os cálculos irão considerar lajes pré-moldadas com tabelas de EPS (Poliestireno expandido) para a redução da carga originada pela laje e ainda pela facilidade de execução;

- A estrutura de sustentação da varanda será a mesma para os dois casos, tendo a estrutura diferenças apenas na parte central da construção.

Além dos parâmetros definidos acima, ao apresentar o local onde será constituída a obra itens como a classe de agressividade ambiental e conseqüentemente o cobrimento que as peças de concreto terão de obedecer.

Estando localizada a 12 Km do centro do município de Vila Nova do Sul, já sendo considerado zona rural na localidade “Cerca de Pedras”, pode-se definir a classe de agressividade ambiental a partir da Tabela 6.1 da NBR 6118:2014 como a fraca (CAA I), demonstrada abaixo pela Tabela 1.

Tabela 1 – Classe de agressividade ambiental

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

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

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

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

Fonte: Tabela 6.1 da NBR 6118:2018

Sabendo que a degradação ou deterioração por ação do ambiente que estarão inseridas as peças de concreto será a mais fraca dentre as possíveis, pode-se definir a partir da tabela 7.1 uma relação água/cimento em massa máxima de 0,60 e um fck de 20 MPa aos 28 dias de cura, apresentados abaixo pela Tabela 2:

Tabela 2 - Correspondência entre classe de agressividade e qualidade do concreto

Concreto	Tipo	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

NOTAS

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

2 CA corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto armado.

3 CP corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto protendido.

Fonte: Tabela 7.1 da NBR 6118:2014

Ainda utilizando as tabelas da NBR 6118:2014, com a Tabela 7.2, demonstrada abaixo, pode-se definir o cobrimento para pilares, lajes e vigas a fim de proteger a armadura e impedir a sua degradação a partir do cobrimento de 20 mm para lajes e 25 mm para vigas e pilares.

Tabela 3 - Correspondência entre classe de agressividade ambiental e cobrimento nominal

Tipo de estrutura	Componente ou elemento	Classe de agressividade ambiental (tabela 6.1)			
		I	II	III	IV ³⁾
		Cobrimento nominal mm			
Concreto armado	Laje ²⁾	20	25	35	45
	Viga/Pilar	25	30	40	50
Concreto protendido ¹⁾	Todos	30	35	45	55

¹⁾ Cobrimento nominal da armadura passiva que envolve a bainha ou os fios, cabos e cordoalhas, sempre superior ao especificado para o elemento de concreto armado, devido aos riscos de corrosão fragilizante sob tensão.

²⁾ 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 tais como pisos de elevado desempenho, pisos cerâmicos, pisos asfálticos e outros tantos, as exigências desta tabela podem ser substituídas por 7.4.7.5, respeitado um cobrimento nominal ≥ 15 mm.

³⁾ Nas faces inferiores de lajes e vigas de reservatórios, estações de tratamento de água e esgoto, condutos de esgoto, canaletas de efluentes e outras obras em ambientes química e intensamente agressivos, a armadura deve ter cobrimento nominal ≥ 45 mm.

Fonte: Tabela 7.2 da NBR 6118:2014

Tendo definido a resistência característica do concreto a compressão em 20 MPa para vigas e lajes, e em 30 MPa para os pilares, pode-se calcular várias resistências diferentes que serão utilizadas ao longo dos cálculos das vigas e lajes, como:

f_{cd} – Resistência de Cálculo do Concreto

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1,4} = 14,2857 \text{ MPa} \quad (1)$$

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

$$f_{ctk,m} = 0,3f_{ck}^{2/3} = 2,2104 \text{ MPa} \quad (2)$$

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

$$f_{ctd,m} = \frac{0,3f_{ck}^{2/3}}{1,4} = 1,5789 \text{ MPa} \quad (3)$$

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

$$f_{ctk,inf} = 0,7f_{ctm} = 1,5473 \text{ MPa} \quad (4)$$

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

$$f_{ctd,inf} = \frac{0,7f_{ctm}}{1,4} = 1,1052 \text{ MPa} \quad (5)$$

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

$$f_{ctk,sup} = 1,3f_{ctm} = 2,8734 \text{ MPa} \quad (6)$$

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

$$f_{ctd,sup} = \frac{1,3f_{ctm}}{1,4} = 2,0524 \text{ MPa} \quad (7)$$

E_{ci} – Módulo de Elasticidade Inicial

$$E_{ci} = \alpha_E 5600 f_{ck}^{1/2} = 25.043,96 \text{ MPa} \quad (8)$$

O coeficiente α_E é dado pelo item 8.2.8 da NBR 6118:2014 em função dos tipos de agregado disponíveis, considerar-se-á o uso de agregado basáltico por ser o mais abundante na região em questão situadas as pedreiras que entregam material na região da construção.

E_{cs} – Módulo de Elasticidade Secante

$$E_{cs} = \alpha_l E_{ci} = 21.287,37 \text{ MPa} \quad (9)$$

O coeficiente α_l é dado por:

$$\alpha_l = 0,8 + \frac{0,2f_{ck}}{80} = 0,85 \quad (10)$$

Além das resistências para o concreto, pode-se ainda calcular as resistências de cálculo dos aços CA-50 e CA-60, ambas as classes possuem módulo de elasticidade de 210 GPa e resistência característica de 500 MPa e 600 MPa conforme indica o item 8.3.5 da NBR 6118:2014.

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

$$f_{yd} = \frac{f_{ck}}{1,15} = 434,78 \text{ MPa} \quad (11)$$

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

$$f_{yd} = \frac{f_{ck}}{1,15} = 521,74 \text{ MPa} \quad (12)$$

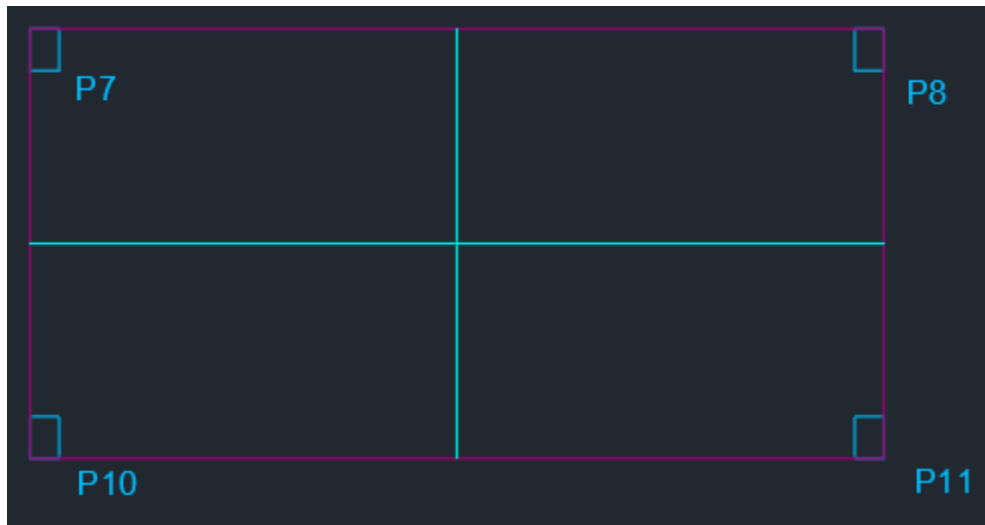
4.5 PRÉ-DIMENSIONAMENTO

Para nortear o dimensionamento estrutural, o rito usual passa por executar cálculos que irão dar noções das dimensões que as peças estruturais devem apresentar para que a construção seja feita com economia e segurança. Logo, para a estrutura de concreto armado, será feito um pré-dimensionamento de pilares, lajes e vigas.

4.5.1 PILARES

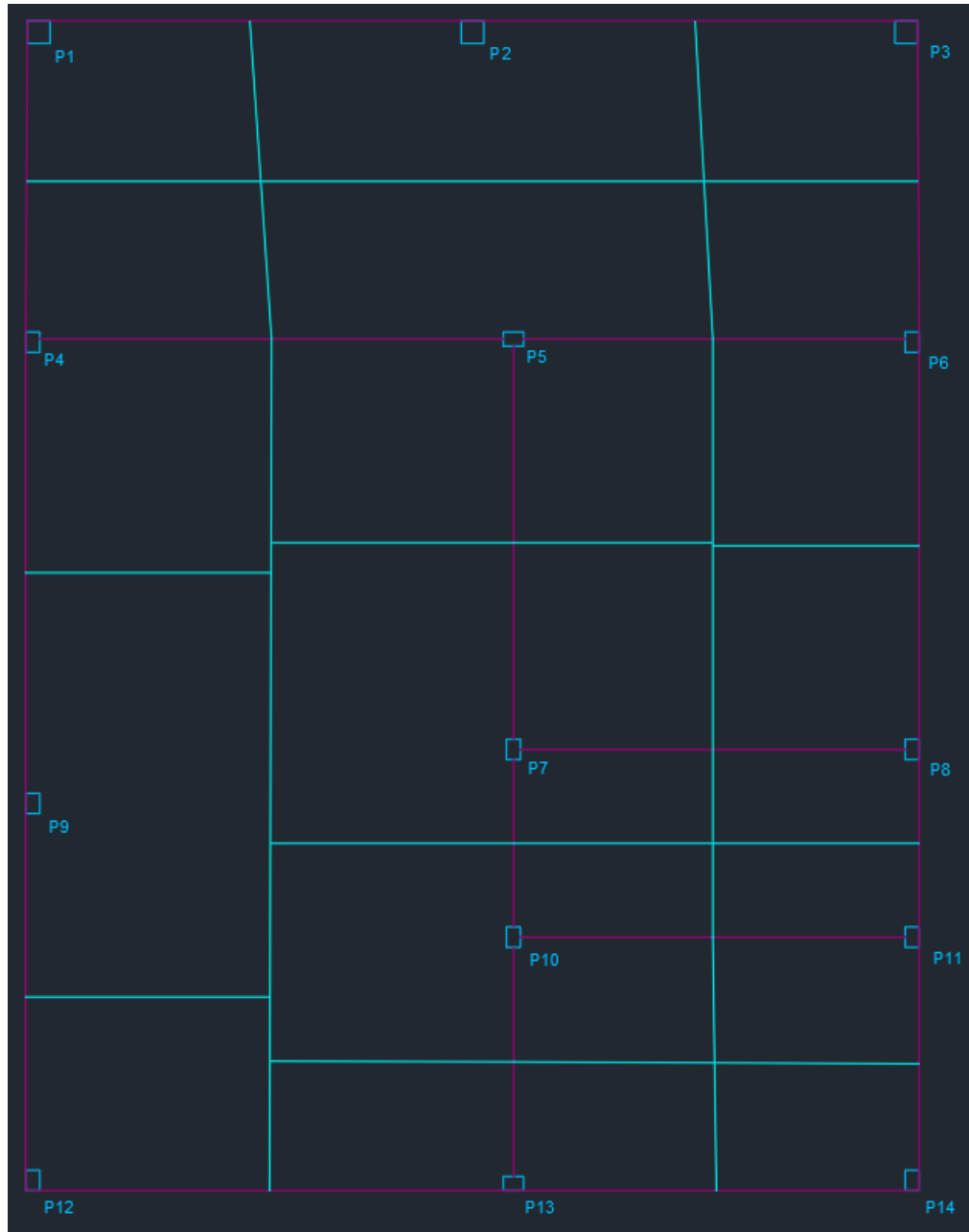
Os pilares serão pré-dimensionados através do método da estimativa dos esforços atuantes por área de influência de cada pilar. Foi instituída a mediatriz de cada viga entre os vãos dos pilares e apesar de terem sido especificadas duas tipologias de lajes para ambos os casos que serão estudados neste trabalho, com as respectivas cargas de 2,05 kN/m² para laje H12 e 2,34 kN/m² para laje H17. Considerar-se-á uma carga de 12 kN/m² para o pré-dimensionamento dos pilares. Abaixo estarão representadas as áreas de influência de cada pilar através das figuras 2 e 3.

Figura 2 - Planta baixa com as áreas de influência referentes a cada pilar no piso da caixa de água, representando ainda a área de influência da cobertura da caixa de água.



Fonte: elaborada pelo autor

Figura 3 - Planta baixa com as áreas de influência referentes a cada pilar no pavimento térreo



Fonte: elaborada pelo autor

O procedimento de pré-dimensionamento de pilares utiliza-se da equação:

$$N_k = pA_1n + pA_2n + pA_3n + pA_4n \quad (13)$$

Nesta equação tem-se:

- N_k como representante da força atuante no pilar;
- A_n como representante da área que atua no pilar;
- n como indicador do número de pavimentos de mesma área que são suportados pelo pilar em questão;
- p referencia a carga de 12 kN/m² a ser considerada para a área de influência.

Considerando as situações de carregamento que um pilar pode estar submetido, não tendo apenas compressões axiais, mas também momentos fletores gerando esforços de flexão e trações axiais. São utilizados coeficientes que variam de acordo com a posição do pilar dentro da distribuição feita em projeto, que transformam os diferentes esforços em apenas compressão normal e dessa forma facilitando o pré-dimensionamento dos pilares.

Os valores referentes aos coeficientes:

- $\alpha = 1,8$ para pilares de centro;
- $\alpha = 2,2$ para pilares de extremidades;
- $\alpha = 2,5$ para pilares de canto.

Tendo o α e o N_k , pode-se obter o N_{eq} através da equação:

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

Agora insere-se o N_{eq} na equação 15 que vem a seguir para encontrar a área de concreto estimada:

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

Onde:

- ρ = taxa de armadura do pilar usualmente considerada entre 1,5 e 2%, sendo 2% o valor considerado para cálculo;
- σ_s = tensão do aço considerando ε_{c2} , explicitada na equação 16 demonstrada abaixo.

$$\sigma_s = \frac{\varepsilon_{c2} f_{yd}}{\varepsilon_{yd}} = 420 \text{ MPa} \quad (16)$$

A tabela inserida abaixo irá demonstrar que o pré-dimensionamento dos pilares resultou na área mínima em todos os casos.

Tabela 4 - Pré-dimensionamento dos pilares

PILAR	COBERTURA		TORRE CX D'ÁGUA		N_k (kN)	POSIÇÃO	α	N_{eq} (kN)	A_c (cm ²)
	ÁREA DE INFLUÊNCIA (m ²)	n	ÁREA DE INFLUÊNCIA (m ²)	n					
P1	6,01	1	0	0	72,12	Canto	2,5	180,3000	360
P2	11,67	1	0	0	140,04	Extremidade	2,2	308,0880	360
P3	5,74	1	0	0	68,88	Canto	2,5	172,2000	360
P4	15,57	1	0	0	186,84	Extremidade	2,2	411,0480	360
P5	26,16	1	0	0	313,92	Extremidade	2,2	690,6240	360
P6	12,39	1	0	0	148,68	Extremidade	2,2	327,0960	360
P7	21,72	1	4,1278	2	260,64	Extremidade	2,2	573,4080	360
P8	10,04	1	4,1278	2	219,5472	Extremidade	2,2	483,0038	360
P9	16,96	1	0	0	203,52	Extremidade	2,2	447,7440	360
P10	15,91	1	4,1278	2	289,9872	Extremidade	2,2	637,9718	360
P11	7,41	1	4,1278	2	187,9872	Extremidade	2,2	413,5718	360
P12	7,73	1	0	0	92,76	Canto	2,5	231,9000	360
P13	9,36	1	0	0	112,32	Extremidade	2,2	247,1040	360
P14	4,24	1	0	0	50,88	Canto	2,5	127,2000	360

Fonte: elaborada pelo autor

Ao considerar a área calculada na adoção das medidas dos pilares no projeto, considerou-se as dimensões mínimas permitidas pela NBR 6118:2014, sendo elas 14 x 26 cm para que fosse possível atingir a área mínima de 360 cm² de concreto no pilar. Todos os pilares que compõem o núcleo da casa estão com as dimensões anteriormente citadas e apenas os pilares das varadas foram feitos maiores a pedido dos proprietários com fins estéticos. Abaixo será exposta uma tabela com as características dimensionais dos pilares.

Tabela 5 - Dimensões adotadas dos pilares

PILAR	A_c CALCULADA (cm ²)	h (cm) eixo y	b (cm) eixo x	A_c ADOTADA (cm ²)
P1	360	29	29	841
P2	360	29	29	841
P3	360	29	29	841
P4	360	18	26	468
P5	360	26	18	468
P6	360	18	26	468
P7	360	26	18	468
P8	360	26	18	468
P9	360	26	18	468
P10	360	26	18	468
P11	360	26	18	468
P12	360	26	18	468
P13	360	18	26	468
P14	360	26	18	468

Fonte: elaborada pelo autor

4.5.2 VIGAS

O procedimento para pré-dimensionar as vigas da construção, segundo PIRES (2011), consiste na divisão do vão efetivo apresentado pelo projeto dividido por 10. Para facilitar o cálculo e a execução das vigas serão consideradas alturas variáveis múltiplas de 5, onde irá se procurar manter uma uniformidade nas seções das vigas, salvo em casos cuja diferença na altura das vigas seja muito grande. A largura das vigas, com exceção as da varanda, serão padronizadas em 14 cm, sendo essa a mesma largura dos tijolos ou blocos que serão utilizados na execução da alvenaria de vedação.

Dessa forma, com a largura pautada pela largura do bloco e com a altura controlada por múltiplos de 5, pode-se obedecer aos critérios arquitetônicos e não deixar arestas vivas melhorando assim o acabamento da obra. A Tabela 6 a seguir irá demonstrar os vãos pré-dimensionados das vigas representadas pelas linhas lilases na Figura 2. Figura 2 - Planta baixa com as áreas de influência referentes a cada pilar no piso da caixa de água, representando ainda a área de influência da cobertura da caixa de água.

Tabela 6 - Pré-dimensionamento de vigas

VIGAS	Vão Efetivo (cm)	h Estimada (cm)	h Adotada (cm)
101	526	52,6	55
	526	52,6	55
102	589	58,9	60
	484	48,4	60
103	496	49,6	50
104	496	49,6	50
105	589	58,9	60
	496	49,6	60
106	454	45,4	60
	574	57,4	60
	371	37,1	40
107	295	29,5	30
	214	21,4	30
	493	49,3	50
108	295	29,5	30
	214	21,4	30
	505	50,5	55
	371	37,1	40
201	496	49,6	50
202	496	49,6	50
203	214	21,4	25
204	214	21,4	25
301	496	49,6	50
302	496	49,6	50
303	214	21,4	25
304	214	21,4	25

Fonte: elaborada pelo autor

Dos resultados apresentados pela Tabela 6, obtivemos uma altura mínima de 25 cm para a viga V109 que ficará acima da porta do banheiro e ainda uma altura máxima de 65 cm para as vigas V102 e V105, tendo assim uma variação de 40 cm na altura das vigas.

4.5.3 LAJES

Em se tratando das lajes, serão utilizadas duas tipologias de lajes nas obras, sendo lajes maciças acima de banheiros, em balanços ou onde tenha caixas reservatórios de água, e nas demais áreas serão utilizadas lajes pré-moldadas para que seja reduzida a carga e o tempo de

execução da edificação. Na tabela abaixo serão apresentadas as alturas calculadas considerando o pré-dimensionamento dessas lajes, alturas essas que ainda serão otimizadas no decorrer do dimensionamento para que seja encontrado o equilíbrio entre custo e segurança estrutural.

Tabela 7 - Pré – dimensionamento das lajes

LAJE	Lx (cm)	Ly (cm)	Lx/25 (cm)	Lx/40 (cm)	Lx/60 (cm)	ALTURA ADOTADA (cm)	TIPO DE LAJE
101	365	1145	15	9	6	16	PRÉ-MOLDADA
102	595	1060	24	15	10	24	PRÉ-MOLDADA
103	490	505	20	12	8	10	MACIÇA
104	220	490	9	6	4	8	MACIÇA
105	295	490	12	7	5	8	MACIÇA
201	220	490	9	6	4	8	MACIÇA
301	220	490	9	6	4	12	PRÉ-MOLDADA

Fonte: elaborado pelo autor

4.6 DIMENSIONAMENTO DA ESTRURA EM CONCRETO ARMADO

Com o pré-dimensionamento concluído, o dimensionamento da estrutura pode ser começado utilizando os resultados obtidos com a etapa anterior. Utilizar-se-á de uma sequência, a qual passará pelas lajes, vigas e conseqüente os pilares, de dimensionamentos até chegar nos quantitativos finais da estrutura em concreto armado.

4.6.1 DIMENSIONAMENTO DAS LAJES

A significação usual das lajes, estruturalmente falando, se dá por placas planas de concreto com carregamentos submetidos quase que em sua totalidade de maneira perpendicular a sua superfície. Como existe uma grande diferença entre sua espessura e as demais dimensões existentes o método elástico será empregado para calcular as lajes maciças como placas delgadas. Considerando as lajes ou placas sendo constituídas de um material elástico, homogêneo e isotrópico, possuindo assim, as mesmas propriedades físicas independente da direção dos esforços.

Tendo em vista que todas as lajes maciças são bidirecionais, todas serão resolvidas pelos cálculos por séries, considerando sua geometria e suas condições de vinculação. Dessa forma,

empregar-se-ão os quadros obtidos em CARVALHO (2017) com a resolução em séries desenvolvida por Bares (1972) e adaptadas para o coeficiente de Poisson ν igual a 0,20, selecionando os coeficientes através da vinculação da laje e seu coeficiente “ λ ”, definido pela relação entre as dimensões da laje em planta. Já as lajes ditas pré-moldadas dentro do projeto serão consideradas unidirecionais como usual em projetos estruturais, logo, serão calculadas levando em consideração sucessivas vigas T atuando em conjunto para suportar sua solicitação.

Para garantir a agilidade dos cálculos, será feita uma etapa de exemplificação ou representação e posteriormente a apresentação dos resultados das demais lajes maciças.

4.6.1.1 VÃOS EFETIVOS DAS LAJES

A partir do item 14.7.2.2 da NBR 6118:2014 sabe-se que o vão efetivo das lajes deve ser obtido com a soma do vão livre da laje com o menor valor obtido entre o cálculo entre a largura do apoio dividida por 2 e a largura da laje definida no pré-dimensionamento multiplicada por 0,3. As equações apresentadas abaixo irão exemplificar o cálculo para a laje 101, as demais lajes maciças 106, 201 e 301 serão apresentadas em uma tabela uma vez que o procedimento já foi apresentado e elas tem as mesmas características dimensionais.

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

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

Onde:

- t é a largura do apoio no sentido de interesse;
- h é a altura estimada no pré-dimensionamento;
- l_0 é o vão livre na direção considerada.

Laje 101:

Menor vão = 392,5 cm;

Altura estimada (h) = 16 cm;

Largura dos apoios = 14 cm.

$$a_1 \leq \begin{cases} 7 \text{ cm} \\ 4,8 \text{ cm} \end{cases}$$

$$a_2 \leq \begin{cases} 7 \text{ cm} \\ 4,8 \text{ cm} \end{cases}$$

$$l_x = l_y = 392,5 + 4,8 + 4,8 = 402,1 \text{ cm}$$

Maior vão = 1125 cm;

Altura estimada (h) = 16 cm;

Largura dos apoios = 14 cm.

$$a_1 \leq \begin{cases} 7 \text{ cm} \\ 4,8 \text{ cm} \end{cases}$$

$$a_2 \leq \begin{cases} 7 \text{ cm} \\ 4,8 \text{ cm} \end{cases}$$

$$l_y = 1125 + 4,8 + 4,8 = 1134,6 \text{ cm}$$

Abaixo teremos os resultados dos cálculos dos vãos efetivos das demais lajes do projeto apresentados na Tabela 8 abaixo, seguindo a premissa de garantir a agilidade dos cálculos.

Tabela 8 - Vãos efetivos das lajes

LAJE	L0x (cm)	L0y (cm)	LARGURA DO APOIO EM Lx (cm)	LARGURA DO APOIO EM Ly (cm)	t/2 (cm)	0,3h (cm)	Lx (cm)	Ly (cm)
101	365	1145	14	14	7	4,8	375	1155
102	595	1060	14	14	7	7,2	609	1074
103	490	505	14	14	7	3	496	511
104	220	490	14	14	7	2,4	225	495
105	295	490	14	14	7	2,4	300	495
201	220	490	14	14	7	2,4	225	495
301	220	490	14	14	7	3,6	227	497

Fonte: elaborada pelo autor

4.6.1.2 TIPO DE ARMADURA DAS LAJES

Com o intuito de confirmar se as armaduras de cada laje são uni ou bidirecionais, faz-se a divisão $\frac{l_y}{l_x}$, para obter a relação entre a maior dimensão e a menor. Dessa forma, ao obter um resultado maior que 2, afirma-se que a temos uma laje cuja armadura é unidirecional e caso seja menor ou igual a 2, ela é caracterizada como bidirecional. No entanto, mesmo com a

comprovada bidirecionalidade de certas lajes do projeto elas serão calculadas como sendo unidirecionais e pré-moldadas para aliviar a carga, originando uma maior economia no projeto.

Abaixo teremos a demonstração do cálculo para a laje 101 e depois teremos a Tabela 9 apresentando os resultados obtidos para as demais lajes.

Laje 101:

$$\lambda = \frac{l_y}{l_x} = \frac{1135}{402} = 2,82$$

A partir do resultado obtido acima, observa-se que a laje 101 é caracterizada como tendo uma armadura unidirecional e será calculada dessa forma posteriormente.

Tabela 9 - Tipo de armadura das lajes

LAJE	Lx (cm)	Ly (cm)	λ	TIPO DE ARMADURA CALCULADO	TIPO DE ARMADURA ADOTADO
101	375	1155	3,08	UNIDIRECIONAL	UNIDIRECIONAL
102	609	1074	1,76	BIDIRECIONAL	UNIDIRECIONAL
103	496	511	1,03	BIDIRECIONAL	BIDIRECIONAL
104	225	495	2,20	BIDIRECIONAL	BIDIRECIONAL
105	300	495	1,65	BIDIRECIONAL	BIDIRECIONAL
201	225	495	2,20	BIDIRECIONAL	BIDIRECIONAL
301	227	497	2,19	BIDIRECIONAL	UNIDIRECIONAL

Fonte: elaborado pelo autor

Observa-se a troca entre o tipo de armadura calculado e o adotado nas lajes 102 e 301 de forma a, como mencionado anteriormente, otimizar o projeto. As lajes 104 e 201 serão lajes maciças, mas, cuja armadura será calculada como unidirecional.

4.6.1.3 CONDIÇÕES DE APOIO DAS LAJES

Ao considerar as hipóteses existentes para as condições de apoio para uma laje, sendo elas engastada, apoiada ou de bordo livre, deve-se obedecer a alguns requisitos para poder considerar uma laje engastada, a qual seria a melhor situação de apoio uma vez que com o engaste tem-se uma redução no momento fletor positivo máximo e sua deflexão. Abaixo serão

apresentados os requisitos necessários para que possamos considerar uma laje engastada em sua laje adjacente nos seus apoios intermediários.

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

Seguindo os quatro critérios citados acima, e sabendo dos tipos de armaduras e lajes a serem usadas nos projetos. Define-se que todas as lajes serão consideradas apoiadas em todos os apoios de modo a simplificar os cálculos.

4.6.1.4 CARREGAMENTOS A CONSIDERAR

Tabela 10 - Origens e valores das ações dos carregamentos

CARREGAMENTOS NAS LAJES			
ORIGEM	PESO ESPEC. (KN/m ³)	ESPESSURA (m)	CARGA (KN/m ²)
CHAPISCO	19	0,005	0,095
EMBOÇO	21	0,02	0,42
IMPERMEABILIZAÇÃO		0,004	0,1
SOBRECARGA FORRO			0,5
SOBRECARGA CX. ÁGUA			1,5
CONCRETO	25	-	

Fonte: elaborada pelo autor

Tabela 11 - Carregamentos nas lajes

LAJES MACIÇAS	PERMANENTE (KN/m ²)	ACIDENTAL (KN/m ²)	TOTAL (KN/m ²)
103	3,115	0,5	3,615
104	2,615	1,5	4,115
105	2,615	0,5	3,115
201	2,615	1,5	4,115
LAJES PRÉ-MOLDADAS	PERMANENTE (KN/m)	ACIDENTAL (KN/m)	TOTAL (KN/m)
101	1,795	0,5	2,295
102	1,865	0,5	2,365
301	1,76	0,5	2,26

Fonte: elaborada pelo autor.

Tabela 12 - Combinações última e de serviço

LAJES	h (cm)	PERMANENTE (KN/m ²)	ACIDENTAL (KN/m ²)	γ	Ψ_1	Ψ_2	Comb. Quase Perm. (kN/m ²)	Comb. Frequente (kN/m ²)	Estado Limite Último (kN/m ²)
101	16	1,805	0,5	1,4	0,4	0,3	1,955	2,005	3,227
102	25	1,875	0,5	1,4	0,4	0,3	2,025	2,075	3,325
103	8	3,115	0,5	1,4	0,4	0,3	3,265	3,315	5,061
104	8	2,625	1,5	1,4	0,4	0,3	3,525	3,828	5,775
105	8	2,625	0,5	1,4	0,4	0,3	2,775	2,825	4,375
201	8	2,625	1,5	1,4	0,4	0,3	3,525	3,828	5,775
301	13	1,77	0,5	1,4	0,4	0,3	1,92	1,97	3,178

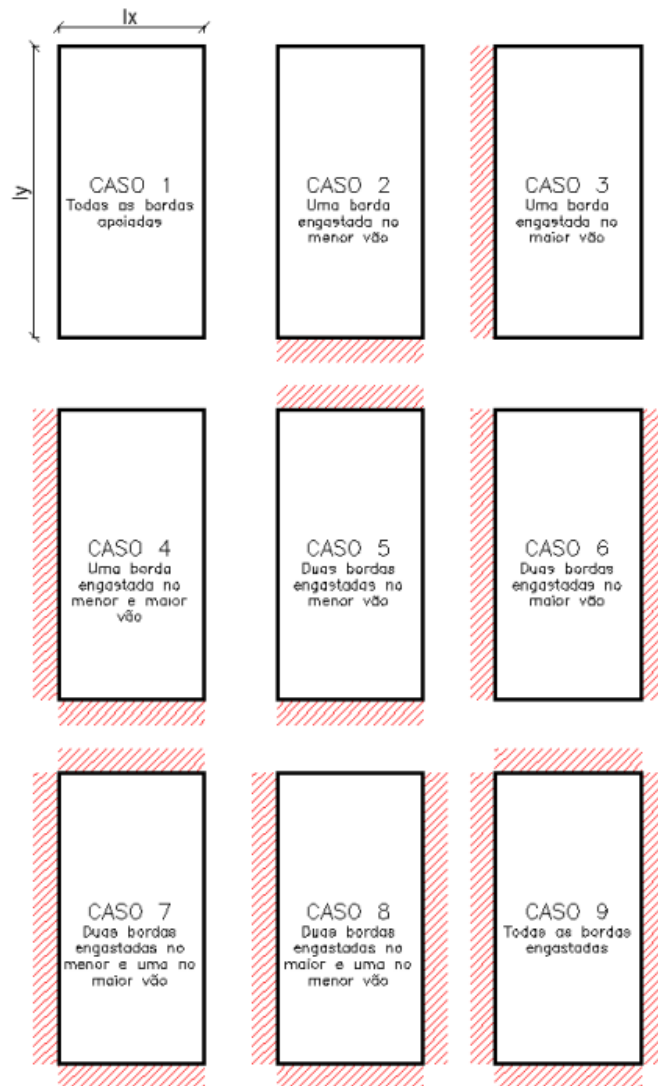
Fonte: elaborada pelo autor.

4.6.1.5 DIMENSIONAMENTO – LAJES MACIÇAS

Uma vez que os cálculos para elementos rígidos bidirecionais resultam em equações diferenciais de complexa resolução, a utilização de das tabelas desenvolvidas por BARES e transcritas por CARVALHO E FIGUEIREDO FILHO. As tabelas apresentam coeficientes que permitem a resolução das lajes das através da relação entre os vãos e suas vinculações, através desse método pode-se atingir o resultado desejado de maneira mais prática.

Ao verificar-se os casos de vinculação temos os engastes representados por regiões hachuradas nas bordas maior e/ou menor, e ainda linhas simples que representam apoios simples também nas bordas maiores e/ou menores. Abaixo, a figura 4 irá demonstrar os 9 casos e suas respectivas vinculações existentes.

Figura 4 - Regiões de engaste entre as lajes



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

Considerando que foram obtidos apenas momentos positivos, pois ambas as lajes são caracterizadas como estando no caso 1, as equações utilizadas para obtê-los no caso das duas lajes bidirecionais são a 19 e a 20 representadas abaixo.

$$M_x = \mu_x \frac{pl^2}{100} \quad (19)$$

$$M_y = \mu_y \frac{pl^2}{100} \quad (20)$$

Já as demais lajes maciças, como são consideradas unidirecionais ao ser falado de sua armação. Tem-se uma diferença na maneira de calcular, diferença essa que torna mais simples o processo, como uma dimensão é muito maior que a outra é possível desconsiderar os efeitos dos carregamentos em duas dimensões. Sendo assim, a equação 21, apresentada abaixo, irá representar o cálculo do momento fletor para as duas lajes maciças unidirecionais.

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

Para demonstrar os resultados obtidos ao inserir os dados nas equações acima, montou-se a Tabela 13 de forma agilizar o processo.

Tabela 13 - Momentos fletores no ELU

LAJE	Lx (cm)	Carreg. ELU (kN/m ²)	Tipo de armadura	Condição de apoio	μ_x	μ_x -	μ_y	μ_y -	Mx (kNm/m)	My (kNm/m)
103	496	5,061	BI	BARES 1	4,80	-	4,45	-	5,98	5,54
104	225	5,775	UNI	AP/AP	-	-	-	-	3,65	-
105	300	4,375	BI	BARES 1	8,86	-	4,00	-	3,49	1,58
201	225	5,775	UNI	AP/AP	-	-	-	-	3,65	-

Fonte: elaborado pelo autor

A partir dos cálculos supracitados obtém-se os momentos fletores por metro de laje, dessa forma, a armadura longitudinal de uma laje pode ser calculada de forma análoga a uma viga que tenha uma base de 100 cm.

Para que possa ser respeitada ductilidade, sendo ela uma relação dada pela posição da linha neutra e pela altura útil da laje, a NBR 6118:2014 afirma, que para concretos com $f_{ck} \leq 50$ MPa, que a relação não exceda o limite de 0,45 e uma vez excedido o limite, não é recomendado armar duplamente a laje e sim aumentar sua espessura.

A posição da linha neutra é um fator fundamental para começar o cálculo da armadura, uma vez que seu valor é utilizado como variável dentro da fórmula da área de aço. Deve-se seguir o cálculo da LN (linha neutra) conforme a Equação 22 postada a seguir.

$$x = 1,25d \left(1 - \sqrt{1 - \frac{M_d}{0,425f_{cd}b_w d^2}} \right) \quad (22)$$

Onde:

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

- Md é o momento de cálculo;

- fcd é a resistência de projeto do concreto a 28 dias;

- bw é a largura da seção (100 cm).

O parâmetro “d” apresenta-se para ser calculado de duas maneiras, uma para a armadura em x e uma para a em y. As Equações 23 e 24 abaixo irão apresentar como chegar em cada um dos resultados.

Para armadura em x:

$$d_x = h - c - \frac{\phi_x}{2} \quad (23)$$

Para armadura em y:

$$d_y = h - c - \phi_x - \frac{\phi_y}{2} \quad (24)$$

Onde:

- h é a altura da laje;

- c é o cobrimento;

- ϕ é o diâmetro da barra.

Um último passo necessário antes de começar efetivamente é estimar um valor aceitável para o diâmetro sendo ele um máximo a ser seguido para o dimensionamento, de acordo com a NBR 6118:2014 esse valor não deve ser maior que 1/8 do valor da altura da laje.

$$\phi_{max} = \frac{h}{8} \quad (25)$$

Tendo achados todos esses parâmetros, pode-se prosseguir para encontrar a área de aço estipulada pela Equação 26, demonstrada abaixo, necessária para resistir aos esforços gerados pela estrutura proposta.

$$A_s = \frac{M_d}{f_{yd}(d - 0,4x)} \quad (26)$$

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.

Uma vez calculada a área de aço pela Equação 36, é necessário que seja feita uma comparação com a taxa mínima de armadura e respectivamente com os valores mínimos de armadura propostos pela NBR 6118:2014.

Tabela 14 - 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 15 - 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	$\rho_s \geq \rho_{\text{mín}}$	$\rho_s \geq \rho_{\text{mín}} - \rho_p \geq 0,67 \rho_{\text{mín}}$	$\rho_s \geq \rho_{\text{mín}} - 0,5 \rho_p \geq 0,67 \rho_{\text{mín}}$ (ver 19.3.3.2)
Armaduras negativas de bordas sem continuidade	$\rho_s \geq 0,67 \rho_{\text{mín}}$		
Armaduras positivas de lajes armadas nas duas direções	$\rho_s \geq 0,67 \rho_{\text{mín}}$	$\rho_s \geq 0,67 \rho_{\text{mín}} - \rho_p \geq 0,5 \rho_{\text{mín}}$	$\rho_s \geq \rho_{\text{mín}} - 0,5 \rho_p \geq 0,5 \rho_{\text{mín}}$
Armadura positiva (principal) de lajes armadas em uma direção	$\rho_s \geq \rho_{\text{mín}}$	$\rho_s \geq \rho_{\text{mín}} - \rho_p \geq 0,5 \rho_{\text{mín}}$	$\rho_s \geq \rho_{\text{mín}} - 0,5 \rho_p \geq 0,5 \rho_{\text{mín}}$
Armadura positiva (secundária) de lajes armadas em uma direção	$A_s/s \geq 20\%$ da armadura principal $A_s/s \geq 0,9 \text{ cm}^2/\text{m}$ $\rho_s \geq 0,5 \rho_{\text{mín}}$		-
onde $\rho_s = A_s/b_w h$ e $\rho_p = A_p/b_w h$. NOTA Os valores de $\rho_{\text{mín}}$ são definidos em 17.3.5.2.1.			

Fonte: Tabela 19.1 da NBR 6118:2014

Estabelecida a metodologia a ser seguida para calcular a área de aço de uma laje maciça, parte-se para o dimensionamento das quatro lajes 103, 104, 104 e 201 a partir de tabelas com os resultados obtidos.

Assim como definido na Tabela 3, o cobrimento definido para as lajes do projeto é 2 cm devido à classe de agressividade ambiental ser a primeira. Dessa forma, a Tabela 16 abaixo definirá os itens básicos para o dimensionamento das lajes supracitadas.

Tabela 16 - Áreas de aço calculadas pela equação 26

LAJE	h (cm)	ϕ_{max}	ϕ_{dotado}	dx	dy	x (dx)	x (dy)	x/dx	x/dy	Asx (cm ² /m)	Asy (cm ² /m)
103	10	1,25	1	7,5	6,5	1,045	1,23	0,139	0,189	1,941	2,121
104	8	1	1	5,5	-	0,721	-	0,131	-	1,613	-
105	8	1	1	5,5	4,5	0,687	0,373	0,125	0,083	1,536	0,833
201	8	1	1	5,5	-	0,721	-	0,131	-	1,613	-

Fonte: elaborada pelo autor.

Com os resultados obtidos parte-se para a comparação com as áreas de aço mínimas apresentadas pela NBR 6118:2014 e explicitadas para cada laje na Tabela 17 a seguir. Uma vez feita a comparação, pode-se seguir com as verificações.

Tabela 17 - Áreas de aço mínimas

LAJE	h (cm)	ρ_{min}	Asx,min (cm ² /m)	Asy,min (cm ² /m)
103	10	0,15	1,005	1,005
104	8	0,15	1,2	0,9
105	8	0,15	0,804	0,804
201	8	0,15	1,2	0,9

Fonte: elaborada pelo autor.

Tendo agora todos os resultados necessários para realizar a devida comparação entre as áreas de aço mínimas e as calculadas, sabe-se que para as lajes 103 e 105 em ambas as direções serão adotadas as áreas calculadas. Já nas lajes 104 e 201 teremos a adoção da área de aço calculada na direção principal e a área mínima será considerada na direção secundária como uma armadura de distribuição, sendo uma questão de segurança estrutural.

Tabela 18 - Áreas de aço adotadas

LAJE	Asx (cm ² /m)	Asy (cm ² /m)
103	1,94	2,12
104	1,61	0,90
105	1,54	0,83
201	1,61	0,90

Fonte: Elaborada pelo autor.

Dispondo agora de todos os valores de área de aço por metro linear tanto para a direção principal quanto para a direção secundária nas quatro lajes maciças do projeto é possível avaliar a quantidade de barras necessárias dividindo os resultados obtidos pela área unitária da bitola da barra escolhida durante o dimensionamento e ainda o espaçamento a que elas estarão submetidas ao dividir o trecho usual considerado no dimensionamento pelo número de barras obtidos.

Número de barras por metro linear:

$$n = \frac{A_s}{A_{s,uni}} \quad (27)$$

Espaçamento entre as barras:

$$s = \frac{100}{n} \quad (28)$$

Ao calcular o espaçamento, deve-se respeitar os limites máximos impostos pela NBR 6118:2014.

$$s \leq \begin{cases} 20 \text{ cm} \\ 2h = 16 \text{ cm} \end{cases} \quad (29)$$

Definido o espaçamento, encaminha-se para a estabelecer o número de barras a ser utilizado no vão da laje através da divisão do vão livre pelo espaçamento, assim como demonstra a Equação 30.

$$Q = \frac{l_0}{s} - 1 \quad (30)$$

O último passo consiste em definir o comprimento total das barras levando em consideração o vão livre e as ancoragens em ambos os lados, onde tal ancoragem é estabelecida como, no mínimo, dez vezes o diâmetro da barra que está sendo utilizada na armadura. No entanto, com o intuito de não prejudicar a celeridade do processo construtivo, o procedimento usualmente empregado é dispor a armadura até que o cobrimento da viga seja atingido com a condição de que o comprimento de ancoragem não seja lesado.

$$C_{min} = 10\phi + l_0 + 10\phi \quad (31)$$

Tabela 19 - Bitolas e respectivas áreas de aço unitárias

BITOLA		TIPO	ÁREA DE AÇO (cm ²)	PESO LINEAR (kg/m)
mm	pol.			
4,2		CA-60	0,14	0,109
5,0	3/16"	CA-60	0,195	0,154
6,3	1/4"	CA-50	0,31	0,245
8,0	5/16"	CA-50	0,5	0,395
10,0	3/8"	CA-50	0,785	0,617
12,5	1/2"	CA-50	1,22	0,963
16,0	5/8"	CA-50	2,01	1,578
20,0	3/4"	CA-50	3,14	2,466
25,0	1"	CA-50	4,91	3,853
32,0	1 1/4"	CA-50	8,04	6,313

Fonte: elaborada pelo autor.

Tabela 20 - Detalhamento das armaduras positivas

LAJE	L0x (cm)	L0y (cm)	Asx (cm ² /m)	Asy (cm ² /m)	Øado	n (x)	n (y)	s (x)	s (y)
103	496	505	1,94	2,21	6,30	7,0	8,0	14	13
104	225	490	1,61	0,90	5,00	9,0	5,0	11	16
105	300	490	1,54	0,83	5,00	8,0	5,0	13	16
201	225	490	1,61	0,90	5,00	9,0	5,0	11	16

Fonte: elaborada pelo autor.

Tabela 21 - Áreas de aço efetivas

LAJE	Asx (cm ² /m)	Asy (cm ² /m)
103	2,17	2,48
104	1,76	1,23
105	1,56	1,23
201	1,76	1,22

Fonte: elaborada pelo autor.

Diferente da laje 103 que ficou com um espaçamento adequado dentro dos limites da norma, as outras três lajes tiveram de ser modificadas para atender ao critério de o espaçamento ser menor ou igual a duas vezes a altura da laje, a qual resulta em 16 cm. Reduzindo

deliberadamente o espaçamento dessa forma, levou-se em consideração um aumento na quantidade de aço e conseqüentemente na segurança da laje.

Tabela 22 - Comprimentos mínimos das barras

LAJE	L0x (cm)	L0y (cm)	s (x)	s(y)	Qx	Qy	Øado	Cx,min	Cy,min
103	490	505	13	11	39,0	45,0	6,3	502,6	517,6
104	220	490	11	16	19,0	30,0	5,0	230	500
105	295	490	13	16	23,0	30,0	5,0	305	500
201	220	490	11	16	19,0	30,0	5,0	230	500

Fonte: elaborado pelo autor

Como todas as vigas que irão suportar as lajes tem 14 cm de largura os comprimentos de ancoragem estão garantidos em relação às quatro lajes dimensionadas acima. No entanto, com o intuito de garantir um maior controle da fissuração nas bordas livres e simplesmente apoiadas presentes nas lajes é preciso inserir uma armadura de borda que irá melhorar o desempenho e a ductilidade do maciço.

Essa armadura de borda é definida pelo item 19.3.3.2 da NBR 6118:2014, mas tem de respeitar a área de aço mínima estabelecida pela Tabela 15. Seu comprimento de ancoragem é de 25 vezes o diâmetro da barra na viga de apoio estendendo-se no mínimo 0,15 vezes o valor do menor vão da laje a partir da viga de apoio, possuindo ainda um gancho em sua ponta de forma semelhante aos usados no dimensionamento de armaduras negativas.

$$C = 25\phi + b_w - c_v + 0,15l_x + h - c_s - c_i \quad (32)$$

Tabela 23 - Área de aço mínima para bordos livres

LAJE	L0x (cm)	L0y (cm)	ρmin	As,min (cm ² /m)
103	490	505	0,15	1,005
104	220	490	0,15	0,804
105	295	490	0,15	0,804
201	220	490	0,15	0,804

Fonte: elaborada pelo autor.

Tabela 24 - Área de aço efetiva e comprimento das barras

LAJE	\varnothing_{ado} (mm)	n (x)	n (y)	s (x)	s(y)	Cx	Cy	Qx	Qy	As,efe (cm ² /m)	As,efe (cm ² /m)
103	5	6	6	16	16	100	100	30	31	1,17	1,17
104	5	6	6	16	16	60	100	13	30	1,17	1,17
105	5	6	6	16	16	70	100	18	30	1,17	1,17
201	5	6	6	16	16	60	100	13	30	1,17	1,17

Fonte: elaborada pelo autor.

Assim como para a armadura positiva, teve-se de reduzir o espaçamento para que ficasse dentro das diretrizes máximas das lajes em questão, favorecendo a segurança estrutural das lajes.

4.6.1.6 DIMENSIONAMENTO – LAJES TRELIÇADAS

A NBR 6118:2014 em seu item 13.2.4.2 estabelece certos critérios a serem obedecidos ao elaborar um projeto que leve em sua constituição lajes consideradas nervuradas, os critérios definem fatores para sua geometria e para seus cálculos. Seus critérios geométricos são:

- Ter uma espessura mínima na mesa de 4 cm, sendo maior ou igual a 1/15 da distância entre as faces das nervuras. Sendo esse para quando não existem tubulações horizontais embutidas na laje;

- Caso existam tubulações horizontais embutidas com diâmetro até 10 mm, a espessura mínima passa a ser 5cm. Quando o diâmetro da tubulação for maior que 10 mm, a espessura é definida por 4cm somada ao diâmetro da tubulação, e duas vezes a tubulação caso tenha cruzamento;

- Espessura mínima das nervuras de 5 cm e caso seja menor que 8 cm a nervura não pode conter armadura de compressão.

As condições de projeto estabelecidas pelo item supracitado são:

- Entre eixo das nervuras ser menor ou igual gera uma desconsideração da verificação da flexão da mesa e a consideração dos critérios de laje para verificação do cisalhamento da região das nervuras;

- Com espaçamento entre 65 e 110 cm faz-se necessária a verificação da flexão da mesa e as nervuras passam a ser verificadas ao cisalhamento como vigas. Caso o entre eixos

seja de até 90 cm e a largura média das nervuras for maior que 12 cm permite-se verificar o cisalhamento como laje;

- Sendo maior que 110 cm a mesa é projetada como uma laje maciça apoiada sobre uma grelha de vigas e assim, respeitando os seus limites mínimos de espessura.

A escolha das lajes nervuradas para a varanda e salão principal levou em consideração os vãos extensos que originariam lajes espessas caso fossem maciças, a necessidade de reduzir a contribuição dessas lajes na carga total do projeto e o aumento do isolamento térmico proporcionado pelo material inerte empregado entre os vãos das nervuras. Sendo que para as lajes dos quartos são maciças para levar em conta o isolamento acústico.

Então, de acordo com o pré-dimensionamento das lajes apresentado pela Tabela 7, as lajes treliçadas foram calculadas considerando a divisão do vão por 25. No entanto, além da altura total da laje outras características geométricas ainda precisam ser definidas para que o dimensionamento seja feito. As características e seus respectivos valores serão apresentados na Tabela 25 abaixo.

Tabela 25 - Dimensões adotadas

LAJE	bf - Distância entre	hf - Altura da Mesa (cm)	bw - Largura da Nervura	hn - Altura da Nervura (cm)	ht - Altura Total (cm)
101	12	5	12	12	17
102	12	5	12	20	25
301	12	4	12	8	12

Fonte: elaborada pelo autor

Outras características como vão efetivo e tipo de armadura foram também definidas previamente, sendo que os resultados podem ser conferidos nas tabelas 8 e 9 respectivamente. Por fim, define-se as condições de apoio como simplesmente apoiada para todas as três lajes treliçadas do projeto, já que não seria possível engastar elas em outras lajes considerando os quatro itens a serem seguidos para que seja possível engastar lajes em adjacentes.

Levando em consideração que a laje treliçada funciona como um conjunto de nervuras, sistema análogo a vigas T atuando em conjunto, deve ser encontrada a distância colaborante a ser utilizada para definir o carregamento em cada nervura.

O tipo de preenchimento inerte a ser empregado nas lajes treliçadas serão blocos de EPS, denominados tabelas, com largura total de 33 cm, 1 m de comprimento e altura variando nos valores de 8, 12 e 20 cm.

Visto que a largura total da tavela está fixada em 33 cm e a largura útil, levando em consideração 1,5 cm para apoio dela nas vigotas vizinhas, de 30 cm. Sabendo que as vigotas têm uma largura de 12 cm e a largura útil da tavela é 30, pode-se definir a distância do entre-eixo como igual a 42 cm para as três lajes treliçadas do projeto. Essa medida é dada considerando o eixo da tavela a esquerda até o eixo da tavela a direita de uma treliça.

Após definir o espaçamento que será utilizado no decorrer do dimensionamento e tendo obedecido os pré-requisitos do item 13.2.4.2 da NBR 6118:2014 pode-se afirmar que o tratamento a ser dado para a laje treliçada será semelhante ao empregado nas lajes maciças.

A Tabela 12 que foi utilizada para calcular as combinações última e de serviço por m² para todas as lajes do projeto. Para as lajes maciças, calculadas anteriormente, o carregamento foi utilizado por m² de forma a facilitar o cálculo, já para as lajes treliçadas utilizar-se-á as cargas dadas multiplicadas por 42 cm ou 0,42 m obtendo assim o carregamento exclusivo para uma vigota. Abaixo estará inserida a tabela 26 que apresentará os resultados para os carregamentos por vigota.

Tabela 26 - Carregamento linear por nervura

LAJE	DISTÂNCIA ENTRE-EIXOS (cm)	CARREGAMENTO NO ELU (kN/m ²)	CARREGAMENTO NO ELU POR NERVURA (kN/m)
101	42	3,227	1,355
102	42	3,325	1,397
301	42	3,178	1,335

Fonte: elaborada pelo autor

Como as lajes treliçadas estão sendo consideradas como semelhantes às lajes maciças na questão do dimensionamento, pode-se usar a equação 21 para calcular o momento fletor positivo no meio do vão. A tabela 27 apresentará os momentos máximos positivos para cada laje.

Tabela 27 - Momentos fletores máximos

LAJE	CARREGAMENTO NO ELU POR NERVURA (kN/m)	Lx (m)	Momento fletor (kNm)
101	1,355	3,75	2,382
102	1,397	6,09	6,474
301	1,335	2,27	0,860

Fonte: elaborado pelo autor

Utilizando a equação 22 pode-se encontrar a posição da linha neutra, ao encontrar a posição em questão é possível definir como será calculada a laje treliçada, uma vez que linha neutra estiver dentro da mesa ter-se-á uma região retangular comprimida e a área de aço será análoga à de uma viga retangular de largura b_f . Mas, se por acaso ela passar pela alma da seção, o cálculo passa a considerar uma seção T e o momento será resistido tanto pela mesa quanto pela alma.

Tabela 28 - Posição da linha neutra

LAJE	Øadotado (cm)	Cobrimento (cm)	Mx (kNm/nerv)	h (cm)	d (cm)	bw (cm)	x (cm)	x/d
101	0,8	1,5	2,382	17	15,1	42	0,39	0,026
102	1	1,5	6,474	21	19	42	0,70	0,030
301	0,8	1,5	0,860	12	10,1	42	0,21	0,020

Fonte: elaborada pelo autor

A partir dos resultados obtidos na tabela 28, pode-se observar que nas três situações a linha neutra irá passar com folga diretamente na mesa. Dessa forma, prossegue-se normalmente com o dimensionamento da armadura a flexão das três lajes em questão.

Logo, da mesma forma que para as lajes maciças, a adoção de um dos valores para a área de aço da laje treliçada se dará através da escolha entre a área de aço mínima definida pela NBR 6118:2014 e a área de aço encontrada a partir do cálculo que será elaborado em sequência.

Tabela 29 - Área de aço

LAJE	d (cm)	x (cm)	Mx (kNm/nerv)	As,min (cm ² /nerv)	As,calc (cm ² /nerv)	As (cm ² /nerv)
101	15,1	0,39	2,382	0,423	0,367	0,423
102	23	0,70	6,474	0,477	0,655	0,655
301	10,1	0,21	0,860	0,36	0,197	0,36

Fonte: elaborada pelo autor

A partir dos resultados obtidos, definiu-se que a laje 102 irá adotar a área de aço calculada e as lajes 101 e 301 irá adotar a área de aço mínima. De forma a sempre garantir os procedimentos instaurados pela NBR 6118:2014 e prezar pela segurança da estrutura.

Uma outra armadura que necessita ser calculada ou adotada a partir de uma regra definida pela norma é a armadura de distribuição que irá fazer com que as cargas absorvidas pela laje sejam levadas até a nervura, sendo essa regra dada por 0,6 cm²/m ou de 3 barras de aço por metro linear de laje. Dessa forma, estipulou-se que seria respeitado a quantidade mínima de 0,6 cm²/m, representado pelo uso de uma tela soldada nervurada que caso seja originada da empresa Gerdau terá espaçamento 15 x 15 cm com diâmetro das barras de 3,4 mm² em ambas as direções ou caso seja da empresa Arcelor Mittal terá uma malha de 15 x 15 cm com barras de 3,4 mm² também em ambas as direções.

Uma vez definida a área de aço que deve ser utilizada em cada nervura, deve-se ter em mente que o uso de treliças com armadura adicional pode ser necessário. Portanto, a quantidade de barras a ser empregada deve ser determinada respeitando o espaçamento horizontal mínimo necessário e o cobrimento imposto pela adversidade da situação. A equação a seguir demonstra o procedimento a seguir para obter o espaçamento horizontal mínimo.

$$e_h \geq \left\{ \begin{array}{l} 2 \text{ cm} \\ \varnothing \text{ da barra} \\ 1,2 * \text{ maior dimensão do agregado} \end{array} \right\} \quad (33)$$

Tendo avaliado o espaçamento horizontal mínimo e obtendo uma resposta positiva, deve-se determinar o comprimento total das barras que estarão inseridas na vigota, considerando o vão da laje, o comprimento de ancoragem e o possível uso de ganchos nas extremidades.

O espaçamento horizontal mínimo ficou definido como 2,0 cm, originado pelo número mínimo apresentado na equação 33 para as três lajes em questão.

Tabela 30 - Área de aço total e treliças adotadas

LAJE	As (cm ² /nerv)	Treliça comercial	As,trel (cm ² /nerv)	As,adic (cm ² /nerv)	Øadotado (mm)	As,total (cm ² /nerv)
101	0,505	TR 8645	0,392	0,031	1Ø4,2	0,532
102	1,022	TR 12646	0,62	0,035	1Ø8,0	1,12
301	0,36	TR 8644	0,28	0,08	1Ø4,2	0,42

Fonte: elaborada pelo autor

Concluída apuração das treliças e barras adicionais a serem utilizadas, observou-se que todas as vigotas terão uma armadura adicional para que possam atender aos requisitos apresentados no dimensionamento acima.

Tendo apresentadas as áreas de aço a serem utilizadas nas três lajes treliçadas, é necessária a definição do já mencionado comprimento total.

Tabela 31 - Comprimento total

LAJE	Lx (m)	Largura da viga (cm)	Ancoragem mínima (cm)	Ancoragem adotada (cm)	Comp do gancho vertical (cm)	Comprimento total (cm)
101	365	14	6	11,5	8	388
102	595	14	8	11,5	10	618
301	220	14	6	11,5	8	243

Fonte: elaborada pelo autor

4.6.1.7 E.L.U DE CISALHAMENTO DAS LAJES

Na maioria das lajes de concreto não há necessidade de armadura que resista aos esforços cortantes, uma vez que o concreto possui um bom comportamento em relação a esses esforços. A verificação consiste em comparar o esforço cortante máximo com a resistência que o concreto apresenta à sollicitação. Para tal, inicia-se com a cálculo das reações de apoio das lajes nas vigas.

Mesmo tendo lajes maciças e lajes treliçadas, como estamos seguindo o item 13.2.4.2-a da NBR 6118:2014 que define a utilização dos critérios de lajes maciças para lajes treliçadas pois o espaçamento entre eixos das nervuras é menor ou igual a 65 cm.

Tabela 32 - Reações de apoio máximas

LAJE	Lx (cm)	CASO (BARES)	λ	kx	ky	Carreg. ELU	qx (kN/m)	qy (kN/m)	Reação Máxima (kN/m)
101	375	AP/AP	3,08	5	2,5	3,227	6,044	3,022	6,044
102	609	AP/AP	1,76	5	2,5	3,325	10,125	5,062	10,125
103	496	1	1,03	2,62	2,5	5,061	5,980	6,276	6,276
104	225	AP/AP	2,20	5	2,5	5,775	6,491	3,246	6,491
105	300	1	1,65	3,48	2,5	4,375	4,564	3,279	4,564
201	225	AP/AP	2,20	5	2,5	5,775	6,491	3,246	6,491
301	225	AP/AP	2,19	5	2,5	3,178	3,575	1,788	3,575

Fonte: elaborada pelo autor

Uma vez obtidas as reações de apoio no estado de limite último, pode-se utilizar delas em associação com outras equações que serão apresentadas abaixo para poder executar a comparação necessária, demonstrada na equação 34.

$$V_{sd} \leq V_{Rd1} \quad (34)$$

Sendo V_{Rd1} dado por:

$$V_{Rd1} = [\tau_{Rd} * k * (1,2 + 40 * \rho_1) + 0,15\sigma_{cp}] * b_w * d \quad (35)$$

A tabela 33 abaixo demonstra o processo utilizado para obter o V_{Rd1} .

Tabela 33 - Verificação do cisalhamento nas lajes

LAJES	As (cm ² /m)	d (cm)	k	ρ_1	τ_{Rd} (kPa)	Vsd	Vrd1	Verificação
101	0,423	15,1	1,449	0,00311	276,3	2,539	3,027	OK
102	0,702	23	1,37	0,00339	276,3	4,252	4,396	OK
103	2,17	7,5	1,525	0,00289	276,3	5,685	41,580	OK
104	1,61	5,5	1,545	0,00293	276,3	6,491	30,923	OK
105	1,54	5,5	1,545	0,00280	276,3	4,564	30,804	OK
201	1,61	5,5	1,545	0,00293	276,3	6,491	30,923	OK
301	0,42	10,1	1,499	0,00462	276,3	1,516	2,190	OK

Fonte: elaborada pelo autor

As lajes 101, 102 e 301 foram verificadas considerando o cisalhamento nas nervuras de cada uma das lajes e não por metro linear de laje, para obter tal resultado Vsd e Vrd1 foram

multiplicados por 0,42 que é a distância do entre eixos das lajes. De acordo com a Tabela 33 verificou-se que em nenhuma das lajes o esforço cortante máximo é maior que a resistência do concreto ao esforço.

4.6.1.8 VERIFICAÇÕES NO E.L.S. – LAJES MACIÇAS

4.6.1.8.1 FISSURAÇÃO

Começa-se verificando a existência ou não de fissura nas lajes, pois, sabe-se que dependendo do grau de intensidade do momento fletor suportado é inevitável que a laje sofra tais fissuras. No entanto, diferentemente de um dimensionamento baseado no ELU ao considerar a combinação quase permanente considera-se que uma parte da laje ou ela toda esteja trabalhando no domínio I, ou seja, sem fissuras.

Tabela 34 - Verificação da Fissuração

LAJES	h (cm)	Lx (cm)	Carreg. Comb.	Ic (cm ⁴)	Mr (kNm/m)	Mx (kNm/m)	Situação
103	10	496	3,315	8,33E-05	6,907	3,597	BRUTA
104	8	225	3,828	4,27E-05	3,539	2,422	BRUTA
105	8	300	2,825	4,27E-05	3,539	1,121	BRUTA
201	8	225	3,828	4,27E-05	3,539	2,422	BRUTA

Fonte: elaborada pelo autor

Ao obter os resultados da Tabela 34, fica definido que as lajes não estão fissuradas e que permanecem em seu estado bruto. E sua altura ficou mantida em 8 cm para as lajes 104, 105 e 201, já a laje 103 ficou com uma altura de 10 cm.

4.6.1.8.2 FLECHA IMEDIATA

Dependendo de fatores simples como seu carregamento e vão, além das características do concreto utilizado para o dimensionamento, a flecha imediata ocorre logo após a retirada das escoras que mantem a estrutura no período de cura do concreto.

Usar-se-á apenas duas equações, demonstradas abaixo, para calcular a flecha imediata para as lajes maciças, uma para lajes unidirecionais biapoiadas (36) e outra para lajes bidirecionais (37).

$$f_0 = \frac{5}{384} * \frac{p * l^4}{EI} \quad (36)$$

$$f_0 = \frac{p}{E} * \frac{l_x^4}{h^3} * \frac{\alpha}{100} \quad (37)$$

Tabela 35 - Flecha imediata

LAJES	h (cm)	Lx (m)	f0 (m)	f0 (cm)
103	10	4,96	0,011550	1,155
104	8	2,25	0,001404	0,140
105	8	3,00	0,006370	0,637
201	8	2,25	0,001404	0,140

Fonte: elaborada pelo autor

4.6.1.8.3 FLECHA DIFERIDA NO TEMPO

Além da deformação que ocorre logo após a retirada das escoras, tem-se ainda uma deformação que ocorre ao longo do tempo mesmo sofrendo uma tensão constante. O fenômeno da fluência infere diretamente na flecha em questão.

Para definir tal flecha por meio de equações a sequência a seguir irá apresentar todo o procedimento necessário para que se encontre a flecha diferida no tempo.

$$f_{(\infty)} = (1 + \alpha_f) * f_0 \quad (38)$$

Onde o f_0 é a flecha imediata calculada na tabela 35.

$$\alpha_f = \frac{\Delta \xi}{1 + 50\rho'} \quad (39)$$

$$\rho' = \frac{A'_s}{b * d} \quad (40)$$

$$\Delta\xi = \xi(t) - \xi(t_0) \quad (41)$$

$$\xi(t) = 0,68 * 0,996^t * t^{0,32}, \text{ para } t \leq 70 \text{ meses} \quad (42)$$

Para um $t > 70$ meses temos $\xi(t) = 2$.

A retirada das escoras das lajes terá seu início após 21 dias do dia da concretagem, dessa forma tem-se:

$$\xi(t) = 0,68 * 0,996^{21/30} * \left(\frac{21}{30}\right)^{0,32}$$

$$\Delta\xi = 2 - 0,60 = 1,4$$

Como não está sendo empregada armadura de compressão nas lajes que estão sendo calculadas, utiliza-se $\rho' = 0$ e, portanto:

$$\alpha_f = \frac{1,4}{1 + 0}$$

A tabela a seguir irá apresentar os resultados obtidos para as flechas diferidas no tempo:

Tabela 36 - Flecha diferida no tempo

LAJES	f0 (cm)	α_f	f(∞)
103	1,155	1,4	2,77
104	0,140	1,4	0,34
105	0,637	1,4	1,53
201	0,140	1,4	0,34

Fonte: elaborada pelo autor

4.6.1.8.4 VERIFICAÇÃO DOS LIMITES DE DEFORMAÇÃO

Para que uma laje possa ser executada ela deve passar por verificações que garantam o conforto do usuário, a NBR 6118:2014 através da Tabela 13.3 define um limite de aceitabilidade sensorial visual e um limite sensorial de vibração sendo que os limites são definidos pela divisão do L_x por 250 e 350 respectivamente. Mas, a deformação a ser comparada com o limite sensorial de vibração não é calculada da mesma forma que a deformação para a aceitabilidade visual, pois, para o limite sensorial de vibração deve-se considerar a flecha imediata sob ação das cargas acidentais, a equação a ser seguida estará exemplificada abaixo.

$$f'_0 = \frac{q}{p} * f_0 \quad (43)$$

Sendo:

- q a carga acidental incidente na laje;
- p a carga total na laje.

Tabela 37 - Verificação dos limites de deformação

LAJES	f_0 (cm)	$f(\infty)$ (cm)	L_x (cm)	f_{lim} ($l_x/250$)	Situação	q/p	$f(q)$ (cm)	f_{lim} ($l_x/350$)	Situação
103	1,155	2,770	496	1,984	Contraflecha	0,151	0,174	1,417	OK
104	0,140	0,340	225	0,9	OK	0,392	0,055	0,643	OK
105	0,637	1,530	300	1,2	Contraflecha	0,177	0,113	0,857	OK
201	0,140	0,340	225	0,9	OK	0,392	0,055	0,643	OK

Fonte: elaborada pelo autor

É possível observar que apenas as lajes 103 e 105 não passaram na verificação de seus limites de aceitabilidade sensorial visual, para que possam ser executadas é previsto na Tabela 13.3 da NBR 6118:2014 pelo item *b* e pela nota 1 a utilização de contraflechas, sendo elas deslocamentos no sentido ascendente para diminuir ou prevenir o aparecimento de flechas que não atendam os limites impostos, para fazer com que a comparação da flecha diferida no tempo fique menor que o limite. Para tal, definiu-se uma contraflecha de 1cm para ambas as lajes. Originando uma deformação menor que o limite de aceitabilidade sensorial visual e permitindo que elas sejam executadas dentro dos padrões da NBR 6118:2014.

4.6.1.9 VERIFICAÇÕES NO E.L.S. – LAJES TRELIÇADAS

4.6.1.9.1 FISSURAÇÃO

Para realizar a verificação das lajes treliçadas é necessário que as características geométricas da seção que resiste ao esforço sejam determinadas de maneira correta. Portanto, ao seguir CARVALHO E FIGUEIREDO FILHO (2017), pode-se considerar a seção composta de concreto e aço, cuja nomenclatura é homogeneizada. As equações demonstradas na sequência irão ser utilizadas para encontrar as corretas características geométricas.

$$A_h = (b_f - b_w)h_f + b_w h + A_s(\alpha_e - 1) \quad (44)$$

$$Y_h = \frac{(b_f - b_w)\left(\frac{h_f^2}{2}\right) + b_w \frac{h^2}{2} + A_s(\alpha_e - 1)d}{A_h} \quad (45)$$

$$I_h = \frac{(b_f - b_w)h_f^3}{12} + \frac{(b_w h^3)}{12} + (b_f - b_w)h_f \left(Y_h - \frac{h_f}{2}\right)^2 + b_w h \left(Y_h - \frac{h_f}{2}\right)^2 + A_s(\alpha_e - 1)(Y_h - d)^2 \quad (46)$$

Com as equações acima propostas resolvidas, compara-se o momento fletor atuante na combinação frequente de ações com o momento de fissuração, o qual é calculado de acordo com a equação proposta a seguir.

$$M_r = \frac{\alpha f_{ct} I_c}{Y_t} \quad (47)$$

Tabela 38 - Características geométricas parte 1

LAJES	bf (cm)	hn (cm)	h (cm)	hf (cm)	bw (cm)	α_e	As (cm ²)	Ah (cm ²)
101	42	12	17	5	12	9,8650	0,423	357,75
102	42	20	25	5	12	9,8650	0,702	456,22
301	42	8	12	4	12	9,8650	0,420	267,72

Fonte: elaborada pelo autor

Tabela 39 - Características geométricas parte 2

LAJES	Ah (cm ²)	d (cm)	Yh (cm)	Ih (cm ⁴)
101	357,75	15,1	6,053	10002,368
102	616,22	23	9,355	38244,324
301	235,72	10,1	4,264	3368,138

Fonte: elaborada pelo autor

Tabela 40 - Comparação momento de fissuração

LAJES	α	Ih (cm ⁴)	fct	Yt	Mr (kNm/nerv)	p (kN/m ²)	L (m)	M+ (kNm/nerv)
101	1,2	10002,37	2,210	10,947	2,42	2,005	3,75	3,524
102	1,2	38244,32	2,210	15,645	6,48	2,075	6,09	9,620
301	1,2	3368,138	2,210	7,736	1,15	1,97	2,25	1,247

Fonte: elaborada pelo autor

Observa-se que as três lajes em questão apresentam o momento resistente inferior ao momento atuante, dessa forma, é necessário calcular as propriedades geométricas para a seção no estágio II.

Tabela 41 - Momento de inércia equivalente

LAJES	a1 (cm)	a2 (cm ²)	a3 (cm ³)	xII (cm)	IxII	Ieq
101	21	4,173	-63,0107	1,636	769,036	3771,871
102	21	6,925	-159,28	2,594	2891,856	13718,47
301	21	4,143	-41,8473	1,316	332,900	2745,951

Fonte: elaborada pelo autor

4.6.1.9.2 FLECHA IMEDIATA E DIFERIDA NO TEMPO

O procedimento de cálculo será o mesmo que para as lajes maciças, logo, a tabela abaixo irá explanar os resultados obtidos para as três lajes treliçadas do projeto.

Tabela 42 - Flechas imediata e diferida no tempo

LAJES	Carreg. Comb. Freq. (kN/m ²)	Lx (m)	Ieq	E	f0 (m)	f(∞) (m)
101	2,005	3,75	3,37187E-05	21287370	0,0072	0,0173
102	2,075	6,09	0,000137185	21287370	0,0127	0,0305
301	1,97	2,25	2,74595E-05	21287370	0,0011	0,0027

Fonte: elaborada pelo autor

Tabela 43 - Verificação das flechas

LAJES	f0 (m)	f(∞) (m)	Lx (cm)	f _{lim} (lx/250)	Situação	q/p	f(q) (cm)	f _{lim} (lx/350)	Situação
101	0,719	1,726	375	1,5	Contraflecha	0,249	0,179	1,071	OK
102	1,273	3,054	609	2,436	Contraflecha	0,241	0,307	1,740	OK
301	0,112	0,270	225	0,9	OK	0,254	0,029	0,643	OK

Fonte: elaborada pelo autor

Observa-se que as lajes 101 e 102 necessitam ainda de uma contraflecha assim como as lajes 103 e 105, estabelece-se uma contraflecha novamente de 1 cm. Com essa compensação vertical será possível vencer os vãos impostos dentro das normativas estabelecidas.

4.6.2 DIMENSIONAMENTO DAS VIGAS

4.6.2.1 VÃOS EFETIVOS

As vigas têm seu dimensionamento semelhante ao das lajes, portanto, inicia-se processo através da definição dos vãos efetivos, demonstrado abaixo.

Tabela 44 - Vãos efetivos das vigas

VIGAS	L0 (cm)	bw (cm)	h (cm)	Apoio Esquerdo (cm)	Apoio Direito (cm)	0,3h (cm)	t esquerdo (cm)	t direito (cm)	Lef (cm)
101a	526	14	55	29	29	16,5	14,5	14,5	555
101b	526	14	55	29	29	16,5	14,5	14,5	555
102a	593	14	60	18	26	18	9	13	615
102b	488	14	60	26	18	18	13	9	510
103	492	14	50	18	18	15	9	9	510
104	492	14	50	18	18	15	9	9	510
105a	593	14	60	18	26	18	9	13	615
105b	488	14	60	26	18	18	13	9	510
106a	456	14	60	26	26	18	13	13	482
106b	564	14	60	26	26	18	13	13	590
106c	369	14	40	26	29	12	13	14,5	394
107a	293	14	30	18	26	9	9	13	311
107b	214	14	30	26	26	9	13	13	232
107c	503	14	55	26	18	16,5	13	9	525
108a	295	14	30	26	26	9	9	9	313
108b	214	14	30	26	26	9	9	9	232
108c	505	14	55	26	26	16,5	13	13	531
108d	371	14	55	26	29	16,5	13	14,5	398,5
201	492	14	50	18	18	15	9	9	510
202	492	14	50	18	18	15	9	9	510
203	214	14	25	26	26	7,5	7,5	7,5	229
204	214	14	25	26	26	7,5	7,5	7,5	229

Fonte: elaborada pelo autor

4.6.2.2 CARREGAMENTOS

Considerou-se os carregamentos das lajes provenientes do estado limite último para calcular a carga total aplicada nas vigas, a tabela abaixo apresenta a cargas por trecho das vigas.

Tabela 45 - Carregamentos nas vigas

VIGAS	bw (cm)	h (cm)	Carga Peso Próprio (kN/m)	Carga de Lajes (kN/m)	Carga de Alvenaria (kN/m)	Carga total Majorada
101a	14	55	1,925	6,044	2,03	14,00
101b	14	55	1,925	6,044	2,03	14,00
102a	14	60	2,1	11,106	-	18,49
102b	14	60	2,1	12,32	-	20,19
103	14	50	1,75	12,767	-	20,32
104	14	50	1,75	11,057	-	17,93
105a	14	60	2,1	3,279	2,03	10,37
105b	14	60	2,1	4,564	2,03	12,17
106a	14	60	2,1	10,125	2,03	19,96
106b	14	60	2,1	10,125	2,03	19,96
106c	14	40	1,4	3,022	2,03	9,03
107a	14	30	1,05	13,404	-	20,24
107b	14	30	1,05	13,371	-	20,19
107c	14	55	1,925	16,105	-	25,24
108a	14	30	1,05	3,279	2,03	8,90
108b	14	30	1,05	3,246	2,03	8,86
108c	14	55	1,925	5,98	2,03	13,91
108d	14	40	1,4	3,022	2,03	9,03
201	14	50	1,75	6,491	2,842	15,52
202	14	50	1,75	6,491	2,842	15,52
203	14	25	0,875	3,246	2,842	9,75
204	14	25	0,875	3,246	2,842	9,75

Fonte: elaborada pelo autor

4.6.2.3 ESFORÇOS E ÁREAS DE AÇO

O cálculo dos esforços foi realizado com utilização do software Ftool, disponibilizado gratuitamente para estudantes pela Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro (PUC-RIO). As armaduras negativa e positiva serão dimensionadas levando em consideração a metodologia que utiliza a tabela do Kc e Ks

Tabela 46 - Área de aço positiva das vigas

VIGAS	bw (cm)	h (cm)	d (cm)	Md+,max (kNm)	Kc	Ks	Domínio	As+ (cm ²)	As+,min (cm ²)
101a	14	55	51,5	21,9	16,96	0,024	2	1,02	1,16
101b	14	55	51,5	21,9	16,96	0,024	2	1,02	1,16
102a	14	60	56,5	35,6	12,55	0,024	2	1,51	1,26
102b	14	60	56,5	24,8	18,02	0,024	2	1,05	1,26
103	14	50	46,5	25,9	11,69	0,024	2	1,34	1,05
104	14	50	46,5	22,8	13,28	0,024	2	1,18	1,05
105a	14	60	56,5	19,6	22,80	0,024	2	0,83	1,26
105b	14	60	56,5	16,4	27,25	0,024	2	0,70	1,26
106a	14	60	56,5	25,2	17,73	0,023	2	1,03	1,26
106b	14	60	56,5	38,3	11,67	0,024	2	1,63	1,26
106c	14	40	36,5	5,2	35,87	0,023	2	0,33	0,84
107a	14	30	26,5	11,2	8,78	0,024	2	1,01	0,63
107b	14	30	26,5	1,4	70,23	0,023	2	0,12	0,63
107c	14	55	51,5	54,2	6,85	0,025	2	2,63	1,16
108a	14	30	26,5	4	24,58	0,023	2	0,35	0,63
108b	14	30	26,5	1,1	89,38	0,023	2	0,10	0,63
108c	14	55	51,5	20,6	18,03	0,024	2	0,96	1,16
108d	14	55	51,5	5,7	65,14	0,023	2	0,25	1,16
201	14	50	46,5	21,1	14,35	0,024	2	1,09	1,05
202	14	50	46,5	21,2	14,28	0,024	2	1,09	1,05
203	14	25	21,5	4,7	13,77	0,024	2	0,52	0,53
204	14	25	21,5	3,4	19,03	0,024	2	0,38	0,53

Fonte: elaborada pelo autor

Tabela 47 - Área de aço negativa das vigas

VIGAS	bw (cm)	h (cm)	d (cm)	Md,max (kNm)	Kc	Ks	Domínio	As- (cm ²)	As-,min (cm ²)
101a	14	55	51,5	42,2	8,80	0,024	2	1,97	1,16
101b	14	55	51,5	42,2	8,80	0,024	2	1,97	1,16
102a	14	60	56,5	64	6,98	0,024	2	2,72	1,26
102b	14	60	56,5	64	6,98	0,024	2	2,72	1,26
103	14	50	46,5	40,2	7,53	0,024	2	2,07	1,05
104	14	50	46,5	35,5	8,53	0,024	2	1,83	1,05
105a	14	60	56,5	36,7	12,18	0,024	2	1,56	1,26
105b	14	60	56,5	36,7	12,18	0,024	2	1,56	1,26
106a	14	60	56,5	63	7,09	0,024	2	2,68	1,26
106b	14	60	56,5	63	7,09	0,024	2	2,68	1,26
106c	14	40	36,5	24	7,77	0,024	2	1,58	0,84
107a	14	30	26,5	18,6	5,29	0,025	2	1,75	0,63
107b	14	30	26,5	23,5	4,18	0,025	2	2,22	0,63
107c	14	55	51,5	23,5	15,80	0,024	2	1,10	1,16
108a	14	30	26,5	7,2	13,65	0,024	2	0,65	0,63
108b	14	30	26,5	7,2	13,65	0,024	2	0,65	0,63
108c	14	55	51,5	19,1	19,44	0,024	2	0,89	1,16
108d	14	55	51,5	19,1	19,44	0,024	2	0,89	1,16
201	14	50	46,5	29,3	10,33	0,024	2	1,51	1,05
202	14	50	46,5	29,3	10,33	0,024	2	1,51	1,05
203	14	25	21,5	4,2	15,41	0,024	2	0,47	0,53
204	14	25	21,5	3,7	17,49	0,024	2	0,41	0,53

Fonte: elaborada pelo autor

Para calcular a área de aço utilizou-se a equação:

$$A_s^+ = \frac{M_d}{(kz)d \left(\frac{f_{sk}}{1,15} \right)} \quad (48)$$

Área de aço mínima foi encontrada utilizando a equação a seguir:

$$A_{s,min} = \rho * h * b_w \quad (49)$$

Na tabela 46, observa-se que diversas células estão hachuradas em verde claro ou em vermelho, as células verdes representam as áreas de aço a serem consideradas na escolha do diâmetro e da disposição das barras que serão utilizadas na faixa positiva e as vermelhas representam as áreas de aço a serem consideradas na escolha do diâmetro e da disposição das

barras na faixa negativa. A seguir serão indicadas as barras utilizadas em cada viga e a área de aço efetiva.

Tabela 48 - Área de aço efetiva

VIGAS	As+,ado (cm ²)	As-,ado (cm ²)	Barras utilizadas na armadura positiva	Barras utilizadas na armadura negativa	As+,efe (cm ²)	As-,efe (cm ²)
101a	1,16	1,97	2 φ 10,0mm	2 φ 12,5mm	1,6	2,5
101b	1,16	1,97	2 φ 10,0mm	2 φ 12,5mm	1,6	2,5
102a	1,51	2,72	2 φ 10,0mm	2 φ 12,5mm + 1 φ 6,3mm	1,6	2,81
102b	1,26	2,72	2 φ 10,0mm	2 φ 12,5mm + 1 φ 6,3mm	1,6	2,81
103	1,34	2,07	2 φ 10,0mm	2 φ 12,5mm	1,6	2,5
104	1,18	1,83	2 φ 10,0mm	2 φ 12,5mm	1,6	2,5
105a	1,26	1,56	2 φ 10,0mm	2 φ 10,0mm	1,6	1,6
105b	1,26	1,56	2 φ 10,0mm	2 φ 10,0mm	1,6	1,6
106a	1,26	2,68	2 φ 10,0mm	2 φ 12,5mm + 1 φ 5,0mm	1,6	2,7
106b	1,63	2,68	2 φ 12,5mm	2 φ 12,5mm + 1 φ 5,0mm	2,5	2,7
106c	0,84	1,58	2 φ 8,0mm	2 φ 10,0mm	1	1,6
107a	1,01	1,75	2 φ 10,0mm	2 φ 12,5mm	1,6	2,5
107b	0,63	2,22	2 φ 8,0mm	2 φ 12,5mm	1	2,5
107c	2,63	1,16	2 φ 12,5mm + 1 φ 5,0mm	2 φ 10,0mm	2,7	1,6
108a	0,63	0,65	2 φ 8,0mm	2 φ 8,0mm	1	1
108b	0,63	0,65	2 φ 8,0mm	2 φ 8,0mm	1	1
108c	1,16	1,16	2 φ 10,0mm	2 φ 10,0mm	1,6	1,6
108d	1,16	1,16	2 φ 10,0mm	2 φ 10,0mm	1,6	1,6
201	1,09	1,51	2 φ 10,0mm	2 φ 10,0mm	1,6	1,6
202	1,09	1,51	2 φ 10,0mm	2 φ 10,0mm	1,6	1,6
203	0,53	0,53	2 φ 8,0mm	2 φ 8,0mm	1	1
204	0,53	0,53	2 φ 8,0mm	2 φ 8,0mm	1	1

Fonte: elaborada pelo autor

4.6.2.4 ESPAÇAMENTOS HORIZONTAL E VERTICAL

O espaçamento horizontal será calculado considerando um estribo fabricado de barras de diâmetro 5,5 mm. Logo, ao calcular um espaçamento horizontal mínimo de 2,28 cm entre as barras, sabe-se que todos os valores menores que o encontrado deve levar a uma reconsideração das barras a serem utilizadas na execução das vigas. A tabela a seguir demonstrará a distância encontrada para as barras positivas e negativas, sendo que as células hachuradas em verde estão com o valor correto. Quanto ao espaçamento vertical, ele não foi levado em consideração

mesmo tendo sido encontrado, pois não foi necessário o uso de armaduras em mais de uma camada.

Tabela 49 - Espaçamento Horizontal

VIGAS	ah (cm)	av (cm)	Eh+ (cm)	Eh- (cm)
101a	2,28	2	6	5,5
101b	2,28	2	6	5,5
102a	2,28	2	6	2,435
102b	2,28	2	6	2,435
103	2,28	2	6	5,5
104	2,28	2	6	5,5
105a	2,28	2	6	6
105b	2,28	2	6	6
106a	2,28	2	6	2,5
106b	2,28	2	5,5	2,5
106c	2,28	2	6,4	6
107a	2,28	2	6	5,5
107b	2,28	2	6,4	5,5
107c	2,28	2	2,5	6
108a	2,28	2	6,4	6,4
108b	2,28	2	6,4	6,4
108c	2,28	2	6	6
108d	2,28	2	6	6
201	2,28	2	6	6
202	2,28	2	6	6
203	2,28	2	6,4	6,4
204	2,28	2	6,4	6,4

Fonte: elaborada pelo autor

4.6.2.5 ARMADURA DE PELE

Como a armadura de pele é obrigatória apenas para vigas cuja altura ultrapassa 60 cm e no projeto em questão, a maior altura apresentada por uma viga é de 60 cm. Não se faz necessário utilizar armadura de pele nas armaduras.

4.6.2.6 ARMADURA TRANSVERSAL

Ao dimensionar a armadura transversal utiliza-se um modelo chamado de treliça generalizada de Morsch, o qual leva em consideração a resistência empregada pelas bielas de compressão e a armadura transversal disposta. Consultando a NBR 6118:2014 é possível

considerar dois modelos de cálculo, os quais admitem diferentes inclinações para a biela de compressão.

O modelo I considera a biela a 45°, onde ela absorve a menor parte do esforço. Já o modelo II, considera uma arbitração no ângulo da biela entre 30 e 45°, diminuindo a parcela de esforços que é resistida por mecanismos complementares.

Para o dimensionamento em questão, será considerado o modelo II, com bielas a 30° e os estribos a 90° em relação a armadura principal. O modelo II além de aproveitar a armadura de maneira mais completa, é mais fácil de ser executado por quem for responsável pela armadura na obra.

A equação para calcular a resistência das diagonais comprimidas das bielas de concreto ao esmagamento será apresentada a seguir.

$$V_{rd2} = 0,54 * \alpha_{v2} * f_{cd} * b_w * d * \text{sen}^2\theta * (\text{cota} + \text{cot}\theta) \quad (50)$$

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°);

$$\alpha_{v2} = 1 - \frac{f_{ck}}{250} = 1 - \frac{20}{250} = 0,92$$

A comparação a ser feita para que se obtenha um resultado concreto é verificar se o esforço cortante solicitante é menor ou igual à resistência oferecida pelas diagonais comprimidas, calculada pela equação 50. A tabela apresentada abaixo irá demonstrar o cálculo do V_{rd2} e a tabela seguinte irá apresentar a verificação tão importante para o item em questão.

Tabela 50 - Esforço cortante resistente nas bielas de concreto

VIGAS	bw (cm)	d (cm)	fcd (Mpa)	α	θ	sen ² θ	cota α	cot θ	αv_2	Vrd2 (kN)
101a	14	51,5	1,43	90°	30°	0,25	0	1,732	0,92	221,79
101b	14	51,5	1,43	90°	30°	0,25	0	1,732	0,92	221,79
102a	14	56,5	1,43	90°	30°	0,25	0	1,732	0,92	243,32
102b	14	56,5	1,43	90°	30°	0,25	0	1,732	0,92	243,32
103	14	46,5	1,43	90°	30°	0,25	0	1,732	0,92	200,26
104	14	46,5	1,43	90°	30°	0,25	0	1,732	0,92	200,26
105a	14	56,5	1,43	90°	30°	0,25	0	1,732	0,92	243,32
105b	14	56,5	1,43	90°	30°	0,25	0	1,732	0,92	243,32
106a	14	56,5	1,43	90°	30°	0,25	0	1,732	0,92	243,32
106b	14	56,5	1,43	90°	30°	0,25	0	1,732	0,92	243,32
106c	14	36,5	1,43	90°	30°	0,25	0	1,732	0,92	157,19
107a	14	26,5	1,43	90°	30°	0,25	0	1,732	0,92	114,12
107b	14	26,5	1,43	90°	30°	0,25	0	1,732	0,92	114,12
107c	14	51,5	1,43	90°	30°	0,25	0	1,732	0,92	221,79
108a	14	26,5	1,43	90°	30°	0,25	0	1,732	0,92	114,12
108b	14	26,5	1,43	90°	30°	0,25	0	1,732	0,92	114,12
108c	14	51,5	1,43	90°	30°	0,25	0	1,732	0,92	221,79
108d	14	51,5	1,43	90°	30°	0,25	0	1,732	0,92	221,79
201	14	46,5	1,43	90°	30°	0,25	0	1,732	0,92	200,26
202	14	46,5	1,43	90°	30°	0,25	0	1,732	0,92	200,26
203	14	21,5	1,43	90°	30°	0,25	0	1,732	0,92	92,59
204	14	21,5	1,43	90°	30°	0,25	0	1,732	0,92	92,59

Fonte: elaborada pelo autor

Tabela 51 - Verificação da resistência das bielas ao esmagamento

VIGAS	Vrd2 (kN)	Vsd (kN)	Verificação
101a	221,789	30,3	OK
101b	221,789	30,3	OK
102a	243,322	43,4	OK
102b	243,322	43,4	OK
103	200,256	37	OK
104	200,256	37	OK
105a	243,322	24,8	OK
105b	243,322	24,8	OK
106a	243,322	45,4	OK
106b	243,322	45,4	OK
106c	157,191	16,4	OK
107a	114,125	22	OK
107b	114,125	22	OK
107c	221,789	44,2	OK
108a	114,125	10,5	OK
108b	114,125	10,5	OK
108c	221,789	27,5	OK
108d	221,789	16,2	OK
201	200,256	28,3	OK
202	200,256	28,3	OK
203	92,592	8	OK
204	92,592	8	OK

Fonte: elaborada pelo autor

Observa-se a partir da Tabela 51 que todos os trechos de todas as vigas têm sua resistência ao esmagamento maior que o esforço cortante solicitante. Por conseguinte, é possível proceder com o dimensionamento da armadura transversal.

Sabe-se que:

$$V_{sd} \leq V_c + V_{sw} \quad (51)$$

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.

Ao determinar a parcela resistida pelos mecanismos complementares, pode-se observar que eles absorvam todo o esforço cortante. Caso fique constatado o ocorrido é possível adotar apenas uma armadura mínima ao longo de toda a seção. A equação abaixo exprimirá o cálculo da parcela resistida pelos mecanismos complementares.

$$V_{c0} = 0,6 * f_{ctd,inf} * b * d \quad (52)$$

Tabela 52 - Verificação da parcela resistida pelos mecanismos complementares

VIGAS	bw (cm)	d (cm)	f _{ctd,inf} (Mpa)	V _{c0} (kN)	V _{sd} (kN)	Verificação
101a	14	51,5	1,1052	47,811	30,3	OK
101b	14	51,5	1,1052	47,811	30,3	OK
102a	14	56,5	1,1052	52,453	43,4	OK
102b	14	56,5	1,1052	52,453	43,4	OK
103	14	46,5	1,1052	43,169	37	OK
104	14	46,5	1,1052	43,169	37	OK
105a	14	56,5	1,1052	52,453	24,8	OK
105b	14	56,5	1,1052	52,453	24,8	OK
106a	14	56,5	1,1052	52,453	45,4	OK
106b	14	56,5	1,1052	52,453	45,4	OK
106c	14	36,5	1,1052	33,885	16,4	OK
107a	14	26,5	1,1052	24,602	22	OK
107b	14	26,5	1,1052	24,602	22	OK
107c	14	51,5	1,1052	47,811	44,2	OK
108a	14	26,5	1,1052	24,602	10,5	OK
108b	14	26,5	1,1052	24,602	10,5	OK
108c	14	51,5	1,1052	47,811	27,5	OK
108d	14	51,5	1,1052	47,811	16,2	OK
201	14	46,5	1,1052	43,169	28,3	OK
202	14	46,5	1,1052	43,169	28,3	OK
203	14	21,5	1,1052	19,960	8	OK
204	14	21,5	1,1052	19,960	8	OK

Fonte: elaborada pelo autor

A Tabela 52 demonstra que em todas as vigas, o esforço cortante solicitante será absorvido apenas pelos mecanismos complementares, sendo assim, é necessário calcular apenas a armadura mínima para todos os vãos do projeto.

Como o cálculo da área mínima por metro linear depende da largura da viga, observa-se que todas as vigas e seus respectivos vãos individuais irão apresentar a mesma área de aço mínima, a qual será apresentada na Tabela 53 a seguir.

Tabela 53 - Área mínima de aço para armadura transversal

VIGAS	f _{ctk,m} (Mpa)	f _{ymk} (Mpa)	sen α	bw (m)	As,min/S (cm ² /m)
101a	2,2104	600	1	0,14	1,032
101b	2,2104	600	1	0,14	1,032
102a	2,2104	600	1	0,14	1,032
102b	2,2104	600	1	0,14	1,032
103	2,2104	600	1	0,14	1,032
104	2,2104	600	1	0,14	1,032
105a	2,2104	600	1	0,14	1,032
105b	2,2104	600	1	0,14	1,032
106a	2,2104	600	1	0,14	1,032
106b	2,2104	600	1	0,14	1,032
106c	2,2104	600	1	0,14	1,032
107a	2,2104	600	1	0,14	1,032
107b	2,2104	600	1	0,14	1,032
107c	2,2104	600	1	0,14	1,032
108a	2,2104	600	1	0,14	1,032
108b	2,2104	600	1	0,14	1,032
108c	2,2104	600	1	0,14	1,032
108d	2,2104	600	1	0,14	1,032
201	2,2104	600	1	0,14	1,032
202	2,2104	600	1	0,14	1,032
203	2,2104	600	1	0,14	1,032
204	2,2104	600	1	0,14	1,032

Fonte: elaborada pelo autor

Tendo obtido a área de aço, a qual está apresentada na Tabela 53, pode-se definir o espaçamento com o qual os estribos irão ser dispostos nas vigas. Tal espaçamento deve respeitar os limites máximos e mínimos impostos pelo item 18.3.3.2 da NBR 6118:2014 a equação abaixo irá explicitar.

$$S_{max} \leq \begin{cases} se V_{sd} \leq 0,67 V_{rd2}, 0,6 d \leq 300 mm \\ se V_{sd} > 0,67 V_{rd2}, 0,3 d \leq 200 mm \end{cases} \quad (53)$$

O espaçamento mínimo seria a distância necessária para a passagem de um vibrador de concreto, o qual detém usualmente um diâmetro de 2,5 cm em sua ponteira.

Tabela 54 - Espaçamento dos estribos e área efetiva de aço

VIGAS	d (cm)	Vsd (kN)	0,67*Vrd2 (kN)	Smax (cm)	Sadot (cm)	As,efe/S (cm ² /m)
101a	51,5	30,3	148,599	30	15	1,300
101b	51,5	30,3	148,599	30	15	1,300
102a	56,5	43,4	163,026	30	15	1,300
102b	56,5	43,4	163,026	30	15	1,300
103	46,5	37	134,172	27,9	15	1,300
104	46,5	37	134,172	27,9	15	1,300
105a	56,5	24,8	163,026	30	15	1,300
105b	56,5	24,8	163,026	30	15	1,300
106a	56,5	45,4	163,026	30	15	1,300
106b	56,5	45,4	163,026	30	15	1,300
106c	36,5	16,4	105,318	21,9	15	1,300
107a	26,5	22	76,464	15,9	15	1,300
107b	26,5	22	76,464	15,9	15	1,300
107c	51,5	44,2	148,599	30	15	1,300
108a	26,5	10,5	76,464	15,9	15	1,300
108b	26,5	10,5	76,464	15,9	15	1,300
108c	51,5	27,5	148,599	30	15	1,300
108d	51,5	16,2	148,599	30	15	1,300
201	46,5	28,3	134,172	27,9	15	1,300
202	46,5	28,3	134,172	27,9	15	1,300
203	21,5	8	62,036	12,9	12	1,625
204	21,5	8	62,036	12,9	12	1,625

Fonte: elaborada pelo autor

Com o espaçamento obtido, falta apenas realizar as verificações de flechas imediatas, diferidas no tempo, flecha total e ainda verificar os critérios de aceitabilidade visual e de vibrações sentidas no piso.

4.6.2.7 VERIFICAÇÕES NO ESTADO LIMITE DE SERVIÇO

4.6.2.7.1 DEFINIÇÃO QUANTO A FISSURAÇÃO

Da mesma forma que para as lajes, deve ser encontrada a real seção que irá resistir aos esforços e para tal calcula-se o momento de fissuração com as propriedades da seção homogeneizada, ou seja, seção que considera a área de aço e a área de concreto. As equações apresentadas a seguir irão demonstrar o procedimento a ser seguido para encontrar as propriedades da seção homogeneizada.

$$A_h = b_w h + A_s(\alpha_e - 1) \quad (54)$$

$$Y_h = \frac{(b_w) \left(\frac{h_f^2}{2} \right) + A_s(\alpha_e - 1)d}{A_h} \quad (55)$$

$$I_h = \frac{(b_w h^3)}{12} + b_w h \left(Y_h - \frac{h}{2} \right)^2 + A_s(\alpha_e - 1)(Y_h - d)^2 \quad (56)$$

Tabela 55 - Propriedades da seção homogênea

VIGAS	bw (cm)	h (cm)	As+,efe (cm ²)	αe	Ah (cm ²)	d (cm)	γh (cm)	Ih (cm ⁴)
101a	14	55	1,6	9,8650	784,18	54,375	27,986	204163,49
101b	14	55	1,6	9,8650	784,18	54,375	27,986	204163,49
102a	14	60	1,6	9,8650	854,18	59,375	30,488	264036,01
102b	14	60	1,6	9,8650	854,18	59,375	30,488	264036,01
103	14	50	1,6	9,8650	714,18	49,375	25,484	154093,26
104	14	50	1,6	9,8650	714,18	49,375	25,484	154093,26
105a	14	60	1,6	9,8650	854,18	59,375	30,488	264036,01
105b	14	60	1,6	9,8650	854,18	59,375	30,488	264036,01
106a	14	60	1,6	9,8650	854,18	59,375	30,488	264036,01
106b	14	60	2,5	9,8650	862,16	59,375	30,755	270632,23
106c	14	40	1	9,8650	568,87	39,375	20,302	77942,65
107a	14	30	1,6	9,8650	434,18	29,375	15,470	34335,24
107b	14	30	1	9,8650	428,87	29,375	15,297	33294,00
107c	14	55	2,7	9,8650	793,94	54,375	28,310	210870,77
108a	14	30	1	9,8650	428,87	29,375	15,297	33294,00
108b	14	30	1	9,8650	428,87	29,375	15,297	33294,00
108c	14	55	1,6	9,8650	784,18	54,375	27,986	204163,49
108d	14	55	1,6	9,8650	784,18	54,375	27,986	204163,49
201	14	50	1,6	9,8650	714,18	49,375	25,484	154093,26
202	14	50	1,6	9,8650	714,18	49,375	25,484	154093,26
203	14	25	1	9,8650	358,87	24,375	12,793	19448,39
204	14	25	1	9,8650	358,87	24,375	12,793	19448,39

Fonte: elaborada pelo autor

Tabela 56 - Verificação da fissuração das vigas

VIGAS	α	fct	Ih (cm ⁴)	γh (cm)	Mr (kNm)	M+ (kNm)	Estado
101a	1,5	2,210	204163,49	27,99	24,19	11,9	Não fissurada
101b	1,5	2,210	204163,49	27,99	24,19	11,9	Não fissurada
102a	1,5	2,210	264036,01	30,49	28,71	17	Não fissurada
102b	1,5	2,210	264036,01	30,49	28,71	12,1	Não fissurada
103	1,5	2,210	154093,26	25,48	20,05	15,1	Não fissurada
104	1,5	2,210	154093,26	25,48	20,05	15,1	Não fissurada
105a	1,5	2,210	264036,01	30,49	28,71	13,9	Não fissurada
105b	1,5	2,210	264036,01	30,49	28,71	9,1	Não fissurada
106a	1,5	2,210	264036,01	30,49	28,71	13	Não fissurada
106b	1,5	2,210	270632,23	30,76	29,18	19,6	Não fissurada
106c	1,5	2,210	77942,65	20,30	12,73	3,2	Não fissurada
107a	1,5	2,210	34335,24	15,47	7,36	5,8	Não fissurada
107b	1,5	2,210	33294,00	15,30	7,22	1,1	Não fissurada
107c	1,5	2,210	210870,77	28,31	24,70	32,7	Fissurada
108a	1,5	2,210	33294,00	15,30	7,22	3,2	Não fissurada
108b	1,5	2,210	33294,00	15,30	7,22	0,4	Não fissurada
108c	1,5	2,210	204163,49	27,99	24,19	15,2	Não fissurada
108d	1,5	2,210	204163,49	27,99	24,19	3,7	Não fissurada
201	1,5	2,210	154093,26	25,48	20,05	13,9	Não fissurada
202	1,5	2,210	154093,26	25,48	20,05	13,9	Não fissurada
203	1,5	2,210	19448,39	12,79	5,04	2,4	Não fissurada
204	1,5	2,210	19448,39	12,79	5,04	2,4	Não fissurada

Fonte: elaborada pelo autor

A partir da Tabela 56 observa-se que apenas o trecho C da viga 107 está apresentando fissuração, ou seja, o momento atuante é maior que o momento de fissuração. Portanto, devem ser calculadas as propriedades geométricas da seção no estágio II. As quais começam a serem calculadas pelas equações apresentadas abaixo.

$$a_1 = \frac{b_w}{2} \quad (57)$$

$$a_2 = \alpha_e A_s \quad (58)$$

$$a_3 = -d \alpha_e A_s \quad (59)$$

$$x_{II} = \frac{-a_2 \mp \sqrt{a_2^2 - 4a_1a_3}}{2a_1} \quad (60)$$

$$I_{x,II0} = \frac{b_w x_{II}^3}{3} + \alpha_e A_s (x_{II} - d)^2 \quad (61)$$

As equações acima serão utilizadas apenas para o já citado trecho C da viga 107 e devido a isso não será criada uma tabela para executá-los.

$$a_1 = \frac{14}{2} = 7,00cm$$

$$a_2 = 9,8650 * 2,5 = 24,6625cm^2$$

$$a_3 = -54,375 * 24,6625 = -1341,023cm^3$$

$$x_{II} = \frac{-24,6625 \mp \sqrt{24,6625^2 - 4 * 7 * (-1341,023)}}{2 * 7} = 12,079cm$$

$$I_{x,II0} = \frac{14 * 12,079^3}{3} + 24,6625(12,079 - 54,375)^2 = 46.977,479cm^4$$

Agora utiliza-se a média de Branson para encontrar o momento de inércia equivalente.

$$I_{xeq} = \left(\frac{24,61}{32,7}\right)^3 * 209663,55 + \left[1 - \left(\frac{24,61}{32,7}\right)^3\right] * 46977,479 = 118330,55$$

$$\leq 209663,55$$

Como foi verificada a fissuração da viga 107c, calcula-se o momento de inércia equivalente através de uma ponderação conforme recomendação do IBRACON (2006), demonstrada a seguir.

$$I_{eq,viga} = 0,15I_{eq,1} + 0,7I_{eq,2} + 0,15I_{eq,3} \quad (62)$$

$$I_{eq,viga} = 0,15 * 118330,55 + 0,7 * 118330,55 + 0,15 * 209663,55$$

$$= 132030,5cm^4$$

4.6.2.7.2 DETERMINAÇÃO DA FLECHA IMEDIATA E A DIFERIDA NO TEMPO

Os procedimentos para calcular os dois tipos de flechas são similares aos das lajes, dessa forma apresentar-se-á apenas uma planilha com os resultados obtidos.

As flechas foram obtidas de duas maneiras, sendo uma por cálculo manual a partir da equação 36 e considerando todos os trechos de vigas como isolados. A outra maneira de obtenção foi utilizando o software Ftool, o qual fornece esse deslocamento e outros através de simples seleções e programações.

Observou-se uma grande discrepância nos valores obtidos, acredita-se que o fato se origina a partir das diferentes maneiras que foram obtidas. Sendo a primeira menos acurada pois considera os trechos individuais e a segunda mais precisa pois considera a viga continua com os trechos consecutivos interferindo uns nos outros.

Como os valores obtidos no primeiro são maiores, infere-se que ao realizar uma comparação entre o cálculo dos limites impostos pela norma e os resultados maiores a segurança da estrutura será majorada. Logo, para verificar os limites de deslocamento serão utilizados os valores maiores.

Tabela 57 - Cálculo das flechas

VIGAS	Carga total (kN/m)	Lef (m)	E (kN/cm ²)	I (cm ⁴)	f0 (cm) manual	f0 (mm) ftool	α_f	f ∞ (cm) manual	f ∞ (cm) ftool
101a	7,617	555	2128,737	204163,49	0,217	0,728	1,4	0,520	1,7472
101b	7,617	555	2128,737	204163,49	0,217	0,728	1,4	0,520	1,7472
102a	8,845	615	2128,737	264036,01	0,293	0,975	1,4	0,703	2,34
102b	9,811	510	2128,737	264036,01	0,154	0,473	1,4	0,369	1,1352
103	9,324	510	2128,737	154093,26	0,250	1,16	1,4	0,601	2,784
104	8,05	510	2128,737	154093,26	0,216	1,16	1,4	0,519	2,784
105a	7,213	615	2128,737	264036,01	0,239	0,801	1,4	0,574	1,9224
105b	7,025	510	2128,737	264036,01	0,110	0,376	1,4	0,264	0,9024
106a	10,296	482	2128,737	264036,01	0,129	0,492	1,4	0,309	1,1808
106b	10,296	590	2128,737	270632,23	0,282	1,147	1,4	0,677	2,7528
106c	5,261	394	2128,737	77942,65	0,099	0,18	1,4	0,239	0,432
107a	9,296	311	2128,737	34335,24	0,155	0,8129	1,4	0,372	1,95096
107b	9,197	232	2128,737	33294,00	0,049	0,199	1,4	0,117	0,4776
107c	14,071	525	2128,737	210870,77	0,310	2,26	1,4	0,744	5,424
108a	5,16	313	2128,737	33294,00	0,091	0,447	1,4	0,218	1,0728
108b	5,061	232	2128,737	33294,00	0,027	0,082	1,4	0,065	0,1968
108c	8,004	531	2128,737	204163,49	0,191	1,024	1,4	0,458	2,4576
108d	5,261	398,5	2128,737	204163,49	0,040	0,244	1,4	0,095	0,5856
201	8,554	510	2128,737	154093,26	0,230	1,068	1,4	0,551	2,5632
202	8,554	510	2128,737	154093,26	0,230	1,068	1,4	0,551	2,5632
203	5,698	229	2128,737	19448,39	0,049	0,34	1,4	0,118	0,816
204	5,698	229	2128,737	19448,39	0,049	0,34	1,4	0,118	0,816

Fonte: elaborada pelo autor

4.6.2.7.3 VERIFICAÇÃO DOS LIMITES DE DESLOCAMENTO

Abaixo será incluída uma planilha com todo o demonstrativo das verificações dos limites de deslocamento e como o processo é similar ao das lajes não foram expostas as equações para executá-lo.

Tabela 58 - Verificação dos limites de deslocamento

LAJES	f0 (cm)	f(∞) (cm)	Lx (cm)	flim (cm) (lx/250)	Situação	q/p	f(q) (cm)	flim (cm) (lx/350)	Situação	f(atuante) (cm)	flim (cm) (lx/500)	Situação
101a	0,217	0,5196	555	2,22	OK	0,0656	0,0142	1,5857	OK	-	-	-
101b	0,217	0,5196	555	2,22	OK	0,0656	0,0142	1,5857	OK	-	-	-
102a	0,293	0,7035	615	2,46	OK	0,0565	0,0166	1,7571	OK	0,4104	1,23	OK
102b	0,154	0,3690	510	2,04	OK	0,0510	0,0078	1,4571	OK	0,2153	1,02	OK
103	0,250	0,6009	510	2,04	OK	0,0536	0,0134	1,4571	OK	0,3505	1,02	OK
104	0,216	0,5188	510	2,04	OK	0,0621	0,0134	1,4571	OK	0,3026	1,02	OK
105a	0,239	0,5737	615	2,46	OK	0,0693	0,0166	1,7571	OK	0,3347	1,23	OK
105b	0,110	0,2642	510	2,04	OK	0,0712	0,0078	1,4571	OK	0,1541	1,02	OK
106a	0,129	0,3090	482	1,928	OK	0,0486	0,0063	1,3771	OK	0,1802	0,964	OK
106b	0,282	0,6767	590	2,36	OK	0,0486	0,0137	1,6857	OK	0,3948	1,18	OK
106c	0,099	0,2388	394	1,576	OK	0,0950	0,0095	1,1257	OK	0,1393	0,788	OK
107a	0,155	0,3718	311	1,244	OK	0,0538	0,0083	0,8886	OK	0,2169	0,622	OK
107b	0,049	0,1175	232	0,928	OK	0,0544	0,0027	0,6629	OK	0,0685	0,464	OK
107c	0,310	0,7442	525	2,1	OK	0,0355	0,0110	1,5000	OK	0,4341	1,05	OK
108a	0,091	0,2184	313	1,252	OK	0,0969	0,0088	0,8943	OK	0,1274	0,626	OK
108b	0,027	0,0646	232	0,928	OK	0,0988	0,0027	0,6629	OK	0,0377	0,464	OK
108c	0,191	0,4575	531	2,124	OK	0,0625	0,0119	1,5171	OK	0,2669	1,062	OK
108d	0,040	0,0954	399	1,594	OK	0,0950	0,0038	1,1386	OK	0,0556	0,797	OK
201	0,230	0,5513	510	2,04	OK	0,0585	0,0134	1,4571	OK	0,3216	1,02	OK
202	0,230	0,5513	510	2,04	OK	0,0585	0,0134	1,4571	OK	0,3216	1,02	OK
203	0,049	0,1183	229	0,916	OK	0,0878	0,0043	0,6543	OK	0,0690	0,458	OK
204	0,049	0,1183	229	0,916	OK	0,2558	0,0126	0,6543	OK	0,0690	0,458	OK

Fonte: elaborado pelo autor

A partir da tabela anexada acima é possível constatar que todos os limites são obedecidos e conseqüentemente os trechos das vigas estão aprovados segundo os critérios.

4.6.2.7.4 VERIFICAÇÃO DO ESTADO LIMITE DE ABERTURA DE FISSURAS

O último passo na verificação das vigas é em relação a abertura de fissuras. No entanto, como apenas o trecho C da viga 107 foi classificada como fissurada segundo o resultado exposto na Tabela 56.

Pela tabela 13.4 da NBR 6118:2014, está estabelecido que para a classe de agressividade ambiental I a fissuração não pode ser maior que 0,4 mm. Sendo ela calculada com a combinação frequente de ações. Para calcular o valor característico de abertura de fissuras o item 17.3.3.2 da já referida norma define duas equações a serem utilizadas e que serão expostas na sequência.

$$w_{k1} = \frac{\phi_i * \sigma_{si} * 3\sigma_{si}}{12,5 * \eta_1 * E_{si} * f_{ctm}} \quad (63)$$

$$w_{k2} = \frac{\phi_i * \sigma_{si}}{12,5 * \eta_1 * E_{si}} \left(\frac{4}{\rho_{ri}} + 45 \right) \quad (64)$$

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 Acrit, 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 (65).

$$\sigma_{si} = \frac{\alpha_e * M_{sd,freq} * (d - x_{II})}{I_{II}} \quad (65)$$

Cálculo para o trecho C da viga 107:

$$-M_{sd,freq} = 33 \text{ kNm};$$

$$-x_{II} = 12,079 \text{ cm};$$

$$-I_{II} = 46.977,479 \text{ cm}^4;$$

$$-d = 54,375 \text{ cm};$$

$$-\alpha_e = 9,8650.$$

$$\sigma_{si} = \frac{9,865 * 3300 * (54,375 - 12,079)}{46977,479} = 26,645 \text{ kN/cm}^2$$

$$A_{critica} = 13 * 9,4375 = 122,6875 \text{ cm}^2$$

$$\rho_{ri} = \frac{\pi * \frac{1,25^2}{4}}{122,6875} = 0,001$$

$$w_{k1} = \frac{12,5 * 26,645 * 3 * 26,645}{12,5 * 2,25 * 21000 * 2,2104} = 0,02 \text{ mm}$$

$$w_{k2} = \frac{12,5 * 26,645}{12,5 * 2,25 * 21000} \left(\frac{4}{0,001} + 45 \right) = 0,251 \text{ mm}$$

Sabendo que está sendo utilizada classe de agressividade ambiental I para o projeto, que para a classe em questão $w \leq 0,3 \text{ mm}$ e que o menor resultado entre os dois cálculos foi de $0,02 \text{ mm}$ conclui-se que o trecho da viga atinge ao critério de abertura de fissuras.

4.6.3 DIMENSIONAMENTO DOS PILARES

O último dos elementos estruturais para o dimensionamento em concreto armado são os pilares, os quais totalizam 14, sendo quatro caracterizadas como de canto, outros 10 pilares são caracterizados como de extremidade por terem uma viga continua e uma nascendo sobre eles e ainda dois pilares intermediários por terem apenas vigas passando pelo seu eixo.

O pé direito considerado para os 14 pilares será de 2,5 m, sendo esse considerado adequado pelos futuros proprietários da residência.

De acordo com a figura 11.3 da NBR 6118:2014, ficará definido que a dimensão paralela ao eixo y é denominada “h” para fins de cálculos e a dimensão paralela ao eixo x é denominada “d”. Dessa forma, fica estabelecido o sentido da seção transversal a ser utilizado ao longo do dimensionamento. Assim, procede-se com a definição dos carregamentos considerados nos pilares.

4.6.3.1 CARREGAMENTOS E IMPERFEIÇÕES GEOMETRICAS LOCAIS

Serão consideradas as cargas já existentes e calculadas de vigas e lajes, adicionadas as cargas das vigas baldrame e do peso próprio dos pilares. Dessa forma, se obterá um esforço axial não majorado chamado de força normal característica e ao majorar essa carga

primeiramente com o coeficiente de ponderação das ações no estado limite definido pela tabela 11.1 da NBR 6118:2014 e posteriormente com o coeficiente de majoração da força normal definido pela tabela 13.1 da NBR 6118:2014. Portanto, com esses coeficientes e a força normal característica atinge-se uma equação para conseguir a força normal de cálculo, dada por:

$$N_d = N_k * \gamma_n * \gamma_f \quad (66)$$

Ao utilizar a equação 66 para encontrar a força normal de cálculo, obtém-se uma planilha de resultados que está demonstrada abaixo.

Tabela 59 - Força normal de cálculo e momentos de primeira ordem

PILARES	Peso Próprio (kN)	Nk (kN)	γ_n	γ_f	Nd (kN)	M1d.min,y (kNm)	M1d.min,x (kNm)
P1	5,25625	52,96	1	1,4	74,14	1,76	1,76
P2	5,25625	89,96	1	1,4	125,94	2,98	2,98
P3	5,25625	56,06	1	1,4	78,48	1,86	1,86
P4	2,925	132,73	1,05	1,4	195,11	4,45	3,98
P5	2,925	179,53	1,05	1,4	263,90	5,38	6,02
P6	2,925	105,73	1,05	1,4	155,42	3,54	3,17
P7	2,925	208,93	1,05	1,4	307,12	6,27	7,00
P8	2,925	127,73	1,05	1,4	187,76	3,83	4,28
P9	2,925	124,13	1,05	1,4	182,46	3,72	4,16
P10	2,925	121,63	1,05	1,4	178,79	3,65	4,08
P11	2,925	121,63	1,05	1,4	178,79	3,65	4,08
P12	2,925	70,13	1,05	1,4	103,08	2,10	2,35
P13	2,925	100,13	1,05	1,4	147,18	3,36	3,00
P14	2,925	45,23	1,05	1,4	66,48	1,36	1,52

Fonte: elaborada pelo autor

Ainda na Tabela 59, demonstra-se a obtenção dos momentos mínimos gerados pela falta de retilinearidade dos pilares. Os quais são considerados no dimensionamento através dos momentos mínimos em questão e que são dados por:

$$M_{1d,min} = N_d(0,015 + 0,03h) \quad (67)$$

4.6.3.2 ESBELTEZ E ESBELTEZ LIMITE DOS PILARES

O índice de esbeltez utiliza-se de parâmetros geométricos para definir se um pilar é mais ou menos suscetível a flambagem que outro. Pois, quanto mais esbelto for um pilar, maior será a probabilidade dele de flambar. A equação apresentada pelo item 15.8.2 da NBR 6118:2014, apresentada a seguir, serve apenas para pilares retangulares e a pode ser deduzida para uma equação mais simples.

$$\lambda = \frac{l_e}{i} = \frac{l_e}{\sqrt{I/A}} = \frac{l_e}{\sqrt{bh^3/12/bh}} = \frac{l_e}{\sqrt{h^2/12}} = \frac{3,464l_e}{h} \quad (68)$$

$$\lambda = \frac{3,464l_e}{h} \quad (69)$$

Tabela 60 - Índice de esbeltez

PILARES	hy (cm)	hx (cm)	ley (cm)	lex (cm)	λ_y	λ_x
P1	29	29	239	224	29	27
P2	29	29	224	224	27	27
P3	29	29	239	224	29	27
P4	18	26	216	208	29	40
P5	26	18	208	226	40	30
P6	18	26	221	208	29	40
P7	26	18	218	226	42	30
P8	26	18	218	221	42	29
P9	26	18	208	208	40	28
P10	26	18	226	226	43	30
P11	26	18	238	221	46	29
P12	26	18	216	204	42	27
P13	18	26	238	216	32	42
P14	26	18	246	208	47	28

Fonte: elaborada pelo autor

O limite de esbeltez entra em cena para estipular se os efeitos de segunda ordem devem ou não ser calculados. A equação do limite de esbeltez também é definida pelo item 15.8.2 da NBR 6118:2014 e é dada por:

$$\lambda_1 = \frac{25 + 12,5 * \frac{e_1}{h}}{\alpha_b}, \text{ onde } 35 \leq \lambda_1 \leq 90 \quad (70)$$

Onde:

-h é a altura da seção transversal do pilar na direção desejada;

$-\alpha_b$ é um coeficiente calculado de acordo com as condições de vinculação do pilar, o qual para o projeto em questão é igual a 0,6.

Um outro elemento que precisa ser definido para entrar na equação é a excentricidade de primeira ordem, a qual é dada por:

$$e_1 = \frac{M_a}{N_d} \quad (71)$$

Para saber quais limites de esbeltez tem de ser calculados, basta verificar se a esbeltez em uma direção ficou maior que 35. Dessa forma, sabe-se que quando está maior que 35 é necessário calcular o limite e caso não seja maior o pilar é considerado como curto, deixando de ser necessário encontrar os momentos de segunda ordem. A tabela a seguir irá demonstrar os resultados obtidos na utilização da equação 70.

Tabela 61 - Esbeltez limite

PILARES	Mdy (kNm)	Mdx (kNm)	ey1 (m)	ex1 (m)	λ_{1y}	λ_{1x}
P1	31,92	4,34	0,431	0,059	51	43
P2	0	0	0,000	0,000	42	42
P3	31,92	10,22	0,407	0,130	50	44
P4	52,22	18,76	0,268	0,096	47	44
P5	14,84	22,96	0,056	0,087	43	43
P6	37,38	17,22	0,241	0,111	47	44
P7	18,34	14,14	0,060	0,046	43	43
P8	18,34	22,12	0,098	0,118	44	44
P9	0	7,01	0,000	0,038	42	42
P10	16,1	3,08	0,090	0,017	44	42
P11	16,1	3,64	0,090	0,020	44	42
P12	29,26	15,96	0,284	0,155	48	45
P13	4,76	11,9	0,032	0,081	42	43
P14	24,5	8,82	0,369	0,133	49	44

Fonte: elaborada pelo autor

Os resultados apresentados demonstram que é necessário considerar os momentos de segunda ordem apenas para a célula hachurada em vermelho, já que para ela o limite de esbeltez é inferior ao índice de esbeltez.

4.6.3.3 MOMENTOS DE SEGUNDA ORDEM

Como visto no item 2.5.3.2 deste trabalho, é necessário calcular os efeitos originados pela excentricidade que ocorre entre o ponto de aplicação da carga vertical e o eixo do pilar. Os efeitos são originados pela deformação dos pilares nos momentos de construção e criam momentos adicionais.

O cálculo do momento de segunda ordem pode ser dado através do método do pilar-padrão com curvatura aproximada segundo a NBR 6118:2014 devido a sua geometria e esbeltez. O método é considerado como aproximado, pois, leva em consideração a deformação que a barra se dá de forma senoidal.

A obtenção do momento se dá através da equação descrita abaixo:

$$M_{2d} = \frac{N_d * l_e^2 * 1}{10 * r} \quad (72)$$

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 73.

$$\frac{1}{r} = \frac{0,005}{h(v_d + 0,5)} \leq \frac{0,005}{h} \quad (73)$$

Onde:

- h é a altura da seção na direção considerada;

- v_d é um esforço nominal reduzido adimensional, obtido através da equação 74.

$$v_d = \frac{N_d}{A_c f_{cd}} = \frac{178,79}{0,0468 * 21428,57} = 0,178 \quad (74)$$

$$\frac{1}{r} = \frac{0,005}{0,14(0,178 + 0,5)} \leq \frac{0,005}{0,14}$$

$$\frac{1}{r} = 0,0527 \leq 0,0357 \rightarrow \frac{1}{r} = 0,0357$$

$$M_{2d} = \frac{178,79 * 2,38^2 *}{10} * 0,0357 = 3,615 \text{ kNm}$$

Com a obtenção do momento fletor de segunda ordem para a única direção no único pilar que necessitou da realização do cálculo, parte-se então para a definição das situações de cálculo que servirão como valores de entrada para o software P-calc 1.4, desenvolvido pelo engenheiro civil Sander David Cardoso.

4.6.3.4 SITUAÇÕES DE CÁLCULO

Com os momentos de segunda ordem devidamente obtidos, é necessário elaborar as situações de cálculo. As quais se utilizam dos esforços previamente calculados para encontrar a combinação crítica de esforços através da análise da posição e do tipo de flexão que cada pilar venha a sofrer.

Para executar tal processo é conveniente encontrar a seção crítica onde os momentos são maiores, pois, enquanto os momentos de segunda ordem são maiores no centro do pilar, os momentos de primeira ordem são maiores nas extremidades. Dessa forma, é necessário encontrar os momentos atuantes no centro do pilar através da equação 75, descrita abaixo.

$$M_{1d,centro} = \alpha_b * M_A \quad (75)$$

Encontrou-se o momento para a seção intermediária, no entanto, ao verificar que ele não faria diferença para o decorrer do cálculo, optou-se por não o demonstrar no corpo deste trabalho.

Tabela 62 - Momentos mínimos do pilar

PILARES	Peso Próprio (kN)	Nk (kN)	γ_n	γ_f	Nd (kN)	M1d.min,y (kNm)	M1d.min,x (kNm)
P1	5,25625	52,96	1	1,4	74,14	1,76	1,76
P2	5,25625	89,96	1	1,4	125,94	2,98	2,98
P3	5,25625	56,06	1	1,4	78,48	1,86	1,86
P4	2,925	132,73	1,05	1,4	195,11	4,45	3,98
P5	2,925	179,53	1,05	1,4	263,90	5,38	6,02
P6	2,925	105,73	1,05	1,4	155,42	3,54	3,17
P7	2,925	208,93	1,05	1,4	307,12	6,27	7,00
P8	2,925	127,73	1,05	1,4	187,76	3,83	4,28
P9	2,925	124,13	1,05	1,4	182,46	3,72	4,16
P10	2,925	121,63	1,05	1,4	178,79	3,65	4,08
P11	2,925	121,63	1,05	1,4	178,79	3,65	4,08
P12	2,925	70,13	1,05	1,4	103,08	2,10	2,35
P13	2,925	100,13	1,05	1,4	147,18	3,36	3,00
P14	2,925	45,23	1,05	1,4	66,48	1,36	1,52

Fonte: elaborada pelo autor

O desenvolvimento das situações de cálculo coloca-se necessário devido ao fato de os pilares intermediários e os de extremidade serem dimensionados por duas flexões compostas retas, sendo uma em cada direção, e de os pilares de canto por flexão oblíqua com a utilização de quatro dimensionamentos. Abaixo serão demonstradas as variações de dimensionamento consideradas para as situações em questão.

$$M_{d,topo,total} \geq \begin{cases} M_{1d,topo} \\ M_{1d,min} \end{cases} \quad (76)$$

Como não se tem momentos fletores de segunda ordem em consideração nos cálculos e os momentos na base dos pilares são iguais a zero, definiu-se apenas a pior situação para todos os pilares. Dessa forma, obtém-se como resultado uma tabela com os esforços considerados nas situações definidas.

Tabela 63 - Combinações de esforços

PILARES	COMBINAÇÕES	Nd (kN)	Mdy (kNm)	Mdx (kNm)
P1	1	74,14	31,92	4,34
P2	1	125,94	2,98	2,98
P3	1	78,48	31,92	10,22
P4	1	195,11	52,22	18,76
P5	1	263,90	14,84	22,96
P6	1	155,42	37,38	17,22
P7	1	307,12	18,34	14,14
P8	1	187,76	18,34	22,12
P9	1	182,46	3,72	7,01
P10	1	178,79	16,10	4,08
P11	1	178,79	16,10	4,08
P12	1	103,08	29,26	15,96
P13	1	147,18	4,76	11,90
P14	1	66,48	24,50	8,82

Fonte: elaborada pelo autor

4.6.3.5 DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA PELO SOFTWARE PCALC

A armadura para os pilares será definida a partir de interações feitas no software citado anteriormente. Aqui será exposta apenas uma tabela com as barras que serão empregadas em cada pilar.

Tabela 64 - Áreas de aço e armadura adotada

PILARES	ARRANJO (PINHEIRO)	As, min (cm ²)	As, max (cm ²)	As, efe (cm ²)	Armadura escolhida
P1	4	3,364	67,28	5	4 ϕ 12,5mm
P2	4	3,364	67,28	5	4 ϕ 12,5mm
P3	4	3,364	67,28	5	4 ϕ 12,5mm
P4	2	1,872	37,44	25,2	8 ϕ 20,0mm
P5	3	1,872	37,44	7,5	6 ϕ 12,5mm
P6	2	1,872	37,44	16	8 ϕ 16,0mm
P7	4	1,872	37,44	5	4 ϕ 12,5mm
P8	3	1,872	37,44	7,5	6 ϕ 12,5mm
P9	4	1,872	37,44	5	4 ϕ 12,5mm
P10	4	1,872	37,44	5	4 ϕ 12,5mm
P11	4	1,872	37,44	5	4 ϕ 12,5mm
P12	3	1,872	37,44	12	6 ϕ 16,0mm
P13	4	1,872	37,44	5	4 ϕ 12,5mm
P14	4	1,872	37,44	8	4 ϕ 16,0mm

Fonte: elaborada pelo autor

4.6.3.6 DISPOSIÇÃO DA ARMADURA

O item 18.4.2 da NBR 6118:2014 define quais parâmetros tem de ser seguidos no detalhamento da armadura longitudinal e na armadura transversal, dessa forma, será exposta uma tabela com os diâmetros máximos, mínimos e o adotado para cada pilar, para armadura longitudinal e transversal.

Tabela 65 – Barras de aço adotadas

PILARES	ϕ l min (mm)	ϕ l max (mm)	ϕ l ado (mm)	ϕ t ado (mm)
P1	10	36,25	12,5	5
P2	10	36,25	12,5	5
P3	10	36,25	12,5	5
P4	10	22,5	20	5
P5	10	22,5	12,5	5
P6	10	22,5	16	5
P7	10	22,5	12,5	5
P8	10	22,5	12,5	5
P9	10	22,5	12,5	5
P10	10	22,5	12,5	5
P11	10	22,5	12,5	5
P12	10	22,5	16	5
P13	10	22,5	12,5	5
P14	10	22,5	16	5

Fonte: elaborada pelo autor

Para encontrar os espaçamentos mínimos, os máximos e por fim definir o que foi adotado seguiu-se os preceitos dados pela NBR 6118:2014. Onde o mínimo é o maior valor entre três alternativas de análise e o máximo é o menor valor entre as duas alternativas propostas. As equações demonstradas abaixo explicitar os procedimentos de cada alternativa para os dois casos e ainda a equação utilizada para definir o valor do espaçamento segundo o dimensionamento feito para cada pilar.

$$a_{min} \geq \left\{ \begin{array}{c} 20mm \\ \phi_l \\ 1,2 * d_{max,agr} \end{array} \right\} \quad (77)$$

$$a_{max} \leq \left\{ \begin{array}{c} 40cm \\ 2 * b \end{array} \right\} \quad (78)$$

$$a = \frac{h - 2 * C_{nom} - 2 * \phi_t - n * \phi_l}{n - 1} \quad (79)$$

Tabela 66 - Espaçamentos máximos, mínimos e adotados da armadura longitudinal

PILARES	ax,max (cm)	ay,max (cm)	ax,min (cm)	ay,min (cm)	a,eixo x (cm)	a,eixo y (cm)	Proteção contra flambagem
P1	40	40	2,28	2,28	20,50	20,50	-
P2	40	40	2,28	2,28	20,50	20,50	-
P3	40	40	2,28	2,28	20,50	20,50	-
P4	36	40	2,28	2,28	8,00	4,00	OK
P5	40	36	2,28	2,28	8,13	9,50	Deve Proteger
P6	36	40	2,28	2,28	8,80	4,53	Deve Proteger
P7	40	36	2,28	2,28	9,50	17,50	-
P8	40	36	2,28	2,28	9,50	8,13	Deve Proteger
P9	40	36	2,28	2,28	9,50	17,50	-
P10	40	36	2,28	2,28	9,50	17,50	-
P11	40	36	2,28	2,28	9,50	17,50	-
P12	40	36	2,28	2,28	8,80	7,60	Deve Proteger
P13	36	40	2,28	2,28	17,50	9,50	-
P14	40	36	2,28	2,28	8,80	16,80	-

Fonte: elaborada pelo autor

Para verificar a necessidade de proteção contra flambagem, foi encontrado um comprimento de vinte vezes o tamanho da armadura transversal e caso o espaçamento em relação a face externa dos estribos seja maior que 10 mm é necessária a adição de estribos suplementares.

A adoção do diâmetro dos estribos é mais simples, sendo o maior valor entre 5 milímetros e o diâmetro da armadura longitudinal dividido por quatro, o qual resulta em 5 mm para todos os casos.

$$\phi_t \geq \left\{ \begin{array}{l} 5mm \\ \frac{\phi_l}{4} \end{array} \right\} \quad (80)$$

Tabela 67 - Espaçamento adotado dos estribos

PILARES	ϕ_t ado (mm)	$\phi_{lado} * 12$ (mm)	Menor h da seção (mm)	St (mm)
P1	5	150	290	150
P2	5	150	290	150
P3	5	150	290	150
P4	5	240	180	180
P5	5	150	180	150
P6	5	192	180	180
P7	5	150	180	150
P8	5	150	180	150
P9	5	150	180	150
P10	5	150	180	150
P11	5	150	180	150
P12	5	192	180	180
P13	5	150	180	150
P14	5	192	180	180

Fonte: elaborada pelo autor

É possível observar que a Tabela 67 ainda demonstra o espaçamento a ser obedecido em todos os pilares, esse espaçamento é adotado como o menor valor entre três disposições feita pela NBR 6118:2014, que são demonstradas na equação abaixo.

$$S_t \leq \left\{ \begin{array}{l} 20cm \\ Menor \text{ dimensão de seção} \\ 12 * \phi_l \end{array} \right\} \quad (81)$$

Em relação aos estribos comuns e aos complementares é necessário apenas definir os seus respectivos comprimentos e a quantidade de cada um por pilar. Esses cálculos serão demonstrados pelas equações abaixo e efetuados na tabela apresentada após as equações.

$$l_t = 2 * (h - 2 * C_{mon}) + 2 * (b - 2 * C_{mon}) + 2 * l_{gt} \quad (82)$$

$$l_s = 2 * (b - 2 * C_{mon}) + 2 * l_{gt} \quad (83)$$

$$N = \frac{l_0 + h_{viga}}{S_t} + 1 \quad (84)$$

Tabela 68 - Comprimento e número de estribos

PILARES	hy (cm)	hx (cm)	l ₀ + H _{viga} (cm)	l _t (cm)	l _s (cm)	N _t	N _s
P1	29	29	250	110	-	18	-
P2	29	29	250	110	-	18	-
P3	29	29	250	110	-	18	-
P4	26	18	250	80	-	15	-
P5	18	26	250	80	25	18	18
P6	26	18	250	80	25	15	15
P7	26	18	250	80	-	18	-
P8	26	18	250	80	25	18	18
P9	26	18	250	80	-	18	-
P10	26	18	250	80	-	18	-
P11	26	18	250	80	-	18	-
P12	26	18	250	80	25	15	15
P13	18	26	250	80	-	18	-
P14	26	18	250	80	-	15	-

Fonte: elaborada pelo autor

É válido ressaltar que os valores calculados para o comprimento dos dois estribos foram aproximados para um valor maior para tornar mais fácil sua medição e execução, assim como o número de estribos no pilar.

A última etapa a ser executada no dimensionamento dos pilares é definir o comprimento total das barras longitudinais, o qual será constituído pelo comprimento de ancoragem e pelo comprimento normal do pilar.

Tabela 69 - Comprimentos de ancoragem e total das barras dos pilares

PILARES	ϕ l ado (mm)	f _{yd}	f _{bd}	l _b (cm)	0,6 * l _b (cm)	15 * ϕ (cm)	200mm (cm)	l _{b,nec} (cm)	L _{total} (cm)
P1	12,5	434,78	3,258	41,70	25,02	18,75	20	42	292
P2	12,5	434,78	3,258	41,70	25,02	18,75	20	42	292
P3	12,5	434,78	3,258	41,70	25,02	18,75	20	42	292
P4	20	434,78	3,258	66,72	40,03	30	20	67	317
P5	12,5	434,78	3,258	41,70	25,02	18,75	20	42	292
P6	16	434,78	3,258	53,38	32,03	24	20	53	303
P7	12,5	434,78	3,258	41,70	25,02	18,75	20	42	292
P8	12,5	434,78	3,258	41,70	25,02	18,75	20	42	292
P9	12,5	434,78	3,258	41,70	25,02	18,75	20	42	292
P10	12,5	434,78	3,258	41,70	25,02	18,75	20	42	292
P11	12,5	434,78	3,258	41,70	25,02	18,75	20	42	292
P12	16	434,78	3,258	53,38	32,03	24	20	53	303
P13	12,5	434,78	3,258	41,70	25,02	18,75	20	42	292
P14	16	434,78	3,258	53,38	32,03	24	20	53	303

Fonte: elaborada pelo autor

4.6.4 CONSUMO DE AÇO

Com o intuito de apresentar apenas o consumo final de aço para a estrutura edificada em concreto armado, apresenta-se apenas a tabela com os totais e não todas que foram feitas para que se obter o total.

Tabela 70 - Consumo de aço por bitola

Diâmetro das Barras	Massa total (kg)	Massa total + 10% (kg)	Custo por (R\$/kg)	Custo total (R\$)
4,2	21,9	25,0	12,24	R\$ 306,00
5,0	324,7	358,0	11,82	R\$ 4.231,56
6,3	95,3	105,0	8,84	R\$ 928,20
8	218,0	240,0	8,84	R\$ 2.121,60
10	140,0	155,0	8,19	R\$ 1.269,45
12,5	239,2	264,0	9,26	R\$ 2.444,64
16,0	87,4	97,0	9,69	R\$ 939,93
20,0	63,3	70,0	9,69	R\$ 678,30
VALOR TOTAL DE AÇO				R\$ 12.919,68

Fonte: elaborada pelo autor e Lojas Taqi

4.6.5 CONSUMO DE MADEIRAS

No quesito formas pode-se abordar a execução de algumas maneiras, considerando a execução de uma parte dos pilares antes e outra depois, realizando a concretagem de todos ao mesmo tempo, concretando a metade inferior e depois a metade superior. No entanto, para vigas e lajes a execução deve se dar por inteiro para que não ocorra o enfraquecimento de uma seção e que possa ocasionar o desmoronamento da obra.

Dessa forma, será considerada a execução dos pilares em duas etapas, sendo sete na primeira leva e sete na segunda leva, depois de prontos as paredes e os pilares, serão executadas as vigas e na última etapa são concretadas as lajes. Ainda na montagem das formas, é possível considerar um reaproveitamento de em torno de 60% nas madeiras de uma concretagem para outra, gerando assim uma redução no consumo de madeira total.

Tabela 71 - Consumo de madeira para os pilares

Pilares	Hx (cm)	Hy (cm)	Hz (cm)	Área de formas (m ²)	Tábuas 25x300mm (m ²)	Sarrafo 50x25mm (m)	Pontaleta 75x75mm (m)	Etapas
P01	29	29	250	2,9	4,21	7,83	9,28	1
P02	29	29	250	2,9	4,21	7,83	9,28	
P03	29	29	250	2,9	4,21	7,83	9,28	
P04	18	26	250	2,2	3,19	5,94	7,04	
P05	26	18	250	2,2	3,19	5,94	7,04	
P06	18	26	250	2,2	3,19	5,94	7,04	
P07	18	26	250	2,2	3,19	5,94	7,04	
P08	18	26	250	2,2	3,19	5,94	7,04	2
P09	18	26	250	2,2	3,19	5,94	7,04	
P10	18	26	250	2,2	3,19	5,94	7,04	
P11	18	26	250	2,2	3,19	5,94	7,04	
P12	18	26	250	2,2	3,19	5,94	7,04	
P13	26	18	250	2,2	3,19	5,94	7,04	
P14	18	26	250	2,2	3,19	5,94	7,04	

Fonte: elaborado pelo autor e TCPO 13° Edição 2010

Tabela 72 - Consumo de Madeira para as vigas

VIGAS	bw (cm)	h (cm)	C (cm)	Área de formas (m ²)	Tábuas 25x300mm (m ²)	Sarrafo 50x25mm (m)	Etapas
101	14	55	1145	14,198	17,75	51,11	3
102	14	60	1145	15,343	19,18	55,23	
103	14	50	530	6,042	7,55	21,75	
104	14	50	530	6,042	7,55	21,75	
105	14	60	1145	15,343	19,18	55,23	
106	14	60	1500	20,1	25,13	72,36	
107	14	55	1100	13,64	17,05	49,10	
108	14	55	1500	18,6	23,25	66,96	
201	14	50	530	6,042	7,55	21,75	
202	14	50	530	6,042	7,55	21,75	
203	14	25	240	1,536	1,92	5,53	
204	14	25	240	1,536	1,92	5,53	

Fonte: elaborado pelo autor e TCPO 13° Edição 2010

Tabela 73 - Consumo de madeira para as lajes

LAJES	X (m)	Y (m)	Área (m ²)	Tábuas 25x300mm	Pontaletes 75x75mm (m)	Sarrafo 50x25mm (m)	Etapas
101	11,45	4	45,8	25,65	78,32	44,43	4
102	5,95	10,6	63,1	35,32	107,85	61,18	
103	4,9	5,05	24,7	35,88	49,49	-	
104	4,9	2,2	10,8	15,63	21,56	-	
105	4,9	2,95	14,5	20,96	28,91	-	
201	5,28	2,66	14,0	20,36	28,09	-	
301	5,28	2,66	14,0	7,87	24,02	13,62	

Fonte: elaborado pelo autor e TCPO 13ª Edição 2010

Tabela 74 - Consumo de madeira por etapa

Tipo de Madeira	Etapa 1	Etapa 2	Etapa 3	Etapa 4
Tábuas 25x300mm (m ²)	25,4	22,3	155,6	161,7
Sarrafo 50x25mm (m)	47,3	41,6	448,1	119,2
Pontaletes 75x75mm (m)	56,0	49,3	-	338,2

Fonte: elaborada pelo autor

Tabela 75 - Consumo total de madeira considerando o aproveitamento de 60% por etapa

Compras por etapa, aproveitamento 60%	Etapa 1	Etapa 2	Etapa 3	Etapa 4	TOTAL	Custo por m ² ou m	Custo total
Tábuas 25x300mm (m ²)	26	7	152	71	256	38,89	R\$ 9.955,84
Sarrafo 50x25mm (m)	48	13	441	0	502	2,96	R\$ 1.485,92
Pontaletes 75x75mm (m)	56	16	-	329	401	5,62	R\$ 2.253,62
VALOR DE MADEIRAS TOTAL							R\$ 13.695,38

Fonte: elaborada pelo autor, Prático Materiais de Construção e Serraria Moraes

4.6.6 CONSUMO DE CONCRETO

Tabela 76 - Consumo de concreto

Local	f _{ck}	Volume (m ³)	Volume + 10% (m ³)	Preço por m ³	Preço total
Pilares	30	1,92	2,1	548,08	R\$ 1.157,54
Vigas	20	7,72	26,3	365,38	R\$ 9.601,82
Lajes	20	16,17			
VALOR TOTAL DE CONCRETO					R\$ 10.759,37

Fonte: elaborada pelo autor

4.7 DIMENSIONAMENTO DA ESTRUTURA EM ALVENARIA ESTRUTURAL DE BLOCOS CERÂMICOS

Assim como proposto no início do trabalho, procede-se agora com a execução do projeto estrutural da mesma residência, mas com a particularidade de trocar o sistema construtivo que irá formar a obra. Para a comparação o projeto também será feito para o sistema estrutural de alvenaria portante, pois, assim será possível avaliar qual das metodologias construtivas pode ter uma melhor empregabilidade em um ambiente rural e com baixa qualidade de mão de obra.

Para que seja possível realizar os cálculos, serão feitas certas adaptações no projeto que não irão modificar sua arquitetura significativamente ou disposição nas paredes e sim o pé direito para que ele fique em concordância com a altura padrão dos blocos estruturais. Dessa forma, o pé direito ficou definido em 10cm a mais em relação ao projeto em concreto armado, totalizando 13 fiadas de blocos com 14 centímetros de largura e respectivamente 19 e 29 de altura e comprimento. Acima da décima terceira fiada será posta a laje pertinente a cada vão utilizando os blocos J, U ou canaleta pertinentes à situação.

Outras situações de projeto a serem definidas são os parapeitos das janelas dos quartos postos a 5 fiadas ou 1 metro de altura, dos banheiros a 9 fiadas ou 1,80 metro, de portas em geral com altura de 2,20 metros ou 11 fiadas e duas janelas de parapeito 20 centímetros sendo apenas uma fiada com altura final de 2,20 metros.

4.7.1 CARREGAMENTOS

Ao fazer o levantamento dos carregamentos encontra-se três tipos que devem ser considerados para a correta execução do procedimento, são eles:

- Ações permanentes diretas: peso próprio da parede, peso dos revestimentos aplicados, peso das lajes e ainda o peso da platibanda nas paredes que o elemento existir;

- Ações variáveis: tem-se as cargas acidentais já consideradas no dimensionamento das lajes nos itens 2.5.1.5 e 2.5.1.6 e ainda as cargas provenientes dos ventos, que para o caso em questão não está sendo considerada como já explicitado no item 1.2.

Para considerar os carregamentos verticais, utilizou-se dos carregamentos usados no cálculo das vigas de concreto armado. Pois, dessa forma já estavam considerados os pesos das lajes, sobrecargas, platibandas e outras particularidades necessárias. Dessa forma, obtém-se a seguinte tabela.

Tabela 77 - Carregamentos das paredes estruturais e pilares em alvenaria estrutural

PAREDES	Comprimento (m)	Peso das lajes (kN/m)	Peso próprio (kN/m)	Sobrecarga (kN)	Carregamento total (kN)	Carregamento total majorado (kN)
PX01	2,55	11,11	5,096	13,26	76,46	107,05
PX02	0,90	11,11	5,096	4,68	41,14	57,60
PX03	5,10	12,32	5,096	26,52	115,34	161,48
PX04	4,10	25,68	5,096	21,32	159,81	223,74
PX05	4,10	25,68	5,096	21,32	159,81	223,74
PX06	0,75	10,37	5,096	3,9	24,78	34,69
PX07	2,40	10,37	5,096	12,48	68,16	95,42
PX08	0,60	10,37	5,096	3,12	21,68	30,35
PX09	4,95	12,17	5,096	25,74	111,21	155,69
PY01	1,35	14,26	5,096	7,02	62,18	87,06
PY02	6,30	14,26	5,096	32,76	183,74	257,23
PY03	3,30	9,49	5,096	17,16	81,78	114,49
PY04	5,40	14,22	5,096	28,08	154,21	215,90
PY05	0,90	5,16	5,096	4,68	21,60	30,24
PY06	0,75	5,16	5,096	3,9	19,28	27,00
PY07	0,60	12,72	5,096	3,12	23,16	32,43
PY08	0,60	12,72	5,096	3,12	23,16	32,43
PY09	1,50	8	5,096	7,8	41,19	57,67
PY10	1,50	8	5,096	7,8	41,19	57,67
PILAR01	0,29	-	-	-	-	74,14
PILAR02	0,29	-	-	-	-	125,94
PILAR03	0,29	-	-	-	-	78,48

Fonte: elaborada pelo autor

4.7.2 CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS

Para executar o dimensionamento das paredes de alvenaria estrutural é necessário encontrar parâmetros de cálculo como espessura e altura efetiva, com essas duas medidas é possível encontrar o índice de esbeltez da parede, o fator de redução da resistência e ainda a área da parede. As equações abaixo poderão demonstrar como são encontrados os respectivos valores.

$$h_{ef} \leq \left\{ 0,7 * \sqrt{\frac{\alpha_v}{\alpha_v * \alpha_h * h * l}} \right\} \quad (85)$$

$$\lambda = \frac{h_{ef}}{t_{ef}} \quad (86)$$

$$R = \left(1 - \left(\frac{\lambda}{40} \right)^3 \right) \quad (87)$$

$$A = L * t_{ef} \quad (88)$$

Tabela 78 - Características geométricas

PAREDES	Comprimento (m)	tef (m)	hef (m)		λ	R	A (m ²)
PX01	2,55	0,14	2,69	1,83	13,10	0,965	0,357
PX02	0,90	0,14	2,69	1,09	7,78	0,993	0,126
PX03	5,10	0,14	2,69	2,59	18,52	0,901	0,714
PX04	4,10	0,14	2,69	2,32	16,60	0,928	0,574
PX05	4,10	0,14	2,69	2,32	16,60	0,928	0,574
PX06	0,75	0,14	2,69	0,99	7,10	0,994	0,105
PX07	2,40	0,14	2,69	1,78	12,70	0,968	0,336
PX08	0,60	0,14	2,69	0,89	6,35	0,996	0,084
PX09	4,95	0,14	2,69	2,55	18,25	0,905	0,693
PY01	1,35	0,14	2,69	1,33	9,53	0,986	0,189
PY02	6,30	0,14	2,69	2,88	19,21	0,889	0,882
PY03	3,30	0,14	2,69	2,09	14,90	0,948	0,462
PY04	5,40	0,14	2,69	2,67	19,06	0,892	0,756
PY05	0,90	0,14	2,69	1,09	7,78	0,993	0,126
PY06	0,75	0,14	2,69	0,99	7,10	0,994	0,105
PY07	0,60	0,14	2,69	0,89	6,35	0,996	0,084
PY08	0,60	0,14	2,69	0,89	6,35	0,996	0,084
PY09	1,50	0,14	2,69	1,41	10,04	0,984	0,21
PY10	1,50	0,14	2,69	1,41	10,04	0,984	0,21
PILAR01	0,29	0,29	2,69	0,62	2,13	1,000	0,0841
PILAR02	0,29	0,29	2,69	0,62	2,13	1,000	0,0841
PILAR03	0,29	0,29	2,69	0,62	2,13	1,000	0,0841

Fonte: elaborada pelo autor

4.7.3 RESISTENCIA DO BLOCO A COMPRESSÃO SIMPLES

O dimensionamento em si necessita dessas características geométricas, principalmente da área e do fator de redução da resistência, ainda com a adoção do coeficiente de ponderação gama m igual a dois, segundo a Tabela 2 da NBR 16868-1:2020. Com esses dados procede-se com o cálculo da resistência característica à compressão simples da alvenaria f_k , a qual irá permitir encontrar a resistência do final do bloco.

Em relação à resistência característica à compressão da alvenaria, ainda se vê necessário corrigir o resultado encontrado pelo fator 0,80, que considera o argamassamento parcial o qual resulta em uma menor resistência da alvenaria.

$$N_d \leq \frac{(1 * f_k * R * A)}{\gamma_m} \quad (89)$$

Tabela 79 - Resistência característica à compressão da alvenaria

PAREDES	N _d (kN)	R	A (m ²)	f _k (kN/m ²)	f _k (MPa)
PX01	107,049	0,965	0,357	621,521	0,622
PX02	57,601	0,993	0,126	921,077	0,921
PX03	161,478	0,901	0,714	502,157	0,502
PX04	223,737	0,928	0,574	839,636	0,840
PX05	223,737	0,928	0,574	839,636	0,840
PX06	34,691	0,994	0,105	664,495	0,664
PX07	95,421	0,968	0,336	586,780	0,587
PX08	30,351	0,996	0,084	725,546	0,726
PX09	155,689	0,905	0,693	496,431	0,496
PY01	87,058	0,986	0,189	933,876	0,934
PY02	257,232	0,889	0,882	656,002	0,656
PY03	114,486	0,948	0,462	522,608	0,523
PY04	215,899	0,892	0,756	640,409	0,640
PY05	30,243	0,993	0,126	483,611	0,484
PY06	26,998	0,994	0,105	517,134	0,517
PY07	32,428	0,996	0,084	775,205	0,775
PY08	32,428	0,996	0,084	775,205	0,775
PY09	57,673	0,984	0,210	558,099	0,558
PY10	57,673	0,984	0,210	558,099	0,558
PILAR01	74,140	1,000	0,084	979,670	0,980
PILAR02	125,940	1,000	0,084	1664,144	1,664
PILAR03	78,480	1,000	0,084	1037,018	1,037

Fonte: elaborada pelo autor

Tendo encontrado a resistência característica a compressão da alvenaria, utiliza-se de uma correlação com 70% resistência característica de compressão simples do prisma (f_{pk}) ou 85% da resistência característica de compressão simples da pequena parede (f_{ppk}). Para definir a resistência característica do bloco a compressão simples ainda se pondera por 50% do prisma simples e por fim adota-se a resistência comercial mais próxima da calculada.

$$f_{pk} = \frac{f_k}{0,7} \quad (90)$$

$$f_{bk} = \frac{f_{pk}}{0,5} \quad (91)$$

Tabela 80 - Resistência comercial do bloco

PAREDES	f_k (MPa)	f_{pk} (MPa)	f_{bk} (MPa)	f_{bk} adotado (Mpa)
PX01	0,777	1,11	2,22	4
PX02	1,151	1,64	3,29	4
PX03	0,628	0,90	1,79	4
PX04	1,050	1,50	3,00	4
PX05	1,050	1,50	3,00	4
PX06	0,831	1,19	2,37	4
PX07	0,733	1,05	2,10	4
PX08	0,907	1,30	2,59	4
PX09	0,621	0,89	1,77	4
PY01	1,167	1,67	3,34	4
PY02	0,820	1,17	2,34	4
PY03	0,653	0,93	1,87	4
PY04	0,801	1,14	2,29	4
PY05	0,605	0,86	1,73	4
PY06	0,646	0,92	1,85	4
PY07	0,969	1,38	2,77	4
PY08	0,969	1,38	2,77	4
PY09	0,698	1,00	1,99	4
PY10	0,698	1,00	1,99	4
PILAR01	1,225	1,75	3,50	4
PILAR02	2,080	2,97	5,94	7
PILAR03	1,296	1,85	3,70	4

Fonte: elaborada pelo autor

Observa-se que com exceção do pilar 02, todas as paredes e pilares apresentam uma resistência necessária inferior a 4 MPa, logo, pela uniformidade do projeto adotou-se blocos com uma resistência a compressão simples de 4 MPa para todas as paredes e pilares, com exceção do Pilar 02, que necessitou de blocos com resistência de 7 MPa.

4.7.4 DIMENSIONAMENTO DAS VERGAS

As vergas existentes serão dimensionadas como vigas solicitadas a flexão simples, ou seja, o dimensionamento mais corriqueiro para vigas. No projeto, existem ao todo 11 vergas ou vãos que precisam ser dimensionados como vergas para suportar a parte superior de paredes.

Tabela 81 - Carregamentos nas vergas e momento fletor no vão

VERGAS	L (m)	G _k (kN/m)	Q _k (kN/m)	Q _k +G _k (kN/m)	M _d (kNm)
VX01	3,1	11,11	1,4	12,51	15,03
VX02	1,4	25,68	1,4	27,08	6,63
VX03	1,4	25,68	1,4	27,08	6,63
VX04	1,6	10,37	1,4	11,77	3,77
VX05	1,6	10,37	1,4	11,77	3,77
VY01	3,4	14,26	1,4	15,66	22,63
VY02	2,7	14,22	1,4	15,62	14,23
VY03	2,7	14,22	1,4	15,62	14,23
VY04	1,9	5,16	1,4	6,56	2,96
VY05	1,5	12,72	1,4	14,12	3,97
VY06	2,5	8	1,4	9,4	7,34
VIGA1a	5,6	8,07	1,4	9,47	36,46
VIGA1b	5,6	8,07	1,4	9,47	36,46

Fonte: elaborada pelo autor

Tabela 82 - Resistências de cálculo

VERGAS	f _k (MPa)	f _d (MPa)	φ (mm)	f _s (MPa)
VX01	9,8	4,9	10	435
VX02	9,8	4,9	8	435
VX03	9,8	4,9	8	435
VX04	9,8	4,9	8	435
VX05	9,8	4,9	8	435
VY01	9,8	4,9	12,5	326,25
VY02	9,8	4,9	10	435
VY03	9,8	4,9	10	435
VY04	9,8	4,9	8	435
VY05	9,8	4,9	8	435
VY06	9,8	4,9	8	435
VIGA1a	17,1	8,5	16	217,5
VIGA1b	17,1	8,5	16	217,5

Fonte: elaborada pelo autor

A partir da obtenção de todos esses dados, é possível verificar se o momento suportado pelo conjunto aço e concreto consegue resistir ou ao menos se igualar ao momento máximo dado na Tabela 81.

Tabela 83 - Comparação do momento de cálculo com o momento resistido

VERGAS	b (cm)	d (cm)	As (cm ²)	z (cm)	MRd (kNm)	Md (kNm)
VX01	14	35,4	1,6	32,48	22,60	15,03
VX02	14	35,4	1	33,57	14,60	6,63
VX03	14	35,4	1	33,57	14,60	6,63
VX04	14	35,4	1	33,57	14,60	3,77
VX05	14	35,4	1	33,57	14,60	3,77
VY01	14	35,4	2,5	31,97	26,08	22,63
VY02	14	35,4	1,6	32,48	22,60	14,23
VY03	14	35,4	1,6	32,48	22,60	14,23
VY04	14	35,4	1	33,57	14,60	2,96
VY05	14	35,4	1	33,57	14,60	3,97
VY06	14	35,4	1	33,57	14,60	7,34
VIGA 1a	14	35,4	6	29,92	39,04	36,46
VIGA 1b	14	35,4	6	29,92	39,04	36,46

Fonte: elaborada pelo autor

Observa-se que todas as vergas obtiveram êxito com folga na função de resistir aos momentos originados, seria possível ainda reduzir o diâmetro das barras na maioria das ocasiões que o momento de cálculo ainda estaria dentro do momento resistido. Mas, optou-se por deixar as bitolas maiores para garantir uma maior segurança na construção.

4.7.5 CONSUMO DE MADEIRA

Tabela 84 - Consumo de madeira para lajes

LAJES	X (m)	Y (m)	Área (m ²)	Tábuas 25x300mm (m ²)	Pontaletes 75x75mm (m)	Sarrafo 50x25mm (m)	Custo por m ² ou m	Custo total
101	11,45	4	45,8	25,65	78,32	44,43	38,89	R\$ 6.287,28
102	5,95	10,6	63,1	35,32	107,85	61,18		
103	4,9	5,05	24,7	35,88	49,49	-	2,96	R\$ 1.001,17
104	4,9	2,2	10,8	15,63	21,56	-		
105	4,9	2,95	14,5	20,96	28,91	-	5,62	R\$ 670,06
201	5,28	2,66	14,0	20,36	28,09	-		
301	5,28	2,66	14,0	7,87	24,02	13,62	VALOR DE MADEIRAS TOTAL	R\$ 7.958,51
TOTAL DE MADEIRAS				161,67	338,23	119,23		

Fonte: elaborado pelo autor, Prático Materiais de Construção e Serraria Moraes

Em discordância com o apresentado para a estrutura em concreto armado, a alvenaria estrutural somente terá um uso expressivo de madeiras na etapa da concretagem das lajes, uma vez que elas precisam ser escoradas e no caso das lajes maciças existe ainda a necessidade de construir a forma inferior.

4.7.6 CONSUMO DE AÇO

Tabela 85 - Consumo de aço

Diâmetro das Barras	Massa total (kg)	Massa total + 10% (kg)	Custo por (r\$/kg)	Custo total (R\$)
5,0	125,9	138,5	11,82	R\$ 1.636,69
6,3	91,9	101,1	8,84	R\$ 893,57
8	14,56	16,0	8,84	R\$ 141,58
10	130,2	143,3	8,19	R\$ 1.173,24
12,5	6,8	7,5	9,26	R\$ 69,26
16,0	53,3	58,6	9,69	R\$ 567,91
VALOR TOTAL DE AÇO				R\$ 4.482,26

Fonte: elaborada pelo autor e Lojas Taqi

O fato de não existirem pilares e vigas propriamente ditas na estrutura em alvenaria torna o consumo de aço exclusivo para lajes e certos pontos da alvenaria que precisam resistir a flexão simples como as vergas.

4.7.7 CONSUMO DE CONCRETO

Tabela 86 - Consumo de concreto ou graute

Local	f _{ck} (Mpa)	Volume (m ³)	Volume + 10% (m ³)	Preço por m ³	Preço total
VERGAS	20	1,1	17,3	365,38	R\$ 6.317,42
LAJES	20	16,17			
BLOCOS	25	1,5	1,72	456,73	R\$ 785,58
PILARES	25	0,22			
VALOR TOTAL DE CONCRETO					R\$ 7.103,00

Fonte: elaborada pelo autor

5 CONCLUSÃO

Visando a construção de uma residência térrea, em uma zona rural do interior do Estado do Rio Grande do Sul, cujo projeto apresenta uma geometria simplificada executou-se o dimensionamento estrutural considerando duas técnicas construtivas, uma utilizando concreto armado com alvenaria em concreto celular autoclavado e outra em alvenaria estrutural com blocos cerâmicos.

Após a determinação através do dimensionamento das quantidades de barras de aço, tábuas, sarrafos, pontaletes, concreto e graute, concluiu-se que, para residências de menor porte a utilização de alvenaria estrutural em blocos cerâmicos, de concreto ou silico-calcários demonstra-se mais vantajosa devido:

- 1) Ao fato de o consumo de aço sair de 1314 kg na estrutura em concreto armado para 465,0 kg na estrutura em alvenaria estrutural, totalizando uma redução de 64,6%. Na questão monetária a redução foi levemente maior, ficando na casa de 65,3% de economia;
- 2) À redução na quantidade de tábuas, sarrafos e pontaletes, tem-se uma redução em quantidades de 36,7%, 32,7% e 70,0% respectivamente, com uma economia total de 41,89% no encontro de valores entre os dois consumos;
- 3) À pouca, mas importante redução de 33,03% do volume de concreto que gera uma economia de R\$ 3.656,37. Apesar de pouca, a redução no volume vem com a não necessidade de usar um concreto de fck maior que 25 MPa, o qual gera um custo maior por m³;
- 4) Ao menor tempo necessário para realizar o dimensionamento da estrutura, pois, enquanto a estrutura em concreto armado levou um total de 20 dias, sua contrapartida em alvenaria estrutural levou apenas 4 dias. Totalizando uma diferença de 80% no tempo de dimensionamento;
- 5) Á menor probabilidade de ocorrerem acidentes de trabalho dentro do canteiro de obra, visto que, a utilização de serras elétricas, multicortadoras e outras máquinas é muito menor;
- 6) Ao menor tempo de execução da obra como um todo, pois, as estruturas que irão sustentar as lajes são as próprias paredes que são levantadas ao longo do projeto.

Enquanto, no concreto armado teria um tempo de execução das alvenarias somado ao tempo de execução da estrutura de concreto armado;

- 7) À menor necessidade de mão de obra especializada, sendo ela ferreiros e carpinteiros, que atualmente custam em média R\$ 8,50 por hora segundo o SINDUSCON – RS;
- 8) À redução na geração de resíduos de construção civil, pois, enquanto a alvenaria convencional gera 104 kg/m², a alvenaria estrutural gera apenas 62,1 kg/m². Sendo essa diminuição substancial para mitigar a poluição proveniente das construções.

Conclui-se que o estudo contribui com dados reais para a comparação entre as metodologias construtivas, consolida conhecimentos obtidos ao longo da graduação, agrega novos conhecimentos por conter temáticas não abordadas na graduação e contribui com o desenvolvimento da região em que foi proposta a obra por demonstrar o tipo mais adequado de materiais a serem usados.

6 REFERÊNCIAS

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento**. Rio de Janeiro, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 16868-1: Alvenaria estrutural – Parte 1: projeto**. Rio de Janeiro, 2020.

CARVALHO, Roberto Chust; FIGUEIREDO, Jasson Rodrigues de. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado segundo a NBR 6118:2014**. São Carlos: Edufscar, 2017.

INSTITUTO BRASILEIRO DE 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.

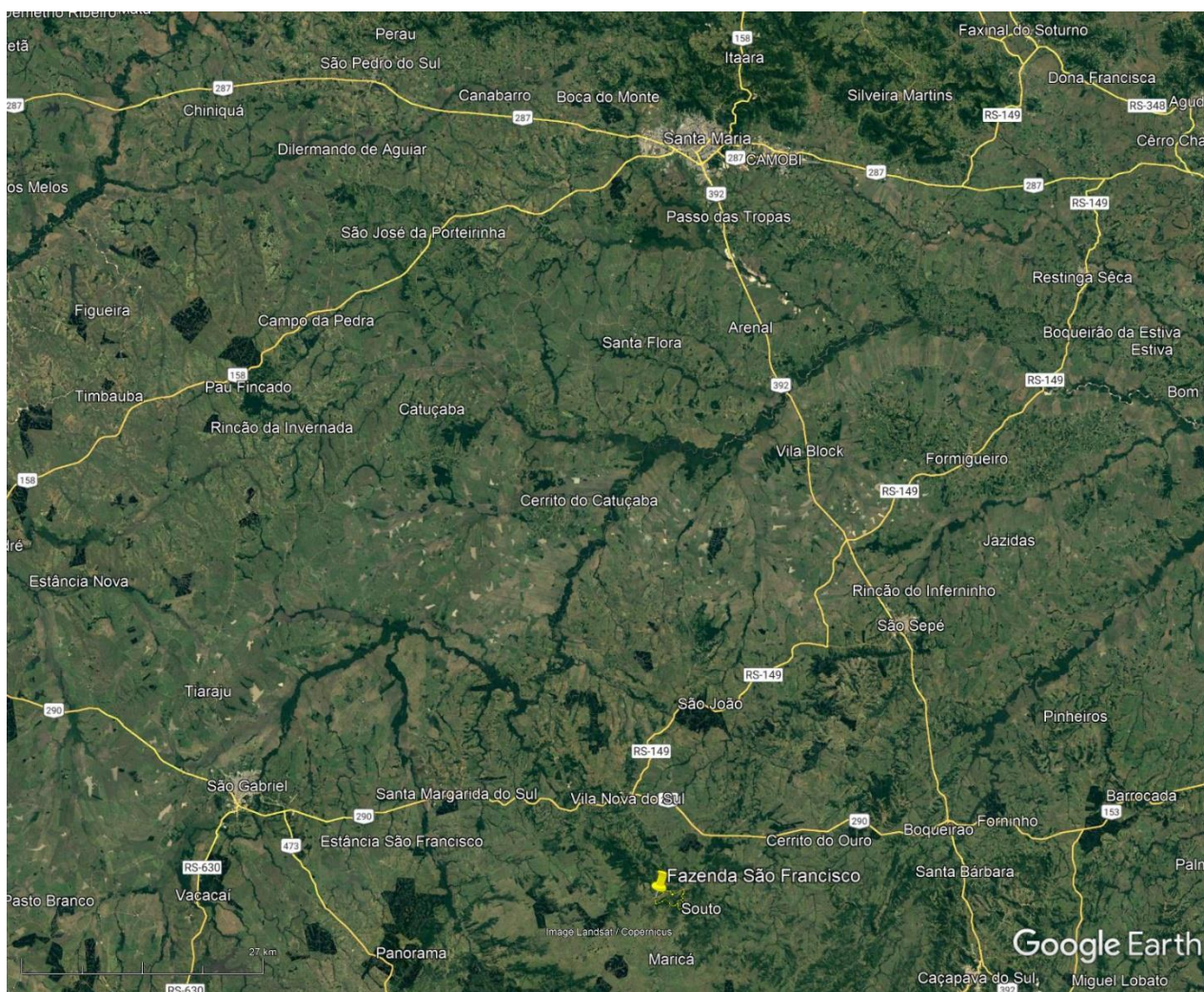
MOHAMAD, Gihad. **Construções em alvenaria estrutural: materiais, projeto e desempenho**. Santa Maria, 2020.

PARSEKIAN, Guilherme Aris. **Parâmetros de projeto de alvenaria estrutural com blocos de concreto**. São Carlos, Edufscar, 2012.

PEDRO, Queli Cunha de Lima; ALBERTIN, Ricardo Massulo; VIOTTO, Hugo Gabriel Fernandes; SANTOS, Jessica de Almeida; JUNIOR, Luiz Roberto Taboni; SHOJI, Marcia. **Geração de resíduos na construção civil: comparativo entre edificação de bloco estrutural e convencional**. Maringá, 2018.

PIRES, Gustavo Menegusso. **Estudo do pré-dimensionamento de pilares**. Trabalho de Conclusão de Curso – Curso de Graduação em Engenharia Civil, Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul. Ijuí, 2011.

ANEXO A – REFERÊNCIAS GEOGRÁFICAS

Figura 5 - Mapa regional

Fonte: Google Earth

Figura 6 - Mapa municipal



Fonte: Google Earth

Figura 7 - Mapa de Situação



Fonte: Google Earth