

**INSTITUTO FEDERAL DE EDUCAÇÃO CIÊNCIA E TECNOLOGIA DE MINAS
GERAIS - *CAMPUS* AVANÇADO PIUMHI
BACHARELADO EM ENGENHARIA CIVIL**

Guilherme Costa de Oliveira

**ANÁLISE COMPARATIVA NO DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL DE UM
EDIFÍCIO EM CONCRETO ARMADO VARIANDO A RESISTÊNCIA À
COMPRESSÃO DO CONCRETO**

Piumhi - MG

2022

Guilherme Costa de Oliveira

**ANÁLISE COMPARATIVA NO DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL DE UM
EDIFÍCIO EM CONCRETO ARMADO VARIANDO A RESISTÊNCIA À
COMPRESSÃO DO CONCRETO**

Trabalho de conclusão de curso de graduação
apresentado ao Instituto Federal de Ciência e
Tecnologia de Minas Gerais como requisito parcial
para a obtenção do título de Bacharel em Engenharia
Civil.

Orientador: Professor Me. Júnior Henrique Canaval

Piumhi - MG

2022

FICHA CATALOGRÁFICA

O48a Oliveira, Guilherme Costa de.
Análise comparativa no dimensionamento estrutural de um edifício em concreto armado variando a resistência à compressão do concreto [manuscrito] / Guilherme Costa de Oliveira. – 2022.
199 f. : il.

Orientador: Júnior Henrique Canaval.
Trabalho de Conclusão de Curso (bacharelado) – Instituto Federal Minas Gerais. *Campus Avançado Piumhi*, 2022.

1. Concreto armado. 2. Resistência de materiais. 3. Cálculo – edifícios, estruturas. 4. Indústria de construção civil – custos. 5. Engenharia de estruturas. I. Canaval, Júnior Henrique. II. Instituto Federal de Minas Gerais. *Campus Avançado Piumhi*. III. Título.

CDD 620.137

Catálogo: Andreia Cristina Damasceno - CRB-6/1974



MINISTÉRIO DA EDUCAÇÃO
SECRETARIA DE EDUCAÇÃO PROFISSIONAL E TECNOLÓGICA
INSTITUTO FEDERAL DE EDUCAÇÃO, CIÊNCIA E TECNOLOGIA DE MINAS GERAIS
Campus Avançado Piumhi
Diretoria de Ensino
Docentes Campus Avançado Piumhi
Rua Severo Veloso 1880 - Bairro Bela Vista - CEP 37925-000 - Piumhi - MG
(37)3371-3353 - www.ifmg.edu.br

Guilherme Costa de Oliveira

ANÁLISE COMPARATIVA NO DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL DE UM EDIFÍCIO EM CONCRETO ARMADO VARIANDO A RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DO CONCRETO

Trabalho de conclusão de curso de graduação apresentado ao Instituto Federal de Ciência e Tecnologia de Minas Gerais como requisito parcial para a obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.

Aprovado em: 01/12/2022 pela banca examinadora:

BANCA EXAMINADORA

Piumhi, 08 de dezembro de 2022.



Documento assinado eletronicamente por **Junior Henrique Canaval, Professor**, em 10/12/2022, às 12:13, conforme art. 1º, III, "b", da Lei 11.419/2006.



Documento assinado eletronicamente por **Humberto Coelho de Melo, Professor**, em 12/12/2022, às 10:13, conforme art. 1º, III, "b", da Lei 11.419/2006.



Documento assinado eletronicamente por **Thais de Oliveira Azevedo, Professora Substituta**, em 12/12/2022, às 15:03, conforme art. 1º, III, "b", da Lei 11.419/2006.



Documento assinado eletronicamente por **Stella Maria Gomes Tome, Professora**, em 13/12/2022, às 14:15, conforme art. 1º, III, "b", da Lei 11.419/2006.



A autenticidade do documento pode ser conferida no site <https://sei.ifmg.edu.br/consultadocs> informando o código verificador **1402987** e o código CRC **FC0BA733**.

AGRADECIMENTOS

Em primeiro lugar, a Deus, que fez com que meus objetivos fossem alcançados, durante os meus anos de estudos.

Aos meus pais e irmão, que me incentivaram nos momentos difíceis e compreenderam a minha ausência enquanto eu me dedicava à realização deste trabalho. Aos colegas de república, que sempre estiveram ao meu lado, pela amizade incondicional e pelo apoio demonstrado ao longo dos anos de convivência em todo o período de tempo em que me dediquei a este trabalho.

A todos os professores do Instituto Federal de Minas Gerais, *Campus* Avançado Piumhi, em especial ao professor Júnior Henrique Canaval, por ter sido meu orientador e ter desempenhado tal função com dedicação.

E a todos aqueles que contribuíram, de alguma forma, para a realização deste trabalho.

RESUMO

O concreto armado é um dos materiais construtivos mais utilizados no mundo devido a sua boa resistência à compressão, trabalhabilidade e durabilidade. Nos últimos anos, os *softwares* de cálculo estrutural se mostram cada vez mais presentes nos escritórios de engenharia, e as estruturas que antes demandavam muito tempo para serem dimensionadas e detalhadas, hoje em dia podem ser calculadas em um menor período. Com isso, foi permitido ao engenheiro estrutural “testar” várias situações distintas na tentativa de encontrar um projeto que atenda as questões de economia, segurança e desempenho em serviço. Este trabalho tem como objetivo geral analisar a influência da resistência à compressão do concreto no dimensionamento estrutural da superestrutura de um edifício residencial de 6 pavimentos. Foram definidos dois modelos de dimensionamento, identificados como modelo A e modelo B. No modelo A variou-se o valor da resistência à compressão do concreto, sendo as seções transversais dos pilares, das vigas e das lajes mantidas constantes. Para o modelo B, além da variação do f_{ck} , variou-se também as seções transversais dos elementos até suas seções mínimas permitidas pelo Estado Limite Último e Estado Limite de Serviço. Os 11 dimensionamentos foram realizados com o uso do *software* de cálculo estrutural TQS (versão estudante). Verificou-se economia no consumo de aço dos elementos cujo esforço preponderante é a compressão (pilares) para ambos os modelos, em que a maior economia representa 37,39% no consumo de aço se comparado os concretos de classe C25 e C50. Para as vigas e lajes, aumentar o valor do f_{ck} se mostrou pouco eficiente no quesito economia de aço. Porém, estes elementos se mostraram menos deslocáveis com o aumento do f_{ck} quando mantidas as seções constantes. Em relação aos custos diretos da superestrutura, verificou-se grandes variações, sendo o concreto de classe C30 do modelo B o mais econômico.

Palavras-chave: Concreto armado; resistência de materiais; cálculo – edifícios, estruturas; indústria de construção civil - custos; engenharia de estruturas.

ABSTRACT

Reinforced concrete is one of the most used building materials in the world due to its good compressive strength, workability and durability. In the last years, structural calculation *softwares* are becoming more and more present in engineering offices, and structures that before demanded a lot of time to be dimensioned and detailed, nowadays can be calculated in a shorter period. This has allowed the structural engineer to "test" several different situations to find a design that meets the issues of economy, safety and performance in service. The general objective of this work is to analyze the influence of concrete compressive strength on the structural design of the superstructure of a 6-story residential building. Two design models were defined, identified as model A and model B. In model A, the value of the concrete compressive strength was varied, and the cross sections of the columns, beams and slabs were kept constant. For model B, besides varying f_{ck} , the cross sections of the elements were also varied up to their minimum sections allowed by the Ultimate Limit State and Serviceability Limit State. The 11 designs were performed using the structural calculation software TQS (student version). There were savings in the steel consumption of the elements whose predominant stress is compression (columns) for both models, where the largest savings represents 37.39% in steel consumption if compared to the concrete class C25 and C50. For the beams and slabs, increasing the value of f_{ck} showed little efficiency in terms of steel savings. However, these elements showed less displacement with the increase of f_{ck} when the sections were kept constant. In relation to the direct costs of the superstructure, there were large variations, being the class C30 concrete of model B the most economical.

Keywords: Reinforced concrete; resistance of materials; calculation - buildings, structures; construction industry – costs; structural engineering.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Curva de Gauss para a resistência do concreto à compressão.	24
Figura 2 - Detalhamento da seção transversal de uma viga.	48
Figura 3 - Classificação dos pilares quanto a posição.	52
Figura 4 - Método Aproximado + vigas contínuas.	58
Figura 5 - Pórtico Plano.	59
Figura 6 - Modelo de analogia de grelha.	60
Figura 7 - Pórtico Plano.	61
Figura 8 - Pórtico Espacial.	61
Figura 9 - Possibilidade de utilização dos modelos.	62
Figura 10 - Efeitos de Primeira Ordem.	63
Figura 11 - Efeitos de Segunda Ordem.	63
Figura 12 - Tipos de efeitos de segunda ordem.	64
Figura 13 - Efeitos globais de segunda ordem.	64
Figura 14 - Efeitos locais de segunda ordem.	65
Figura 15 - Efeitos localizados de segunda ordem.	65
Figura 16 - Escolha do modelo de cálculo.	74
Figura 17 - Corte esquemático do edifício.	75
Figura 18 - Campo de inserção da altura de alvenaria.	79
Figura 19 - Mapa de isoplefas.	82
Figura 20 - Configuração dos dados do vento.	83
Figura 21 - Ponderadores de cargas prementes.	84
Figura 22 - Ponderadores e redutores de sobrecarga.	84
Figura 23 - Ponderadores de carga de vento para ELS.	85
Figura 24 - Vista 3D da superestrutura do edifício.	87
Figura 25 - Avisos e erros gerados pelo <i>Software</i>	88
Figura 26 - Comportamento da estrutura frente ao número de incrementos.	89

LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 1 – Variação do consumo geral de aço.....	96
Gráfico 2 – Variação do consumo de aço para os pilares.....	97
Gráfico 3 – Variação do consumo de aço para as vigas.....	98
Gráfico 4 – Variação do consumo de aço para as lajes.....	99
Gráfico 5 – Percentual de redução da laje 108.....	106
Gráfico 6 – Percentual de redução da laje 218.....	108
Gráfico 7 – Percentual de redução da laje 303.....	110
Gráfico 8 – Comparativo do consumo de concreto.....	115
Gráfico 9 – Comparativo do consumo de fôrmas.....	116
Gráfico 10 – Comparativo do consumo de aço Modelo B.....	118
Gráfico 11 – Variação do consumo de aço para os pilares.....	119
Gráfico 12 – Variação do consumo de aço para as vigas.....	120
Gráfico 13 – Variação do consumo de aço para as lajes.....	121
Gráfico 14 – Percentual de redução da laje 116.....	126
Gráfico 15 – Variação da laje 218.....	129
Gráfico 16 – Variação das lajes 302 e 303.....	130
Gráfico 17 – Comparação do consumo de aço.....	135
Gráfico 18 – Comparativo de aço para os pilares.....	136
Gráfico 19 – Comparativo de aço para as vigas.....	137
Gráfico 20 – Comparativo de aço para as lajes.....	138
Gráfico 21 – Porcentagens dos custos: Concretagem.....	141
Gráfico 22 – Variações dos custos: Pilares.....	142
Gráfico 23 – Variação dos custos: Vigas.....	142
Gráfico 24 – Variação dos custos: Lajes.....	143
Gráfico 25 – Porcentagem dos custos: Total.....	144
Gráfico 26 – Porcentagem das fôrmas.....	146
Gráfico 27 – Variação dos custos: Pilares.....	147
Gráfico 28: Variação dos custos: Vigas.....	147
Gráfico 29 – Variação dos Custos: Lajes.....	148
Gráfico 30 – Variação do custo de aço: Pilares.....	149
Gráfico 31 – Variação do custo de aço: Vigas.....	150
Gráfico 32 – Variação do custo: Lajes.....	150
Gráfico 33 – Porcentagem de aço.....	151
Gráfico 34 – Porcentagem Total.....	152
Gráfico 35 – Custos totais do edifício.....	153

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 - Classe de agressividade ambiental.	35
Quadro 2 - Correspondência entre a classe de agressividade e a qualidade do concreto.	36
Quadro 3 - Correspondência entre a classe de agressividade ambiental e o cobrimento nominal para $\Delta c = 10$ mm	36
Quadro 4 – Coeficiente $\gamma f = \gamma f1 \cdot \gamma f3$	40
Quadro 5 – Valores do coeficiente $\gamma f2$	40
Quadro 6 – Limites para deslocamentos.	89
Quadro 7 – Deslocamentos das lajes do pavimento tipo.	104
Quadro 8 – Porcentagens de redução.	106
Quadro 9 – Deslocamentos das lajes do pavimento cobertura.	107
Quadro 10 – Porcentagens de redução.	109
Quadro 11 – Deslocamentos das lajes do pavimento reservatório.	109
Quadro 12 – Porcentagem de redução.	110
Quadro 13 – Deslocamentos máximos absolutos.	111
Quadro 14 – Deslocamentos entre pavimentos.	112
Quadro 15 – Quantitativo de concreto: Modelo B.	114
Quadro 16 – Quantitativo de fôrmas: Modelo B.	115
Quadro 17 – Deslocamentos das lajes do pavimento tipo.	125
Quadro 18 – Porcentagens de redução.	127
Quadro 19 – Deslocamentos das lajes do pavimento cobertura.	128
Quadro 20 – Percentual de redução.	129
Quadro 21 – Deslocamentos das lajes do pavimento reservatório.	130
Quadro 22 – Deslocamento máximo absoluto.	131
Quadro 23 – Deslocamento entre pavimentos.	132

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Classe de resistência de concretos estruturais.....	26
Tabela 2 - Valores de αE	28
Tabela 3 - Valores do módulo de elasticidade em função do fck	28
Tabela 4 - Valor do coeficiente de aderência η_1	30
Tabela 5 - Valores dos coeficientes γ_c e γ_s	31
Tabela 6 - Valores de cálculo para o grupo 1 e resistência.....	33
Tabela 7 - Resistência de cálculo do aço.....	34
Tabela 8 – Taxa mínima de aço para concretos do grupo 1.....	45
Tabela 9 – Taxa mínima de aço para concretos do grupo 2.....	45
Tabela 10 – Valores do coeficiente adicional γ_n para pilares e pilares-parede.....	50
Tabela 11 – Cargas de uso e ocupação para edifícios residenciais.....	56
Tabela 12 – Valores do coeficiente adicional γ_n para lajes em balanço.....	57
Tabela 13 – Valores de γ_z e seus significados.....	66
Tabela 14 – Área total de aço de aço em função da barra e do espaçamento.....	72
Tabela 15 – Valores do Módulo de elasticidade utilizado.....	76
Tabela 16 – Espessura das lajes: Modelo A.....	78
Tabela 17 – Peso próprio das lajes do pavimento tipo.....	78
Tabela 18 – Cargas inseridas nas vigas do pavimento baldrame.....	80
Tabela 19 – Cargas inseridas nas vigas do pavimento tipo.....	80
Tabela 20 – Cargas inseridas nas vigas do pavimento cobertura.....	81
Tabela 21 – Valores do Coeficiente de Arrasto.....	83
Tabela 22 – Combinações no modelo global.....	85
Tabela 23 – Peso linear cadastrado das barras.....	90
Tabela 24 – Quantitativo de concreto e fôrma: Modelo A.....	93
Tabela 25 – Quantitativo de aço: fck de 25MPa.....	94
Tabela 26 – Quantitativo de aço: fck de 30MPa.....	94
Tabela 27 – Quantitativo de aço: fck de 35MPa.....	94
Tabela 28 – Quantitativo de aço: fck de 40 MPa.....	94
Tabela 29 – Quantitativo de aço: fck de 45 MPa.....	94
Tabela 30 – Quantitativo de aço: fck de 50 MPa.....	95
Tabela 31 – Quantitativos totais de aço: Modelo A.....	95
Tabela 32 – Quantitativo de aço para os pilares.....	96
Tabela 33 – Quantitativo de aço para as vigas.....	98
Tabela 34 – Quantitativo de aço para as lajes.....	99
Tabela 35 – Fissuração máxima das vigas do pavimento baldrame.....	100
Tabela 36 – Fissuração máxima do pavimento tipo.....	101
Tabela 37 – Fissuração máxima no pavimento cobertura.....	101
Tabela 38 - Deslocamento das vigas do pavimento baldrame.....	102
Tabela 39 - Deslocamentos das vigas do pavimento tipo.....	103
Tabela 40 - Deslocamentos das lajes e vigas do pavimento cobertura.....	103
Tabela 41 – Deslocamentos das vigas do pavimento reservatório.....	104

Tabela 42 – Variações do coeficiente γ_z	112
Tabela 43 – Classificação das estruturas.	113
Tabela 44 – Economia no consumo de concreto.	114
Tabela 45 – Quantitativo de aço: f_{ck} de 30 MPa.	116
Tabela 46 – Quantitativo de aço: f_{ck} de 35 MPa.	116
Tabela 47 – Quantitativo de aço: f_{ck} de 40 MPa.	117
Tabela 48 – Quantitativo de aço: f_{ck} de 45 MPa.	117
Tabela 49 – Quantitativo de aço: f_{ck} de 50 MPa.	117
Tabela 50 – Comparativo Geral de aço.	117
Tabela 51 – Quantitativo de aço para os pilares.	118
Tabela 52 – Quantitativo de aço para as vigas.	120
Tabela 53 – Quantitativo de aço para as lajes.	121
Tabela 54 – Abertura de fissuras para o pavimento baldrame.	122
Tabela 55 – Abertura de fissuras para o pavimento tipo.	123
Tabela 56 – Abertura de fissuras para o pavimento cobertura.	123
Tabela 57 – Deslocamentos das vigas: pavimento baldrame.	124
Tabela 58 – Deslocamentos das vigas: pavimento tipo.	124
Tabela 59 – Deslocamentos das vigas: pavimento cobertura.	124
Tabela 60 – Deslocamentos das vigas: pavimento reservatório.	125
Tabela 61 – Valores dos coeficientes γ_z	132
Tabela 62 – Economia no consumo de concreto do modelo B em relação ao A.	133
Tabela 63 – Economia no consumo de fôrmas.	134
Tabela 64 – Diferença nos quantitativo de aço.	135
Tabela 65 – Orçamentos das fôrmas: Modelo A.	139
Tabela 66 – Orçamento da concretagem: Modelo A.	140
Tabela 67 – Orçamento de Aço: Modelo A.	141
Tabela 68 – Orçamento total: Modelo A.	144
Tabela 69 – Orçamento das fôrmas: Modelo B.	145
Tabela 70 – Orçamento da concretagem: Modelo B.	146
Tabela 71 – Orçamento de aço: Modelo B.	148
Tabela 72 – Total Gasto: Modelo B.	152
Tabela 73 – Custos totais dos edifícios.	153

LISTA DE SIGLAS

ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas

NBR - Norma Brasileira Regulamentadora

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO.....	16
1.1	ESTRUTURAÇÃO DO TRABALHO	17
2	OBJETIVOS.....	19
2.1	OBJETIVO GERAL	19
2.2	OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	19
3	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	20
3.1	MATERIAIS CONSTITUINTES DO CONCRETO ARMADO.....	20
3.1.1	Concreto simples.....	20
3.1.2	Concreto Armado	21
3.1.3	Aço para armadura passiva	29
3.1.4	Resistência característica x Resistência de Cálculo	30
3.2	PARÂMETROS PARA O DIMENSIONAMENTO.....	34
3.2.1	Diretrizes para durabilidade das estruturas de concreto.....	34
3.2.2	Estados Limites	37
3.2.3	Ações.....	38
3.2.4	Valores de cálculo	39
3.2.5	Combinações de Ações	41
3.3	ELEMENTOS ESTRUTURAIS USUAIS DE CONCRETO ARMADO.....	44
3.3.1	Vigas	44
3.3.2	Pilares.....	49
3.3.3	Lajes	54
3.4	ANÁLISE ESTRUTURAL.....	57
3.4.1	Modelo Estrutural	57
3.4.1.4	Pórtico Plano	60
3.5	ESTABILIDADE GLOBAL DAS ESTRUTURAS.....	63
3.5.1	Efeitos de Segunda Ordem.....	63
3.5.2	Estabilidade global.....	66
3.5.3	Coeficiente γ_z	66
3.5.4	Parâmetro de instabilidade α	67
3.6	INFLUÊNCIA DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DO CONCRETO	68
4	METODOLOGIA DE PESQUISA.....	70

4.1	DESCRIÇÃO DO PROJETO ARQUITETÔNICO	70
4.2	MODELOS DE DIMENSIONAMENTO	70
4.2.1	Modelo de dimensionamento A	71
4.2.2	Modelo de dimensionamento B	71
4.2.3	Considerações do projetista estrutural	72
4.3	PROJETO ESTRUTURAL.....	73
4.3.1	Dimensionamento estrutural – Procedimento	73
4.3.2	Cargas inseridas no edifício	76
4.3.3	Lançamento dos elementos estruturais	86
4.3.4	Processamento global da estrutura	87
4.3.5	Processamento e análise da grelha não-linear	89
4.4	EXTRAÇÃO DO QUANTITATIVO.....	90
4.5	ORÇAMENTOS	90
4.6	LIMITAÇÕES	91
5	RESULTADOS.....	93
5.1	ANÁLISE DO MODELO A.....	93
5.1.1	Quantitativo de materiais: concreto, fôrmas e aço	93
5.1.2	Análise do Estado limite de serviço	100
5.1.3	Análise do coeficiente γ_z	112
5.2	ANÁLISE DO MODELO B	113
5.2.1	Quantitativo de materiais: concreto, fôrma e aço	113
5.2.2	Análise do Estado limite de serviço	122
5.2.3	Análise do coeficiente γ_z	132
5.3	COMPARATIVO DE MATERIAIS ENTRE OS MODELOS.....	133
5.3.1	Comparativo de Concreto	133
5.3.2	Comparativo de fôrmas	134
5.3.3	Comparativo de Aço	134
6	ORÇAMENTOS.....	139
6.1	MODELO A.....	139
6.1.1	Orçamento de fôrmas	139
6.1.2	Orçamento da concretagem.....	140
6.1.3	Orçamento de aço.....	141
6.1.4	Custo total da estrutura: Modelo A	144
6.2	MODELO B	145

6.2.1	Orçamento de fôrmas	145
6.2.2	Orçamento da concretagem.....	146
6.2.3	Orçamento de aço.....	148
6.2.4	Custo total da estrutura: Modelo B	151
6.3	COMPARAÇÃO ENTRE MODELOS	153
7	CONSIDERAÇÕES FINAIS	154
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	157
	APÊNDICE A – PROJETO ARQUITETÔNICO: PAVIMENTO TIPO.....	159
	APÊNDICE B – CARGAS DE ALVENARIAS NAS VIGAS DO MODELO B	160
	APÊNDICE C – PLANTA DE FÔRMA DOS PAVIMENTOS	164
	APÊNDICE D – DIMENSÕES DAS VIGAS E PILARES DO MODELO A.....	168
	APÊNDICE E – DIMENSÕES DAS VIGAS E PILARES DO MODELO B	169
	APÊNDICE F – DISTRIBUIÇÃO DOS QUANTITATIVOS DE AÇO: MODELO A .	172
	APÊNDICE G – DESLOCAMENTOS DAS VIGAS DO MODELO A.....	178
	APÊNDICE H – DISTRIBUIÇÃO DOS QUANTITATIVOS DE AÇO: MODELO B	182
	APÊNDICE I – DESLOCAMENTOS DAS VIGAS DO MODELO B	187
	APÊNDICE J – ORÇAMENTOS DOS MODELOS	191
	ANEXO A – COMPOSIÇÃO DOS SERVIÇOS	192

1 INTRODUÇÃO

O concreto armado é o material construtivo mais empregado no mundo, destacando-se pelo seu ótimo desempenho, facilidade de execução e economia. Seu emprego é relativamente recente e sua primeira aplicação foi em um ramo fora da construção civil (PORTO; FERNANDES, 2015).

Como elemento estrutural único, o concreto sozinho não é adequado. Embora apresente boa resistência aos esforços de compressão, pouco resiste à tração (CARVALHO; FILHO, 2014). Segundo Porto e Fernandes (2015, p. 18): “Quando se faz necessária a resistência aos esforços de compressão e tração, associa-se o concreto a materiais que apresentem alta resistência à tração, resultando no concreto armado (concreto e armadura passiva) ou protendido (concreto e armadura ativa)”.

Segundo Helene e Terzian (1993, p. 103):

Não há dúvida que a propriedade do concreto que melhor o qualifica é a resistência à compressão. Desde que na sua dosagem e preparação tenham sido levados em conta também os aspectos de trabalhabilidade e durabilidade, optando-se por determinada curva granulométrica, tipo e classe de cimento e relação água/cimento e, conseqüentemente, resultando uma certa resistência à compressão.

Comercialmente, encontram-se concretos do grupo 1 e 2 de resistência à compressão, que correspondem as classes C20 até C50 e C55 a C90, respectivamente. Ambos os grupos de resistência são estabelecidos pela ABNT NBR 8953:2015 – Concretos para fins estruturais.

Em relação ao aço utilizado nas estruturas de concreto armado, encontram-se barras com resistência de 250, 500 e 600 MPa, denominadas de CA-25, CA-50 e CA-60, respectivamente. As letras CA indicam concreto armado e o número que vem em seguida, representa a resistência ao escoamento em kilonewton por centímetro quadrado (kN/cm^2). Além disso, são encontradas, geralmente, em barras de 12 m de comprimento, sendo várias as possibilidades de escolha do diâmetro.

Tendo em vista a alta nos preços dos dois principais materiais constituintes do concreto armado nos últimos anos (concreto e aço), cabe ao projetista encontrar a melhor solução estrutural possível visando economia.

Devido ao desenvolvimento da construção civil nos últimos anos, houve um aumento considerável na competitividade de mercado e terá vantagem o profissional que apresentar a melhor proposta, com o custo mais baixo, sempre mantendo o nível de qualidade (GRATSCH, 2019).

Atualmente, com o avanço da informática aplicada em estruturas de concreto armado, é possível realizar o cálculo de vários edifícios em um menor período de tempo. Fato este que era complexo há alguns anos atrás, onde, na maioria das vezes, o cálculo era feito manualmente.

Segundo Kimura (2007, p. 23 e 24):

Seja nas últimas décadas como nos dias atuais, assistimos e vivenciamos uma verdadeira revolução na área da informática. [...]. O acesso às informações globalizadas por meio da internet [...] e o desenvolvimento de sistemas computacionais cada vez mais robustos são alguns bons exemplos dessa grande evolução. [...]. Esse enorme avanço, ou melhor, revolução tecnológica, teve e tem um papel importantíssimo na Engenharia de Estruturas, influenciando de forma direta e significativa na maneira como os projetos estruturais de edifícios de concreto são hoje elaborados.

Tendo como pressuposto o que foi descrito acima, com o auxílio do *software* de dimensionamento estrutural TQS, tendo como base um projeto arquitetônico, no presente trabalho realizou-se o dimensionamento da estrutura variando-se o valor da resistência à compressão do concreto (f_{ck}). Os dimensionamentos foram realizados de acordo com dois modelos distintos. No modelo A, optou-se por variar o valor da resistência à compressão do concreto mantendo a seção transversal dos elementos constantes. No modelo B, além de variar o valor de f_{ck} , variou-se também a seção transversal dos elementos até suas seções mínimas, sempre atendendo aos Estados Limites Últimos e Estados Limites de Serviços. Foram utilizados, para ambos os modelos de dimensionamentos, classes de concreto do grupo 1 de resistência à compressão.

1.1 Estruturação do trabalho

A estruturação do trabalho procedeu da seguinte forma: No capítulo 2 serão apresentados os objetivos deste trabalho, sendo estes divididos entre objetivo geral e objetivos específicos.

O capítulo 3 apresenta toda a revisão bibliográfica utilizada para a execução deste trabalho. Será apresentado todo o referencial teórico, que possui como base a ABNT NBR 6118:2014: Projetos de Estruturas de concreto – Procedimento. Serão apresentados também os principais pontos que deverão ser levados em consideração para um bom dimensionamento das estruturas de concreto armado.

O capítulo 4 contempla a metodologia utilizada. Destaca-se alguns pontos como: a descrição do projeto arquitetônico, os critérios utilizados em cada um dos modelos de

dimensionamento (modelo A e modelo B) e como foram feitos os lançamentos dos elementos estruturais no *software* e suas respectivas cargas.

O capítulo 5 por sua vez, apresenta os resultados dos dimensionamentos para os modelos A e B. Serão apresentadas as comparações das variações do quantitativo de aço para cada f_{ck} , bem como a análise da variação para cada tipo de elemento estrutural (vigas, pilares e lajes). Ainda neste capítulo, serão discutidos os valores do coeficiente γ_z (sendo este o parâmetro utilizado para a análise da estabilidade global do edifício). Por fim, serão apresentados os Estados Limites de Serviço, por meio dos deslocamentos dos elementos estruturais e abertura e formação de fissuras.

No capítulo 6 serão demonstrados os custos diretos, que foram realizados a partir da extração dos quantitativos de materiais gerados pelo TQS. Serão analisados os custos de materiais e mão de obra necessários para a execução da superestrutura, para cada valor de resistência à compressão do concreto para os modelos A e B. Posteriormente, ainda neste capítulo, será apontado a solução mais vantajosa economicamente para o edifício tratado neste trabalho para cada modelo, tendo em vista os preços atuais de mercado da construção civil no Brasil para cada tipo de material e mão de obra.

2 OBJETIVOS

2.1 Objetivo geral

Analisar a influência da variação da resistência à compressão do concreto no dimensionamento estrutural de um edifício residencial de seis pavimentos.

2.2 Objetivos específicos

Como objetivos específicos, tem-se os seguintes itens:

- Desenvolver um projeto arquitetônico multipavimentos;
- Elaborar a concepção estrutural para o edifício deste estudo;
- Verificar o comportamento estrutural ao longo das variações da resistência à compressão do concreto no que diz respeito aos deslocamentos dos elementos estruturais, abertura e formação de fissuras e análise da estabilidade global do edifício por meio do coeficiente γ_z ;
- Com os respectivos quantitativos, verificar, pela variação da resistência à compressão do concreto e pelo dimensionamento estrutural, a solução mais vantajosa economicamente levando em consideração os custos diretos da superestrutura.

3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Será apresentada, nos tópicos seguintes, a revisão bibliográfica utilizada para a execução deste trabalho.

No Brasil a norma que rege sobre os procedimentos para o dimensionamento de estruturas de concreto armado se refere à ABNT NBR 6118:2014: Projetos de Estruturas de concreto – Procedimento. Essa norma estabelece os requisitos básicos exigíveis para o projeto de estruturas de concreto simples, armado e protendido, excluídas aquelas em que se empregam concreto leve, pesado ou outros especiais. A NBR 6118:2014 servirá como base para os dimensionamentos realizados neste trabalho.

Além da NBR 6118:2014, o dimensionamento das estruturas de concreto armado possui como base as seguintes normas:

- NBR 6120:2019 – Ações para o cálculo de estruturas de edificações;
- NBR 6123:1988 – Forças devidas ao vento em edificações;
- NBR 8681:2003 – Ações e segurança nas estruturas;
- NBR 8953:2015 – Concreto para fins estruturais – Classificação pela massa específica, por grupos de resistência e consistência;
- NBR 14931:2004 – Execução de estruturas de concreto – Procedimento;
- NBR 7480:2008 – Aço destinado a armaduras para estruturas de concreto armado.

3.1 Materiais constituintes do concreto armado

Para o bom dimensionamento das estruturas de concreto armado é de grande importância, por parte do projetista estrutural, conhecer as características mais relevantes e as propriedades de seus dois principais materiais constituintes: concreto e aço.

3.1.1 *Concreto simples*

O concreto simples é um material composto, constituído por cimento, água, agregado miúdo e agregado graúdo. Além da composição definida acima, pode conter adições minerais e/ou aditivos químicos com o intuito de melhorar ou modificar suas propriedades básicas. Como aditivos são amplamente empregados os plastificantes e os superplastificantes, para reduzir a quantidade de água do concreto e possibilitar a trabalhabilidade necessária (BASTOS, 2019).

Para Gomes e Barros (2009) as adições minerais são materiais finamente moídos, que são incorporados ao concreto com a finalidade de obter características específicas. Estes são geralmente utilizados em grandes quantidades, com o objetivo de reduzir custos e melhorar a trabalhabilidade do concreto no estado fresco, podendo até melhorar a sua resistência à fissuração térmica, à expansão álcali agregado e ao ataque por sulfatos.

Criado na Inglaterra, o cimento Portland teve sua produção iniciada nos anos 1850. Constituído por um pó fino, possui propriedades aglomerantes, aglutinantes ou ligantes, que endurece quando misturado com água. No Brasil, os tipos de cimento Portland diferem em função da sua composição, como o cimento comum, o de alto-forno, o pozolânico, o de alta resistência inicial, o resistente a sulfatos, o branco e o de baixo calor de hidratação (BASTOS, 2019).

A água é necessária no concreto para que ocorram as reações químicas de hidratação do cimento, que garantem resistência e durabilidade do material. A água do abastecimento público pode ser considerada como adequada para o uso no concreto. Já, a água salobra pode ser usada somente para concreto não armado, sendo inadequada para o concreto armado ou protendido (BASTOS, 2019).

O concreto simples também é constituído de agregados, que se dividem em dois grupos: agregados graúdos (brita 0, brita 1, por exemplo) e agregado miúdo (areia). Segundo Carvalho e Filho (2014, p. 19) “como o cimento é um material caro, o principal objetivo da utilização de agregados de maiores dimensões é reduzir os custos sem que a qualidade do material seja muito prejudicada”.

3.1.2 Concreto Armado

O concreto simples tem boa resistência aos esforços de compressão. Em contrapartida, pouco resiste aos esforços de tração. De acordo com Libânio (2007, p.5) “a baixa resistência à tração pode ser contornada com o uso de adequada armadura, em geral constituída de barras de aço, obtendo-se o concreto armado. Além de resistência à tração, o aço garante ductilidade e aumenta a resistência à compressão, em relação ao concreto simples”.

Carvalho e Filho (2014) cita algumas vantagens de se utilizar concreto armado em relação a outros métodos construtivos:

- Apresenta boa resistência à maioria das solicitações;
- Tem boa trabalhabilidade, e por isso se adapta a várias formas, podendo assim ser escolhida a mais conveniente do ponto de vista estrutural, dando maior liberdade ao projetista;

- Permite obter estruturas monolíticas, o que não ocorre com as de aço, madeira e pré-moldadas;
- As técnicas de execução são razoavelmente dominadas em todo o país;
- Em diversas situações, pode competir com as estruturas de aço em termos econômicos;
- É um material durável, desde que bem executado;
- Apresenta durabilidade e resistência ao fogo superiores à madeira e ao aço, desde que os cobrimentos e a qualidade do concreto estejam de acordo com as condições do meio em que está inserida a estrutura.

Em contrapartida, o mesmo autor, Carvalho e Filho (2014), cita algumas desvantagens do uso do concreto armado perante a outros métodos construtivos:

- Resulta em elementos com maiores dimensões que o aço, o que, com seu peso específico elevado ($\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$), acarreta peso próprio muito grande, limitando seu uso em determinadas situações ou elevando bastante seu custo;
- As reformas e adaptações são, muitas vezes, de difícil execução;
- É bom condutor de calor e som;
- São necessários um sistema de fôrmas e a utilização de escoramentos que geralmente precisam permanecer no local até que o concreto alcance resistência adequada.

Em tópicos seguintes serão detalhadas as principais características do concreto armado usadas para o dimensionamento dos elementos estruturais.

3.1.2.1 Massa específica

A norma NBR 6118:2014, em seu item 8.2.2 diz que “se a massa específica real não for conhecida, para efeito de cálculo, pode-se adotar para o concreto simples o valor de 2.400 kg/m^3 e para o concreto armado 2.500 kg/m^3 ”.

3.1.2.2 Coeficiente de dilatação térmica

Para efeito de análise estrutural, o coeficiente de dilatação térmica pode ser admitido como sendo igual a $10^{-5} / ^\circ\text{C}$. Valor definido de acordo com a NBR 6118:2014, em seu item 8.2.3.

3.1.2.3 Propriedades mecânicas

As principais propriedades mecânicas do concreto são: resistência à compressão, resistência à tração e o módulo de elasticidade. A seguir serão detalhadas cada uma delas. Tais propriedades são obtidas por meio de ensaios normatizados por normas específicas. Na ausência de ensaios, algumas propriedades podem ser estimadas através de correlações prescritas na NBR 6118:2014.

3.1.2.3.1 Resistência característica à compressão do concreto

A resistência à compressão simples, denominada f_c , é a característica mecânica mais importante. Para estimá-la em um lote de concreto são moldados e preparados corpos-de-prova segundo a ABNT NBR 5738 – Moldagem e cura de corpos de prova cilíndricos ou prismáticos, os quais são ensaiados segundo a ABNT NBR 5739 – Concreto - Ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos (LIBÂNIO, 2007).

Segundo a NBR 5738:2015, em seu item 4.1.1.1, os moldes para os corpos de prova cilíndricos devem ter altura igual ao dobro do diâmetro. Ainda de acordo com o mesmo item, o diâmetro deve ser de 10 cm, 15 cm, 20 cm, 25 cm, 30 cm ou 45 cm. A escolha do diâmetro dependerá do tipo de concreto e o agregado graúdo utilizado.

No Brasil é bastante utilizado corpos de prova cilíndricos com dimensões de 15 cm de diâmetro por 30 cm de altura. Um corpo cilíndrico menor, com dimensões de 10 cm por 20 cm, também é muito utilizado, especialmente no caso de concretos de resistências mais altas (BASTOS, 2019).

A resistência à compressão do concreto deve ser relacionada aos 28 dias e será estimada a partir de uma determinada quantidade de corpos de prova (CARVALHO; FILHO, 2014).

Nos projetos de estruturas de concreto, o engenheiro responsável pelo cálculo estrutural, especifica a resistência característica do concreto aos 28 dias, e a partir dele o toma como parâmetro básico no cálculo dos elementos estruturais (BASTOS, 2019).

A resistência à compressão, obtida por ensaio de curta duração do corpo de prova, pode ser calculada através da Equação 1, retirada da NBR 5739:2018, item 6.1.1.

$$f_c = \frac{4F}{\pi D^2} \quad (1)$$

onde:

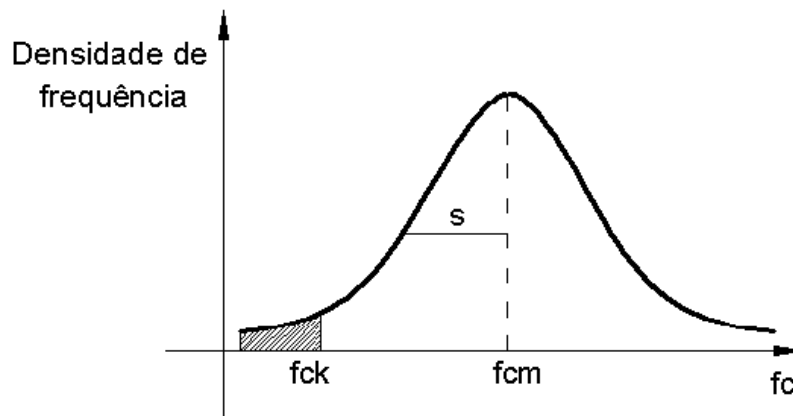
- f_c : resistência à compressão, expressa em megapascals (MPa);
 F : força máxima alcançada, expressa em newtons (N);
 D : diâmetro do corpo de prova, expresso em milímetros (mm).

De acordo com Carvalho e Filho (2014, p. 34): “Para avaliar a resistência de um concreto à compressão, é necessário realizar um certo número de ensaios de corpos de prova. Os valores da resistência proporcionados pelos distintos corpos de prova são mais ou menos dispersos, variando de uma obra a outra e também de acordo com o rigor com que se confecciona o concreto”.

Tendo em vista a dispersão nos resultados dos vários corpos de prova, faz-se necessário um tratamento estatístico a fim de se encontrar a resistência característica do concreto à compressão (f_{ck}).

O tratamento estatístico supracitado é indicado na Figura 1, representado pela curva de Gauss. Observa-se, no eixo das ordenadas da curva de Gauss, a densidade de frequência e no eixo das abscissas o valor da resistência à compressão do corpo de prova, definido pela Equação 1.

Figura 1 - Curva de Gauss para a resistência do concreto à compressão.



Fonte: Libânio, 2007.

Ressalta-se dois valores fundamentais de acordo com a Figura 1. A resistência média do concreto à compressão (f_{cm}) e a resistência característica do concreto à compressão (f_{ck}). O valor de f_{cm} equivale a média aritmética dos vários corpos de prova ensaiados. O valor de f_{ck} é obtido através da Equação 2.

$$f_{ck} = f_{cm} - 1,65 \cdot s \quad (2)$$

O desvio padrão, representado na equação através da letra s , corresponde à distância entre a abscissa de f_{cm} e a do ponto de inflexão da curva (ponto em que ela muda de concavidade). O valor do desvio padrão pode ser calculado através da Equação 3.

$$s = f_{cm} \cdot \delta \quad (3)$$

O valor de δ (delta) representa o coeficiente de variação, sendo possível determiná-lo através da Equação 4.

$$\delta = \sqrt{\frac{1}{n} \cdot \sum_{i=1}^n \left(\frac{f_{ci} - f_{cm}}{f_{cm}} \right)^2} \quad (4)$$

onde:

n : quantidade de corpos de prova;

f_{cm} : média aritmética da resistência à compressão dos corpos de prova;

f_{ci} : resistência à compressão de um corpo de prova analisado.

Carvalho e Filho (2014, p. 35) define f_{ck} da seguinte forma: “o valor que apresenta um grau de confiança de 95%, ou seja, f_{ck} é o valor da resistência, de modo que 95% dos resultados dos ensaios estejam acima dele, ou 5% abaixo”.

Em uma outra definição, Libânio (2007) define o valor de f_{ck} como sendo: “o valor da resistência que tem 5% de probabilidade de não ser alcançado, em ensaios de corpos-de-prova de um determinado lote”.

A NBR 6118, a partir do ano de 2014, em sua última atualização, admite o uso de concretos das classes de resistência do grupo 1 e 2, definidos de acordo com a NBR 8953:2015.

O grupo 1 abrange concretos com resistência de 20 até 50 MPa. O grupo 2, por sua vez, compreende concretos das classes de resistência entre 55 e 90 MPa. Na Tabela 1 são apresentados os valores das classes de resistência de concretos estruturais, descritos conforme o item 4.2 da NBR 8953:2015.

Tabela 1 - Classe de resistência de concretos estruturais.

Classe de Resistência Grupo 1	Resistência característica à compressão (MPa)	Classe de Resistência Grupo 2	Resistência característica à compressão (MPa)
C20	20	C55	55
C25	25	C60	60
C30	30	C70	70
C35	35	C80	80
C40	40	C90	90
C45	45	C100	100
C50	50		

Fonte: Adaptada da NBR 8953, 2015.

3.1.2.3.2 Resistência característica à tração do concreto

Embora a resistência do concreto à tração varie entre 8 e 15 % da resistência à compressão, o conhecimento dessa resistência é fundamental para o dimensionamento de estruturas de concreto armado, particularmente na determinação da fissuração, no dimensionamento de vigas à força cortante e na resistência de aderência entre o concreto e a barra de aço (BASTOS, 2019).

Para determinação da resistência à tração utiliza-se de ensaios, que podem ser: ensaio de tração direta, ensaio de tração de compressão diametral (*splintig test*) e ensaio de tração na flexão.

A NBR 6118:2014, em seu item 8.2.5, traz que a resistência à tração indireta ($f_{ct,sp}$) e a resistência à tração na flexão ($f_{ct,f}$) devem ser obtidas em ensaios realizados segundo as normas ABNT NBR 7222:1994 – Argamassa e concreto – Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos-de-prova cilíndricos e ABNT NBR 12142: 2010 – Determinação da resistência à tração na flexão de corpos de prova prismáticos, respectivamente.

Ainda segundo a NBR 6118:2014, a resistência à tração direta (f_{ct}) pode ser considerada igual a $0,9 \cdot f_{ct,sp}$ ou $0,70 \cdot f_{ct,f}$ em que, na falta de ensaios para obtenção de $f_{ct,sp}$ e $f_{ct,f}$, o seu valor pode ser avaliado como um valor médio ou característico por meio das Equações 5 e 6:

$$f_{ctk,inf} = 0,70 \cdot f_{ct,m} \quad (5)$$

$$f_{ctk,sup} = 1,30 \cdot f_{ct,m} \quad (6)$$

onde:

$f_{ctk,inf}$: resistência característica à tração inferior;
 $f_{ctk,sup}$: resistência característica à tração superior;
 $f_{ct,m}$: resistência média à tração do concreto.

Sendo o valor de $f_{ct,m}$ (resistência média à tração do concreto) calculado de acordo com as Equações 7 e 8 para os grupos de resistência à compressão 1 e 2, respectivamente.

$$f_{ct,m} = 0,30 \cdot f_{ck}^{2/3} \quad (7)$$

$$f_{ct,m} = 2,12 \cdot \ln(1 + 0,11 \cdot f_{ck}) \quad (8)$$

O valor de f_{ck} nas Equações 7 e 8 deverão ser inseridos em Megapascal (MPa).

3.1.2.3.3 Módulo de elasticidade inicial e secante

Outro aspecto fundamental no projeto de estruturas de concreto consiste na relação entre as tensões e deformações (LIBÂNIO, 2007). Segundo a NBR 6118:2014, no item 8.2.8, quando não forem realizados ensaios, pode-se estimar o módulo de elasticidade inicial usando as Equações 9 e 10, para os grupos de resistência à compressão 1 e 2 respectivamente:

$$E_{ci} = \alpha_e \cdot 5600 \sqrt{f_{ck}} \quad (9)$$

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

O coeficiente α_E depende do tipo de agregado graúdo utilizado no concreto, que segundo o item 8.2.8 da NBR 6118:2014, tem seus valores estabelecidos representados através da Tabela 2.

Tabela 2 - Valores de α_E

Tipo de agregado graúdo	Valor de α_E
Basalto e Diabásio	1,20
Granito e Gnaisse	1,00
Calcário	0,90
Arenito	0,70

Fonte: Adaptada da NBR 6118, 2014.

O módulo de deformação secante, utilizado nas análises elásticas do projeto, pode ser obtido segundo o método de ensaio estabelecido na ABNT NBR 8522:2008 – Determinação do módulo estático de elasticidade à compressão, ou estimado através da Equação 11.

$$E_{cs} = \alpha_i \cdot E_{ci} \quad (11)$$

Sendo o coeficiente α_i calculado através da Equação 12.

$$\alpha_i = 0,80 + 0,2 \cdot \frac{f_{ck}}{80} \leq 1 \quad (12)$$

Com o intuito de simplificação, a NBR 6118:2014 traz em sua Tabela 8.1 valores arredondados do módulo de elasticidade em função da resistência característica à compressão do concreto, que pode ser visualizada através da Tabela 3, utilizando granito como agregado graúdo.

Tabela 3 - Valores do módulo de elasticidade em função do f_{ck}

Classe de Resistência	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50	C60	C70	C80	C90
E_{ci} (GPa)	25	28	31	33	35	38	40	42	43	45	47
E_{cs} (GPa)	21	24	27	29	32	34	37	40	42	45	47
α_i	0,85	0,86	0,88	0,89	0,90	0,91	0,93	0,95	0,98	1,00	1,00

Fonte: Adaptada da NBR 6118, 2014.

3.1.2.3.4 Módulo de elasticidade transversal e coeficiente de Poisson

Ao se aplicar uma força no concreto surgem deformações em duas direções, na direção da força e na direção perpendicular (BASTOS, 2019). A relação entre a deformação longitudinal e a transversal é chamada de coeficiente de Poisson (ν), que segundo a NBR

6118:2014, em seu item 8.2.9, para tensões de compressão menores que $0,5f_c$ e tensões de tração menores que f_{ct} , pode ser tomado como igual a 0,20.

O módulo de elasticidade transversal, pode ser determinado a partir do coeficiente de Poisson, de acordo com a Equação 13.

$$G_c = \frac{E_{cs}}{2 \cdot (1 + \nu)} \quad (13)$$

onde:

E_{cs} : módulo de deformação secante;

ν : coeficiente de Poisson.

3.1.3 Aço para armadura passiva

Como o concreto simples apresenta pequena resistência à tração e é frágil, é altamente conveniente a associação do aço ao concreto, obtendo-se o concreto armado (Libânio, 2007).

Os vergalhões de aço utilizados no Brasil, nas estruturas de concreto armado, são estabelecidos pela ABNT NBR 7480:2008 – Aço destinado a armaduras para estruturas de concreto armado - Especificação.

3.1.3.1 Categoria

Segundo o item 8.3.1 da NBR 6118:2014 “nos projetos de estruturas de concreto armado deve ser utilizado aço classificado pela NBR 7480:2008, com o valor característico da resistência ao escoamento nas categorias CA-25, CA-50 e CA-60”. Ainda segundo o mesmo item “os diâmetros e seções transversais nominais devem ser estabelecidos na NBR 7480:2008”.

As letras CA indicam concreto armado e o número na sequência a resistência característica ao escoamento do aço (f_{yk}).

Segundo o item 4.1.1 da norma NBR 7480:2008 “classificam-se como barras os produtos de diâmetro nominal 6.30 mm ou superior, obtidos exclusivamente por laminação a quente sem processo posterior de deformação mecânica. Classificam-se como fios aqueles de diâmetro nominal 10.0 mm ou inferior, obtidos a partir de fio-máquina por trefilação ou laminação a frio”.

3.1.3.2 Tipo de superfície aderente

Segundo o item 8.3.2 da NBR 6118:2014, “os fios e barras podem ser lisos, entalhados ou providos de saliências ou mossas”. De acordo com o mesmo item, a capacidade de aderência entre o aço e o concreto está relacionada com o coeficiente η_1 , cujos valores podem ser obtidos através da Tabela 4.

Tabela 4 - Valor do coeficiente de aderência η_1 .

Tipo de Superfície	η_1
Lisa	1,0
Entalhada	1,4
Nervurada	2,25

Fonte: Adaptado da NBR 6118:2014.

3.1.3.3 Massa específica, coeficiente de dilatação térmica e módulo de elasticidade

Adota-se 7.850 kg/m³ para a massa específica do aço para armadura passiva, cujo valor é estabelecido no item 8.3.3 da NBR 6118:2014.

Para o coeficiente de dilatação térmica, a NBR 6118: 2014, em seu item 8.3.4, permite ser considerado 10⁻⁵/°C para intervalos de temperatura entre -20°C e 150°C.

Para o módulo de elasticidade, na falta de ensaios ou valores fornecidos pelo fabricante, considera-se 210 GPa.

3.1.4 Resistência característica x Resistência de Cálculo

Os valores característicos (f_k) das resistências são os que, em um lote de material, têm uma determinada probabilidade de serem ultrapassados, no sentido desfavorável para a segurança (PORTO; FERNANDES, 2015).

A NBR 6118:2014, em seu item 12.3.1, determina que a resistência de cálculo (f_d) seja dada pela Equação 14.

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_m} \quad (14)$$

onde:

f_k : resistência característica;

γ_m : coeficiente de ponderação das resistências.

O coeficiente γ_m , chamado de coeficiente de minoração da resistência, leva em consideração os seguintes parâmetros, retirados da NBR 6118:2014 em seu item 12.1:

- γ_{m1} : parte do coeficiente de ponderação das resistências γ_m , que considera a variabilidade da resistência dos materiais envolvidos;
- γ_{m2} : parte do coeficiente de ponderação das resistências γ_m , que considera a diferença entre a resistência do material no corpo de prova e na estrutura;
- γ_{m3} : parte do coeficiente de ponderação das resistências γ_m , que considera os desvios gerados na construção e as aproximações feitas em projeto do ponto de vista das resistências.

Os valores de γ_m podem ser retirados da Tabela 12.1 da NBR 6118:2014. Tais valores podem ser visualizados através da Tabela 5, para as diferentes combinações. O valor de γ_c equivale ao coeficiente de minoração da resistência para o concreto e o valor de γ_s o valor do coeficiente de minoração da resistência ao escoamento do aço.

Tabela 5 - Valores dos coeficientes γ_c e γ_s .

Combinações	Concreto (γ_c)	Aço (γ_s)
Normais	1,4	1,15
Especiais ou de construção	1,2	1,15
Excepcionais	1,2	1,0

Fonte: Adaptado da NBR 6118:2014.

O mesmo item da norma, 12.1, cita que “para a execução de elementos estruturais nos quais estejam previstas condições desfavoráveis (por exemplo, más condições de transporte, ou adensamento manual, ou concretagem deficiente por concentração de armadura, o coeficiente γ_c deve ser multiplicado por 1,1”.

3.1.4.1 Resistência de cálculo do concreto (f_{cd})

A resistência de cálculo do concreto (f_{cd}) quando obtida por verificação em data igual ou superior a 28 dias, resulta, segundo a NBR 6118:2014, em seu item 12.3.3, a Equação 15.

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (15)$$

Nesse caso, o controle da resistência à compressão do concreto deve ser feito aos 28 dias, de forma a confirmar o valor de f_{ck} adotado no projeto. Quando se faz necessária a verificação em data inferior a 28 dias, a norma NBR 6118:2014, em seu item 12.3.3, permite a utilização da Equação 16.

$$f_{cd} = \frac{f_{ckj}}{\gamma_c} \cong \beta_1 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (16)$$

Sendo o valor de β_1 dado pela Equação 17.

$$\beta_1 = \exp\left\{s\left[1 - \left(\frac{28}{t}\right)^{1/2}\right]\right\} \quad (17)$$

Onde os valores de s e a definição de t são descritos a seguir:

- $s = 0,38$ para concreto de cimento CPIII e IV;
- $s = 0,25$ para concreto de cimento CPI e II;
- $s = 0,20$ para concreto de cimento CPV-ARI;
- t é a idade efetiva do concreto, expressa em dias.

Segundo Porto e Fernandes (2015) “para os limites estipulados para os casos de estados limites de serviço, não há a necessidade de minoração das resistências, sendo, dessa forma, utilizado $\gamma_m = 1$ ”.

Ainda segundo o mesmo autor, para o cálculo da tensão de pico pelo diagrama tensão-deformação, para qualquer tipo de seção e classe de concreto, deve-se considerar o coeficiente Rüsç, cujo valor para o grupo 1 de resistência equivale a 0,85, chegando-se à Equação 18.

$$\sigma_c = f_c = 0,85 \cdot f_{cd} = 0,85 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (18)$$

Para efeitos de visualização, os valores finais de cálculo que deverão ser usados no dimensionamento, para o grupo 1 de resistência à compressão do concreto, podem ser visualizados na Tabela 6. Os resultados foram calculados de acordo com a Equação 18, utilizando a combinação normal. Sendo assim, o valor de γ_c equivale a 1,40.

Tabela 6 - Valores de cálculo para o grupo 1 e resistência.

Resistência característica do concreto (f_{ck}) (MPa)	Resistência de cálculo do concreto (f_{cd}) (MPa)
C20	12,143
C25	15,179
C30	18,214
C35	21,250
C40	24,286
C45	27,321
C50	30,357

Fonte: Autoria Própria, 2022.

3.1.4.2 Resistência de cálculo do aço (f_{yd})

De maneira semelhante à resistência de cálculo do concreto, a resistência ao escoamento do aço também deverá ser minorada de acordo com a Equação 19.

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \quad (19)$$

onde:

- f_{yd} : tensão de escoamento do aço de cálculo;
- f_{yk} : resistência característica ao escoamento;
- γ_s : coeficiente de ponderação das resistências do aço.

Os valores de f_{yk} , quando se trata de elementos estruturais feitos em concreto armado, podem ser de 250, 500 ou 600 MPa. Os mesmos equivalem as categorias CA-25, CA-50 e CA-60, respectivamente.

Vale ressaltar que para o aço, diferentemente do cálculo feito para o concreto, não é necessário multiplicar pelo coeficiente de Rüsçh, tendo em vista um maior controle na fabricação do aço em comparação ao concreto.

O valor de γ_s , comumente utilizado no dimensionamento, equivale a combinação normal, possuindo um valor de 1,15. Através da Tabela 7 é possível observar os valores de cálculo para a resistência ao escoamento das categorias CA-25, CA-50 e CA-60.

Tabela 7 - Resistência de cálculo do aço.

Resistência ao escoamento característica (f_{yk})	Resistência ao escoamento de cálculo (f_{yd})
CA-25	217,39 MPa
CA-50	434,78 MPa
CA-60	521,73 MPa

Fonte: Autoria própria, 2022.

3.2 Parâmetros para o dimensionamento

Segundo Carvalho e Filho (2014), o dimensionamento de uma estrutura deve garantir que ela suporte, de forma segura, estável e sem deformações excessivas, todas as solicitações a que estará submetida durante sua execução e utilização.

De acordo com Kimura (2007), um projeto estrutural de boa qualidade deve garantir que a estrutura, uma vez executada, atenda a três requisitos principais: a capacidade resistente, o desempenho em serviço e a durabilidade.

A seguir, serão detalhados parâmetros que devem ser levados em consideração no dimensionamento de uma estrutura de concreto armado. Alguns conceitos que serão abordados dizem respeito à durabilidade de uma estrutura, definição de Estado Limite Último e Estado Limite de Serviço e classificação das ações e combinações.

3.2.1 Diretrizes para durabilidade das estruturas de concreto

Segundo o item 6.1 da NBR 6118:2014: “As estruturas de concreto devem ser projetadas e construídas de modo que, sob as condições ambientais previstas na época de projeto e quando utilizadas conforme preconizado em projeto, conservem sua segurança, estabilidade e aptidão em serviço durante o prazo correspondente à sua vida útil”.

Segundo Porto e Fernandes (2015), a durabilidade das estruturas de concreto mostra-se afetada significativamente pela agressividade do ambiente, estando relacionada às ações

físicas (ex: variações de temperatura e ação da água) e químicas (ex: águas ácidas, sulfatos e cloretos) que atuam sobre as estruturas de concreto.

3.2.1.1 Agressividade do meio ambiente

De acordo com o item 6.4.1 da NBR 6118:2014, “a agressividade do meio ambiente está relacionada às ações físicas e químicas que atuam sobre as estruturas de concreto, independentemente das ações mecânicas, das variações volumétricas de origem térmica, da retração hidráulica e outras previstas no dimensionamento das estruturas”.

Ela deve ser classificada de acordo com a Tabela 6.1 da NBR 6118:2014, representada, neste trabalho, através do Quadro 1.

Quadro 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/Submersa	Insignificante
II	Moderada	Urbana	Pequeno
III	Forte	Marinha/Industrial	Grande
IV	Muito Forte	Industrial/Respingos de maré	Elevado

Fonte: Adaptado da NBR 6118, 2014.

A escolha correta da classe de agressividade ambiental é de suma importância, pois define alguns requisitos necessários para garantir a durabilidade da estrutura, tais como: a classe do concreto mínima permitida, a relação água/cimento máxima do concreto e os cobrimentos mínimos necessários para as armaduras (KIMURA, 2007).

3.2.1.2 Qualidade do concreto e cobrimento nominal mínimo

Definida a classe de agressividade ambiental em que o edifício está inserido, é necessário definir a relação água/cimento máxima permitida e a resistência mínima, que pode ser visualizada através do Quadro 2.

Quadro 2 - Correspondência entre a classe de agressividade e a qualidade do concreto.

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

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

Fonte: Adaptado da NBR 6118:2014.

Outro fator importante a ser adotado, após a classificação perante a classe de agressividade, diz respeito ao cobrimento mínimo das armaduras. O Quadro 3 traz a correspondência entre a classe de agressividade ambiental e o cobrimento nominal mínimo acrescido de 10 mm para estruturas do tipo concreto armado.

Quadro 3 - Correspondência entre a classe de agressividade ambiental e o cobrimento nominal para $\Delta c = 10$ mm

Tipo de Estrutura	Componente ou elemento	Classe de agressividade ambiental			
		I	II	III	IV
		Cobrimento Nominal (mm)			
Concreto Armado	Laje	20	25	35	45
	Viga/Pilar	25	30	40	50
	Elementos estruturais em contato com o solo	30		40	50

Fonte: Adaptado da NBR 6118:2014.

A NBR 6118:2014 em seu item 7.4.7.6 permite que os cobrimentos definidos no quadro acima sejam diminuídos em 5 mm, desde que o projetista estrutural utilize concreto com a classe de resistência acima do mínimo estipulado no Quadro 2.

A norma ainda acrescenta que no trecho dos pilares em contato com o solo junto aos elementos de fundação a armadura deve ter cobrimento nominal mínimo de 45 mm.

3.2.2 *Estados Limites*

As estruturas de concreto armado devem ser projetadas de modo que apresentem segurança satisfatória. No método dos estados limites uma estrutura é considerada segura, caso as solicitações decorrentes das cargas majoradas sejam inferiores aos valores das solicitações últimas. Este é o método utilizado pela NBR 6118:2014. Os estados limites podem ser classificados em:

- Estados Limites Últimos ou de ruína – corresponde à ruína da estrutura;
- Estados Limites de Utilização ou serviço – comprometimento do uso da estrutura devido à grandes deformações e elevado grau de fissuração.

Resumidamente, para o concreto armado, o Estado Limite Último é utilizado no dimensionamento dos elementos estruturais e o Estado Limite de Serviço nas verificações, como por exemplo os deslocamentos dos elementos, a abertura e formação de fissuras, etc.

3.2.2.1 Estados Limites Últimos

De acordo com o item 3.2.1 da NBR 6118:2014, “estado-limite relacionado ao colapso, ou a qualquer outra forma de ruína estrutural, que determine a paralisação do uso da estrutura”.

A ABNT NBR 8681:2003 – Ações e Segurança nas estruturas – Procedimento, em seu item 4.1.1 diz que no projeto, usualmente devem ser considerados os estados limites caracterizados por:

- Perda de equilíbrio, global ou parcial, admitida a estrutura como um corpo rígido;
- Ruptura ou deformação plástica excessiva dos materiais;
- Transformação da estrutura, no todo ou parte, em sistema hipostático;
- Instabilidade por deformação;
- Instabilidade dinâmica.

3.2.2.2 Estado Limite de Serviço

São aqueles que correspondem a condições precárias em serviço. Sua ocorrência, repetição ou duração causam efeitos estruturais que não respeitam condições especificadas para o uso normal da construção ou que são indícios de comprometimento da durabilidade (LIBÂNIO, 2007).

De acordo com a NBR 6118:2014, em seu item 10.4, “Estados limites de serviço são aqueles relacionados ao conforto do usuário e à durabilidade, aparência e boa utilização das estruturas, seja em relação aos usuários, seja em relação às máquinas e aos equipamentos suportados pelas estruturas”.

A NBR 8681:2003, em seu item 4.1.2.1, no período de vida da estrutura são considerados estados limites de serviço caracterizados por:

- Danos ligeiros ou localizados, que comprometam o aspecto estético da construção ou a durabilidade da estrutura;
- Deformações excessivas que afetem a utilização normal da construção ou seu aspecto estético;
- Vibração excessiva ou desconfortável.

3.2.3 Ações

As ações a serem consideradas classificam-se segundo a NBR 8681:2003 em permanentes, variáveis e excepcionais ou ainda de acordo com a NBR 6118:2014.

3.2.3.1 Ações Permanentes

De acordo com o item 11.3.1 da NBR 6118:2014: “ações permanentes são as que ocorrem com valores praticamente constantes durante toda a vida da construção”. Ainda segundo o mesmo item, as ações permanentes devem ser consideradas com seus valores representativos mais desfavoráveis para a segurança.

Outra definição de ações permanentes, segundo a NBR 8681:2003:

- Ações permanentes diretas: os pesos próprios dos elementos da construção, incluindo-se o peso próprio da estrutura e de todos os elementos construtivos permanentes, os pesos dos equipamentos fixos e os empuxos devidos ao peso próprio de terras não removíveis e de outras ações permanentes sobre elas aplicadas;

- Ações permanentes indiretas: a protensão, os recalques de apoio e a retração dos materiais.

3.2.3.2 Ações variáveis

São aquelas cujos valores têm variação significativa em torno da média, durante a vida útil da construção. Segundo o item 4.2.1.2 da NBR 8681:2003: “consideram-se como ações variáveis as cargas acidentais das construções, bem como efeitos, tais como força de frenação, de impactos e centrífugas, os efeitos do vento, das variações de temperatura, do atrito nos aparelhos de apoio e, em geral, as pressões hidrostáticas e hidrodinâmica”.

São classificadas em:

- Ações variáveis normais: ações variáveis com probabilidade de ocorrência suficientemente grande para que sejam obrigatoriamente consideradas no projeto das estruturas de um dado tipo de construção;
- Ações variáveis especiais: nas estruturas em que devam ser consideradas certas ações especiais, como ações sísmicas ou cargas acidentais de natureza ou de intensidades especiais.

3.2.3.3 Ações excepcionais

O item 4.2.1.3 da NBR 8681:2003, diz que “consideram-se como excepcionais as ações decorrentes de causas tais como explosões, choques de veículos, incêndios, enchentes ou sismos excepcionais”.

3.2.4 Valores de cálculo

O valor característico de uma ação (F_k), seja ela permanente ou variável, é transformado para o seu respectivo valor de cálculo (F_d) pela aplicação de um coeficiente ponderador γ_f , comumente chamado de coeficiente de segurança. Ele pode ser obtido pela multiplicação dos fatores γ_{f1} , γ_{f2} e γ_{f3} , de acordo com a Equação 20.

$$\gamma_f = \gamma_{f1} \cdot \gamma_{f2} \cdot \gamma_{f3} \quad (20)$$

Os fatores da Equação 20 podem ser interpretados da seguinte maneira:

- γ_{f1} : considera a variabilidade das ações;

- γ_{f2} : considera a simultaneidade das ações;
- γ_{f3} : considera as aproximações de projeto.

Os valores de $\gamma_{f1} \cdot \gamma_{f3}$ podem ser extraídos da Tabela 11.1 da NBR 6118:2014. Sua definição é importante na análise das combinações do Estado Limite Último. Os valores da multiplicação supracitada podem ser visualizados através do Quadro 4.

Quadro 4 – Coeficiente $\gamma_f = \gamma_{f1} \cdot \gamma_{f3}$.

Combinações de ações	Ações							
	Permanentes (g)		Variáveis (q)		Protensão (p)		Recalques de apoio e retração	
	D	F	G	T	D	F	D	F
Normais	1,4	1,0	1,4	1,2	1,2	0,9	1,2	0
Especiais ou de construção	1,3	1,0	1,2	1,0	1,2	0,9	1,2	0
Excepcionais	1,20	1,0	1,0	0	1,20	0,90	0	0
Onde D é desfavorável, F é favorável, G representa as cargas variáveis em geral e T é a temperatura.								

Fonte: Adaptada da NBR 6118, 2014.

O valor de γ_{f2} , utilizado nas combinações do Estado Limite Último e de Serviço, podem ser extraídos da Tabela 11.2 da NBR 6118:2014. Tais valores podem ser vistos no Quadro 5.

Quadro 5 – Valores do coeficiente γ_{f2} .

Ações		γ_{f2}		
		ψ_0	ψ_1	ψ_2
Cargas Acidentais de edifícios	Locais em que não há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas	0,5	0,4	0,3
	Locais em que há predominância de pesos e equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, ou de elevada concentração de pessoas	0,7	0,6	0,4
	Biblioteca, arquivos, oficinas e garagens	0,8	0,7	0,6

Vento	Pressão dinâmica do vento nas estruturas em geral	0,6	0,3	0
Temperatura	Variações uniformes de temperatura em relação à média anual local	0,6	0,5	0,3

Fonte: Adaptada da NBR 6118, 2014.

Os valores de Ψ_0 (Psi0) estabelecidos no Quadro 5, representam o fator de redução para o estado limite último (ELU). Para o estado limite de serviço (ELS), os fatores de redução são representados através de Ψ_1 (Psi1) e Ψ_2 (Psi2).

No tópico seguinte, será detalhado como são utilizados os valores trazidos no Quadro 4 e Quadro 5.

3.2.5 Combinações de Ações

Segundo o item 11.2.1 da NBR 6118:2014: “Na análise estrutural deve ser considerada a influência de todas as ações que possam produzir efeitos significativos para a segurança da estrutura em exame, levando-se em conta os possíveis estados limites últimos e os de serviço”.

De acordo com Kimura (2007) uma edificação precisa ser projetada para atender a diversas combinações de ações ponderadas, de modo que os efeitos mais desfavoráveis possíveis à estrutura sejam levados em conta.

Segundo Libânio (2007, p. 47):

Em cada tipo de carregamento, as ações devem ser combinadas de diferentes maneiras, a fim de que possam ser determinados os efeitos mais desfavoráveis para a estrutura. Devem ser estabelecidas tantas combinações quantas forem necessárias para que a segurança seja verificada em relação a todos os possíveis estados limites (últimos e de serviço).

3.2.5.1 Combinações Últimas

As combinações últimas usuais em um edifício em concreto armado, chamadas de combinações últimas normais, podem ser calculadas de acordo com a Tabela 11.3 da NBR 6118:2014, representada no item 11.8.2.4.

A combinação última normal, para o esgotamento da capacidade resistente para elementos estruturais de concreto armado, pode ser calculada de acordo com a Equação 21.

$$F_d = \gamma_g \cdot F_{gk} + \gamma_{\varepsilon g} \cdot F_{\varepsilon gk} + \gamma_q (F_{q1k} + \sum \Psi_{0j} \cdot F_{qik}) + \gamma_{\varepsilon q} \cdot \psi_{0\varepsilon} \cdot F_{\varepsilon qk} \quad (21)$$

onde:

F_d : valor de cálculo das ações para combinação última;

γ_g : coeficiente de majoração das ações permanentes;

F_{gk} : ações permanentes diretas;

$\gamma_{\varepsilon g}$: coeficiente de ponderação para as ações indiretas permanentes (retração ou fluência);

$F_{\varepsilon gk}$: ações indiretas permanentes como a retração;

γ_q : coeficiente de majoração das ações variáveis diretas;

F_{q1k} : ação variável dita como principal;

ψ_{0j} : fator de redução de combinação para as ações variáveis diretas;

F_{qik} : valor da ação secundária;

$\gamma_{\varepsilon q}$: coeficiente de ponderação para as ações indiretas variáveis (temperatura);

$\Psi_{0\varepsilon}$: fator de redução de combinação para as variáveis indiretas;

$F_{\varepsilon qk}$: ações indiretas variáveis.

3.2.5.2 Combinações de Serviço

O item 18.8.3.1, da NBR 6118:2014, classifica as combinações de serviço de acordo com a permanência na estrutura e devem ser verificadas como estabelecido a seguir:

- Quase permanentes: podem atuar durante grande parte do período de vida da estrutura, e sua consideração pode ser necessária na verificação do estado-limite de deformações excessivas;
- Frequentes: repetem-se muitas vezes durante o período de vida da estrutura, e sua consideração pode ser necessária na verificação dos estados-limites de formação de fissuras, de abertura de fissuras e de vibrações excessivas. Podem também ser consideradas para verificações de estados-limites de deformações excessivas decorrentes de vento ou temperatura que podem comprometer as vedações;

- Raras: ocorrem algumas vezes durante o período de vida da estrutura, e sua consideração pode ser necessária na verificação do estado-limite de formação de fissuras.

As combinações de serviço comumente utilizadas em edifícios de concreto armado dizem respeito a "quase permanente" e a "frequente". A primeira é necessária na verificação do estado limite de deformações excessivas. Já a segunda é empregada na verificação dos estados limites de formação e abertura de fissuras bem como vibrações excessivas (KIMURA, 2007).

Os valores de cálculo das ações da combinação quase permanente, podem ser calculados de acordo com a Equação 22, retirada da Tabela 11.4 da NBR 6118:2014. Para esta combinação, todas as ações variáveis são consideradas com seus valores quase permanentes.

$$F_{d,ser} = \sum_{j=1}^n F_{gik} + \sum_{j=1}^n \Psi_{2j} \cdot F_{qjk} \quad (22)$$

onde:

$F_{d,ser}$: valor de cálculo das ações para a combinação quase permanente;

F_{gik} : valor das ações permanentes;

Ψ_{2j} : fator de redução;

F_{qjk} : valor das ações variáveis.

Para os valores de cálculo das ações na combinação frequente, usa-se a Equação 23, extraída da Tabela 11.4 da NBR 6118:2014. Para esta combinação, a ação variável principal é tomada com seu valor frequente ($\psi_1 \cdot F_{q1k}$) e todas as demais ações variáveis são tomadas com seus valores quase permanentes ($\psi_2 \cdot f_{qjk}$).

$$F_{d,ser} = \sum_{j=1}^n F_{gik} + \Psi_1 \cdot F_{q1k} + \sum_{j=2}^n \Psi_{2j} \cdot F_{qjk} \quad (23)$$

onde:

$F_{d,ser}$: valor de cálculo das ações para a combinação frequente;

F_{gjk} : valor das ações permanentes;

Ψ_1 : fator de redução da carga variável principal;

F_{q1k} : valor da ação da carga variável principal;

Ψ_{2j} : fator de redução da carga variável secundária;

F_{qjk} : valor das ações das cargas variáveis secundárias.

3.3 Elementos estruturais usuais de concreto armado

Elementos estruturais são peças, geralmente com uma ou duas dimensões preponderante sobre as demais (pilares, vigas e lajes), que compõem uma estrutura. O modo como são arranjados pode ser chamado de sistema estrutural (CARVALHO; FILHO, 2014).

Os elementos estruturais básicos são classificados e definidos de acordo com a sua forma geométrica e a sua função estrutural, no item 14.4 da norma NBR 6118:2014.

Os tópicos seguintes descrevem sobre as principais características dos elementos estruturais: vigas, pilares e lajes. Serão apresentadas as dimensões mínimas para cada elemento estrutural, a taxa máxima e mínima de aço, principais tipos de cargas atuantes em cada elemento, etc.

3.3.1 Vigas

Vigas são barras horizontais que delimitam as lajes. Podem suportar pesos de alvenaria e recebem ações das lajes ou de outras vigas e as transmitem para os apoios (Libânio (2007).

3.3.1.1 Dimensões mínimas

De acordo com o item 13.2.2 da NBR 6118:2014, “a seção transversal das vigas não pode apresentar largura menor do que 12 cm”. O mesmo item diz que estes limites podem ser reduzidos, respeitando-se um mínimo de 10 cm em casos excepcionais, sendo obrigatoriamente respeitadas as seguintes opções:

- Alojamento das armaduras e suas interferências com as armaduras de outros elementos estruturais, respeitando os espaçamentos e cobrimentos estabelecidos;
- Lançamento e vibração do concreto de acordo com a ABNT NBR 14931.

3.3.1.2 Taxa mínima e máxima de armadura

A NBR 6118:2014, em seu item 17.3.5.2.1, diz que “a armadura mínima de tração, em elementos estruturais armados ou protendidos deve ser determinada pelo dimensionamento

da seção a um momento fletor mínimo dado pela Equação 24, respeitada a taxa mínima absoluta de 0,15%”.

$$M_{d,min} = 0,80 \cdot W_0 \cdot f_{ctk,sup} \quad (24)$$

onde:

$M_{d,min}$: momento mínimo a ser considerado no dimensionamento da viga;

$f_{ctk,sup}$: é a resistência característica superior do concreto à tração, definido pela Equação 6;

W_0 : módulo de resistência da seção transversal bruta de concreto, relativo à fibra mais tracionada. Calculado de acordo com a Equação 25.

$$w_o = \frac{bh^2}{6} \quad (25)$$

Sendo b a largura da viga e h a altura.

Ainda segundo o mesmo item, a armadura mínima pode ser considerada atendida se forem respeitadas as taxas mínimas de armadura da Tabela 8 para o grupo 1 de resistência à compressão do concreto.

Tabela 8 – Taxa mínima de aço para concretos do grupo 1

Forma da Seção	Valores de $\rho_{min} (A_{s,min}/A_c)$						
Retangular	20	25	30	35	40	45	50
	0,15	0,15	0,15	0,164	0,179	0,194	0,208

Fonte: Adaptado da NBR 6118:2014.

A taxa mínima de aço para concretos do grupo 2 de resistência pode ser visualizada na Tabela 9.

Tabela 9 – Taxa mínima de aço para concretos do grupo 2

Forma da seção	Valores de $\rho_{min} (A_{s,min}/A_c)$							
Retangular	55	60	65	70	75	80	85	90
	0,211	0,219	0,226	0,233	0,239	0,245	0,251	0,256

Fonte: Adaptado da NBR 6118:2014.

Para a armadura máxima na seção transversal, a norma NBR 6118:2014 em seu item 17.3.5.2.4, diz que a soma das armaduras de tração e de compressão não podem exceder o valor de 4% da área de concreto.

3.3.1.3 Armadura de pele

Segundo a NBR 6118: 2014, em seu item 17.3.5.2.3 “nas vigas onde a altura excede 60 cm, deve ser colocada uma armadura lateral, chamada de armadura de pele, composta por barras CA-50 ou CA-60, com espaçamento não maior do que 20 cm e devidamente ancorada nos apoios, com área mínima em cada face da alma da viga definida de acordo com a Equação 26.

$$A_{s,pele} = 0,10\% \cdot A_{c,alma} \quad (26)$$

onde:

$A_{s,pele}$: armadura de pele em cada face lateral da viga (cm²);

$A_{c,alma}$: área de concreto na alma da viga (cm²).

3.3.1.4 Tipos de cargas atuantes nas vigas

Segundo Bastos (2020), as cargas (ações) atuantes nas vigas são provenientes de paredes, de lajes, de outras vigas, de pilares e, sempre do peso próprio da viga. Na análise de vigas de concreto armado, o peso próprio pode ser calculado de acordo com a Equação 27.

$$g_{pp} = b_w \cdot h \cdot \gamma_{conc} \quad (27)$$

onde:

g_{pp} : carga linear devido ao peso próprio (kN/m);

b_w : largura da viga (m);

h : altura da viga (m);

γ_{conc} : peso específico do concreto (kN/m³).

Além do peso próprio, outro tipo de carga permanente que deverá ser considerada na análise e posterior dimensionamento das vigas diz respeito a possíveis carregamentos de alvenarias. As cargas lineares de alvenarias podem ser calculadas de acordo com a Equação 28.

$$g_{par} = e \cdot h \cdot \gamma_{par} \quad (28)$$

onde:

g_{par} : carga linear de alvenaria atuante na viga (kN/m);

e : espessura da alvenaria acabada (m);

h : altura da alvenaria (m);

γ_{par} : peso específico da alvenaria (kN/m³).

Além dos dois tipos de cargas citados acima, deverão ser levadas em consideração as cargas provenientes das lajes e possíveis cargas pontuais. As cargas pontuais podem ser de pilares que nascem em vigas ou vigas que apoiam sobre outras vigas.

3.3.1.5 Disposições construtivas

Segundo o item 18.2.1 da NBR 6118:2014, o arranjo das armaduras deve atender não só a função estrutural, como também às condições adequadas de execução, particularmente com relação ao lançamento e ao adensamento do concreto. Ainda de acordo com o mesmo item, os espaços devem ser projetados para a introdução do vibrador e de modo a impedir a segregação dos agregados e a ocorrência de vazios no interior do elemento estrutural.

3.3.1.5.1 Armaduras Longitudinais

A fim de se garantir que o concreto penetre com facilidade dentro da fôrma e envolva completamente as barras de aço das armaduras, a NBR 6118:2014, em seu item 18.3.2.2, estabelece os espaçamentos livres mínimos entre as faces das barras longitudinais.

Os espaçamentos mínimos entre as barras, na direção horizontal, podem ser calculados de acordo com os três requisitos trazidos na Equação 29.

$$a_{h,min} \geq \begin{cases} 2 \text{ cm} \\ \phi_l \\ 1,2 \cdot d_{m\acute{a}x,agr} \end{cases} \quad (29)$$

Para os espaçamentos mínimos, na direção vertical, podem ser visualizados os três requisitos na Equação 30.

$$a_{v,mín} \geq \begin{cases} 2 \text{ cm} \\ \varnothing_l \\ 0,5 \cdot d_{máx,agr} \end{cases} \quad (30)$$

onde:

$a_{h,mín}$: espaçamento livre horizontal mínimo entre as faces de duas barras da mesma camada;

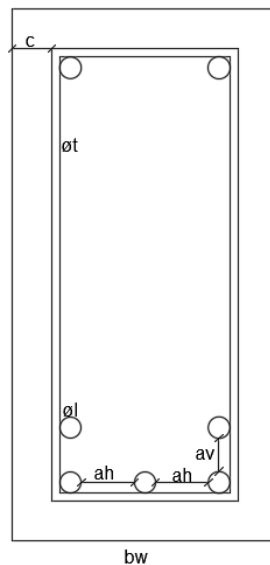
$a_{v,mín}$: espaçamento livre vertical mínimo entre as faces de duas barras de camadas adjacentes;

$d_{máx,agr}$: dimensão máxima característica do agregado graúdo utilizado no concreto;

\varnothing_l : diâmetro da barra, do feixe ou da luva.

Para mais detalhes sobre os respectivos espaçamentos mínimos citados acima, a Figura 2 traz um detalhamento típico da seção transversal de uma viga de concreto armado.

Figura 2 - Detalhamento da seção transversal de uma viga.



Fonte: Autoria Própria, 2022.

onde:

b_w : largura da viga;

a_h : espaçamento mínimo entre barras de mesma camada;

a_v : espaçamento mínimo vertical entre barras de diferentes camadas;

\varnothing_l : diâmetro da armadura longitudinal;

c : cobrimento da armadura;

ϕ_t : diâmetro do estribo.

3.3.1.5.2 Armaduras Transversais

Segundo o item 18.3.3.2 da NBR 6118:2014 os estribos para forças cortantes devem ser fechados através de um ramo horizontal, envolvendo as barras da armadura longitudinal de tração, e ancorados na face oposta.

Ainda de acordo com o mesmo item, o diâmetro da barra que constitui o estribo deve ser igual ou superior a 5 mm, sem exceder 1/10 da largura da alma da viga. Quando a barra for lisa, seu diâmetro não pode ser superior a 12 mm. No caso de estribos formados por telas soldadas, o diâmetro mínimo pode ser reduzido para 4,2 mm, desde que sejam tomadas precauções contra a corrosão dessa armadura.

O item 18.3.3.2 ainda traz que o espaçamento mínimo entre estribos, medido segundo o eixo longitudinal do elemento estrutural, deve ser suficiente para a passagem do vibrador, garantindo um bom adensamento da massa. Deve ainda, atender as seguintes condições:

- Se $V_d \leq 0,67 V_{Rd2}$, então $s_{m\acute{a}x} = 0,6 d \leq 300$ mm;
- Se $V_d \geq 0,67 V_{Rd2}$, então $s_{m\acute{a}x} = 0,3 d \leq 200$ mm.

onde:

V_d : força cortante de cálculo;

V_{Rd2} : força cortante resistente de cálculo, relativa à ruína das diagonais comprimidas de concreto;

$s_{m\acute{a}x}$: espaçamento máximo permitido;

d : altura útil da seção transversal da viga.

3.3.2 Pilares

De acordo com o item 14.4.1.2 da NBR 6118:2014, pilares são elementos lineares de eixo reto, usualmente dispostos na vertical, em que as forças normais de compressão são preponderantes.

Juntamente com as vigas, os pilares formam pórticos, que na maior parte dos edifícios são responsáveis por resistir às ações verticais e horizontais. A formação dos pórticos garante uma maior estabilidade global da estrutura (LIBÂNIO, 2007).

3.3.2.1 Dimensões mínimas

Segundo o item 13.2.3 da NBR 6118:2014, os pilares não podem apresentar dimensão menor do que 19 cm. Em casos especiais, permite-se a consideração de dimensões entre 19 cm e 14 cm, desde que os esforços sejam majorados pelo coeficiente adicional γ_n . Em qualquer caso, a norma não permite pilares com seção transversal de área inferior a 360 cm².

Os valores do coeficiente adicional γ_n podem ser visualizados na Tabela 10.

Tabela 10 – Valores do coeficiente adicional γ_n para pilares e pilares-parede

b (cm)	≥ 19	18	17	16	15	14
γ_n	1,00	1,05	1,10	1,15	1,20	1,25

Onde

$$\gamma_n = 1,95 - 0,05b;$$

b é a menor dimensão da seção transversal, expressa em centímetros (cm)

NOTA: O coeficiente γ_n deve majorar os esforços solicitantes finais de cálculo quando de seu dimensionamento.

Fonte: Adaptado da NBR 6118:2014.

Além disso, de acordo com a NBR 6118:2014, a maior dimensão de um pilar deve ser, obrigatoriamente, menor ou igual a cinco vezes o tamanho da sua menor dimensão, para que este não seja tratado como pilar-parede.

3.3.2.2 Disposições construtivas

A escolha e a disposição das armaduras devem atender não só a função estrutural como também às condições de execução, principalmente no quesito lançamento e adensamento do concreto.

3.3.2.2.1 Armadura longitudinal

A NBR 6118:2014, em seu item 18.4.2.1, estabelece os valores limites dos diâmetros que podem ser utilizados para as barras longitudinais. Ainda segundo este item, o diâmetro da barra não pode ser inferior a 10 mm nem superior a 1/8 da menor dimensão da seção transversal do pilar.

A taxa máxima e mínima de armadura deve ser respeitada de acordo com o item 17.3.5.3 da norma citada acima. O valor mínimo pode ser definido de acordo com a Equação 31.

$$A_{s,min} = \left(0,15 \cdot \frac{N_d}{f_{yd}} \right) \geq 0,004 \cdot A_c \quad (31)$$

onde:

$A_{s,min}$: armadura longitudinal mínima;

N_d : força normal solicitante de cálculo;

f_{yd} : tensão de escoamento de cálculo do aço;

A_c : área da seção transversal do pilar.

Já o valor máximo da taxa de armadura longitudinal é calculado de acordo com a Equação 32.

$$A_{s,máx} = 0,08 \cdot A_c \quad (32)$$

Vale ressaltar que a máxima armadura permitida em pilares deve considerar inclusive a sobreposição de armadura existentes em regiões de emenda.

Segundo o item 18.4.2.2 da NBR 6118:2014, as armaduras longitudinais devem ser dispostas na seção transversal, de forma a garantir a resistência adequada do elemento estrutural. O mesmo item estabelece que deve existir pelo menos uma barra em cada vértice, para seções poligonais, e no mínimo seis barras distribuídas ao longo do perímetro em seções circulares.

O espaçamento mínimo livre entre as faces das barras longitudinais, medido no plano da seção transversal, fora da região de emendas, deve ser igual ou superior ao maior dos seguintes valores:

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

Segundo a NBR 6118:2014, em seu item 18.4.2.2, “o espaçamento máximo entre eixos das barras, ou de centro de feixes de barras, deve ser menor ou igual a duas vezes a menor dimensão da seção no trecho considerado, sem exceder 400 mm”.

3.3.2.2 Armadura Transversal

Segundo o item 18.4.3 da NBR 6118:2014, “a armadura transversal de pilares, constituída por estribos e, quando for o caso, por grampos suplementares, deve ser colocada em toda a altura do pilar, sendo obrigatória sua colocação na região de cruzamento com vigas e lajes”.

De acordo com o mesmo item, o diâmetro do estribo não pode ser inferior a 5 mm nem a $\frac{1}{4}$ do diâmetro da barra isolada ou do diâmetro equivalente do feixe que constitui a armadura longitudinal.

O espaçamento longitudinal entre os estribos, medido na direção do eixo do pilar, para garantir o posicionamento, impedir a flambagem das barras longitudinais e garantir a costura das emendas de barras longitudinais dos pilares usuais, deve atender aos seguintes valores:

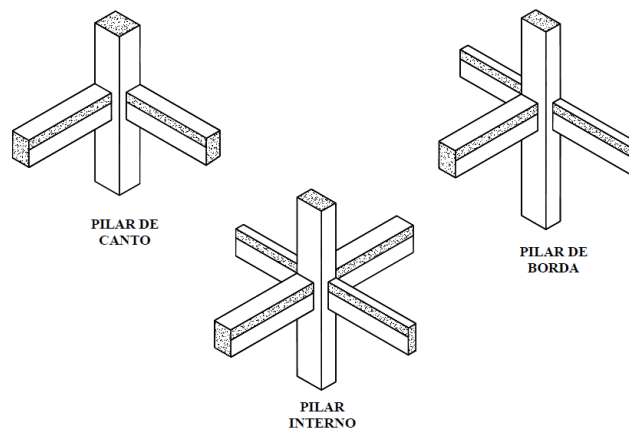
- 200 mm;
- Menor dimensão do pilar;
- 24ϕ para CA-25, 12ϕ para CA-50.

3.3.2.3 Classificação dos pilares

Os pilares podem ser classificados conforme a localização dentro da planta de fôrma e quanto à esbeltez.

Quanto a posição na planta de fôrma, os pilares podem ser classificados como: pilar de canto, pilar de borda ou pilar interno. E para cada um deles há uma maneira distinta de realizar o dimensionamento. A Figura 3 traz a representação para cada um dos pilares citados.

Figura 3 - Classificação dos pilares quanto a posição.



Fonte: Libânio, 2007.

Porto e Fernandes (2015) define o índice de esbeltez como sendo a propriedade que relaciona o comprimento de flambagem da peça e o raio de giração da sua seção transversal. Este índice pode ser calculado de acordo com a Equação 33.

$$\lambda = \frac{l_e}{i} \quad (33)$$

onde:

λ : índice de esbeltez da peça em relação ao eixo x ou y;

l_e : comprimento equivalente do elemento comprimido (pilar) na direção x ou y;

i : raio de giração da seção transversal em relação ao eixo x ou y. Pode ser definido de acordo com a Equação 34.

$$i = \sqrt{\frac{I}{A_{seção}}} \quad (34)$$

onde:

I : momento de inércia em x ou y;

$A_{seção}$: área da seção transversal do pilar.

Para pilares com seções retangulares, o índice de esbeltez pode ser calculado de acordo com a Equação 35, definida por Porto e Fernandes (2015).

$$\lambda = \frac{l_e \cdot \sqrt{12}}{h} \quad (35)$$

De acordo com o resultado obtido pela Equação 35, Porto e Fernandes (2015) classifica os pilares da seguinte forma:

- Pilares curtos: $\lambda < 35$;
- Pilares mediantemente esbeltos: $35 < \lambda < 90$;
- Pilares esbeltos: $90 < \lambda < 140$;
- Pilares muito esbeltos: $140 < \lambda < 200$.

Em hipótese alguma a NBR 6118:2014 admite-se o dimensionamento de pilares com índice de esbeltez acima de 200.

3.3.3 Lajes

Segundo Bastos (2021), as lajes são classificadas como elementos de superfície, planos e bidimensionais, que são aquelas onde duas dimensões (comprimento e largura) são da mesma ordem de grandeza e muito maiores que a terceira dimensão, a espessura.

Ainda segundo o mesmo autor, Bastos (2021, p. 1):

Destinam-se a receber a maioria das cargas aplicadas em uma edificação, normalmente de pessoas, móveis, máquinas e equipamentos, paredes, veículos, e os mais variados tipos de cargas que podem existir em função da finalidade arquitetônica do espaço que a laje faz parte. As cargas são comumente perpendiculares ao plano da laje, e podem ser divididas em distribuídas na área, distribuídas linearmente ou forças concentradas.

3.3.3.1 Classificação quanto a direção das armaduras principais

As lajes maciças podem seguir vários critérios de classificação, podendo ser em relação a geometria, os tipos de vínculos nos apoios, quanto à direção, etc. Uma classificação muito importante das lajes maciças é aquela referente à direção ou direções da armadura principal. Esta classificação pode ser feita por dois tipos: armadas em uma direção ou armada em duas direções (BASTOS, 2021).

3.3.3.1.1 Lajes maciças armadas em uma direção

Para que a laje maciça seja classificada como armada em uma direção, deve ser atendida a Equação 36.

$$\frac{l_y}{l_x} > 2 \quad (36)$$

onde:

l_x : menor lado da laje;

l_y : maior lado da laje.

Nesse tipo de laje os esforços solicitantes de maior magnitude atuam na direção do menor vão, chamada de principal. Na outra direção, dá-se o nome de secundária. Nela, os esforços solicitantes são menores, e por isso são comumente desprezados o cálculo (BASTOS, 2021).

3.3.3.1.2 Lajes maciças armadas em duas direções

Em contrapartida ao item anterior, para que a laje seja armada em duas direções deve ser atendida a Equação 37.

$$\frac{l_y}{l_x} \leq 2 \quad (37)$$

onde:

l_x : menor lado da laje;

l_y : maior lado da laje.

3.3.3.2 Ações a considerar

Segundo Bastos (2021), as ações ou carregamentos a serem considerados atuando nas lajes são os mais variados, desde pessoas até móveis, equipamentos fixos ou móveis, paredes, divisórias, água, solo, etc. As lajes recebem as cargas de utilização e as transmitem para os apoios, geralmente vigas nas bordas.

O peso próprio das lajes maciças fica em função da sua altura e do peso específico do concreto, que segundo a NBR 6118:2014 pode ser adotado 25 kN/m³. Para o cálculo do peso próprio, pode ser utilizada a Equação 38.

$$g_{pp} = h \cdot 25 \quad (38)$$

Outro tipo de carga comumente utilizada no levantamento das cargas atuantes nas lajes, refere-se ao peso da argamassa de regularização. Ela tem como função nivelar/regularizar a “laje bruta” de concreto para o recebimento dos revestimentos finais (como pisos cerâmicos, porcelanatos, etc). Para o cálculo do peso da argamassa de regularização pode ser utilizada a Equação 39.

$$g_{rev} = \gamma_{rev} \cdot e \quad (39)$$

onde:

g_{rev} : peso da argamassa de regularização;

γ_{rev} : peso específico da argamassa de regularização;

e : espessura da argamassa.

Em relação as cargas variáveis referentes ao uso e ocupação, deve ser consultada a NBR 6120:2019 – Ações para o cálculo de estrutura de edificações. Os valores são extraídos da própria norma, em sua Tabela 10. Alguns valores referentes a um edifício residencial podem ser visualizados através da Tabela 11.

Tabela 11 – Cargas de uso e ocupação para edifícios residenciais.

Tipo de edificação	Local	Carga Uniformemente distribuída (kN/m ²)	Carga Concentrada (kN)
Edifícios Residenciais	Dormitórios	1,50	-
	Sala, copa, cozinha	1,50	-
	Sanitários	1,50	-
	Dispensa, área de serviço e lavanderia	2,0	-
	Quadra esportiva	5,0	-
	Academia	3,0	-
	Sótão	2,0	-
	Depósitos	3,0	-

Fonte: Adaptado da NBR 6120:2019.

3.3.3.3 Dimensões Mínimas

De acordo com o item 13.2.4.1, da NBR 6118:2014, para as lajes devem ser respeitados os seguintes limites mínimos para a sua espessura:

- 7 cm para cobertura não em balanço;
- 8 cm para lajes de piso não em balanço;
- 10 cm para lajes em balanço;
- 10 cm para lajes que suportem veículos de peso total menor ou igual a 30 kN;
- 12 cm para lajes que suportem veículos de peso total maior do que 30 kN;
- 15 cm para lajes com protensão apoiadas em vigas, com o mínimo de $l/42$ para lajes de piso biapoiadas e $l/50$ para lajes de piso contínuas;
- 16 cm para lajes lisas e 14 cm para lajes-cogumelo, foda do capitel.

O mesmo item diz que no dimensionamento das lajes em balanço, os esforços solicitantes de cálculo a serem considerados devem ser multiplicados por um coeficiente adicional γ_n , definidos de acordo com a Tabela 12 representada na norma através da Tabela 13.2.

Tabela 12 – Valores do coeficiente adicional γ_n para lajes em balanço.

h cm	≥19	18	17	16	15	14	13	12	11	10
γ_n	1,00	1,05	1,10	1,15	1,20	1,25	1,30	1,35	1,40	1,45

Onde

$$\gamma_n = 1,95 - 0,05h$$

h é a altura da laje, expressa em centímetros (cm).

NOTA O coeficiente γ_n deve majorar os esforços solicitantes de cálculo nas lajes em balanço, quando de seu dimensionamento.

Fonte: Adaptado da NBR 6118:2014

3.4 Análise estrutural

De acordo com Kimura (2007) a análise estrutural consiste na obtenção e avaliação da resposta da estrutura perante as ações que lhe foram aplicadas. Em outras palavras, significa calcular e analisar os deslocamentos e os esforços solicitantes nos pilares, nas vigas e nas lajes que compõem um edifício.

Ainda segundo Kimura (2007), a análise estrutural trata-se, com toda certeza, da etapa mais importante de todo o processo de elaboração de um projeto estrutural, pois são com seus resultados que o dimensionamento e detalhamento dos elementos são realizados, bem como o comportamento em serviço do edifício analisado.

3.4.1 Modelo Estrutural

O modelo estrutural trata-se da representação no computador da estrutura real. Segundo Kimura (2007), existem inúmeros modelos estruturais que podem ser utilizados na análise de edifícios de concreto armado. Alguns mais simples, outros mais complexos. Alguns bastantes limitados, outros mais abrangentes.

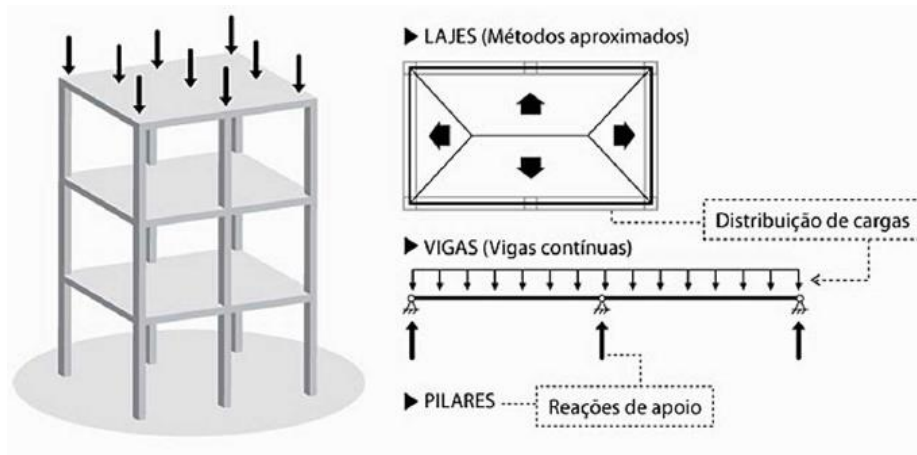
A seguir serão descritos alguns modelos estruturais que podem ser empregados na análise de edifícios. Cabe ao projetista estrutural escolher aquele que melhor se enquadra no seu projeto.

3.4.1.1 Método clássico de viga contínua

Neste modelo os esforços e as flechas nas lajes são calculados a partir de tabelas baseadas em diversos métodos aproximados, como por exemplo as tabelas de Marcus e Czerny. As cargas das lajes são transferidas para as vigas por meio de áreas de influência. Os esforços e as flechas nas vigas são calculados por meio do método clássico de viga contínua com apoios simples que simulam os pilares. A reação vertical obtida nos apoios das vigas é transferida como carga concentrada para os pilares (KIMURA, 2007).

Através da Figura 4 é possível visualizar o método supracitado.

Figura 4 - Método Aproximado + vigas contínuas.



Fonte: Kimura, 2007

Ainda segundo Kimura (2007), esse modelo possui certas limitações, das quais pode-se citar:

- Lajes, vigas e pilares são calculados de forma independente, sendo desconsideradas qualquer interação entre esses elementos. Vale lembrar que um edifício de concreto armado na vida real é monolítico, e os seus elementos trabalham de forma conjunta;
- As ligações entre as vigas e os pilares são articuladas. E por isso, não há a transferência de momentos fletores entre eles;
- Somente lajes simples com geometria regular e condições de apoio muito bem definidas podem ser calculadas pelos processos aproximados. Painéis de lajes complexos, muito comuns nos projetos atuais, não podem ser analisados por esses métodos;

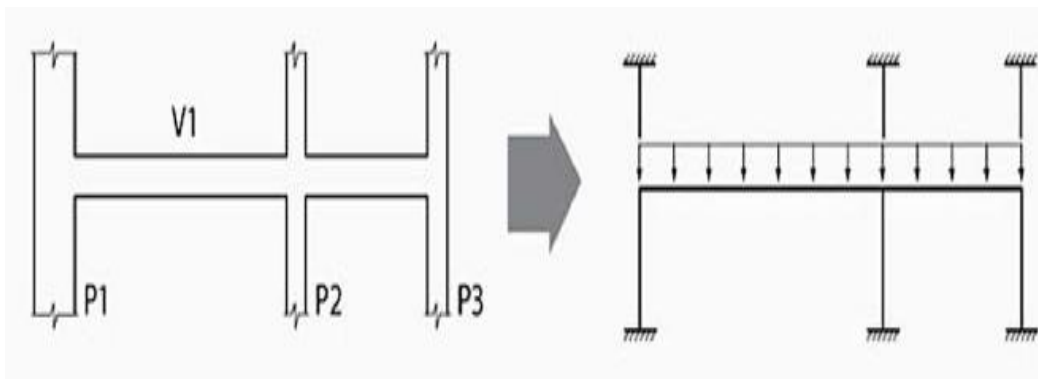
- A distribuição de cargas por área de influência somente é válida para lajes com geometria regular, distribuição de carga uniforme e condições de apoio bem definidas;
- Os efeitos provocados pelas ações horizontais no edifício (ex.: vento, empuxo) não são considerados neste modelo. Somente são tratadas as cargas verticais.

3.4.1.2 Vigas e Pilares (Pórtico H)

Considera-se esse modelo como uma evolução direta do modelo clássico de viga contínua. Neste modelo, nos apoios das vigas, os lances inferior e superior dos pilares são modelados juntamente com as vigas, formando um pórtico plano. É um modelo simples e de fácil interpretação e que possui basicamente as mesmas limitações do modelo estrutural citado anteriormente (KIMURA, 2007).

Neste modelo, passa a ser considerado a interação entre vigas e pilares, cujo pórtico plano pode ser visualizado na Figura 5.

Figura 5 - Pórtico Plano.



Fonte: Kimura, 2007

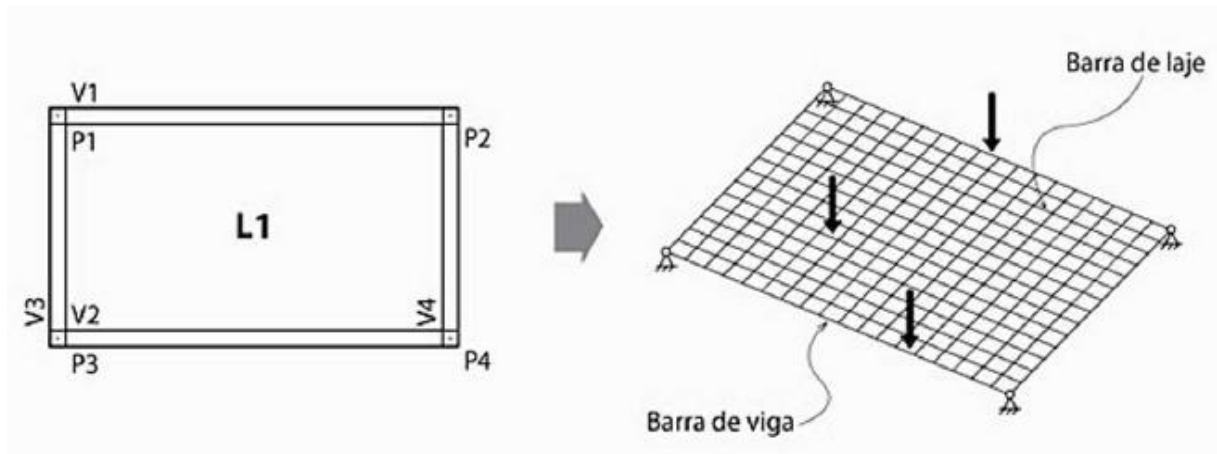
3.4.1.3 Método das grelhas (lajes e vigas)

Kimura (2007) diz que o método das grelhas se trata de um modelo direcionado para análise estrutural de um pavimento. Também é denominado como análise de pavimentos por "analogia de grelha".

A grelha é composta por elementos lineares dispostos no plano horizontal do piso que simulam as vigas e as lajes, formando uma malha de barras submetidas a cargas verticais. Neste modelo os pilares são representados por apoios simples (KIMURA, 2007).

Através da Figura 6 é possível analisar o modelo de analogia de grelha.

Figura 6 - Modelo de analogia de grelha.



Fonte: Kimura, 2007.

Nesse modelo, a interação entre todas as lajes e vigas do pavimento é considerada de forma bastante precisa. A transferência de cargas das lajes para as vigas é feita de acordo com a rigidez dos elementos e não mais por áreas de influência, tornando-se assim um modelo mais realista. Destaca-se que para esse modelo não é possível analisar os efeitos das ações horizontais no edifício (KIMURA, 2007).

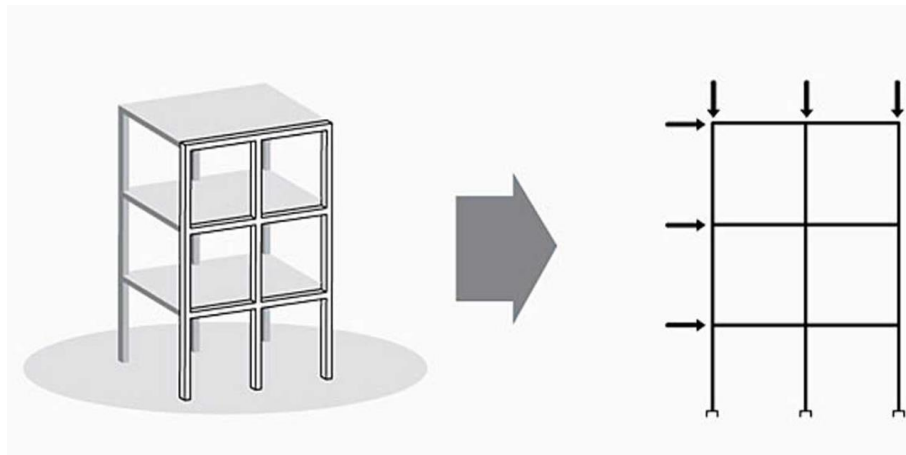
Nesse modelo cada painel de laje é subdividido em diversos alinhamentos de barras, fazendo que cada barra represente um trecho do pavimento.

3.4.1.4 Pórtico Plano

Segundo Kimura (2007), o pórtico plano trata-se de um modelo direcionado para análise do comportamento global de um edifício, e não apenas de um único pavimento. Admite-se tanto a aplicação de cargas verticais como horizontais.

Ressalta-se que as lajes não fazem parte desse modelo. A Figura 7 representa o modelo de pórtico plano.

Figura 7 - Pórtico Plano.



Fonte: Kimura, 2007.

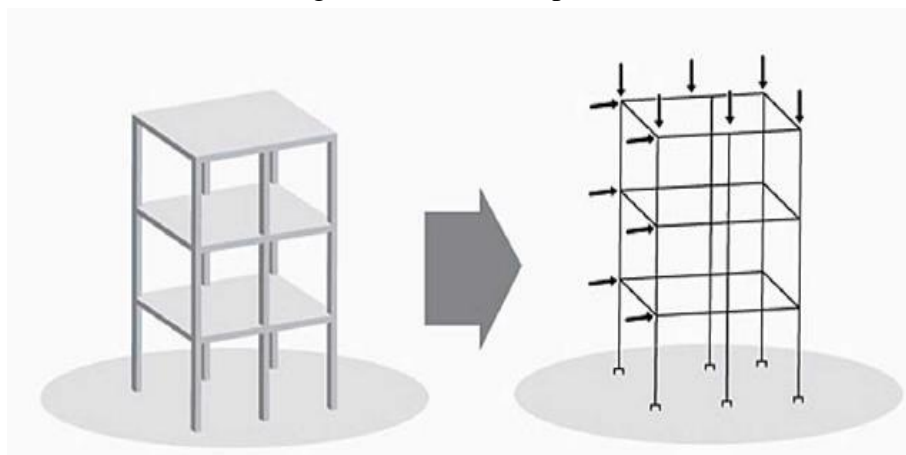
De acordo com Kimura (2007), há vários anos, o modelo de pórtico plano foi utilizado com muito sucesso na análise dos efeitos do vento, bem como na avaliação da estabilidade global de edifícios, sendo que posteriormente, este modelo foi substituído pelo modelo de pórtico espacial.

3.4.1.5 Pórtico espacial

Kimura (2007) descreve o modelo de pórtico espacial como um modelo tridimensional composto por barras que representam todos os pilares e vigas presentes num edifício, possibilitando uma avaliação bastante completa e eficiente do comportamento global da estrutura.

A representação do pórtico espacial pode ser observada através da Figura 8 .

Figura 8 - Pórtico Espacial.



Fonte: Kimura, 2007.

Ressalta-se que as lajes, usualmente, não estão presentes no modelo. O pórtico espacial admite a aplicação simultânea de ações verticais e horizontais, podendo ser avaliado o comportamento do edifício em todas as direções e sentidos. Neste modelo, diferentemente dos descritos anteriormente, cada nó possui seis graus de liberdade. Sendo eles: três translações e três rotações. Além disso, é possível avaliar os esforços (força normal, cortantes, momentos fletores e torsores) em todas as vigas e pilares (KIMURA, 2007).

Esse modelo é amplamente utilizado em projetos profissionais com o auxílio de uma ferramenta computacional. Utiliza-se tanto em edifícios de pequeno como de grande porte (KIMURA, 2007).

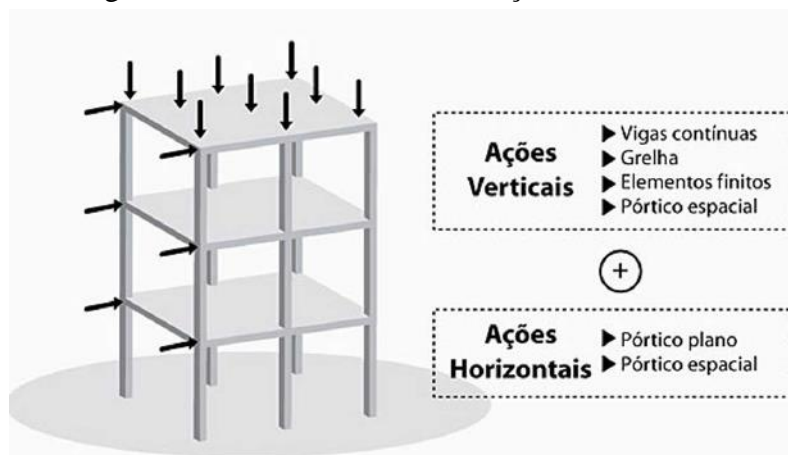
3.4.1.6 Combinação de modelos estruturais

Kimura (2007, p. 126) relata a possibilidade da combinação de modelos estruturais da seguinte maneira:

Na prática atual, é muito comum a adoção de uma combinação de modelos estruturais na elaboração de projetos de edifícios. Por exemplo: pode-se utilizar o modelo de grelha de vigas e lajes para cálculo dos esforços nas lajes e o modelo de pórtico espacial para análise das vigas e pilares.

Na Figura 9 ilustra-se as possibilidades de utilização dos modelos para as cargas verticais e horizontais.

Figura 9 - Possibilidade de utilização dos modelos.



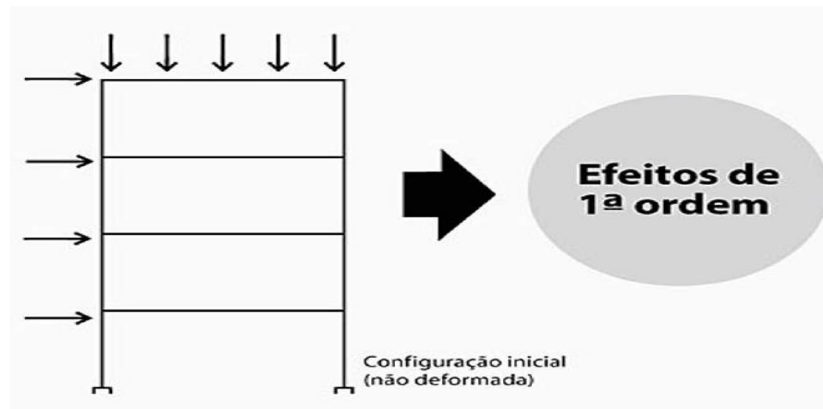
Fonte: Kimura, 2007.

3.5 Estabilidade global das estruturas

3.5.1 Efeitos de Segunda Ordem

De acordo com Kimura (2007), a análise de primeira ordem da estrutura é realizada na sua configuração geométrica inicial não deformada, gerando os chamados “efeitos de primeira ordem. A configuração inicial de um edifício, na sua situação não deformada, considerando apenas os efeitos de primeira ordem, pode ser vista na Figura 10.

Figura 10 - Efeitos de Primeira Ordem.

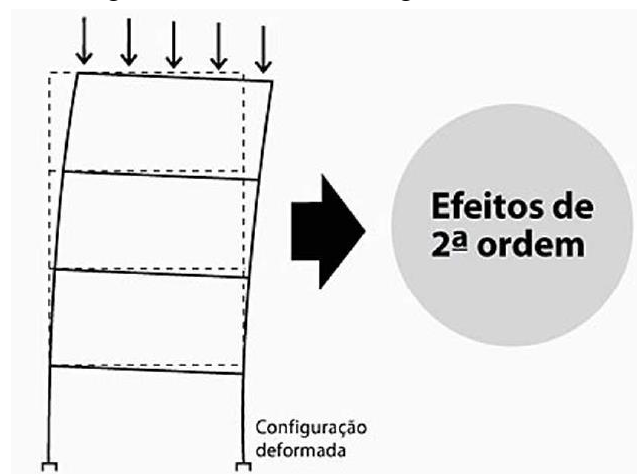


Fonte: Kimura, 2007.

Ainda de acordo com Kimura (2007), os efeitos de segunda ordem são aqueles ocasionados quando o cálculo da estrutura é realizado na sua posição deformada, ocasionando o aparecimento de efeitos adicionais, que tendem a desestabilizar a edificação.

A estrutura na sua forma deformada e a consideração dos efeitos globais de segunda ordem podem ser visualizadas na Figura 11.

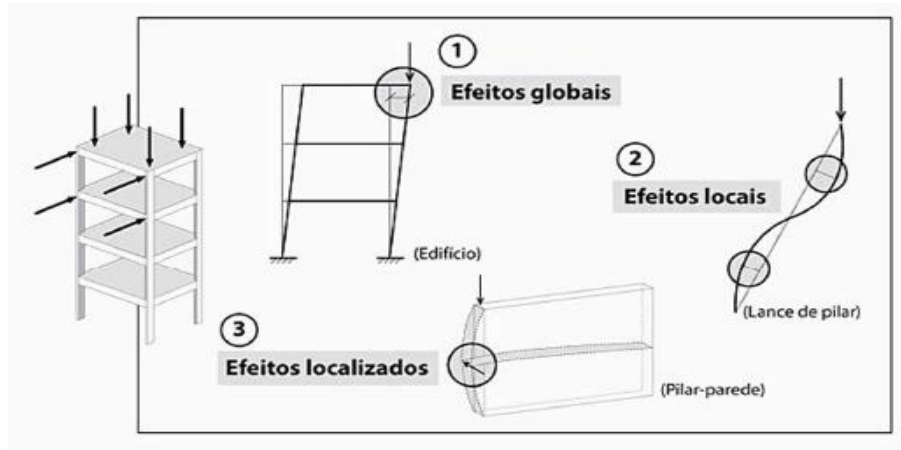
Figura 11 - Efeitos de Segunda Ordem.



Fonte: Kimura, 2007.

De uma forma resumida, podemos dizer que os efeitos de segunda ordem são efeitos adicionais, que são gerados a partir da deformação da estrutura. A NBR 6118:2014, classifica os efeitos de segunda ordem de três maneiras, que podem ser visualizados através da Figura 12.

Figura 12 - Tipos de efeitos de segunda ordem.

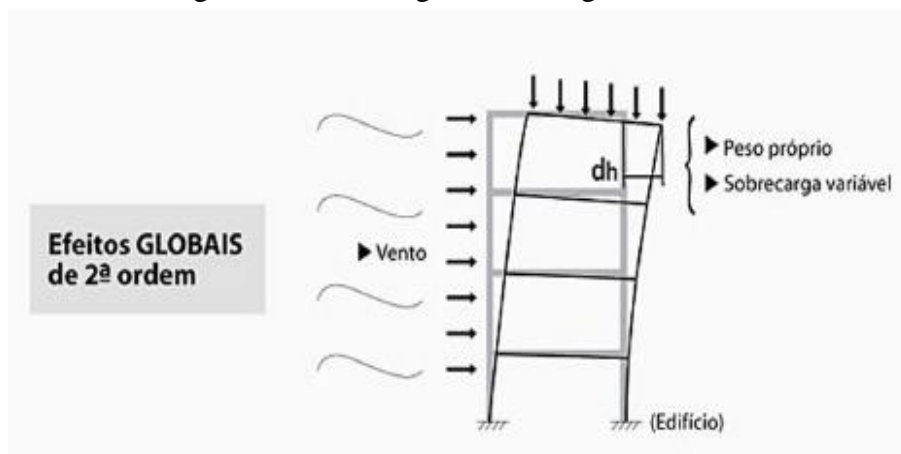


Fonte: Kimura, 2007.

Os efeitos globais relacionam-se ao edifício como um todo, isto é, ao conjunto completo formado pelos pilares, vigas e lajes. Como por exemplo as vigas, pilares e lajes de um edifício que, devido ao vento, deslocam-se horizontalmente. E por essa razão, geram-se efeitos de segunda ordem devido à presença simultânea de cargas horizontais e cargas verticais (peso próprio mais sobrecarga) (KIMURA, 2007).

Para maiores detalhes, os efeitos globais de segunda ordem podem ser vistos na Figura 13.

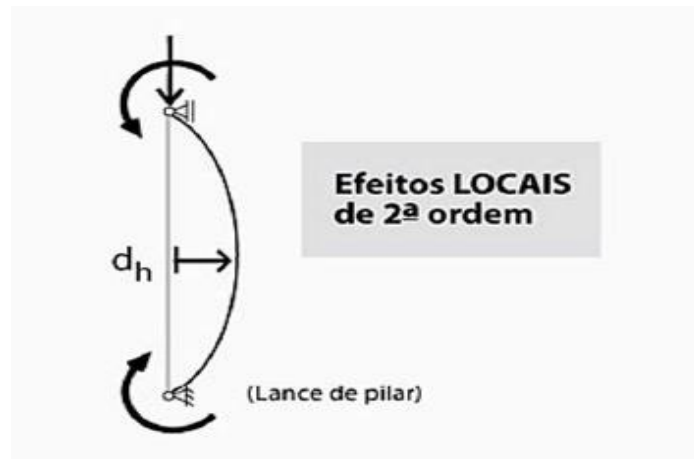
Figura 13 - Efeitos globais de segunda ordem.



Fonte: Kimura, 2007.

Os efeitos locais estão associados a uma parte isolada da estrutura, como por exemplo, um lance de pilar que se deforma sob atuação de momentos fletores no seu topo e base. Nestes casos, são produzidos efeitos de segunda ordem devido à presença simultânea da carga normal de compressão, conforme pode ser visualizado na Figura 14.

Figura 14 - Efeitos locais de segunda ordem.

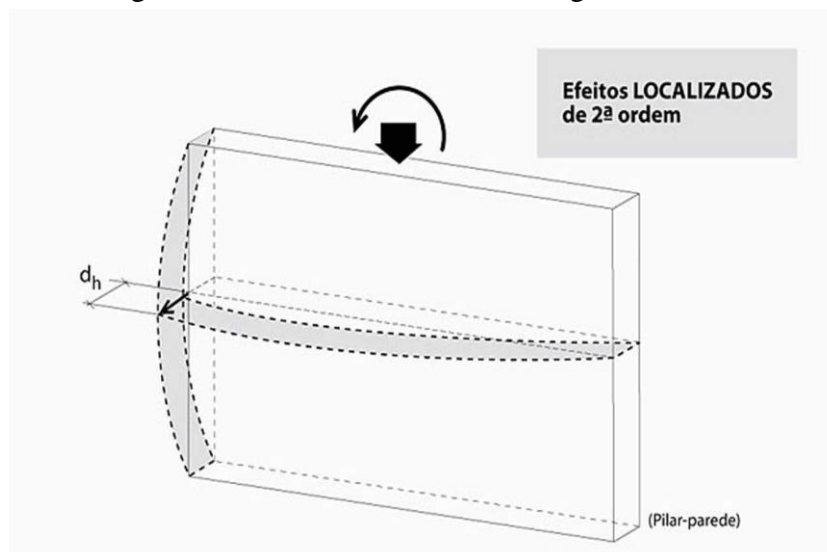


Fonte: Kimura, 2007.

Os efeitos localizados, por sua vez, referem-se a uma região específica de um elemento na qual se concentram tensões. Exemplo: um pilar parede sob a atuação de momentos fletores segundo sua direção mais rígida se deforma mais em uma de suas extremidades (região comprimida). Sendo assim surgem efeitos localizados de segunda ordem devido à presença de uma carga normal de compressão mais significativa nessa região (KIMURA, 2007).

Os efeitos localizados de segunda ordem estão representados através da Figura 15.

Figura 15 - Efeitos localizados de segunda ordem.



Fonte: Kimura, 2007.

3.5.2 Estabilidade global

A estabilidade global de uma estrutura está relacionada à estrutura como um todo. Logo refere-se aos efeitos globais de segunda ordem. Quanto mais estável for a estrutura, menores serão os efeitos de segunda ordem. Ou ainda, quanto maiores forem os efeitos de segunda ordem, menos estável será a estrutura (KIMURA, 2007).

A seguir serão detalhadas duas metodologias utilizadas para a análise da estabilidade global da estrutura, que são: o coeficiente γ_z e o Parâmetro de Instabilidade α . Estas duas metodologias são citadas na NBR 6118:2014 em seu item 15.5.

3.5.3 Coeficiente γ_z

Segundo Chinem (2010), o coeficiente γ_z teve origem nos estudos de FRANCO E VASCONCELOS (1991) com o objetivo de propor um processo simples de se estabelecer a mobilidade da estrutura e uma forma de se estimar, com certa precisão, os esforços de segunda ordem. Este coeficiente é utilizado como um majorador dos esforços de primeira ordem, os quais já incluem os esforços de segunda ordem. Desta forma, dispensa-se a análise de segunda ordem.

Kimura (2007) relaciona os valores do coeficiente γ_z da seguinte forma:

- Valores coerentes e comuns de γ_z são números um pouco maiores do que 1;
- Valores superiores a 1,50 revelam que a estrutura é instável;
- Valores inferiores a um, ou mesmo negativos, são incoerentes e indicam que a estrutura é totalmente instável ou que houve algum erro durante o cálculo ou análise estrutural.

Ainda de acordo com Kimura, os valores de γ_z tem seus significados de acordo com a Tabela 13.

Tabela 13 – Valores de γ_z e seus significados

γ_z	Significado
1.00	Efeitos de segunda ordem praticamente inexistentes
1.10	Efeitos de segunda ordem em torno de 10% dos efeitos de primeira ordem
1.15	Efeitos de segunda ordem em torno de 15% dos efeitos de primeira ordem
1.20	Efeitos de segunda ordem em torno de 20% dos efeitos de primeira ordem
...	Assim por diante

Fonte: Kimura, 2007.

A NBR 6118:2014, traz em seu item 15.5.3, a formulação para o cálculo do coeficiente gama z (γ_z), que pode ser visualizada por meio da Equação 40.

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta_{Mot,d}}{M_{1,tot,d}}} \quad (40)$$

onde:

$M_{1,tot,d}$: momento de tombamento, ou seja, a soma dos momentos de todas as forças horizontais da combinação considerada, com seus valores de cálculo, em relação à base da estrutura;

$\Delta_{Mot,d}$: soma dos produtos de todas as forças verticais atuantes na estrutura, na combinação considerada, com seus valores de cálculo, pelos deslocamentos horizontais de seus respectivos pontos de aplicação, obtidos da análise de 1ª ordem.

Ainda de acordo com a NBR 6118:2014, em seu item 15.4.2, as estruturas são consideradas, para efeito de cálculo, de nós fixos, quando os deslocamentos horizontais dos nós são pequenos e, por decorrência, os efeitos globais de segunda ordem são desprezíveis (inferiores a 10% dos respectivos esforços de primeira ordem). A estrutura será classificada de nós fixos se for obedecida a condição do $\gamma_z \leq 1,1$.

3.5.4 Parâmetro de instabilidade α

Além do coeficiente γ_z apresentado anteriormente, existe um outro parâmetro capaz de avaliar a magnitude dos esforços globais de segunda ordem em um edifício de concreto armado. Trata-se do Parâmetro de instabilidade α (Kimura, 2007).

Este pode ser calculado de acordo com a Equação 41.

$$\alpha = H_{tot} \cdot \sqrt{\frac{N_k}{E_{ci} \cdot I_c}} \quad (41)$$

onde:

H_{tot} : altura total da estrutura, medida a partir da fundação ou de um nível pouco deslocável do subsolo;

N_k : somatória de todas as cargas verticais atuantes na estrutura (a partir do nível considerado para o cálculo de H_{tot}), com seu valor característico;

$E_{ci} \cdot I_c$: somatório dos valores de rigidez de todos os pilares na direção considerada;

O valor de I_c deve ser calculado considerando as seções brutas dos pilares.

Segundo Kimura (2007), na prática, o parâmetro de instabilidade α é bem menos utilizado que o coeficiente γ_z , principalmente pelo fato de que com o valor deste último pode-se obter os esforços globais finais de primeira e segunda ordem, de forma direta por uma simples majoração dos efeitos de primeira ordem. O parâmetro de instabilidade α tem o objetivo único de fornecer ao projetista uma avaliação da sensibilidade da estrutura aos efeitos de segunda ordem. Caso demonstrado a necessidade de consideração dos esforços adicionais, o projetista deverá utilizar um majorador ou algum outro processo para quantificar o acréscimo destes esforços de segunda ordem.

A estrutura será considerada de nós fixos se o valor de α , calculado de acordo com a Equação 41, for menor do que o valor de α_1 , calculado através das Equações 42 e 43.

$$\alpha_1 = 0,2 + 0,1 \cdot n \text{ se: } \alpha < 3 \quad (42)$$

$$\alpha_1 = 0,6 \text{ se: } \alpha \geq 4 \quad (43)$$

onde:

n : número de níveis de barras horizontais (andares) acima da fundação ou de um nível pouco deslocável do subsolo.

3.6 Influência da resistência à compressão do concreto

Em uma análise da influência da resistência característica à compressão do concreto (f_{ck}) no dimensionamento estrutural de um edifício residencial em concreto armado de 17 pavimentos, Bernardo e Vargas (2011), com o auxílio do *software* de cálculo estrutural *CypeCAD*, fez o dimensionamento variando a resistência do concreto, com valores de 20, 25, 30, 35 e 50 MPa. Os resultados apresentaram redução de 36,81 % nos deslocamentos das lajes maciças do projeto com f_{ck} de 50 MPa em relação ao de 20 MPa. Ao se analisar o custo global da estrutura, considerando 100% o custo do edifício calculado com f_{ck} igual a 20 MPa, observou-se uma redução de custo de 3% para estrutura calculada com f_{ck} de 25 MPa, 4% para estrutura calculada com f_{ck} igual a 30 MPa e 35 MPa.

Com o objetivo de realizar uma análise comparativa acerca de diferentes resistências à compressão do concreto (f_{ck}) nos pilares de dois edifícios residenciais de 5 e 10 pavimentos,

Grätsch (2019) fez o dimensionamento variando o f_{ck} dos pilares com valores do grupo I de resistência, sendo eles compreendidos entre 25 e 50 MPa. Com a extração dos quantitativos feito com o auxílio do *software CypeCAD*, constatou-se uma redução no aproveitamento do aço dos pilares conforme se aumentou a resistência do concreto. Para os prédios de 5 e 10 pavimentos, o menor custo foi obtido para os edifícios dimensionados com o f_{ck} de 30 e 35 MPa respectivamente.

Wielens (2018) fez uma análise dos custos gerados pelos pilares e pelas vigas de acordo com o projeto de um edifício modelo de 5, 10 e 15 pavimentos, com a resistência à compressão do concreto (f_{ck}) variando entre 25, 50 e 90 MPa. Com auxílio do *software Eberick 2018* da empresa AltoQi, foram gerados todos os quantitativos necessários. Com o aumento do f_{ck} percebeu-se uma redução de área ocupada pelos pilares. Quanto aos custos, destacou-se o concreto de 50 MPa em todos os quesitos, com os valores mais baixos. O concreto de 25 MPa teve os valores mais altos na análise dos pilares, e o concreto de 90 MPa foi o mais caro na análise das vigas.

Em um trabalho realizado por Buske (2019), que teve como objetivo principal realizar a análise da influência da resistência característica à compressão do concreto (f_{ck}) no dimensionamento de vigas de concreto armado para três estruturas diferentes, verificou-se que para as vigas de concreto armado, quanto maior a classe de resistência do concreto, maior a quantidade de aço utilizada no dimensionamento. Segundo o autor, isso se deve ao fato de que na maioria das vigas acabou por utilizar armadura mínima que, de acordo com a NBR 6118:2014, essa taxa é maior conforme aumenta a classe de resistência do concreto.

4 METODOLOGIA DE PESQUISA

Este capítulo visa discutir sobre a metodologia de pesquisa adotada neste trabalho. Serão explicados os métodos, o projeto e os parâmetros utilizados para a obtenção dos resultados.

4.1 Descrição do Projeto Arquitetônico

A fim de se avaliar a solução mais vantajosa economicamente da superestrutura de um edifício residencial de seis pavimentos, sendo seus elementos estruturais feitos em concreto armado, foi desenvolvido um projeto arquitetônico, possuindo pavimento baldrame (térreo) que servirá como garagem para o edifício, 3 pavimentos tipo, pavimento cobertura e um último pavimento que consiste na cobertura da caixa d'água (ático).

O edifício conta com 4 apartamentos em cada pavimento tipo, possuindo uma área de aproximadamente 97,3 m² cada. Os apartamentos, simétricos entre si, possuem dois quartos, um banheiro, sala de jantar, cozinha e sala de TV. Para maiores detalhes, pode ser observado o projeto arquitetônico do pavimento tipo presente no APÊNDICE A.

As alvenarias de vedação são constituídas de tijolos cerâmicos furados com dimensões de 19 cm de largura, 29 cm de comprimento e 19 cm de altura. Os dois tipos de alvenarias, internas e externas, possuem aproximadamente 20 cm de espessura acabada.

Ressalta-se que não foram incluídos no modelo a escada e o elevador. Somente foram previstos poços para a execução de tais estruturas. Porém, as cargas para ambos os elementos foram previstas no projeto.

A carga referente ao elevador foi considerada na laje 213 do pavimento cobertura onde supostamente ficaria a casa de máquinas. A carga aplicada por m² foi retirada da Tabela 10 da NBR 6120:2019.

Para as cargas das escadas foi utilizado o *software Ftool* com o intuito de prever as cargas lineares que seriam aplicadas sobre as vigas onde as escadas se apoiam. No levantamento das cargas, a carga de uso e ocupação foi considerada de 3,00 kN/m² e 1,00 kN/m² de revestimento. Além disso, considerou-se, para o peso próprio do elemento estrutural, o peso específico do concreto armado de 25kN/m³.

4.2 Modelos de dimensionamento

Para este trabalho utilizou-se dois modelos de dimensionamento, chamados de modelo A e modelo B, cujos critérios utilizados em cada um serão discutidos a seguir. Ainda

nesse tópico será discutido sobre algumas alterações feitas pelo projetista estrutural no que diz respeito às opções de utilizações das armaduras.

4.2.1 Modelo de dimensionamento A

Para o modelo A utilizou-se o procedimento de variar o f_{ck} mantendo-se a seção transversal dos elementos constantes. Para isso, tomou-se como dimensões mínimas a estrutura calculada com o valor de 25 MPa. Ressalta-se que as seções mínimas definidas estão de acordo com o Estado Limite Último e Estado Limite de Serviço. Outro parâmetro utilizado para a determinação das seções mínimas, diz respeito ao coeficiente γ_z . Buscou-se utilizar um valor para este coeficiente compreendido entre 1,00 e 1,20. Caso o valor fosse acima de 1,20, os pilares teriam uma de suas dimensões aumentadas até chegar em um valor igual ou inferior a 1,20.

A estrutura foi calculada com valores de f_{ck} variando em 25, 30, 35, 40, 45 e 50 MPa, totalizando 6 dimensionamentos para este modelo. Como a seção transversal dos elementos permanecerão constantes, não haverá alteração no quantitativo de concreto e fôrmas. Sendo assim, o principal objetivo deste modelo é avaliar se haverá economia significativa no consumo do aço dos pilares, sendo elementos cujo esforço preponderante é a compressão. Foi realizado também uma análise dos deslocamentos das vigas e lajes e abertura e formação de fissuras nas vigas.

Após a verificação do Estado Limite de Serviço, sendo os valores limites estabelecidos pela NBR 6118:2014, realizou-se a extração dos quantitativos de aço, concreto e fôrma.

Em posse dos quantitativos, foi possível realizar o comparativo dos **custos diretos** dos 6 dimensionamentos citados acima. Em seguida, foi possível apontada a solução mais vantajosa economicamente para este modelo tendo em vista os preços atuais da construção civil.

4.2.2 Modelo de dimensionamento B

Para o modelo B, optou-se por variar a seção transversal dos elementos até as seções mínimas permitidas pelos Estados Limites Últimos e Estados Limites de Serviços. Fez-se o dimensionamento para as classes de resistência de 30, 35, 40, 45 e 50 MPa, totalizando 5 dimensionamentos para este modelo.

Assim como no modelo A, após os dimensionamentos e posteriores verificações dos Estados Limites de Serviço, teve-se a extração do quantitativo de aço, concreto e fôrmas. Foi

possível novamente apontar a solução estrutural mais vantajosa economicamente para este modelo.

4.2.3 Considerações do projetista estrutural

Vale a pena ressaltar que, nos dois modelos definidos acima, não foi feita nenhuma edição nas armaduras detalhadas pelo TQS por parte do projetista, com o intuito de minimizar a interferência nos quantitativos gerados pelo *software*. Porém, foi conferido todo o detalhamento gerado pelo programa, e caso constatado alguma incompatibilidade realizou-se a correção do problema.

Para este estudo, limitou-se o diâmetro máximo das armaduras utilizado em cada tipo de elemento. Para os pilares foram utilizadas armaduras de diâmetro máximo de 20 mm, para as vigas limitou-se o diâmetro em 16 mm e para as lajes em 12.5 mm. Para os estribos de vigas e pilares empregou-se diâmetros máximos de 8 mm, possível a utilização de diâmetros de 5, 6.3 e 8 mm para ambos os elementos estruturais.

Para o dimensionamento e posterior detalhamento das lajes, houve a inserção de opções para a utilização de diâmetros de barras e espaçamentos. O *software* TQS, trabalha da seguinte maneira: de acordo com a solicitação (cargas inseridas pelo projetista) e posterior análise dos esforços, o programa analisa as opções de barras e espaçamentos cadastradas e considera aquela que mais se aproxima da área de aço requerida.

Tabela 14 – Área total de aço de aço em função da barra e do espaçamento.

Diâmetro da Barra (mm)	Espaçamento (cm)	Área total (cm ²)
5,0	10	1,96
5,0	12	1,63
5,0	15	1,30
5,0	20	0,98
6,3	10	3,11
6,3	12	2,59
6,3	15	2,07
6,3	20	1,55
8,0	10	5,02
8,0	12	4,18
8,0	15	3,35
8,0	20	2,51
10,0	10	7,85
10,0	12	6,54
10,0	15	5,23
10,0	20	3,92
12,5	10	12,27
12,5	12	10,22
12,5	15	8,18
12,5	20	6,13

Fonte: Autoria Própria, 2022.

A Tabela 14 traz todas as opções de utilização das barras e espaçamentos para as lajes. A área de aço foi calculada considerando faixas de 1 m de largura.

4.3 Projeto Estrutural

Como mencionado anteriormente, todos os dimensionamentos foram realizados com o auxílio do *software* de cálculo estrutural TQS, sendo 6 dimensionamentos para o modelo A e 5 dimensionamentos para o modelo B.

4.3.1 Dimensionamento estrutural – Procedimento

Nos seguintes tópicos, serão descritos o passo a passo utilizado no dimensionamento, os detalhes de alguns parâmetros utilizados no projeto, as principais cargas atuantes na estrutura, como foi realizado o lançamento dos elementos estruturais, etc.

4.3.1.1 Norma utilizada para o dimensionamento

O *software* TQS permite o uso de algumas normas estrangeiras e versões antigas da NBR 6118. Tem-se a disponibilidade de uso da norma americana ACI – 318-05 e a norma argentina Cirsoc-2005. Também é possível o uso da norma 6118 em suas versões mais antigas, desde a sua primeira versão, quando ainda era chamada de NB1-78. Para os dimensionamentos utilizou-se a norma 6118 do ano de 2014, sendo essa a versão vigente para os projetos de estruturas em concreto armado.

4.3.1.2 Modelo de cálculo utilizado pelo TQS

O *software* ainda traz alguns modelos de dimensionamentos que podem ser escolhidos pelo projetista. São modelos que vão desde o número I até o número VI, sendo os mais utilizados os modelos IV e VI.

Para intuito de comparação, no modelo IV de dimensionamento, chamado de “Modelo de vigas e pilares, conforme critérios” considera-se que o edifício será modelado por um pórtico espacial mais os modelos dos pavimentos, que podem ser de vigas contínuas ou analogia de grelhas. O pórtico é composto por barras que simulam as vigas e pilares da estrutura.

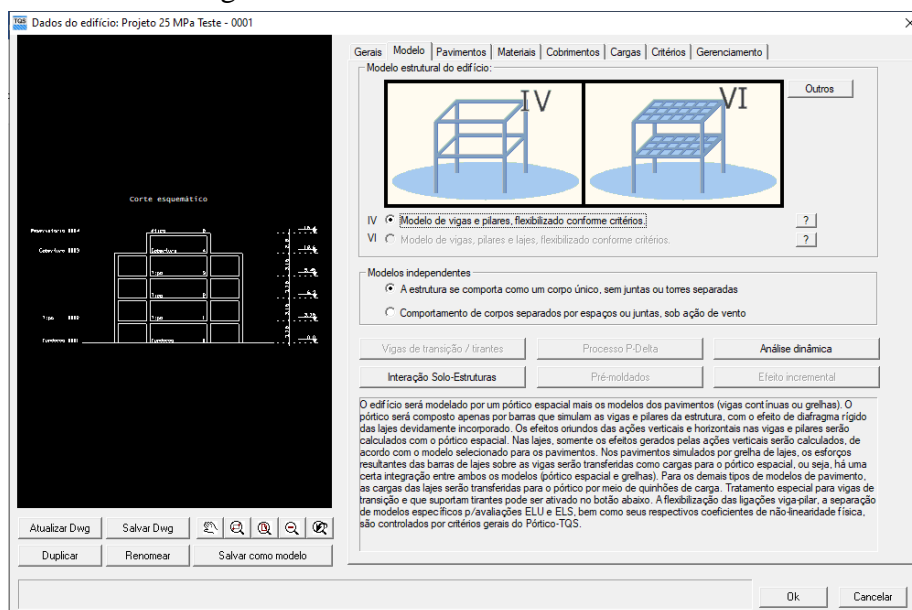
Resumidamente o modelo IV trabalha da seguinte forma: o TQS processa primeiramente as lajes, por meio do modelo de analogia de grelhas, e com os resultados obtidos, os esforços são transferidos para o pórtico espacial. No pórtico espacial são dimensionadas as

vigas e os pilares. Ressalta-se que, neste modelo, os esforços oriundos do vento são resistidos apenas pelo pórtico espacial, sendo as lajes responsáveis por receber apenas as ações verticais.

No modelo VI, chamado de “Modelo de vigas, pilares e lajes, flexibilizado conforme critérios” o edifício é calculado de maneira conjunta. O edifício fica modelado por um pórtico espacial, composto por elementos que simulam as vigas, pilares e lajes da estrutura. Neste modelo, além das vigas e dos pilares, as lajes passam a resistir parte dos esforços gerados pelo vento. Este modelo trata-se de um processo mais refinado de cálculo, tendo em vista que os dimensionamentos de todos os elementos estruturais são feitos de maneira conjunta.

Na Figura 16 ilustra-se uma janela do *software* onde é possível escolher o modelo de dimensionamento utilizado, bem como definir se a estrutura se comporta como um corpo único ou se possui juntas de dilatação.

Figura 16 - Escolha do modelo de cálculo.



Fonte: TQS versão 22, 2022.

4.3.1.3 Níveis inseridos no projeto

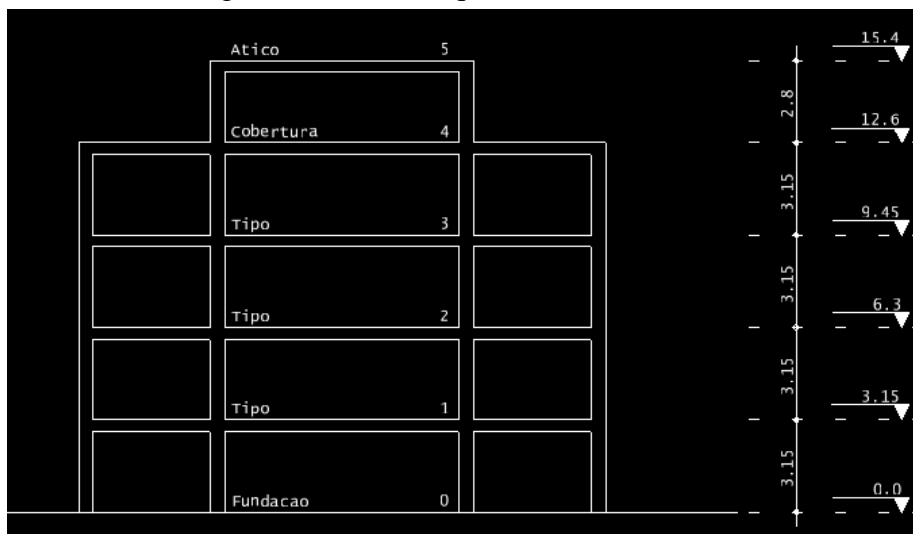
O edifício residencial tratado neste trabalho é composto pelos seguintes níveis:

- Pavimento baldrame (térreo) que servirá como garagem para os apartamentos;
- 3 pavimentos tipo, onde ficarão os apartamentos;
- 1 pavimento cobertura;
- 1 pavimento que servirá como cobertura para o reservatório da caixa d'água.

O TQS na sua versão estudante tem a limitação de inserção da quantidade de níveis. Para o projeto, foram inseridos apenas 5 níveis, impossibilitando a análise de edifícios mais altos. Como padrão, o TQS traz o pavimento fundação já inserido. Sendo assim, o edifício ficou com um total de 6 níveis.

Na Figura 17 é apresentado o corte esquemático do edifício. A altura do pé-esquerdo é de 3,15 m para o pavimento fundação (baldrame) e pavimento tipo e 2,80 m para o pavimento cobertura. A altura total do edifício é estimada em 15,40 m.

Figura 17 - Corte esquemático do edifício.



Fonte: TQS versão 22, 2022.

4.3.1.4 Classe de agressividade ambiental

A agressividade foi considerada como moderada, sendo a edificação inserida em meio urbano e o risco de deterioração pequeno. Sendo assim, de acordo com o Quadro 1 deste trabalho, a classe de agressividade ambiental foi definida como nível II.

Após a adoção da classe de agressividade II, relacionou-se com os valores do Quadro 2 e definiu-se a relação água/cimento máxima e a classe de resistência mínima do concreto, encontrando valores de 0,60 e C25, respectivamente. Por esse motivo, não foi utilizado neste trabalho de concreto da classe C20.

Além da definição da relação água/cimento máxima e a classe de resistência mínima do concreto, utilizou-se o Quadro 3 para definir os cobrimentos mínimos dos elementos estruturais. Os valores utilizados em todos os dimensionamentos serão apresentados a seguir:

- Laje: 25 mm;
- Pilares: 30 mm;

- Vigas: 30 mm;
- Trecho de pilares em contato com o solo: 45 mm;
- Vigas em contato com o solo: 30 mm.

Nos casos em que o projetista estrutural adota uma classe de resistência acima da mínima exigida, a norma permite reduzir em 5 mm os cobrimentos definidos de acordo com o Quadro 3. Porém, para este trabalho, optou-se por não reduzir, estando a favor da segurança.

4.3.1.5 Módulo de elasticidade secante e inicial

A medida que se altera a resistência à compressão, altera-se também o módulo de elasticidade inicial e secante do concreto. Ou seja, existe uma dependência direta entre esses dois parâmetros.

Os módulos de elasticidade secante e inicial utilizados, podem ser visualizados através da Tabela 15. Os mesmos foram calculados segundo as Equações 9 e 11. Para a avaliação do coeficiente α_i foi utilizada a Equação 12. Além disso, foi adotado granito como agregado graúdo.

Tabela 15 – Valores do Módulo de elasticidade utilizado.

f_{ck} (MPa)	E_{ci} (MPa)	α_i	E_{cs} (MPa)
25	28.000,000	0,8625	24.150,000
30	30.672,463	0,875	26.838,405
35	33.130,047	0,8875	29.402,917
40	35.417,510	0,90	31.875,759
45	37.565,942	0,9125	34.278,922
50	39.597,98	0,925	36.628,131

Fonte: Autoria Própria, 2022.

4.3.2 Cargas inseridas no edifício

A seguir serão detalhados todos os tipos de cargas que foram inseridas nas lajes e vigas, detalha-se também como foram configurados os dados do vento e os valores utilizados nos coeficientes das combinações de ações dos Estados Limites Últimos e de Serviço.

4.3.2.1 Cargas e espessura das lajes

O peso próprio das lajes é calculado automaticamente pelo *software*, sendo de responsabilidade do projetista conferir o valor do peso específico do concreto armado configurado no programa. Para este trabalho, adotou-se 25 kN/m³. Este valor, quando multiplicado pela espessura da laje, fornece o peso próprio do elemento estrutural para cada m².

4.3.2.1.1 Modelo A

Todas as lajes do pavimento tipo, com exceção da L113 e L114, possuem:

- 2,75 kN/m² de peso próprio;
- 1,00 kN/m² de peso da argamassa de regularização;
- 1,50 kN/m² de carga do uso e ocupação.

As lajes L113 e L114, que diferem das demais na carga de uso e ocupação, possuem:

- 2,75 kN/m² de peso próprio;
- 1,00 kN/m² de peso da argamassa de regularização;
- 3,00 kN/m² de carga do uso e ocupação.

As lajes do pavimento cobertura, com exceção da L213, L214 e L215, possuem as seguintes cargas:

- 2,75 kN/m² de peso próprio;
- 0,57 kN/m² de peso da argamassa de regularização;
- 1,00 kN/m² de carga do uso e ocupação.

A laje L213 possui:

- 2,75 kN/m² de peso próprio;
- 1 kN/m² de peso da argamassa de regularização;
- 5 kN/m² de carga de uso e ocupação (sendo considerado a laje da casa de máquinas).

As lajes L214 e L215 possuem:

- 2,75 kN/m² de peso próprio;
- 1 kN/m² de peso da argamassa de regularização;

- 3,00 kN/m² de carga de uso e ocupação.

Além disso, cada uma destas duas lajes (L214 e L215) possuem uma carga adicional de 4,6 kN/m² referente a caixa d'água.

As lajes da cobertura do reservatório da caixa d'água possuem:

- 2,50 kN/m² de peso próprio;
- 0,50 kN/m² de peso da argamassa de regularização;
- 1,0 kN/m² de carga de uso e ocupação.

Os valores de carga referente ao uso e ocupação foram retirados da Tabela 10 da NBR 6120:2019, sendo considerados valores referentes a um edifício residencial.

A espessura das lajes dos pavimentos tipo, cobertura e reservatório, são apresentados na Tabela 16 . Ressalta-se que, as espessuras apresentadas foram mantidas constantes para o modelo A de dimensionamento. Ressalta-se que a espessura foi definida de acordo com a resistência de 25 MPa. Sendo esta, a mínima espessura permitida pelo Estado Limite Último e Estado Limite de Serviço.

Tabela 16 – Espessura das lajes: Modelo A.

Pavimento	Espessura (cm)
Tipo	11
Cobertura	11
Reservatório	10

Fonte: Autoria Própria, 2022.

4.3.2.1.2 Modelo B

Diferentemente do modelo A, para o modelo B houve variação da espessura da laje. Sendo assim, as cargas referentes ao peso próprio sofreram alterações.

As cargas referentes ao peso próprio e as espessuras das lajes do pavimento tipo, para os diferentes valores de f_{ck} , podem ser visualizadas através da Tabela 17.

Tabela 17 – Peso próprio das lajes do pavimento tipo.

f_{ck} (MPa)	Espessura da Laje (cm)	Peso Próprio (kN/m ²)
30 e 35	10	2,50
40, 45 e 50	9	2,25

Fonte: Autoria Própria, 2022.

Todas as lajes do pavimento cobertura, para todos os valores de resistência à compressão do concreto, com exceção do concreto C35, possuem 9 cm de espessura. Sendo assim, o peso próprio considerado foi de 2,25 kN/m². Para o C35, a espessura de 8 cm apresentou um peso próprio de 2,00 kN/m².

Por fim, para o peso próprio das lajes do pavimento reservatório, para todos os valores de f_{ck} , considerou-se 2,00 kN/m², possuindo 8 cm de espessura.

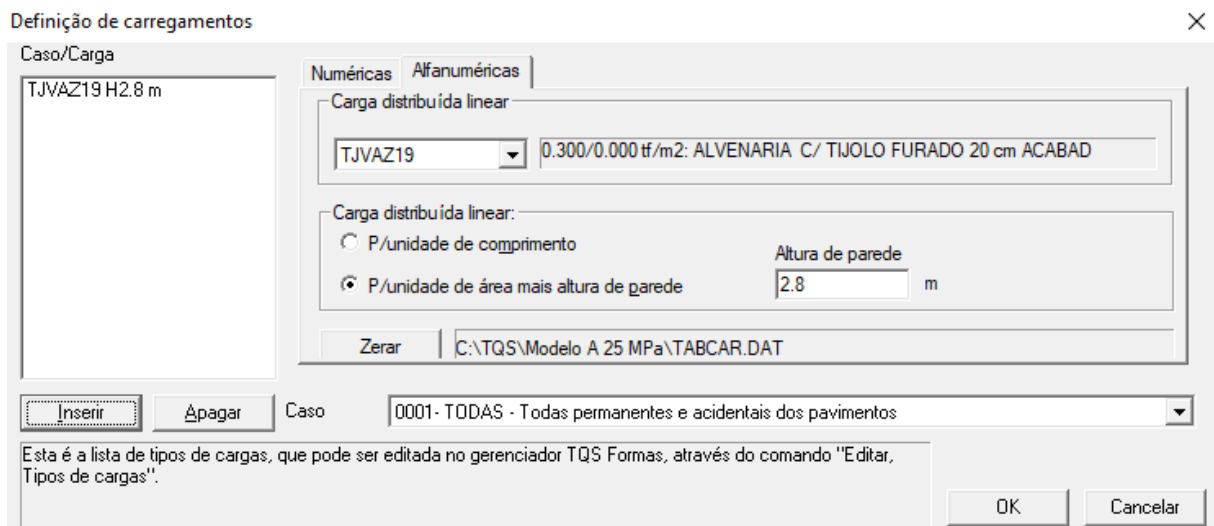
Ressalta-se que, as demais cargas (peso da argamassa de regularização e de uso e ocupação) não foram alteradas, tendo em vista que elas não dependem da espessura da laje. Portanto, os valores definidos para o modelo A também se aplicam para o modelo B.

4.3.2.2 Cargas nas Vigas

Assim como no elemento estrutural laje, o peso próprio das vigas é calculado automaticamente pelo *software*. Também foi utilizado o valor do peso específico do concreto armado de 25 kN/m³. Esse valor multiplicado pela largura da viga e pela altura, fornece a carga linearmente distribuída referente ao peso próprio.

O *software* traz cadastradas algumas cargas de alvenarias, sendo de responsabilidade do projetista inserir apenas a altura da alvenaria, cujo campo de inserção da altura da parede pode ser observado na Figura 18.

Figura 18 - Campo de inserção da altura de alvenaria.



Fonte: TQS versão 22, 2022.

Para o cálculo da altura de parede sobre determinada viga, utiliza-se a Equação 44.

$$h_{alv} = h_{pe} - h_{viga} \quad (44)$$

onde:

h_{atv} : altura da alvenaria sobre determinada viga (m);

h_{pe} : altura do pé-esquerdo (m);

h_{viga} : altura da viga do pavimento acima (m).

4.3.2.2.1 Modelo A

As cargas referentes as alvenarias nas vigas do modelo A, cujas seções transversais não sofreram variações, podem ser visualizadas através da Tabela 18. A tabela apresenta as cargas inseridas nas vigas do pavimento baldrame.

Tabela 18 – Cargas inseridas nas vigas do pavimento baldrame.

Vigas	Carga por área (kN/m ²)	Altura da alvenaria (m)	Carga Linear (kN/m)
V1, V5-1, V5-4, V6-1, V6-4 e V10	2,66	2,80	7,448
V11, V12-3, V15-1 e V15-7	2,66	2,75	7,315
V15-4	2,66	1,75	4,655

Fonte: Autoria Própria, 2022.

Para as vigas do pavimento tipo, as cargas inseridas referentes as alvenarias, podem ser visualizadas através da Tabela 19.

Tabela 19 – Cargas inseridas nas vigas do pavimento tipo.

Vigas	Carga por área (kN/m ²)	Altura da alvenaria (m)	Carga Linear (kN/m)
V101, V103, V104, V105, V106, V107, V108, V110, V113, V114, V116 e V117	2,66	2,80	7,448
V102, V109, V111, V112, V115, V118 e V119	2,66	2,75	7,315
V115-4	2,66	1,75	4,655

Fonte: Autoria Própria, 2022.

Por fim, as cargas inseridas nas vigas para o pavimento cobertura, podem ser visualizadas na Tabela 20.

Tabela 20 – Cargas inseridas nas vigas do pavimento cobertura.

Vigas	Carga por área (kN/m ²)	Altura da alvenaria (m)	Carga Linear (kN/m)
V201, V210, V211 e V219	2,66	1,00	2,66
V205, V206, V211-4 e V219-4	2,66	2,45	6,52

Fonte: Autoria Própria, 2022.

4.3.2.2.2 Modelo B

Assim como no elemento estrutural laje, as vigas do modelo B tiveram suas seções alteradas. Sendo assim, as cargas lineares das alvenarias e o peso próprio sofreram alterações.

As cargas de alvenaria de todas as vigas para todos os pavimentos e valores de f_{ck} , podem ser visualizados através do quadro presente no APÊNDICE B.

Vale a pena ressaltar que as cargas referentes as lajes são transferidas para as vigas de maneira automática pelo TQS e as vigas do pavimento reservatório não possuem nenhum tipo de carga de alvenaria. Além disso, optou-se por não descontar as áreas referentes as aberturas de portas e janelas, estando assim a favor da segurança.

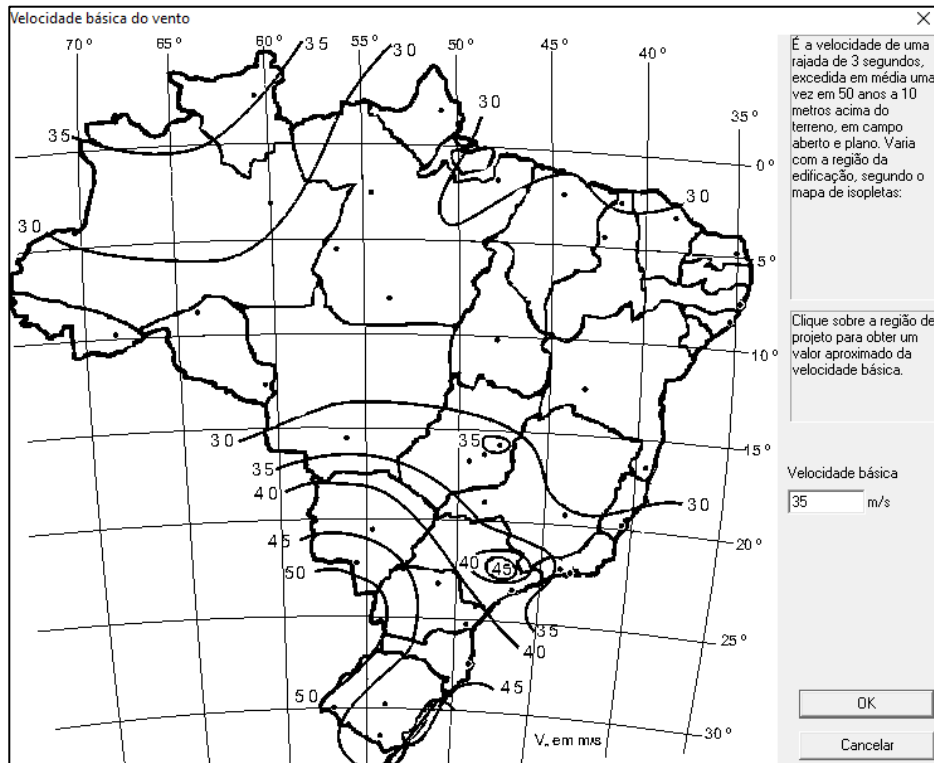
4.3.2.3 Cargas de Vento

A norma que determina as cargas de vento a serem consideradas nas estruturas, diz respeito a NBR 6123 – Forças devido ao vento em edificações. Salienta-se que o TQS calcula automaticamente as cargas horizontais devido ao vento, sendo de responsabilidade do projetista configurar e inserir alguns parâmetros.

A velocidade básica é retirada através do mapa de isopletras presente na norma supracitada. É de suma importância o projetista estrutural definir corretamente a velocidade do vento. Tal velocidade varia de região para região dentro do território brasileiro. Para o projeto estrutural desse trabalho, adotou-se uma velocidade básica do vento de 35 m/s. Além disso, a análise do vento será feita considerando vento de baixa turbulência.

O mapa de isopletras e o campo de inserção para a velocidade do vento podem ser visualizados através da Figura 19.

Figura 19 - Mapa de isopletas.



Fonte: TQS versão 22, 2022.

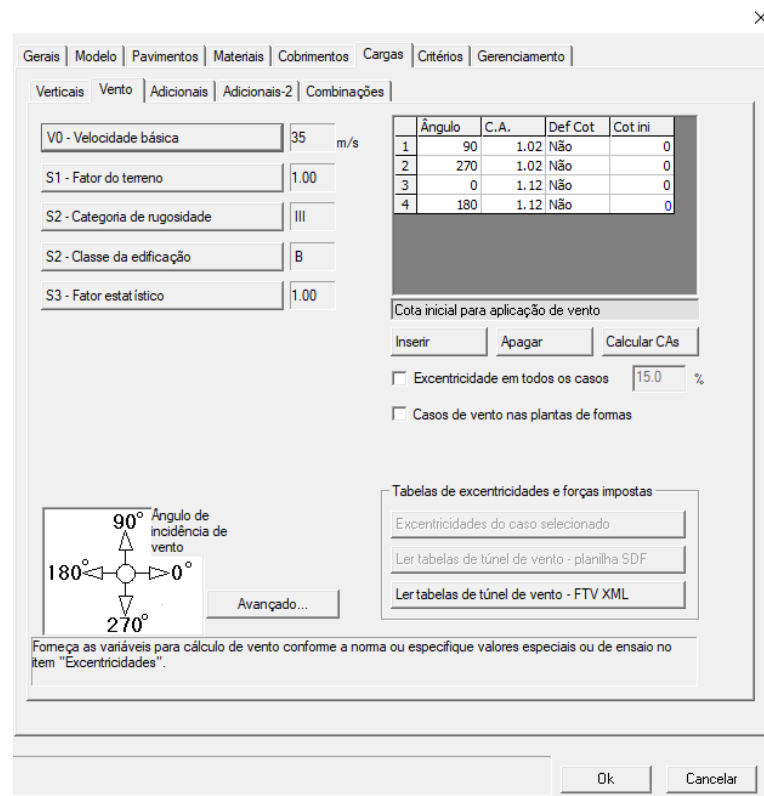
O fator topográfico S1, que leva em consideração as variações do relevo do terreno, foi considerado, de acordo com o item 5.2 da norma NBR 6123:1988, em terrenos planos ou fracamente acidentados, e tem valor igual a 1,0.

Já o fator S2, calculado a partir do item 5.3 da NBR 6123:1988, é responsável por analisar a rugosidade do terreno, dimensões da edificação e altura. Considerou-se para fins de projeto a edificação como categoria III: “Terrenos planos ou ondulados, com obstáculos. Muros, árvores, edificações baixas, fazendas, subúrbios com casas baixas”. Ainda se tratando do fator S2, considerou-se a classe da edificação como B: “Maior dimensão horizontal ou vertical entre 20 e 50 m”.

Por fim, o fator estatístico S3, apresentado no item 5.4 da NBR 6123:1988, leva em consideração o grau de segurança requerido e a vida útil da edificação, a partir das características de uso da mesma. Nesse caso, o coeficiente adotado foi o valor característico de 1,00, se tratando de edificações em geral, como por exemplo hotéis, residências, comércio e indústrias com alta taxa de ocupação.

Após a inserção dos dados acima, obteve-se o coeficiente de arrasto, sendo o cálculo feito automaticamente pelo *software*. A configuração no *software*, após a inserção de todos os dados mencionados acima, será apresentada através da Figura 20.

Figura 20 - Configuração dos dados do vento.



Fonte: TQS versão 22, 2022.

Os valores do coeficiente de arrasto podem ser visualizados através da Tabela 21.

Tabela 21 – Valores do Coeficiente de Arrasto.

Direção analisada	Coeficiente de arrasto
0°	1,12
90°	1,02
180°	1,12
270°	1,02

Fonte: Autoria Própria, 2022.

4.3.2.4 Ponderadores e redutores de carga

Para o coeficiente de ponderação das ações de carga permanente para o Estado Limite Último ($\gamma_{f1} \cdot \gamma_{f3}$), definido através do Quadro 4, foi utilizado o valor de 1,40. O TQS permite a divisão dos ponderadores de carga permanente entre peso próprio e demais cargas permanentes. Ressalta-se que, para ambos os casos, utilizou-se um $\gamma_f = 1,40$, cujo campo de inserção pode ser visualizado através da Figura 21.

Figura 21 - Ponderadores de cargas prementes.

Fonte: TQS versão 22, 2022.

Para o coeficiente de redução γ_{f2} , cujos valores foram retirados do Quadro 5, foi determinado que o edifício seria um local onde não há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, nem de elevada concentração de pessoas. Sendo assim, o valor de Ψ_0 (Psi 0) utilizado nas combinações do Estado Limite de Último e os valores de Ψ_1 (Psi 1) e Ψ_2 (Psi 2) utilizados nas combinações do Estado Limite de Serviço bem como o ponderador $\gamma_{f1} \cdot \gamma_{f3}$ utilizado nas combinações do Estado Limite Último, podem ser visualizados através da Figura 22.

Observa-se que o valor do coeficiente $\gamma_{f1} \cdot \gamma_{f3}$ das cargas permanentes também se aplica as cargas variáveis, sendo este um valor de 1,40. Esses valores serão utilizados nas combinações de ações.

Figura 22 - Ponderadores e redutores de sobrecarga.

Fonte: TQS versão 22, 2022.

Os valores dos coeficientes de ponderação e redução para as cargas de vento utilizados nas combinações dos Estados Limites Últimos e Estados limites de Serviço, respectivamente, podem ser visualizados através da Figura 23.

Figura 23 - Ponderadores de carga de vento para ELS.

Fonte: TQS versão 22, 2022.

Quando se realiza o dimensionamento da estrutura, o *software* gera inúmeras combinações com o intuito de se obter as piores situações possíveis de carregamentos. O tipo de combinação, o título e o número de casos podem ser visualizados através da Tabela 22.

Tabela 22 – Combinações no modelo global.

Tipo	Título	Número de Casos
ELU1	Verificações de estado limite último – vigas e lajes	18
ELU2	Verificações do estado limite último – Pilares e Fundações	18
FOGO	Verificações em situação de Incêndio	2
ELS	Verificações do Estado Limite de Serviço	12
COMBFLU	Cálculo de fluência (método geral)	2
LAJEPRO	Combinações p/ flechas em lajes protendidas	0
Total	-	52

Fonte: Adaptado do TQS versão 22, 2022.

4.3.3 Lançamento dos elementos estruturais

O lançamento estrutural teve o início pela inserção dos pilares. É recomendado um espaçamento de 3 a 6 m entre eles. Pilares muito próximos geram um aumento nos custos de materiais, como por exemplo concreto e aço, pois aumentam a quantidade destes elementos. Em contrapartida, pilares muito distantes geram vigas com alturas grandes, encarecendo também a estrutura. Buscou-se a colocação de pilares a uma distância máxima de 5 m entre eles, salvo em algumas exceções, devido a limitação de no máximo 35 pilares.

Após a locação dos pilares, fez-se a inserção das vigas. Após essa etapa formou-se o pórtico espacial da estrutura. Este será responsável por garantir a estabilidade global do edifício, tendo em vista que o projeto estrutural deste estudo não conta com um núcleo de rigidez.

Após a inserção dos dois elementos citados acima, foi possível realizar o fechamento das lajes. O tipo de laje escolhida foi a do tipo maciça. Todas as lajes, se tratando do mesmo pavimento, foram colocadas com a mesma espessura, não havendo rebaixamento/desníveis entre elas.

Para a vinculação das lajes seguiu-se com os seguintes critérios:

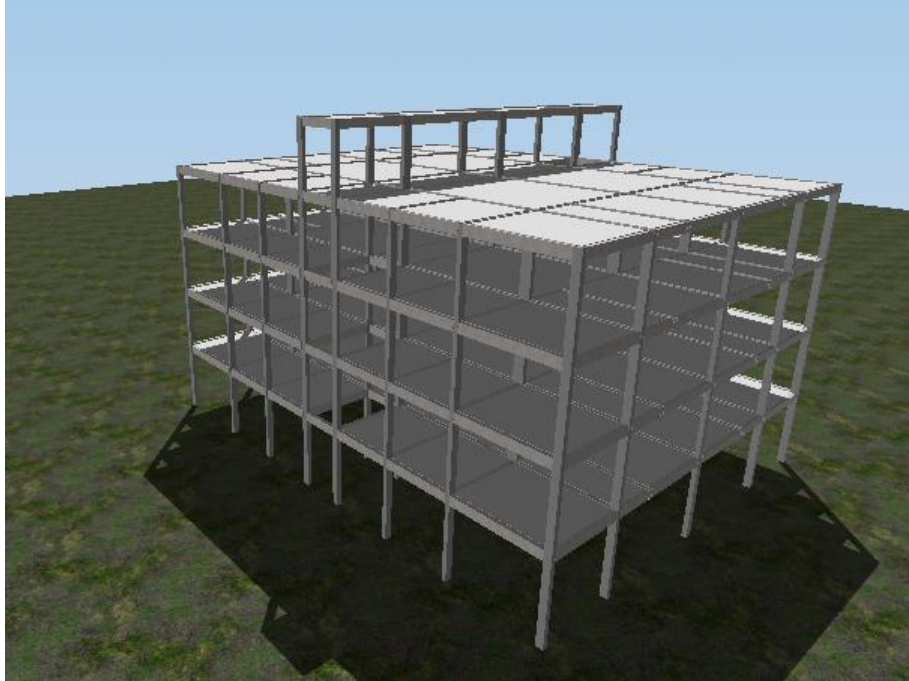
- Se houver continuidade com lajes vizinhas, considera-se engastado;
- Caso contrário, considera que a laje somente se apoia na viga. O engastamento das lajes nas vigas pode gerar alguns efeitos indesejáveis, como por exemplo o surgimento de esforços de torção.

Vale a pena ressaltar que, devido às limitações da versão estudante do *software*, no quesito quantidade máxima de nós e barras, não foi possível inserir as escadas. Tendo isso em vista, elas foram consideradas como cargas linearmente distribuídas nas vigas onde se apoiam.

Ressalta-se também que não foram inseridos nenhum elemento de fundação, sendo analisada a influência da alteração do f_{ck} somente na superestrutura. Todos os pilares, em todos os dimensionamentos dos modelos A e B, foram considerados engastados na base.

A estrutura, após a inserção de todos os elementos estruturais, pode ser visualizada através da Figura 24, que traz uma vista 3D da mesma.

Figura 24 - Vista 3D da superestrutura do edifício.



Fonte: TQS versão 22, 2022.

Para maiores detalhes, o APÊNDICE C traz a planta de fôrma de todos os pavimentos, sendo possível a visualização da concepção estrutural adotada. Essa planta de fôrma equivale a estrutura calculada com f_{ck} de 25 MPa referente ao modelo A. Porém, manteve-se a concepção estrutural para os demais dimensionamentos, cuja variação ocorreu somente nas dimensões dos elementos estruturais. Para os pilares a maior dimensão foi alterada, podendo ser ao longo do eixo x ou eixo y (dependendo do pilar analisado). Para as vigas, as suas alturas foram modificadas. As lajes tiveram suas espessuras reduzidas.

Por meio dos quadros presente no APÊNDICE D e APÊNDICE E é possível visualizar as dimensões das vigas e dos pilares utilizados nos dimensionamentos para os modelos A e B, respectivamente.

4.3.4 Processamento global da estrutura

Após inserir os elementos estruturais (vigas, pilares e lajes), com suas respectivas cargas, realizou-se o processamento global da estrutura. Por meio do processamento global, os elementos serão dimensionados de acordo com o Estado Limite Último e posteriormente realizados os detalhamentos.

Ao final do dimensionamento da estrutura, o TQS informa ao usuário uma tabela de avisos e erros. Os mesmos são classificados em erros leves, médios e graves. A Figura 25 traz o quadro de avisos e erros gerados após o dimensionamento da estrutura levando em consideração

o f_{ck} de 25 MPa do modelo A. Tal dimensionamento foi utilizado como base para a determinação das seções mínimas dos elementos estruturais.

Figura 25 - Avisos e erros gerados pelo *Software*.

Avisos e Erros

Quantitativo

Classificação	Quantidade
Aviso/Leve	26
Aviso/Médio	0
Erro/Grave	0

Para maiores detalhes, entre no visualizador de erros.

Lista de erros graves

Não existem erros graves.

[Clique aqui](#) para abrir visualizador de erros

Fonte: TQS versão 22, 2022.

Buscou-se, para a execução desse trabalho, a eliminação de todos os erros graves que possam surgir após o dimensionamento, como por exemplo o não dimensionamento de algum elemento estrutural. Para os demais (avisos leves e médios) serão analisados caso a caso, pois alguns podem ser desconsiderados (como por exemplo o aviso leve que relata a falta de carga de alvenaria em algumas vigas ou o aviso médio referente a classificação da estrutura como nós móveis levando em consideração o parâmetro de instabilidade α). Entende-se que esse processo é de total responsabilidade do projetista.

Após finalizado o processamento global da estrutura e análise dos avisos e erros gerados pelo programa, foi conferido o valor calculado do coeficiente γ_z , sendo este o parâmetro que será utilizado para a análise da estabilidade global da estrutura.

Em seguida, foi feita a aferição de todos os detalhamentos gerados pelo *software*, tanto para as vigas, lajes e pilares. E como dito anteriormente, não será feita nenhuma edição por parte do projetista, salvo em casos de incompatibilidade que possa surgir em algum detalhamento.

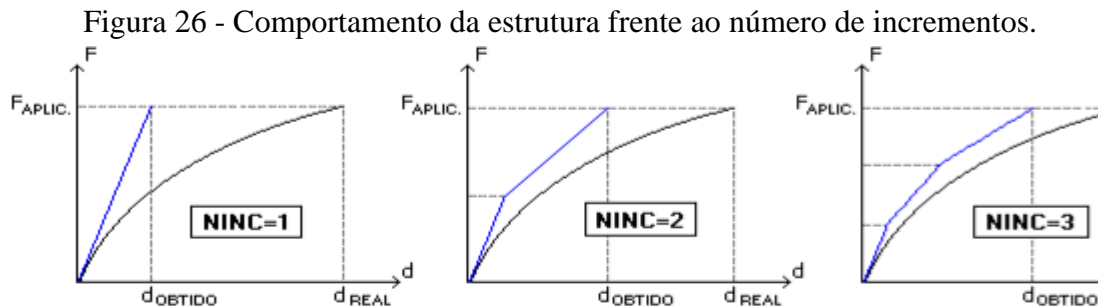
Após a verificação dos detalhamentos gerados a partir do processamento global da estrutura, realizou-se o processamento da grelha não-linear dos pavimentos, visando a análise de alguns parâmetros do Estado Limite de Serviço.

4.3.5 Processamento e análise da grelha não-linear

A análise da grelha não-linear de todos os pavimentos da estrutura é muito importante para a avaliação de alguns parâmetros do Estado Limites de Serviço, mais especificamente na formação e abertura de fissuras e deslocamentos dos elementos estruturais.

Ao se realizar a análise da grelha não-linear, os deslocamentos obtidos levam em consideração a presença das armaduras detalhadas no TQS-Lajes e TQS-Vigas além da fissuração do concreto, tornando-se então uma análise mais realista.

A análise da grelha não-linear será feita com o uso de 12 incrementos de carga. De acordo com o próprio TQS, na sua central de ajuda: “No processamento da grelha não-linear, o carregamento total definido no pavimento é subdividido em incrementos de cargas, de tal forma que a rigidez em cada ponto da estrutura possa ser corrigida gradativamente à medida que a fissuração se propaga”. O comportamento da estrutura frente ao número de incrementos de cargas, pode ser visto na Figura 26.



Fonte: TQS versão 22, 2022.

Vale ressaltar que, quando o número de incrementos de cargas é igual a 1, chega-se exatamente na análise linear tradicionalmente utilizada. Quanto maior o número de incrementos, mais a estrutura se aproxima da situação real.

Adotou-se como valores limites para os deslocamentos dos elementos estruturais, os valores prescritos na Tabela 13.3 da NBR 6118:2014, representados no Quadro 6 deste trabalho.

Quadro 6 – Limites para deslocamentos.

Tipo de Efeito	Razão da Limitação	Exemplo	Deslocamento limite
Aceitabilidade sensorial	Visual	Deslocamentos visíveis em elementos estruturais	L/250
Efeitos em elementos não estruturais	Paredes	Alvenarias, caixilhos e revestimentos	L/500 10 mm 0,0017 rad

Tipo de Efeito	Razão da Limitação	Exemplo	Deslocamento limite
		Movimento lateral de edifícios	$H/1700$ e $H_i/850$

Fonte: Adaptado da NBR 6118, 2014.

Para a abertura de fissuras limite, adotou-se o valor de 0,30 mm. Valor referente a classe II de agressividade ambiental, retirado da Tabela 13.4 da NBR 6118:2014.

4.4 Extração do quantitativo

Após o dimensionamento final da estrutura e análise da grelha não-linear, foi realizado, para todos os 11 dimensionamentos descritos de acordo com o modelo A e modelo B, a extração dos quantitativos gerados pelo programa.

O TQS gera o detalhamento do comprimento das barras em centímetros. Porém, é usual, a cotação em quilogramas. Para isso, é necessário verificar os pesos lineares cadastrados no *software* para cada diâmetro de barra, que pode ser visualizado através da Tabela 23.

Tabela 23 – Peso linear cadastrado das barras.

Diâmetro (mm)	Peso Linear (kg/m)
5,00	0,154
6,30	0,245
8,00	0,395
10,00	0,617
12,50	0,963
16,00	1,578
20,00	2,466

Fonte: TQS versão 22, 2022.

4.5 Orçamentos

Com os valores dos quantitativos extraídos, a última etapa do trabalho consistiu em realizar os orçamentos de materiais e mão de obra para todos os 11 dimensionamentos descritos anteriormente. Por meio dos valores, será possível analisar os custos diretos da superestrutura do edifício em questão. Vale ressaltar que não foram incluídos custos indiretos, como por exemplo o BDI.

Com o intuito de comparação de preços (frente ao grande número de dimensionamentos diferentes), familiaridade e facilidade na obtenção dos valores monetários para cada composição, foi utilizado a tabela SINAPI (Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices da Construção Civil) para a realização dos orçamentos, mais especificamente do mês de julho do ano de 2022, na categoria não desonerada e estado de Minas Gerais. A tabela SINAPI é atualizada todo mês através do site da Caixa Econômica Federal, sendo os dados coletados pelo IBGE (Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística).

As composições, para cada tipo de serviço necessário para a execução dos pilares, vigas e lajes em concreto armado, podem ser encontradas no ANEXO A.

Nos orçamentos das fôrmas de madeira, foi utilizada a metodologia de reaproveitamento, ou seja, a metragem quadrada do quantitativo utilizado dos pilares e vigas foram considerados do pavimento baldrame e reutilizado nos pavimentos superiores. Para as lajes, foi utilizado o quantitativo do pavimento tipo.

4.6 Limitações

Com o intuito de praticidade, frente ao grande número de estruturas que deverão ser calculadas, tornando-se inviável o cálculo manual, optou-se por realizar os dimensionamentos dos modelos A e B por meio da versão estudante do *software* de cálculo estrutural TQS, em sua versão 22.

Contudo, a versão estudante possui algumas limitações de uso se comparada a sua versão paga. A seguir será citada algumas delas:

- Número máximo de pilares restrito a 35;
- Número máximo de lajes restrito a 30 por pavimento. Impossibilitando a inserção de sacadas nos dormitórios, por exemplo;
- Limite de lançamento de 5 níveis, impedindo assim a criação de um edifício mais alto;
- Área em planta por pavimento de 600 m²;
- Área total do edifício de 3000 m²;
- Análise somente da superestrutura do edifício, não sendo considerado as fundações;
- A não possibilidade de utilização do processo P- Δ , na análise da estabilidade global da estrutura;

- Limite de f_{ck} para vigas e lajes de 50 MPa. Impedindo assim a análise da estrutura com valores do grupo 2 de resistência à compressão do concreto;
- Limite de 6000 nós, impossibilitando o lançamento das escadas. Sendo assim, as mesmas serão inseridas no projeto como cargas lineares sobre as vigas que se apoiam.

5 RESULTADOS

Nos tópicos seguintes serão analisados os resultados dos dimensionamentos dos modelos A e B, para os diferentes valores de resistência à compressão do concreto e posteriormente serão realizados os orçamentos.

5.1 Análise do Modelo A

Como citado anteriormente, no modelo A de dimensionamento, foram mantidas a seção transversal dos elementos constantes, variando-se somente o valor da resistência à compressão do concreto.

Em uma primeira análise, foi realizado o comparativo do consumo de aço global para todos os casos. Em seguida, a análise separada para cada tipo de elemento estrutural (pilares, vigas e lajes) e o impacto dos seus respectivos quantitativos no quantitativo geral.

Além disso, realizou-se o comparativo dos valores do Estado Limite de Serviço, no que diz respeito a formação e abertura de fissuras das vigas e deslocamentos dos elementos estruturais vigas e lajes, bem como a comparação dos diferentes valores do coeficiente γ_z , sendo este o parâmetro levado em consideração para a análise da estabilidade global do edifício.

5.1.1 *Quantitativo de materiais: concreto, fôrmas e aço*

Os quantitativos de concreto e fôrmas, para os diferentes elementos estruturais analisados (vigas, pilares e lajes), podem ser visualizados na Tabela 24. Ressalta-se que os valores apresentados equivalem a todas as classes de resistências dos dimensionamentos do modelo A.

Tabela 24 – Quantitativo de concreto e fôrma: Modelo A.

Elemento Estrutural	Concreto (m ³)	Fôrmas (m ²)
Pilares	29,28	481,72
Vigas	88,73	995,05
Lajes	166,73	1.518,96
Total	284,74	2.995,73

Fonte: Autoria Própria, 2022.

Os quantitativos de aço são exibidos da Tabela 25 até a Tabela 30, de acordo com a classe de resistência do concreto utilizado no dimensionamento. Os valores serão apresentados em quilogramas, para os diferentes diâmetros de barras, expresso em milímetros.

Tabela 25 – Quantitativo de aço: f_{ck} de 25MPa.

	5	6,30	8	10	12,5	16	20
Pilares	517	192	0	1.167	255	172	1.171
Vigas	987	312	238	2.225	1.340	2.435	0
Lajes	0	7.182	2.303	73	0	0	0

Fonte: Autoria Própria, 2022.

Tabela 26 – Quantitativo de aço: f_{ck} de 30MPa.

	5	6,30	8	10	12,50	16	20
Pilares	593	94	0	1.301	41	541	185
Vigas	1.190	303	235	2.191	1.459	2.079	0
Lajes	55	7.179	2.226	61	0	0	0

Fonte: Autoria Própria, 2022.

Tabela 27 – Quantitativo de aço: f_{ck} de 35MPa.

	5	6,30	8	10	12,50	16	20
Pilares	647	42	0	1.481	119	97	0
Vigas	589	999	190	2.202	1.326	2.102	0
Lajes	0	5.657	4.443	55	0	0	0

Fonte: Autoria Própria, 2022.

Tabela 28 – Quantitativo de aço: f_{ck} de 40 MPa.

	5	6,30	8	10	12,50	16	20
Pilares	676	12	0	1.471	37	0	0
Vigas	729	993	0	2.468	1.373	2.073	0
Lajes	0	4.026	6.802	55	0	0	0

Fonte: Autoria Própria, 2022.

Tabela 29 – Quantitativo de aço: f_{ck} de 45 MPa.

	5	6,30	8	10	12,50	16	20
Pilares	681	6	0	1.470	18	0	0
Vigas	729	1.076	0	2.520	1.280	2.056	0
Lajes	0	8.409	3.489	55	0	0	0

Fonte: Autoria Própria, 2022.

Tabela 30 – Quantitativo de aço: f_{ck} de 50 MPa.

	5	6,30	8	10	12,50	16	20
Pilares	681	6	0	1.470	18	0	0
Vigas	729	1.076	0	2.605	1.364	1.932	0
Lajes	0	8.438	3.480	55	0	0	0

Fonte: Autoria Própria, 2022.

Os quantitativos totais, levando em consideração todos os elementos estruturais (vigas, pilares e lajes), estão representados na Tabela 31.

Tabela 31 – Quantitativos totais de aço: Modelo A.

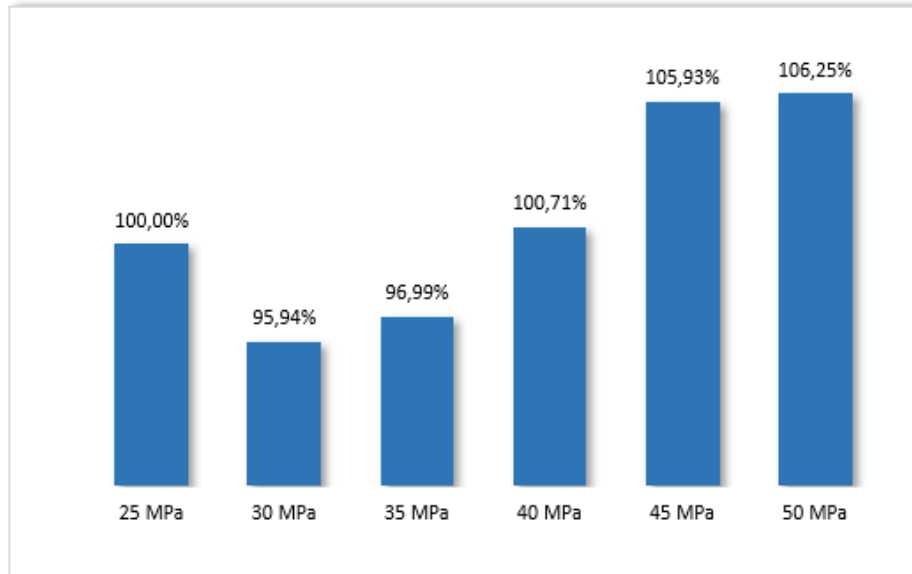
Classe de resistência (MPa)	Aço (Kg)
25	20.569
30	19.733
35	19.949
40	20.715
45	21.789
50	21.854

Fonte: Autoria Própria, 2022.

Para mais detalhes sobre os quantitativos de aço gerados pelo *software*, pode ser consultado o APÊNDICE F, cujos quadros apresentam a distribuição dos quantitativos de aço para cada um dos pavimentos do edifício.

Através do Gráfico 1 é possível visualizar a variação do consumo de aço para cada valor de f_{ck} utilizado no modelo A.

Gráfico 1 – Variação do consumo geral de aço.



Fonte: Autoria Própria, 2022.

Tomando como base 100% o valor calculado com f_{ck} de 25 MPa, houve uma redução de 4,06% no consumo de aço para o f_{ck} de 30 MPa, 3,01% para o valor de 35 MPa. Em contrapartida houve um aumento de 0,71%, 5,93% e 6,25% para as resistências de 40, 45 e 50 MPa, respectivamente.

A seguir, serão analisados os quantitativos gerados para cada elemento estrutural separadamente e seu impacto nas variações supracitadas.

5.1.1.1 Quantitativo dos pilares: Modelo A

Através da Tabela 32 é possível visualizar o consumo de aço para os pilares, para as diferentes classes de resistência do grupo 1, utilizado no modelo A.

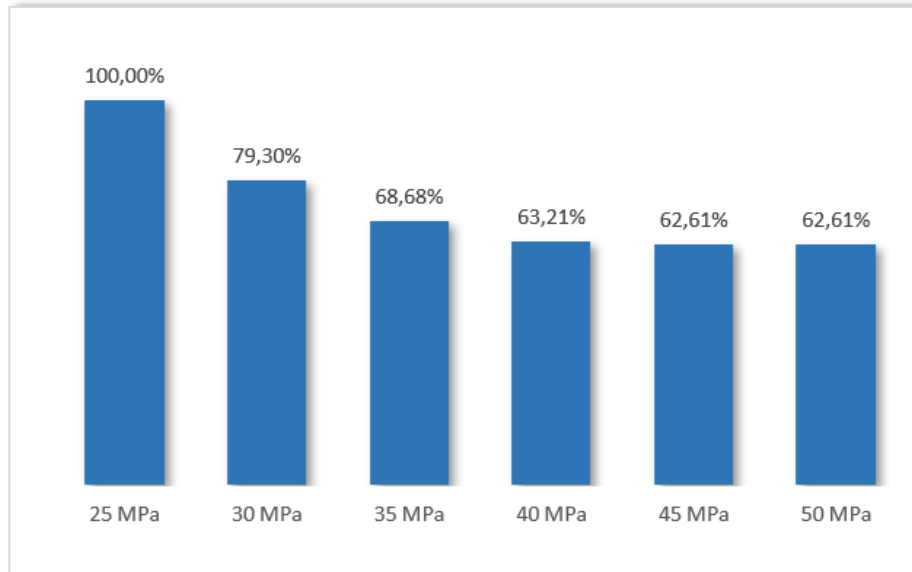
Tabela 32 – Quantitativo de aço para os pilares.

Classe de Resistência (MPa)	Aço (kg)
25	3.474
30	2.755
35	2.386
40	2.196
45	2.175
50	2.175

Fonte: Autoria Própria, 2022.

O Gráfico 2 representa o comparativo de aço para os pilares, em porcentagem.

Gráfico 2 – Variação do consumo de aço para os pilares.



Fonte: Autoria Própria, 2022.

Tomando como base 100% os valores calculados para 25 MPa, observa-se uma redução em todos os dimensionamentos com f_{ck} maior que 25 MPa. Esses valores representam 20,7% para a estrutura calculada com 30 MPa, 31,32% para a estrutura calculada com 35MPa, 36,79% para 40 MPa e 37,39% para as estruturas calculadas com 45 e 50 MPa.

Por meio do Gráfico 2, é possível afirmar que, para os pilares, aumentar a resistência à compressão do concreto torna-se uma solução viável visando a economia no consumo de aço, desde que utilizado a metodologia de manter a seção transversal destes elementos constantes.

Ainda de acordo com o Gráfico 2, do ponto de vista de consumo de aço, percebe-se a inviabilidade de se utilizar concretos da classe C50 (tendo em vista a igualdade nos quantitativos gerados para o C45 e C50). A vantagem na utilização do C50 seria do ponto de vista da durabilidade.

Em termos de quilogramas, houve uma redução de 1.299 quilos, observado nos concretos das classes C45 e C50 para a classe C25. O que torna uma economia bastante significativa tendo em vista a alta nos preços do aço nos últimos anos.

5.1.1.2 Quantitativo das vigas: Modelo A

Através da análise da Tabela 33, é possível visualizar o quantitativo gerado para as vigas para os diferentes valores de f_{ck} . No

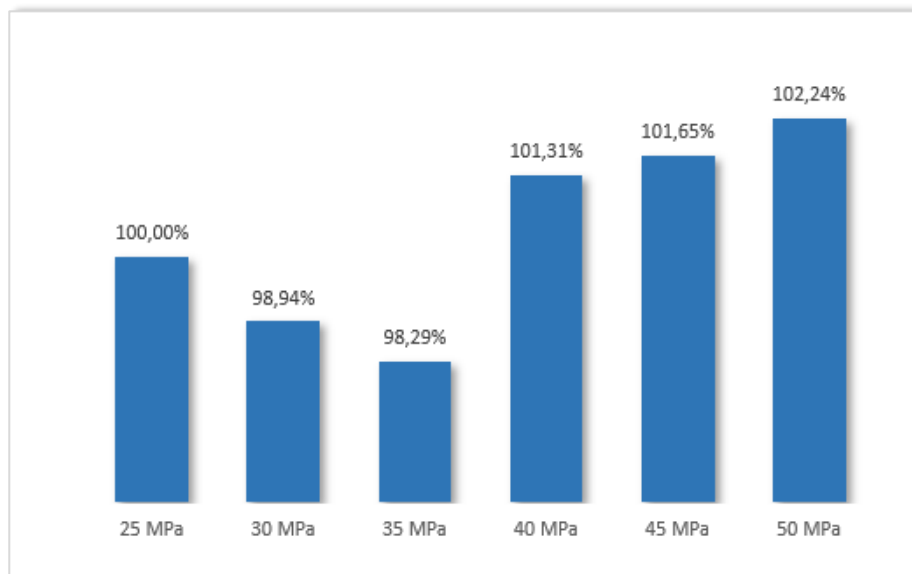
Gráfico 3 são representadas as variações no consumo de aço, em porcentagem, para as vigas.

Tabela 33 – Quantitativo de aço para as vigas.

Classe de Resistência (MPa)	Aço (kg)
25	7.537
30	7.457
35	7.408
40	7.636
45	7.661
50	7.706

Fonte: Autoria Própria, 2022.

Gráfico 3 – Variação do consumo de aço para as vigas.



Fonte: Autoria Própria, 2022.

Percebe-se uma redução no quantitativo até a resistência de 35 MPa, cujos valores representam 1,06% e 1,71% para as classes de 30 e 35 MPa, respectivamente. Para as resistências à compressão do concreto igual ou superior a 40 MPa, houve aumento no consumo de aço. Tais valores representam 1,31%, 1,65% e 2,24% para as resistências de 40, 45 e 50 MPa, respectivamente.

As vigas são elementos estruturais cujo esforço preponderante é a flexão. Sendo assim, é esperado que não se tenha ganhos significativos na economia de aço.

O aumento apresentado no

Gráfico 3, a partir da resistência de 40 MPa, deve-se ao fato de que, à medida que se aumenta a resistência à compressão do concreto, aumenta-se também a taxa mínima de aço requerida para as vigas conforme a Tabela 8 neste trabalho.

5.1.1.3 Quantitativo das lajes: Modelo A

Através da análise da Tabela 34 é possível visualizar os quantitativos de aço para as lajes maciças do edifício.

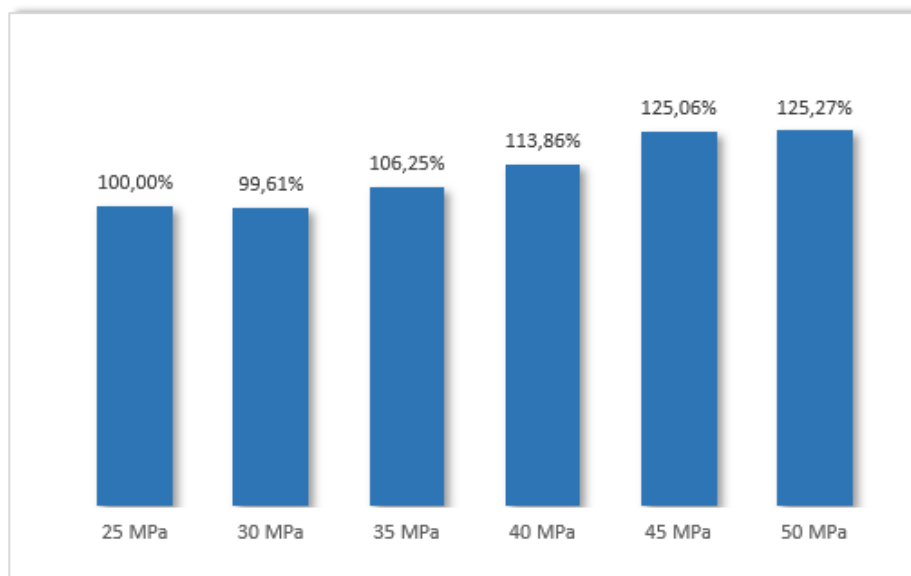
Tabela 34 – Quantitativo de aço para as lajes.

Classe de Resistência (MPa)	Aço (kg)
25	9.558
30	9.521
35	10.155
40	10.883
45	11.953
50	11.973

Fonte: Autoria Própria, 2022.

O Gráfico 4 traz as variações do consumo de aço, em porcentagem, para os diferentes valores de f_{ck} .

Gráfico 4 – Variação do consumo de aço para as lajes.



Fonte: Autoria Própria, 2022.

Tomando como base 100 % os valores obtidos com o dimensionamento de 25 MPa, houve uma redução de 0,39% para o f_{ck} de 30 MPa. A partir de 35 MPa, aumentou-se o consumo de aço com valores de 6,25%, 13,86%, 25,06% e 25,27% para os concretos de f_{ck} de 35, 40, 45 e 50 MPa, respectivamente.

Assim como nas vigas, esse aumento deve-se ao fato da taxa mínima de aço requerida para as lajes, de acordo com a Tabela 8 apresentada neste trabalho, cujo valor aumenta com o aumento da resistência à compressão do concreto. Percebe-se um aumento significativo de aço com f_{ck} de 45 e 50 MPa, cujo aumento ultrapassam os 25% se comparado com a resistência de 25 MPa.

5.1.2 Análise do Estado limite de serviço

Nos tópicos seguintes, serão feitas as análises de abertura e formação de fissuras das vigas, deslocamentos das vigas e lajes e por fim, serão apresentados os valores dos deslocamentos laterais do edifício.

5.1.2.1 Abertura e formação de fissuras

Para a abertura e formação de fissuras, os elementos foram considerados como aceitáveis para valores inferiores ou no máximo iguais a 0,30 mm. Valor este, estipulado pela norma NBR 6118:2014, como limite estabelecido para a classe de agressividade ambiental II. Foi utilizada a combinação frequente de ações para obtenção dos resultados.

Os maiores valores da abertura e formação de fissuras para as vigas do pavimento baldrame, para todas as classes de resistência utilizadas no modelo A, podem ser visualizadas através da Tabela 35.

Tabela 35 – Fissuração máxima das vigas do pavimento baldrame

f_{ck} (MPa)	Viga	Valor da fissuração (mm)	Situação
25	V1 e V10	0,19	Passou
30	V1 e V10	0,17	Passou
35	V1 e V10	0,15	Passou
40	V1 e V10	0,14	Passou
45	V1 e V10	0,13	Passou
50	V1 e V10	0,12	Passou

Fonte: Aatoria Própria, 2022.

Em uma análise do pavimento baldrame, percebe-se que, para todas as resistências à compressão do concreto do modelo A, as vigas 1 e 10 apresentaram os maiores valores. Através da Tabela 35, é possível perceber a influência da resistência do concreto na abertura de fissuras das vigas, cujo valor reduziu 0,07 mm se comparado os concretos C25 e C50.

Para as vigas do pavimento tipo, os valores podem ser vistos na Tabela 36.

Tabela 36 – Fissuração máxima do pavimento tipo.

f_{ck} (MPa)	Viga	Valor da fissuração (mm)	Situação
25	V101, V110 e V118	0,19	Passou
30	V110	0,17	Passou
35	V110, V112 e V118	0,15	Passou
40	V112	0,15	Passou
45	V112 e V118	0,14	Passou
50	V112 e V118	0,13	Passou

Fonte: Autoria Própria, 2022.

Percebe-se, através da visualização da Tabela 36, que houve variação nas vigas cujo maior valor da fissuração ocorreu. Se tratando do concreto C25, a fissuração de 0,19 mm ocorreu nas vigas 101, 110 e 118. Porém, se tratando do concreto C50, a fissuração de 0,13 mm ocorreu nas vigas 112 e 118. Essa variação pode ser explicada na maneira como as vigas foram detalhadas, pois, a posição, o número de barras e o diâmetro das armaduras longitudinais escolhidas interferem na abertura e formação das fissuras.

A análise das vigas também foi feita para o pavimento cobertura, cujos valores máximos podem ser visualizados na Tabela 37.

Tabela 37 – Fissuração máxima no pavimento cobertura.

f_{ck} (MPa)	Viga	Valor da fissuração (mm)	Situação
25	V205	0,24	Passou
30	V206, V118	0,20	Passou
35	V205 e V206	0,19	Passou
40	V205 e V206	0,18	Passou
45	V205 e V206	0,17	Passou
50	V205	0,16	Passou

Fonte: Autoria Própria, 2022.

Assim como no pavimento tipo, houve variação nas vigas onde ocorreram os maiores valores da fissuração. Vale a pena ressaltar que não houve fissuração nas vigas do pavimento reservatório para nenhuma das resistências utilizadas no modelo A.

5.1.2.2 Deslocamentos dos elementos

A análise dos deslocamentos dos elementos estruturais é de suma importância para evitar problemas futuros nas instalações da edificação. Como por exemplo, janelas que emperram por conta do deslocamento excessivo da viga. Além disso, tem-se o aspecto visual, cujos deslocamentos excessivos geram desconforto para o usuário.

Sendo assim, na execução deste trabalho, foram verificados os deslocamentos de todas as vigas e lajes, e se os valores estavam aceitáveis perante a NBR 6118:2014. Para isso foi utilizado a combinação quase permanente de ações. Além disso, serão analisados os deslocamentos laterais do edifício, e se os valores encontrados estão aceitáveis perante os limites estabelecidos pela NBR 6118:2014.

5.1.2.2.1 Deslocamentos das vigas

Os valores dos maiores deslocamentos das vigas do pavimento baldrame, expressos em cm, se encontram na Tabela 38.

Tabela 38 - Deslocamento das vigas do pavimento baldrame.

f_{ck} (MPa)	Vigas	Deslocamento (cm)
25	V1 e V10	-0,34
30	V1 e V10	-0,30
35	V1 e V10	-0,28
40	V1 e V10	-0,26
45	V1 e V10	-0,24
50	V1 e V10	-0,22

Fonte: Autoria Própria, 2022.

Na Tabela 38 são exibidos os valores dos deslocamentos das vigas V1 e V10, os quais são os maiores dentre os obtidos através da análise das vigas do pavimento baldrame. Ocorreu redução nos valores aumentando a resistência à compressão do concreto. Tomando como base os concretos C25 e C50, verifica-se uma redução de 0,12 cm, o que representa 35,29% de redução.

Os maiores valores dos deslocamentos das vigas do pavimento tipo são apresentados na Tabela 39.

Tabela 39 - Deslocamentos das vigas do pavimento tipo.

f_{ck} (MPa)	Vigas	Deslocamento (cm)
25	V103	-0,65
30	V103	-0,57
35	V103	-0,52
40	V103	-0,47
45	V103 e V107	-0,43
50	V103, V107 e V112	-0,40

Fonte: Autoria Própria, 2022.

Através da análise da Tabela 39, verifica-se novamente redução nos deslocamentos. Tomando como base a viga 103 (onde os maiores valores dos deslocamentos ocorreram para todas as resistências) houve uma redução de 0,25 cm no deslocamento, considerando os concretos C25 e C50, representando uma diminuição de 38,47%.

A Tabela 40, por sua vez, traz os valores obtidos para as vigas do pavimento cobertura.

Tabela 40 - Deslocamentos das lajes e vigas do pavimento cobertura

f_{ck} (MPa)	Vigas	Deslocamento (cm)
25	V205 e V06	-0,54
30	V205 e V206	-0,48
35	V205 e V206	-0,43
40	V205 e V206	-0,40
45	V205 e V206	-0,37
50	V205 e V206	-0,35

Fonte: Autoria Própria, 2022.

Os resultados trazidos na Tabela 40 mostram uma redução de 0,19 cm, para as vigas 205 e 206, representando uma redução de 35,19%.

E por fim, os valores dos deslocamentos das vigas do pavimento reservatório se encontram na Tabela 41.

Tabela 41 – Deslocamentos das vigas do pavimento reservatório.

f_{ck} (MPa)	Viga	Deslocamento (cm)
25	V301 e V302	-0,11
30	V301 e V302	-0,10
35	V301 e V302	-0,09
40	V301 e V302	-0,09
45	V301 e V302	-0,08
50	V301 e V302	-0,07

Fonte: Aatoria Própria, 2022.

Por meio das tabelas acima percebe-se que à medida que se aumenta a resistência à compressão do concreto, diminui-se os deslocamentos das vigas, pois quanto maior a resistência à compressão do concreto, maior é o módulo de elasticidade. Outro fato que contribuiu para a redução dos deslocamentos seria a adoção de seção constante. Sendo assim, o momento de inércia dos elementos permaneceu constante.

Os dados presentes nas tabelas anteriores, levaram em consideração os maiores valores dos deslocamentos de cada pavimento. Para maiores detalhes, pode ser consultado o APÊNDICE G cujos quadros trazem os deslocamentos de todos os vãos e limite segundo a norma NBR6118:2014.

5.1.2.2.2 Deslocamentos das lajes

Através do Quadro 7 é possível visualizar os deslocamentos de todas as lajes do pavimento tipo para os diferentes valores de f_{ck} . Os valores apresentados na coluna do deslocamento limite são os mesmos para todas as resistências analisadas pois estes valores não dependem da resistência e sim do vão da laje (cujos valores não foram alterados). Ressalta-se que, todas as lajes, para todos os valores de f_{ck} , obtiveram deslocamentos inferiores ao limite estabelecido pela NBR 6118:2014.

Quadro 7 – Deslocamentos das lajes do pavimento tipo.

Laje	25 MPa	30 MPa	35 MPa	40 MPa	45 MPa	50 MPa	f lim (cm)
101	-0,23	-0,21	-0,19	-0,18	-0,16	-0,15	1,36
102	-0,49	-0,44	-0,40	-0,37	-0,35	-0,32	0,72
103	-0,63	-0,56	-0,51	-0,47	-0,44	-0,41	1,36
104	-0,62	-0,56	-0,51	-0,47	-0,44	-0,41	1,36
105	-0,50	-0,45	-0,41	-0,37	-0,35	-0,33	0,72
106	-0,23	-0,21	-0,19	-0,18	-0,16	-0,15	1,36
107	-0,61	-0,54	-0,49	-0,44	-0,41	-0,38	1,20

Laje	25 MPa	30 MPa	35 MPa	40 MPa	45 MPa	50 MPa	f lim (cm)
108	-1,22	-1,09	-0,99	-0,91	-0,85	-0,79	2,16
109	-1,20	-1,08	-0,98	-0,90	-0,84	-0,78	2,16
110	-0,59	-0,53	-0,47	-0,43	-0,40	-0,37	1,20
111	-0,63	-0,56	-0,50	-0,46	-0,42	-0,39	1,12
112	-0,61	-0,54	-0,49	-0,45	-0,41	-0,38	1,12
113	-0,36	-0,32	-0,29	-0,27	-0,26	-0,24	0,80
114	-0,38	-0,34	-0,31	-0,29	-0,27	-0,25	0,80
115	-0,60	-0,53	-0,48	-0,44	-0,40	-0,38	1,12
116	-1,21	-1,09	-0,99	-0,91	-0,84	-0,79	2,16
117	-1,21	-1,09	-0,99	-0,91	-0,85	-0,79	2,16
118	-0,59	-0,52	-0,47	-0,43	-0,40	-0,37	1,12
119	-0,59	-0,52	-0,47	-0,43	-0,40	-0,37	1,20
120	-0,58	-0,51	-0,46	-0,42	-0,39	-0,37	1,20
121	-0,24	-0,22	-0,20	-0,19	-0,18	-0,17	1,36
122	-0,51	-0,46	-0,42	-0,38	-0,36	-0,33	0,72
123	-0,65	-0,58	-0,53	-0,49	-0,45	-0,43	1,36
124	-0,65	-0,58	-0,53	-0,49	-0,45	-0,43	1,36
125	-0,52	-0,46	-0,42	-0,39	-0,36	-0,34	0,72
126	-0,24	-0,22	-0,20	-0,19	-0,18	-0,17	1,36

Fonte: Autoria Própria, 2022.

Através da análise do Quadro 7, é possível determinar que, assim como nas vigas, à medida que se aumenta o valor da resistência à compressão do concreto, diminui-se os valores dos deslocamentos. Fato este, contribuído pelo módulo de elasticidade, cujos valores aumentam com o aumento da resistência à compressão do concreto, apresentados através da Tabela 15.

Ressalta-se que a seção transversal das lajes, mais especificamente a espessura, foram mantidas constantes. Sendo assim, o momento de inércia não variou, contribuindo também para a diminuição dos deslocamentos. Portanto, o aumento da resistência à compressão do concreto, mantendo-se a espessura das lajes constantes, torna-se vantajoso na redução dos deslocamentos destes elementos.

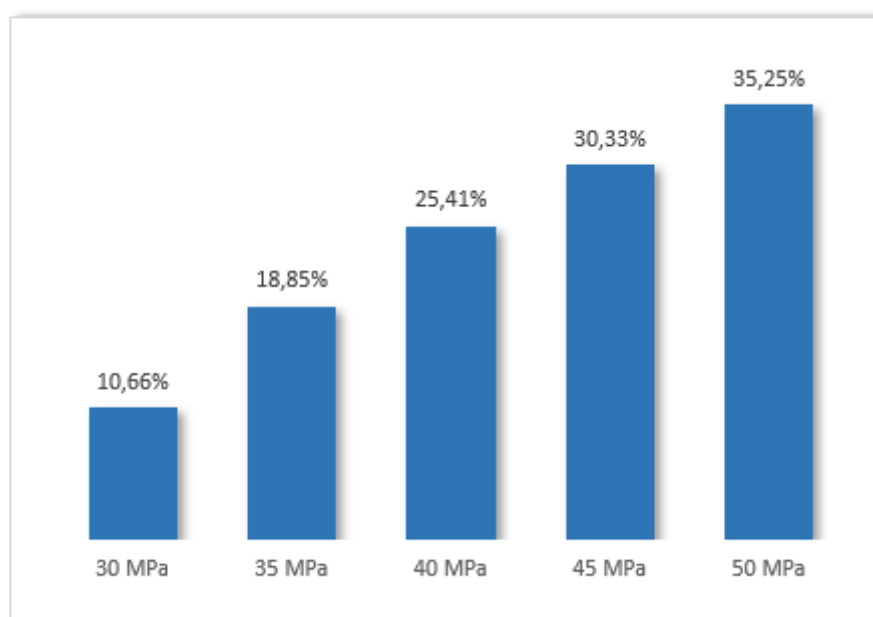
Outro fator, caso alterado, que poderia diminuir os deslocamentos, trata-se do agregado graúdo utilizado no concreto. Pois, de acordo com a Tabela 2, os valores de α_E dependem da natureza do agregado. Na execução deste trabalho, optou-se por utilizar Granito como agregado graúdo do concreto. Porém, caso o projetista achasse necessário, poderia ser utilizado Basalto ou Diabásio, sendo que nestes casos o coeficiente α_E seria igual a 1,20, aumentando ainda mais os valores do módulo de elasticidade.

Caso contrário, se o projetista optasse por utilizar Calcário ou Arenito como agregado graúdo, os deslocamentos observados no Quadro 7 seriam maiores, devido ao fato do coeficiente

α_e serem iguais a 0,90 e 0,70, respectivamente, o que acarretaria módulos de elasticidades menores.

A laje 108 apresentou os maiores deslocamentos para todos os valores de f_{ck} , se tratando do pavimento tipo. Tomando como base os concretos C25 e C50, a redução representa 0,43 cm. O Gráfico 5 apresenta os valores, em porcentagem, das reduções dos deslocamentos da laje 108. Destaca-se o concreto de classe C50, que apresentou uma redução de 35,25% no deslocamento.

Gráfico 5 – Porcentual de redução da laje 108.



Fonte: Autoria Própria, 2022

Para uma melhor visualização das variações nos deslocamentos das lajes do pavimento tipo, o Quadro 8 apresenta as reduções, em termos de porcentagem para cada laje. Os valores apresentados representam a comparação da respectiva resistência à compressão do concreto com o f_{ck} de 25 MPa.

Quadro 8 – Porcentagens de redução.

Laje	30 MPa	35 MPa	40 MPa	45 MPa	50 MPa
101	8,70%	17,39%	21,74%	30,43%	34,78%
102	10,20%	18,37%	24,49%	28,57%	34,69%
103	11,11%	19,05%	25,40%	30,16%	34,92%
104	9,68%	17,74%	24,19%	29,03%	33,87%
105	10,00%	18,00%	26,00%	30,00%	34,00%
106	8,70%	17,39%	21,74%	30,43%	34,78%
107	11,48%	19,67%	27,87%	32,79%	37,70%
108	10,66%	18,85%	25,41%	30,33%	35,25%

Laje	30 MPa	35 MPa	40 MPa	45 MPa	50 MPa
109	10,00%	18,33%	25,00%	30,00%	35,00%
110	10,17%	20,34%	27,12%	32,20%	37,29%
111	11,11%	20,63%	26,98%	33,33%	38,10%
112	11,48%	19,67%	26,23%	32,79%	37,70%
113	11,11%	19,44%	25,00%	27,78%	33,33%
114	10,53%	18,42%	23,68%	28,95%	34,21%
115	11,67%	20,00%	26,67%	33,33%	36,67%
116	9,92%	18,18%	24,79%	30,58%	34,71%
117	9,92%	18,18%	24,79%	29,75%	34,71%
118	11,86%	20,34%	27,12%	32,20%	37,29%
119	11,86%	20,34%	27,12%	32,20%	37,29%
120	12,07%	20,69%	27,59%	32,76%	36,21%
121	8,33%	16,67%	20,83%	25,00%	29,17%
122	9,80%	17,65%	25,49%	29,41%	35,29%
123	10,77%	18,46%	24,62%	30,77%	33,85%
124	10,77%	18,46%	24,62%	30,77%	33,85%
125	11,54%	19,23%	25,00%	30,77%	34,62%
126	8,33%	16,67%	20,83%	25,00%	29,17%

Fonte: Autoria Própria, 2022.

O concreto C50 foi o que melhor apresentou desempenho nas reduções, sendo que, na maioria das lajes, os valores ficaram acima dos 30%. Destaca-se a laje 111, apresentando uma redução de 38,10% (sendo este o maior valor encontrado).

Os deslocamentos das lajes do pavimento cobertura estão apresentados no Quadro 9.

Quadro 9 – Deslocamentos das lajes do pavimento cobertura.

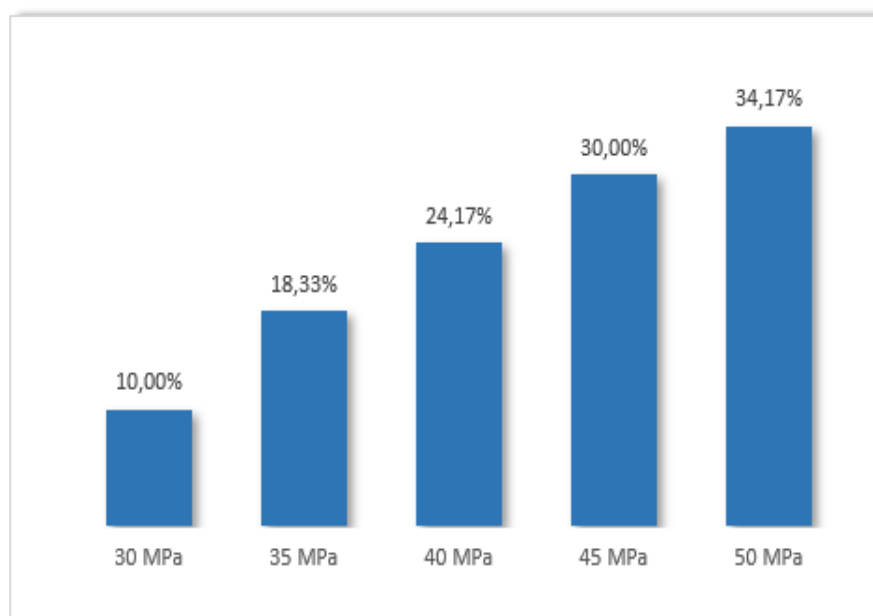
Laje	25 MPa	30 MPa	35 MPa	40 MPa	45 MPa	50 MPa	f lim (cm)
201	-0,26	-0,24	-0,22	-0,20	-0,19	-0,17	1,36
202	-0,25	-0,23	-0,21	-0,19	-0,18	-0,17	0,72
203	-0,40	-0,36	-0,33	-0,31	-0,28	-0,27	1,36
204	-0,40	-0,36	-0,33	-0,30	-0,28	-0,27	1,36
205	-0,25	-0,23	-0,21	-0,19	-0,18	-0,17	0,72
206	-0,26	-0,24	-0,22	-0,20	-0,19	-0,17	1,36
207	-0,44	-0,39	-0,36	-0,33	-0,31	-0,29	1,20
208	-1,17	-1,05	-0,96	-0,89	-0,82	-0,77	2,16
209	-1,19	-1,07	-0,98	-0,90	-0,84	-0,79	2,16
210	-0,48	-0,42	-0,38	-0,35	-0,33	-0,31	1,20
211	-0,45	-0,40	-0,37	-0,34	-0,31	-0,29	1,12
212	-0,49	-0,44	-0,40	-0,37	-0,34	-0,32	1,12
213	-0,08	-0,07	-0,06	-0,06	-0,05	-0,05	0,80
214	-0,41	-0,36	-0,33	-0,31	-0,29	-0,27	0,80
215	-0,51	-0,45	-0,41	-0,38	-0,35	-0,33	0,80
216	-0,42	-0,38	-0,34	-0,32	-0,29	-0,28	1,12
217	-1,17	-1,05	-0,96	-0,89	-0,82	-0,77	2,16

Laje	25 MPa	30 MPa	35 MPa	40 MPa	45 MPa	50 MPa	f lim (cm)
218	-1,20	-1,08	-0,98	-0,91	-0,84	-0,79	2,16
219	-0,48	-0,42	-0,38	-0,35	-0,33	-0,31	1,12
220	-0,42	-0,37	-0,34	-0,31	-0,29	-0,27	1,20
221	-0,47	-0,41	-0,38	-0,35	-0,32	-0,30	1,20
222	-0,28	-0,26	-0,23	-0,22	-0,20	-0,19	1,36
223	-0,26	-0,23	-0,21	-0,20	-0,18	-0,17	0,72
224	-0,41	-0,37	-0,34	-0,32	-0,29	-0,28	1,36
225	-0,41	-0,37	-0,34	-0,32	-0,29	-0,28	1,36
226	-0,26	-0,23	-0,21	-0,20	-0,18	-0,17	0,72
227	-0,28	-0,25	-0,23	-0,21	-0,20	-0,19	1,36

Fonte: Autoria Própria, 2022.

Em uma análise do Quadro 9 a laje 218 apresentou o maior deslocamento para todos os valores de f_{ck} . Tomando como base os concretos C25 e C50, a redução foi de 0,41 cm. Através do Gráfico 6 é possível visualizar as variações, em porcentagens, das reduções dos deslocamentos para esta laje.

Gráfico 6 – Percentual de redução da laje 218.



Fonte: Autoria Própria, 2022.

Em termos de porcentagem das reduções, os valores, para todas as lajes do pavimento cobertura, podem ser visualizados através do Quadro 10. As comparações foram realizadas com o concreto da classe 25 MPa.

Quadro 10 – Porcentagens de redução.

Laje	30 MPa	35 MPa	40 MPa	45 MPa	50 MPa
201	7,69%	15,38%	23,08%	26,92%	34,62%
202	8,00%	16,00%	24,00%	28,00%	32,00%
203	10,00%	17,50%	22,50%	30,00%	32,50%
204	10,00%	17,50%	25,00%	30,00%	32,50%
205	8,00%	16,00%	24,00%	28,00%	32,00%
206	7,69%	15,38%	23,08%	26,92%	34,62%
207	11,36%	18,18%	25,00%	29,55%	34,09%
208	10,26%	17,95%	23,93%	29,91%	34,19%
209	10,08%	17,65%	24,37%	29,41%	33,61%
210	12,50%	20,83%	27,08%	31,25%	35,42%
211	11,11%	17,78%	24,44%	31,11%	35,56%
212	10,20%	18,37%	24,49%	30,61%	34,69%
213	12,50%	25,00%	25,00%	37,50%	37,50%
214	12,20%	19,51%	24,39%	29,27%	34,15%
215	11,76%	19,61%	25,49%	31,37%	35,29%
216	9,52%	19,05%	23,81%	30,95%	33,33%
217	10,26%	17,95%	23,93%	29,91%	34,19%
218	10,00%	18,33%	24,17%	30,00%	34,17%
219	12,50%	20,83%	27,08%	31,25%	35,42%
220	11,90%	19,05%	26,19%	30,95%	35,71%
221	12,77%	19,15%	25,53%	31,91%	36,17%
222	7,14%	17,86%	21,43%	28,57%	32,14%
223	11,54%	19,23%	23,08%	30,77%	34,62%
224	9,76%	17,07%	21,95%	29,27%	31,71%
225	9,76%	17,07%	21,95%	29,27%	31,71%
226	11,54%	19,23%	23,08%	30,77%	34,62%
227	10,71%	17,86%	25,00%	28,57%	32,14%

Fonte: Aatoria Própria, 2022.

Novamente, destaca-se as reduções encontradas para o concreto C50. Cujos valores ficaram acima de 30% para todas as lajes.

Em uma última análise das lajes, se tratando do modelo A, através do Quadro 11 são apresentados os valores dos deslocamentos das lajes do pavimento reservatório.

Quadro 11 – Deslocamentos das lajes do pavimento reservatório.

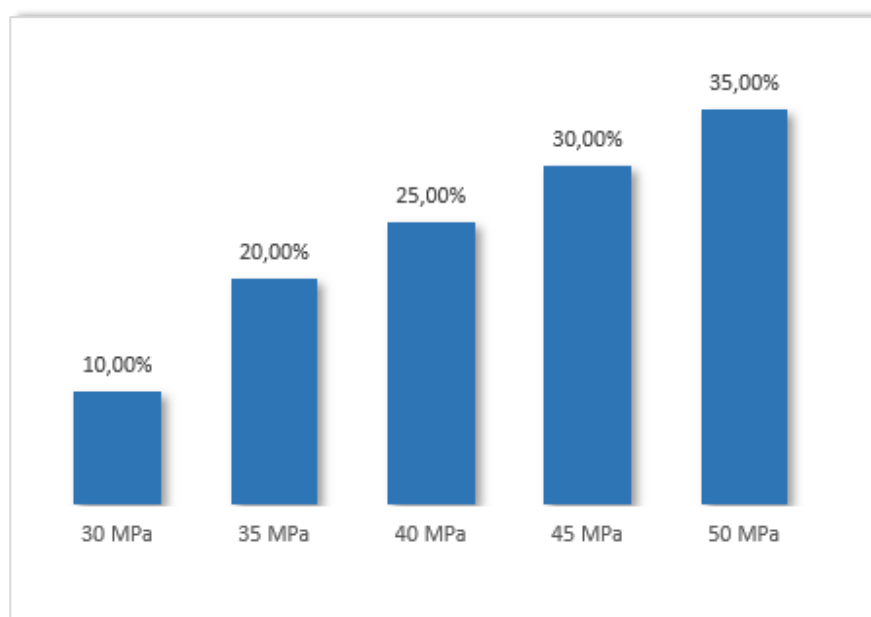
Laje	25 MPa	30 MPa	35 MPa	40 MPa	45 MPa	50 MPa	f lim (cm)
301	-0,09	-0,08	-0,07	-0,07	-0,06	-0,06	0,80
302	-0,19	-0,17	-0,16	-0,15	-0,14	-0,13	0,80
303	-0,20	-0,18	-0,16	-0,15	-0,14	-0,13	0,80
304	-0,09	-0,08	-0,07	-0,07	-0,06	-0,06	0,80

Fonte: Aatoria Própria, 2022.

A laje 303 apresentou os maiores deslocamentos para todos os valores de resistência à compressão do concreto. Comparando os concretos C25 e C50 a redução foi de 0,07 cm. Vale ressaltar que todas as lajes, para todos os valores de f_{ck} , apresentaram valores abaixo dos limites estipulados pela NBR 6118:2014.

Por meio do Gráfico 7 é possível visualizar a variação, em porcentagem, das reduções dos deslocamentos para a laje 303. Destaca-se o concreto C50, cuja redução apresentou 35%.

Gráfico 7 – Percentual de redução da laje 303.



Fonte: Autoria Própria, 2022.

Em termos de porcentagens, as reduções, para todas as lajes do pavimento reservatório, são apresentadas através do Quadro 12.

Quadro 12 – Porcentagem de redução.

Laje	30 MPa	35 MPa	40 MPa	45 MPa	50 MPa
301	11,11%	22,22%	22,22%	33,33%	33,33%
302	10,53%	15,79%	21,05%	26,32%	31,58%
303	10,00%	20,00%	25,00%	30,00%	35,00%
304	11,11%	22,22%	22,22%	33,33%	33,33%

Fonte: Autoria Própria, 2022.

Destaca-se novamente os concretos C45 e C50, cujos valores apresentaram as maiores reduções, sendo, nas maiorias das lajes, acima de 30%.

5.1.2.2.3 Deslocamento lateral do edifício

Sob a ação de forças horizontais, como por exemplo os esforços gerados pelo vento, o edifício desloca-se horizontalmente. A NBR 6118:2014 limita os valores destes deslocamentos que são trazidos através da Tabela 13.3, representado neste trabalho no Quadro 6. O movimento lateral de edifícios provocado pela ação do vento para combinação frequente, deverá atender dois requisitos: o deslocamento absoluto máximo do edifício e o deslocamento entre pavimentos.

Os valores dos deslocamentos horizontais máximos absolutos, podem ser visualizados através do Quadro 13. O valor de H representa a altura total do edifício, estimada em 15,4 m.

Ressalta-se que, os valores apresentados no denominador da coluna “relação” deverão estar acima do denominador trazido na coluna “valor limite”, para serem considerados aceitáveis.

Quadro 13 – Deslocamentos máximos absolutos.

f_{ck} (MPa)	Deslocamento (cm)		Relação		Valor Limite
	Direção y	Direção x	Direção y	Direção x	
25	0,282	0,2921	$H/5460,80$	$H/5271,00$	$H/1700$
30	0,2538	0,2629	$H/6067,70$	$H/5856,90$	
35	0,2316	0,24	$H/6647,50$	$H/6416,40$	
40	0,2137	0,2214	$H/7204,80$	$H/6954,0$	
45	0,1988	0,2059	$H/7747,50$	$H/7478,30$	
50	0,1860	0,1927	$H/8277,60$	$H/7989,9$	

Fonte: Autoria Própria, 2022

Percebe-se, através da análise do Quadro 13, a redução dos deslocamentos horizontais com o aumento da resistência à compressão do concreto. Em todas as classes de resistências analisadas, os deslocamentos foram considerados aceitáveis perante a NBR 6118:2014, para as direções x e y.

Além disso, fazendo uma comparação dos eixos, os deslocamentos encontrados são maiores no eixo x. O que pode ser explicado pela rigidez do edifício nessa direção, cujos valores do coeficiente γ_z serão mostrados posteriormente.

Além dos deslocamentos horizontais máximos absolutos trazidos no Quadro 13, também deverão ser atendidos os deslocamentos entre pavimentos. Tais deslocamentos podem ser visualizados através do Quadro 14.

Para o máximo deslocamento horizontal entre, foi analisado o piso 2 (pavimento tipo), além disso o valor de H_i representa o pé esquerdo do pavimento (que para este caso tem o valor de 3,15 m). Ressalta-se que, os valores dos deslocamentos horizontais entre pisos também foram atendidos perante os limites estabelecidos pela NBR 6118:2014 para todas as classes de resistências.

Quadro 14 – Deslocamentos entre pavimentos.

f_{ck} (MPa)	Deslocamento (cm)		Relação		Valor Limite
	Direção y	Direção x	Direção y	Direção x	
25	0,0713	0,0985	$H_i/4416,1$	$H_i/3196,7$	$H_i/850$
30	0,0642	0,0887	$H_i/4907,7$	$H_i/3552,6$	
35	0,0586	0,081	$H_i/5377,3$	$H_i/3892,5$	
40	0,054	0,0746	$H_i/5829,1$	$H_i/4219,5$	
45	0,05	0,0694	$H_i/6269,0$	$H_i/4537,9$	
50	0,047	0,0649	$H_i/6698,8$	$H_i/4849,0$	

Fonte: Autoria Própria, 2022.

Através da análise do Quadro 14, assim como ocorreu nos deslocamentos máximos absolutos, os valores dos deslocamentos entre pisos apresentaram reduções. E novamente, os maiores valores foram encontrados no eixo x (direção menos rígida).

5.1.3 Análise do coeficiente γ_z

O coeficiente γ_z é um dos parâmetros que podem ser utilizados na análise da estabilidade global da estrutura. Os valores deste coeficiente, para todos os dimensionamentos do modelo A, podem ser verificados através da Tabela 42.

Tabela 42 – Variações do coeficiente γ_z .

f_{ck} (MPa)	Direção Y	Direção X
25	1,10	1,15
30	1,09	1,13
35	1,08	1,12
40	1,07	1,11
45	1,07	1,10
50	1,06	1,09

Fonte: Autoria Própria, 2022.

Verifica-se, através dos resultados apresentados na Tabela 42, que há uma relação direta entre a resistência à compressão do concreto com a estabilidade do edifício (analisado

através do coeficiente γ_z). À medida que se aumenta a resistência à compressão do concreto, mantendo a seção dos elementos constantes, diminui-se o coeficiente γ_z .

A Tabela 43 traz a classificação das estruturas de acordo com cada resistência à compressão do concreto, para as direções x e y.

Tabela 43 – Classificação das estruturas.

f_{ck} (MPa)	Direção Y	Direção X
25	Nós fixos	Nós Móveis
30	Nós fixos	Nós Móveis
35	Nós fixos	Nós Móveis
40	Nós fixos	Nós Móveis
45	Nós fixos	Nós fixos
50	Nós fixos	Nós fixos

Fonte: Autoria Própria, 2022.

Para os valores de 25, 30, 35 e 40 MPa, a estrutura foi classificada como sendo de nós móveis para a direção x e nós fixos para a direção y. A partir da resistência de 45 MPa, ambas as direções foram classificadas de nós fixos.

5.2 Análise do Modelo B

O modelo B de dimensionamento, como citado anteriormente, seguiu a seguinte metodologia: variou-se a seção transversal dos elementos estruturais até suas seções mínimas permitidas pelo Estado Limite Último e Estado Limite de Serviço e variou-se o f_{ck} com valores de 30, 35, 40, 45 e 50 MPa.

Em tópicos seguintes serão apresentados os valores dos quantitativos de concreto, fôrmas e aço para as diferentes resistências à compressão do concreto. Posteriormente, serão feitas as análises do Estado Limite de Serviço através dos valores da abertura e formação de fissuras e deslocamentos das lajes e vigas. Por fim, será apresentado o comportamento da estabilidade global da estrutura através dos resultados gerados do coeficiente γ_z .

5.2.1 Quantitativo de materiais: concreto, fôrma e aço

O quantitativo de concreto e fôrmas, diferentemente do modelo A, teve variação, tendo em vista a redução das seções transversais dos elementos estruturais (vigas, pilares e lajes).

O quantitativo de concreto pode ser visualizado através do Quadro 15. Os valores são apresentados para cada resistência à compressão do concreto definidos no modelo B.

Quadro 15 – Quantitativo de concreto: Modelo B.

Elemento Estrutural	Valor da resistência à compressão do concreto				
	30 MPa	35 MPa	40 MPa	45 MPa	50 MPa
Pilares	24,20 m ³	23,18 m ³	22,32 m ³	20,16 m ³	19,18 m ³
Vigas	86,27 m ³	85,60 m ³	85,24 m ³	83,08 m ³	81,90 m ³
Lajes	147,43 m ³	143,67 m ³	136,36 m ³	136,33 m ³	136,33 m ³
Total	257,90 m³	252,45 m³	243,92 m³	239,57 m³	237,41 m³

Fonte: Autoria Própria, 2022.

Através da análise do Quadro 15, percebe-se uma redução significativa do quantitativo de concreto para todos os elementos estruturais, com exceção das lajes que a partir da resistência de 40 MPa praticamente não houve redução. Os valores, em m³, da economia gerada para cada elemento estrutural e para cada valor de f_{ck} podem ser observados na Tabela 44. Os valores das reduções levaram em consideração a comparação entre o respectivo f_{ck} com a classe C30 (menor resistência analisada para este modelo).

Tabela 44 – Economia no consumo de concreto.

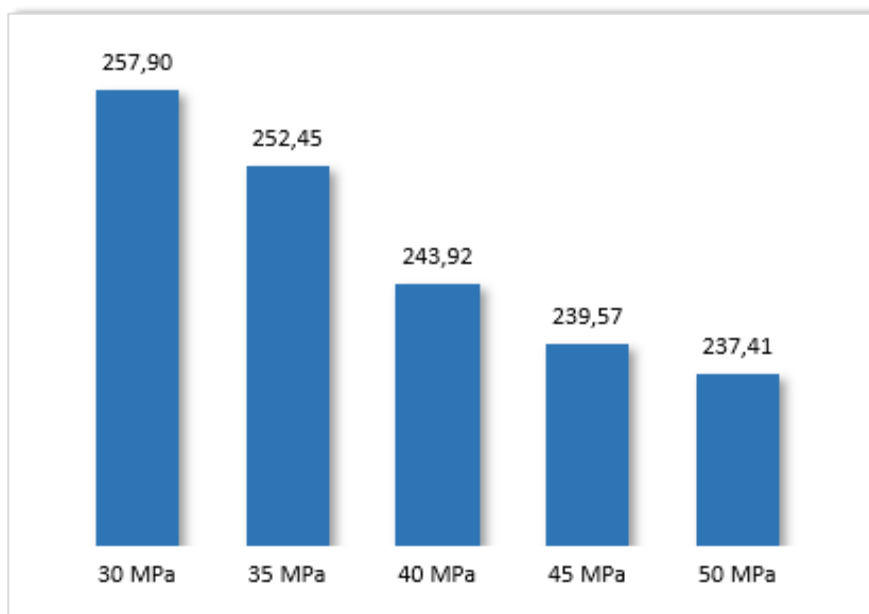
Elemento Estrutural	35 MPa	40 MPa	45 MPa	50 MPa
Pilares	1,02 m ³	1,88 m ³	4,04 m ³	5,02 m ³
Vigas	0,67 m ³	1,03 m ³	3,19 m ³	4,37 m ³
Lajes	3,76 m ³	11,07 m ³	11,10 m ³	11,10 m ³
Total	5,45 m³	13,98 m³	18,33 m³	20,49 m³

Fonte: Autoria Própria, 2022.

Após a visualização dos valores apresentados na Tabela 44, destaca-se os concretos das classes C45 e C50 que apresentaram, respectivamente, 18,33 e 20,49 m³ de economia no quantitativo de concreto.

O Gráfico 8 apresenta a variação, em m³ de concreto, para os diferentes valores de f_{ck} analisados no modelo B.

Gráfico 8 – Comparativo do consumo de concreto.



Fonte: Autoria Própria, 2022.

Em termos de porcentagem, tomando como base 100% o valor estabelecido ao concreto C30, houve uma redução de 2,11% para o C35, 5,42% para o C40, 7,11% para o C45 e 7,94% para o C50.

Os valores do quantitativo de fôrmas, podem ser visualizados através do Quadro 16.

Quadro 16 – Quantitativo de fôrmas: Modelo B.

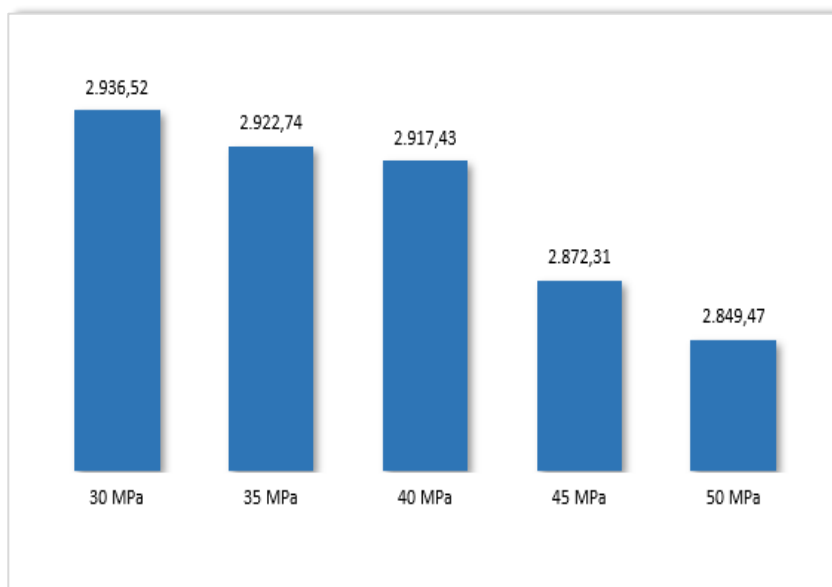
Elemento Estrutural	Valor da resistência à compressão do concreto				
	30 MPa	35 MPa	40 MPa	45 MPa	50 MPa
Pilares	427,96 m ²	417,32 m ²	408,20 m ²	385,52 m ²	375,32 m ²
Vigas	989,60 m ²	986,46 m ²	990,27 m ²	967,99 m ²	955,35 m ²
Lajes	1518,96 m ²	1518,96 m ²	1518,96 m ²	1518,80 m ²	1518,80 m ²
Total	2936,52 m²	2922,74 m²	2917,43 m²	2872,31 m²	2849,47 m²

Fonte: Autoria Própria, 2022.

Houve uma economia de 13,78 m² de fôrma para o concreto de classe C35, 19,09 m² para o concreto C40, 64,61 m² para o f_{ck} de 45 MPa e 87,05 m² para o concreto C50. Esses valores apresentados foram comparados com o concreto C30.

O Gráfico 9 apresenta a variação das fôrmas, em m².

Gráfico 9 – Comparativo do consumo de fôrmas.



Fonte: Autoria Própria, 2022.

Novamente tomando como base 100% o valor do concreto C30, houve uma redução de 0,47% em relação ao C35, 0,65% para o C40, 2,19% para o C45 e 2,96% para o C50.

Além dos materiais citados acima (concreto e fôrma) também houve variação no quantitativo de aço para os diferentes valores de f_{ck} . A primeira análise será feita levando em consideração o quantitativo geral. Em seguida serão feitas as análises separadas para cada elemento. Os quantitativos para cada classe de resistência do concreto, expresso em quilogramas, serão apresentados através da Tabela 45 até a Tabela 49. Os diâmetros das barras são apresentados em mm.

Tabela 45 – Quantitativo de aço: f_{ck} de 30 MPa.

	5	6,30	8	10	12,50	16	20
Pilares	443	159	0	1.073	178	170	1.056
Vigas	673	893	327	2153	1.062	2.725	0
Lajes	1.117	5.022	3.160	161	60	0	0

Fonte: Autoria Própria, 2022.

Tabela 46 – Quantitativo de aço: f_{ck} de 35 MPa.

	5	6,30	8	10	12,5	16	20
Pilares	469	98	0	1149	80	423	393
Vigas	651	389	1.178	2.165	1.150	2.465	0
Lajes	0	4.639	5.618	354	51	0	0

Fonte: Autoria Própria, 2022.

Tabela 47 – Quantitativo de aço: f_{ck} de 40 MPa.

	5	6,30	8	10	12,50	16	20
Pilares	461	82	0	1143	27	130	681
Vigas	935	180	1046	2412	1056	2611	0
Lajes	0	4218	6860	192	101	0	0

Fonte: Autoria Própria, 2022.

Tabela 48 – Quantitativo de aço: f_{ck} de 45 MPa.

	5	6,30	8	10	12,50	16	20
Pilares	417	93	0	1.101	147	213	368
Vigas	1.113	718	21	2.356	1.081	2.570	0
Lajes	50	5.979	4.563	127	113	0	0

Fonte: Autoria Própria, 2022.

Tabela 49 – Quantitativo de aço: f_{ck} de 50 MPa.

	5	6,30	8	10	12,50	16	20
Pilares	439	49	0	1.189	27	0	566
Vigas	1.274	289	426	2.477	1.046	2.511	0
Lajes	0	7.738	4.324	92	104	0	0

Fonte: Autoria Própria, 2022.

Os quantitativos totais, levando em consideração todos os elementos estruturais (pilares, vigas e lajes), são apresentados na Tabela 50.

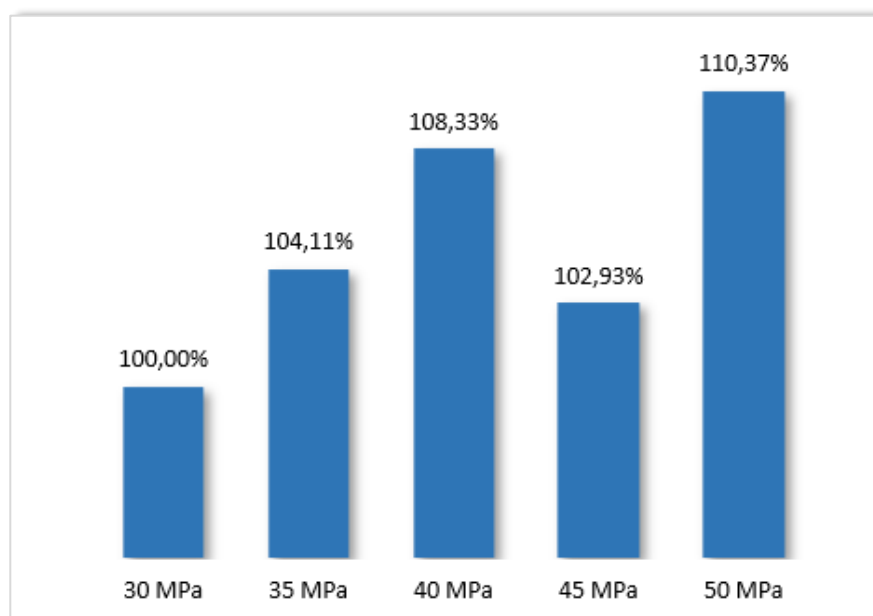
Tabela 50 – Comparativo Geral de aço.

Classe de resistência (MPa)	Aço (kg)
30	20.432
35	21.272
40	22.135
45	21.030
50	22.551

Fonte: Autoria Própria, 2022.

O Gráfico 10 apresenta a variação do consumo de aço para os diferentes valores de f_{ck} , somando todos os quantitativos de todos os elementos estruturais analisados (vigas, pilares e lajes).

Gráfico 10 – Comparativo do consumo de aço Modelo B.



Fonte: Autoria Própria, 2022.

Ao observar o Gráfico 10, percebe-se um aumento de 4,11% no consumo de aço para o concreto C35 e 8,33% para o concreto C40. Para o concreto C45 percebe-se uma diminuição em relação ao C35 e C40, porém ainda acima do concreto C30, representando um aumento 2,93%. Por fim, para o concreto C50 houve um aumento de 10,37% no consumo de aço.

Para mais detalhes, sobre a distribuição de aço ao longo dos pavimentos, pode ser consultado os quadros presentes no APÊNDICE H.

5.2.1.1 Quantitativo dos pilares: Modelo B

O quantitativo de aço dos pilares, expresso em quilogramas, para o modelo B de dimensionamento, pode ser observado através da Tabela 51.

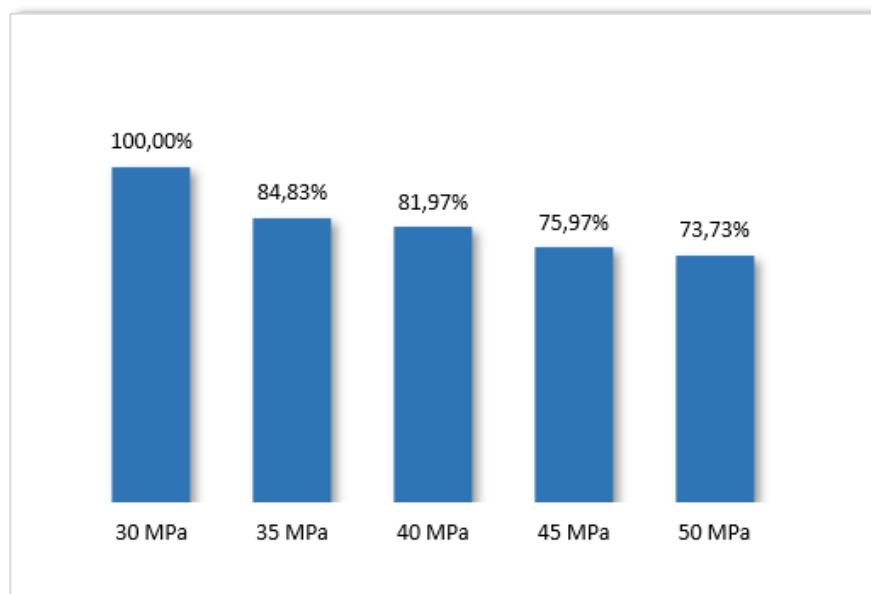
Tabela 51 – Quantitativo de aço para os pilares.

Classe de Resistência (MPa)	Aço (kg)
30	3.079
35	2.612
40	2.524
45	2.339
50	2.270

Fonte: Autoria Própria, 2022.

O Gráfico 11 traz a variação do consumo de aço para os pilares.

Gráfico 11 – Variação do consumo de aço para os pilares.



Fonte: Autoria Própria, 2022.

Percebe-se, tanto pela visualização da Tabela 51 como no Gráfico 11, que houve uma redução no quantitativo de aço para todas as classes de resistência, mesmo diminuindo as seções transversais dos pilares até suas seções mínimas. Tomando como base 100% o valor para o concreto C30, houve uma redução de 15,17% para o concreto C35, 18,03% para o C40, 24,03% para o C45 e 26,27% para o C50.

Percebe-se, através dos dados apresentados acima, a importância da resistência à compressão do concreto no dimensionamento de pilares feitos em concreto armado. Pois, mesmo diminuindo as seções transversais dos elementos até suas seções mínimas permitidas (metodologia adotada no modelo B), os mesmos apresentaram reduções no consumo de aço. O que não ocorre com as vigas e lajes, que serão analisadas posteriormente.

O aumento da resistência à compressão do concreto e adoção de seções mínimas para estes elementos, torna-se uma solução viável no quesito economia de aço e concreto, para os pilares do edifício em questão.

5.2.1.2 Quantitativo das vigas: Modelo B

Através da Tabela 52 é possível visualizar o quantitativo de aço gerado das vigas, para todas as classes de resistência utilizadas no modelo B.

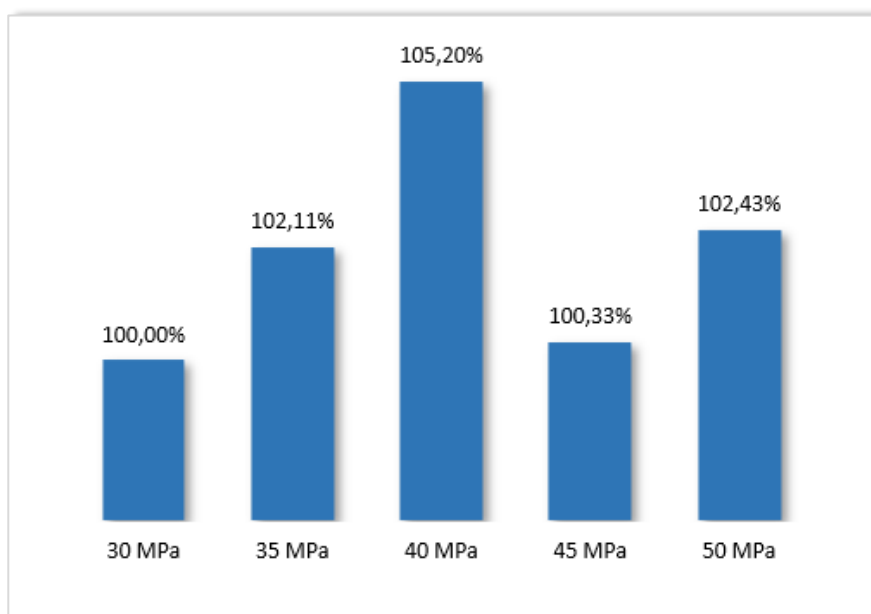
Tabela 52 – Quantitativo de aço para as vigas.

Classe de Resistência (MPa)	Aço (kg)
30	7.833
35	7.998
40	8.240
45	7.859
50	8.023

Fonte: Aatoria Própria, 2022.

Para uma melhor visualização, pode ser visualizado o Gráfico 12, cujos dados representam as variações do consumo de aço para as vigas.

Gráfico 12 – Variação do consumo de aço para as vigas.



Fonte: Aatoria Própria, 2022.

Através da análise da Tabela 52 e do Gráfico 12, é possível perceber um aumento sucessivo para as resistências de 35 e 40 MPa, se comparado com a resistência de 30 MPa. Tais aumentos representam 2,11% e 5,20%, respectivamente. Para a resistência de 45 MPa houve uma redução se comparado com as resistências de 35 e 40 MPa, porém se comparado com a de 30 MPa houve um acréscimo de 0,33%. Para o f_{ck} de 50 MPa houve um aumento de 2,43% no consumo de aço se comparado com a resistência de 30 MPa.

5.2.1.3 Quantitativo das lajes: Modelo B

Os quantitativos de aço gerados para as lajes maciças do edifício, se tratando do modelo B de dimensionamento, podem ser visualizados através da Tabela 53,

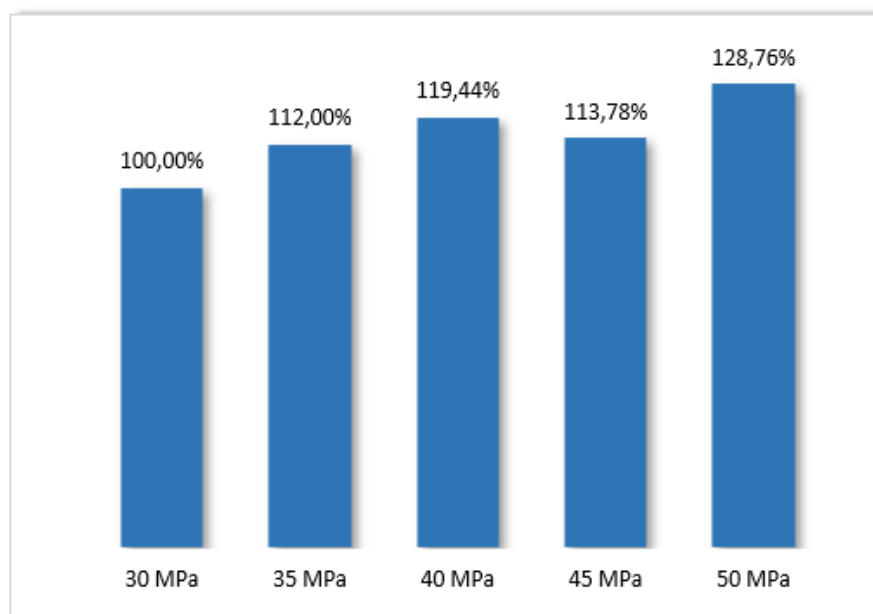
Tabela 53 – Quantitativo de aço para as lajes.

Classe de Resistência (MPa)	Aço (kg)
30	9.520
35	10.662
40	11.371
45	10.832
50	12.258

Fonte: Arquivo Próprio, 2022.

O Gráfico 13 apresenta os resultados dos quantitativos, em porcentagem, para as lajes dos diferentes valores de f_{ck} para o modelo B, tomando como base 100% os valores calculados com o f_{ck} de 30 MPa.

Gráfico 13 – Variação do consumo de aço para as lajes.



Fonte: Arquivo Próprio, 2022.

Por meio da visualização da Tabela 53 e do Gráfico 13, percebe-se um aumento no consumo de aço quando comparado com a resistência de 30 MPa. Houve um aumento de 12%

para a estrutura calculada com 35 MPa, 19,44% para a resistência de 40 MPa, 13,78% para o concreto C45 e por fim 28,76% para a estrutura calculada com 50 MPa.

Através dos dados apresentados acima, mesmo aumentando o valor da resistência à compressão do concreto, houve um aumento no consumo de aço, se comparado com o concreto de classe C30.

5.2.2 Análise do Estado limite de serviço

Assim como no modelo A, foram realizadas as análises do Estado Limite de Serviço para o modelo B. Foram verificadas a abertura e formação de fissuras das vigas, deslocamentos das lajes e vigas e os deslocamentos laterais do edifício.

5.2.2.1 Abertura e formação de fissuras

Assim como no modelo A de dimensionamento, os valores para a abertura e formação de fissuras para o modelo B foram considerados admissíveis para valores menores ou no máximo iguais a 0,30 mm.

A Tabela 54 apresenta os resultados dos maiores valores da fissuração das vigas do pavimento baldrame.

Tabela 54 – Abertura de fissuras para o pavimento baldrame.

f_{ck} (MPa)	Viga	Valor da fissuração (mm)	Situação
30	V1	0,18	Passou
35	V1	0,17	Passou
40	V1 e V10	0,14	Passou
45	V1 e V10	0,14	Passou
50	V1 e V10	0,13	Passou

Fonte: Autoria Própria, 2022.

Os maiores valores da abertura de fissuras das vigas do pavimento baldrame, ocorreram nas vigas 1 (em todas as resistências analisadas) e 10 (a partir da resistência de 40 MPa). Tomando como base a viga 1, e comparando os concretos C50 e C30, houve uma redução de 0,05 mm na abertura de fissuras desta viga.

Por meio da Tabela 55 é possível visualizar os valores da fissuração para as vigas do pavimento tipo.

Tabela 55 – Abertura de fissuras para o pavimento tipo.

f_{ck} (MPa)	Viga	Valor da fissuração (mm)	Situação
30	V112	0,19	Passou
35	V112 e V118	0,16	Passou
40	V112 e V118	0,15	Passou
45	V112 e V118	0,15	Passou
50	V112 e V118	0,14	Passou

Fonte: Autoria Própria, 2022.

Através da análise da Tabela 55, houve uma redução de 0,05 mm na abertura de fissuras da viga 112. A partir da resistência de 35 MPa, os maiores valores também foram encontrados na viga 118.

A Tabela 56 traz os resultados da fissuração para as vigas do pavimento cobertura.

Tabela 56 – Abertura de fissuras para o pavimento cobertura.

f_{ck} (MPa)	Viga	Valor da fissuração (mm)	Situação
30	V218	0,23	Passou
35	V218	0,21	Passou
40	V218	0,20	Passou
45	V212 e V218	0,19	Passou
50	V212 e V218	0,18	Passou

Fonte: Autoria Própria, 2022.

Ao realizar a análise da Tabela 54 até a Tabela 56, percebe-se uma redução dos valores da fissuração para as vigas em análise, mesmo adotando a metodologia de buscar as seções mínimas destes elementos, o que deixa evidente a importância da resistência à compressão do concreto na abertura de fissuras.

Ressalta-se que, em nenhuma das vigas do pavimento reservatório houve fissuração. Que pode ser explicado pela baixa aplicação de cargas nas vigas deste pavimento. Sendo que, estas vigas não possuem cargas de alvenaria, possuindo somente as cargas do peso próprio e as provenientes das lajes. As baixas cargas aplicadas não foram suficientes para gerarem esforços para atingirem o momento de fissuração.

5.2.2.2 Deslocamentos dos elementos

Assim como no modelo A de dimensionamento, a análise dos deslocamentos das vigas e das lajes também foram realizadas para o Modelo B. Porém, como houve variação da

seção transversal, ocorreu a diminuição da inércia destes elementos, o que provocou aumento nos deslocamentos em algumas lajes, mesmo com o aumento da classe de resistência à compressão do concreto.

5.2.2.2.1 Deslocamentos das vigas

Os valores dos maiores deslocamentos, expresso em cm, e as vigas onde ocorreram tais deslocamentos para o pavimento baldrame, se encontram na Tabela 57.

Tabela 57 – Deslocamentos das vigas: pavimento baldrame.

f_{ck} (MPa)	Vigas	Deslocamento (cm)
30	V1	-0,37
35	V1	-0,34
40	V1 e V10	-0,26
45	V1 e V10	-0,25
50	V1 e V10	-0,23

Fonte: Autoria Própria, 2022

Para as vigas do pavimento tipo, os valores dos maiores deslocamentos e as vigas onde ocorreram, se encontram na Tabela 58.

Tabela 58 – Deslocamentos das vigas: pavimento tipo.

f_{ck} (MPa)	Vigas	Deslocamento (cm)
30	V103, V107 e V112	-0,83
35	V103, V107 e V112	-0,75
40	V103, V107 e V112	-0,72
45	V107	-0,72
50	V115	-0,65

Fonte: Autoria Própria, 2022.

Já na Tabela 59 é possível visualizar os deslocamentos máximos e as vigas onde tais deslocamentos ocorreram para o pavimento cobertura.

Tabela 59 – Deslocamentos das vigas: pavimento cobertura.

f_{ck} (MPa)	Vigas	Deslocamento (cm)
30	V204 e V208	-0,65
35	V204 e V208	-0,57

40	V204 e V208	-0,54
45	V204 e V208	-0,52
50	V204 e V208	-0,49

Fonte: Aatoria Própria, 2022.

Por meio da Tabela 60 é possível visualizar os deslocamentos máximos e as vigas onde ocorreram tais deslocamentos para o pavimento reservatório.

Tabela 60 – Deslocamentos das vigas: pavimento reservatório.

f_{ck} (MPa)	Vigas	Deslocamento (cm)
30	V301 e V302	-0,1
35	V301 e V302	-0,09
40	V301 e V302	-0,09
45	V301 e V302	-0,11
50	V301 e V302	-0,1

Fonte: Aatoria Própria, 2022.

Para mais detalhes, pode ser consultado o APÊNDICE I cujos quadros trazem os deslocamentos de todos os vãos e o limite segundo a norma NBR 6118:2014.

5.2.2.2.2 Deslocamentos das lajes

O Quadro 17 apresenta os deslocamentos das lajes referente ao pavimento tipo para os diferentes valores de f_{ck} . Todos os deslocamentos apresentados foram considerados aceitáveis (abaixo do limite estabelecido pela NBR 6118:2014).

Quadro 17 – Deslocamentos das lajes do pavimento tipo.

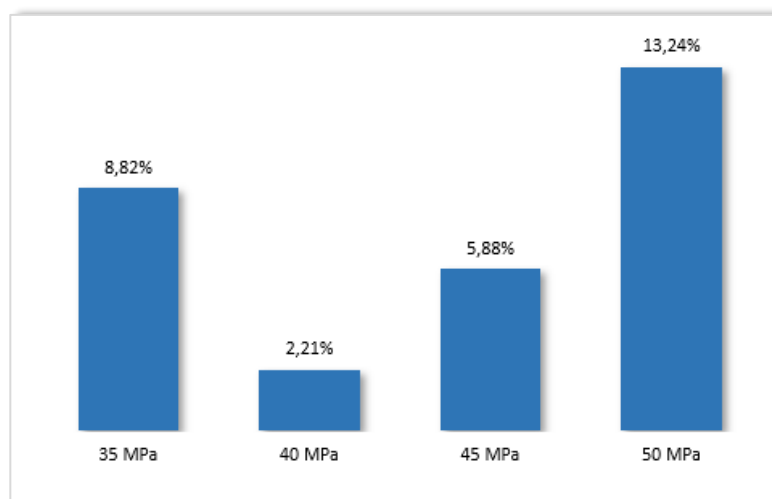
Laje	30 MPa (10 cm)	35 MPa (10 cm)	40 MPa (9 cm)	45 MPa (9cm)	50 MPa (9cm)	f lim (cm)
101	-0,25	-0,23	-0,26	-0,25	-0,25	1,36
102	-0,52	-0,52	-0,51	-0,54	-0,50	0,72
103	-0,65	-0,64	-0,65	-0,66	-0,62	1,36
104	-0,65	-0,64	-0,65	-0,67	-0,62	1,36
105	-0,52	-0,53	-0,52	-0,55	-0,50	0,72
106	-0,25	-0,23	-0,26	-0,25	-0,25	1,36
107	-0,79	-0,71	-0,70	-0,69	-0,48	1,20
108	-1,35	-1,23	-1,33	-1,26	-1,16	2,16
109	-1,34	-1,22	-1,32	-1,25	-1,16	2,16

Laje	30 MPa (10 cm)	35 MPa (10 cm)	40 MPa (9 cm)	45 MPa (9cm)	50 MPa (9cm)	f lim (cm)
110	-0,79	-0,71	-0,69	-0,68	-0,47	1,20
111	-0,81	-0,73	-0,71	-0,70	-0,49	1,12
112	-0,80	-0,72	-0,70	-0,69	-0,48	1,12
113	-0,35	-0,32	-0,28	-0,26	-0,25	0,80
114	-0,33	-0,32	-0,28	-0,26	-0,25	0,80
115	-0,79	-0,71	-0,69	-0,69	-0,48	1,12
116	-1,36	-1,24	-1,33	-1,28	-1,18	2,16
117	-1,35	-1,23	-1,33	-1,26	-1,18	2,16
118	-0,78	-0,70	-0,68	-0,67	-0,48	1,12
119	-0,79	-0,71	-0,69	-0,69	-0,48	1,20
120	-0,78	-0,70	-0,68	-0,68	-0,48	1,20
121	-0,27	-0,25	-0,28	-0,27	-0,26	1,36
122	-0,54	-0,54	-0,53	-0,50	-0,51	0,72
123	-0,67	-0,67	-0,67	-0,63	-0,64	1,36
124	-0,67	-0,66	-0,67	-0,69	-0,64	1,36
125	-0,54	-0,55	-0,54	-0,56	-0,52	0,72
126	-0,27	-0,25	-0,28	-0,26	-0,26	1,36

Fonte: Autoria Própria, 2022.

Através da análise dos valores apresentados no Quadro 17, percebe-se que algumas lajes tiveram aumento nos seus deslocamentos (como por exemplo a laje 101), mesmo com o aumento da resistência à compressão do concreto. A laje onde ocorreu os maiores deslocamentos equivale a 116, para todas as classes de resistência. Se comparados os concretos C30 e C50, houve uma redução de 0,18 cm. O Gráfico 14 apresenta as variações, em porcentagem, das reduções obtidas da laje 116. Os resultados apresentados no gráfico foram comparados com a respectiva resistência com a resistência de 30 MPa.

Gráfico 14 – Percentual de redução da laje 116.



Fonte: Autoria Própria, 2002.

Através do Gráfico 14 é possível perceber que as reduções ocorreram de maneira “desordenada”, diferentemente da laje 108 do modelo A, apresentada através do Gráfico 5, indicando assim a influência da seção transversal nos deslocamentos.

O Quadro 18 apresenta as variações nos deslocamentos das lajes expressas em porcentagem. Os valores foram comparados com os obtidos adotando-se a resistência de 30 MPa.

Quadro 18 – Porcentagens de redução.

Laje	35 MPa	40 MPa	45 MPa	50 MPa
101	8,00%	-4,00%	0,00%	0,00%
102	0,00%	1,92%	-3,85%	3,85%
103	1,54%	0,00%	-1,54%	4,62%
104	1,54%	0,00%	-3,08%	4,62%
105	-1,92%	0,00%	-5,77%	3,85%
106	8,00%	-4,00%	0,00%	0,00%
107	10,13%	11,39%	12,66%	39,24%
108	8,89%	1,48%	6,67%	14,07%
109	8,96%	1,49%	6,72%	13,43%
110	10,13%	12,66%	13,92%	40,51%
111	9,88%	12,35%	13,58%	39,51%
112	10,00%	12,50%	13,75%	40,00%
113	8,57%	20,00%	25,71%	28,57%
114	3,03%	15,15%	21,21%	24,24%
115	10,13%	12,66%	12,66%	39,24%
116	8,82%	2,21%	5,88%	13,24%
117	8,89%	1,48%	6,67%	12,59%
118	10,26%	12,82%	14,10%	38,46%
119	10,13%	12,66%	12,66%	39,24%
120	10,26%	12,82%	12,82%	38,46%
121	7,41%	-3,70%	0,00%	3,70%
122	0,00%	1,85%	7,41%	5,56%
123	0,00%	0,00%	5,97%	4,48%
124	1,49%	0,00%	-2,99%	4,48%
125	-1,85%	0,00%	-3,70%	3,70%
126	7,41%	-3,70%	3,70%	3,70%

Fonte: Autoria Própria, 2022.

As porcentagens negativas, indicam que o deslocamento aumentou em relação ao concreto C30, tendo em vista que neste modelo, a espessura das lajes, quando possível, foi reduzida. Sendo assim, mesmo aumentando a resistência à compressão do concreto, e por consequência o módulo de elasticidade, a inércia destes elementos diminuiu acarretando aumento nos deslocamentos.

Os deslocamentos das lajes do pavimento cobertura pode ser visualizados através do Quadro 19.

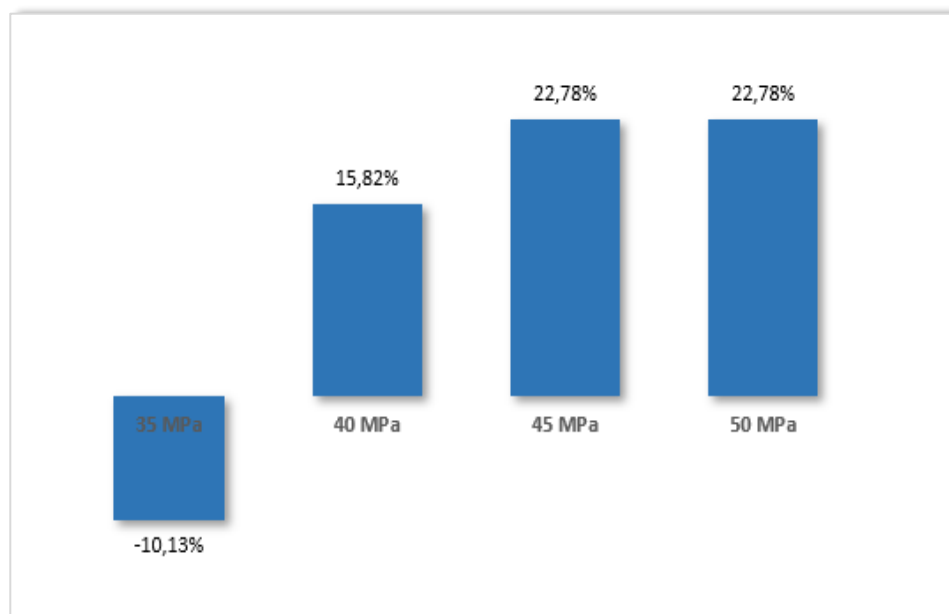
Quadro 19 – Deslocamentos das lajes do pavimento cobertura.

Laje	30 MPa (9 cm)	35 MPa (8 cm)	40 MPa (9 cm)	45 MPa (9cm)	50 MPa (9 cm)	f lim (cm)
201	-0,38	-0,46	-0,32	-0,30	-0,29	1,36
202	-0,26	-0,24	-0,22	-0,26	-0,24	0,72
203	-0,46	-0,50	-0,39	-0,42	-0,39	1,36
204	-0,46	-0,50	-0,39	-0,42	-0,39	1,36
205	-0,26	-0,24	-0,22	-0,26	-0,24	0,72
206	-0,37	-0,46	-0,31	-0,29	-0,29	1,36
207	-0,57	-0,50	-0,47	-0,46	-0,43	1,20
208	-1,55	-1,72	-1,31	-1,23	-1,19	2,16
209	-1,56	-1,72	-1,32	-1,24	-1,20	2,16
210	-0,61	-0,53	-0,51	-0,49	-0,46	1,20
211	-0,58	-0,52	-0,48	-0,47	-0,44	1,12
212	-0,63	-0,55	-0,52	-0,50	-0,47	1,12
213	-0,09	-0,11	-0,08	-0,07	-0,07	0,80
214	-0,38	-0,34	-0,32	-0,30	-0,29	0,80
215	-0,46	-0,42	-0,40	-0,36	-0,35	0,80
216	-0,57	-0,49	-0,47	-0,45	-0,42	1,12
217	-1,57	-1,73	-1,32	-1,24	-1,21	2,16
218	-1,58	-1,74	-1,33	-1,25	-1,22	2,16
219	-0,61	-0,53	-0,51	-0,49	-0,46	1,12
220	-0,57	-0,49	-0,47	-0,46	-0,43	1,20
221	-0,60	-0,52	-0,51	-0,49	-0,46	1,20
222	-0,41	-0,50	-0,34	-0,31	-0,30	1,36
223	-0,26	-0,24	-0,23	-0,27	-0,25	0,72
224	-0,48	-0,52	-0,41	-0,44	-0,41	1,36
225	-0,48	-0,52	-0,41	-0,43	-0,41	1,36
226	-0,26	-0,24	-0,23	-0,27	-0,25	0,72
227	-0,40	-0,50	-0,34	-0,31	-0,30	1,36

Fonte: Autoria Própria, 2022.

Os maiores valores ocorreram na laje 218 para todas as resistências. Tomando como base os concretos C35 e C50 ocorreu uma redução de 0,52 cm nesta laje. Através do Gráfico 15 é possível perceber a variação dos deslocamentos da laje 218 ao longo da variação do f_{ck} . Os valores foram comparados com o concreto C30.

Gráfico 15 – Variação da laje 218.



Fonte: Autoria Própria, 2022.

Ao realizar a análise do Gráfico 15 destaca-se o aumento de 10,13% no deslocamento da laje considerando o concreto C35 em relação aos deslocamentos encontrados para o concreto C30. Para as demais resistências houve uma redução de 15,82%, 22,78% e 22,78% para os concretos C40, C45 e C50, respectivamente.

O Quadro 20 traz as variações para todas as lajes do pavimento cobertura.

Quadro 20 – Percentual de redução.

Laje	35 MPa	40 MPa	45 MPa	50 MPa
201	-21,05%	15,79%	23,68%	23,68%
202	7,69%	15,38%	7,69%	7,69%
203	-8,70%	15,22%	15,22%	15,22%
204	-8,70%	15,22%	15,22%	15,22%
205	7,69%	15,38%	7,69%	7,69%
206	-24,32%	16,22%	21,62%	21,62%
207	12,28%	17,54%	24,56%	24,56%
208	-10,97%	15,48%	23,23%	23,23%
209	-10,26%	15,38%	23,08%	23,08%
210	13,11%	16,39%	24,59%	24,59%
211	10,34%	17,24%	24,14%	24,14%
212	12,70%	17,46%	25,40%	25,40%
213	-22,22%	11,11%	22,22%	22,22%
214	10,53%	15,79%	23,68%	23,68%
215	8,70%	13,04%	23,91%	23,91%
216	14,04%	17,54%	26,32%	26,32%
217	-10,19%	15,92%	22,93%	22,93%

Laje	35 MPa	40 MPa	45 MPa	50 MPa
218	-10,13%	15,82%	22,78%	22,78%
219	13,11%	16,39%	24,59%	24,59%
220	14,04%	17,54%	24,56%	24,56%
221	13,33%	15,00%	23,33%	23,33%
222	-21,95%	17,07%	26,83%	26,83%
223	7,69%	11,54%	3,85%	3,85%
224	-8,33%	14,58%	14,58%	14,58%
225	-8,33%	14,58%	14,58%	14,58%
226	7,69%	11,54%	3,85%	3,85%
227	-25,00%	15,00%	25,00%	25,00%

Fonte: Autoria Própria, 2022.

A última análise das lajes foi realizada para o pavimento reservatório, cujos valores dos deslocamentos são encontrados no Quadro 21.

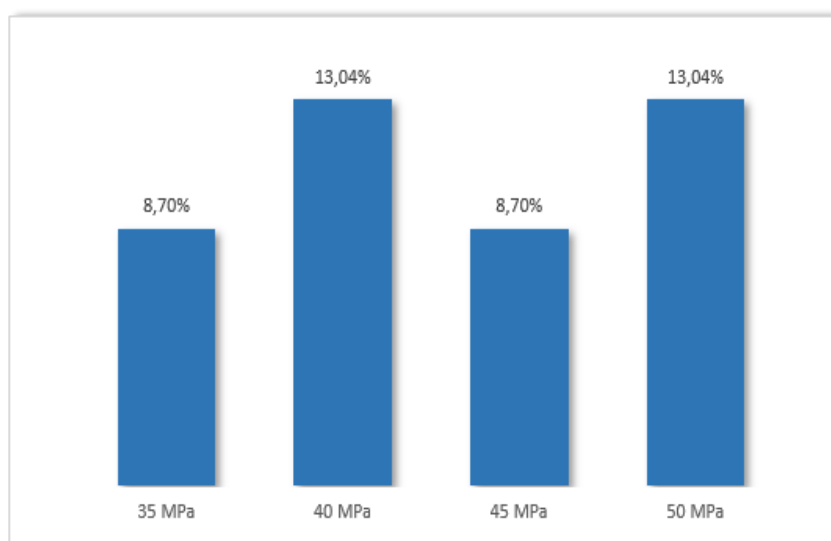
Quadro 21 – Deslocamentos das lajes do pavimento reservatório.

Laje	30 MPa (8 cm)	35 MPa (8 cm)	40 MPa (8 cm)	45 MPa (8 cm)	50 MPa (8 cm)	f lim (cm)
301	-0,13	-0,12	-0,11	-0,10	-0,10	0,80
302	-0,23	-0,21	-0,20	-0,21	-0,20	0,80
303	-0,23	-0,21	-0,20	-0,21	-0,20	0,80
304	-0,13	-0,12	-0,11	-0,10	-0,10	0,80

Fonte: Autoria Própria, 2022.

As lajes 302 e 303 apresentaram os maiores valores. Por meio do Gráfico 16 é possível visualizar as variações dos deslocamentos destas duas lajes.

Gráfico 16 – Variação das lajes 302 e 303.



Fonte: Autoria Própria, 2022.

Para as resistências de 35 e 45 MPa houve uma redução de 8,70% se comparado com o concreto C30. Para os concretos das classes C40 e C50 houve uma diminuição de 13,04%, também se comparado com o concreto C30.

Realizando uma análise das lajes do modelo B, percebe-se que há uma variação nos deslocamentos. Se tratando da mesma laje, para determinada classe de resistência à compressão do concreto os deslocamentos aumentam, e para outras resistências os deslocamentos diminuíram, devido a seção transversal dos elementos.

5.2.2.2.3 Deslocamento lateral do edifício

Os deslocamentos horizontais máximos absolutos, para as diferentes classes de resistência à compressão do concreto do modelo B, podem ser observados através do Quadro 22.

Quadro 22 – Deslocamento máximo absoluto.

f_{ck} (MPa)	Deslocamento (cm)		Relação		Valor Limite
	Direção Y	Direção X	Direção Y	Direção X	
30	0,35	0,38	$H/4416,4$	$H/4032,7$	$H/1700$
35	0,34	0,39	$H/4566,4$	$H/3952,4$	
40	0,35	0,38	$H/4410,7$	$H/4060,0$	
45	0,40	0,40	$H/3891,8$	$H/3820,2$	
50	0,44	0,41	$H/3515,4$	$H/3763,4$	

Fonte: Autoria Própria, 2022.

Percebe-se, após a análise do Quadro 22, o aumento dos deslocamentos horizontais máximos absolutos do edifício, que podem ser explicados pelas seções transversais dos elementos estruturais, pois, de acordo com a metodologia adotada no modelo B, os dimensionamentos foram realizados considerando as seções mínimas permitidas para os pilares, vigas e lajes.

Na utilização desta metodologia, diminui-se a rigidez do edifício e por consequência aumenta-se o coeficiente γ_z , cujos valores serão apresentados posteriormente, tornando o edifício mais deslocável e menos rígido. Embora os aumentos sejam significativos, se comparado as resistências de 30 e 50 MPa, os mesmos foram considerados aceitáveis perante a NBR 6118:2014.

Por meio do Quadro 23, é possível a visualização dos deslocamentos entre pavimentos do edifício. Foi realizada a análise do piso 2 (pavimento tipo). Assim como nos

deslocamentos máximos absolutos, os deslocamentos entre pavimentos apresentaram aumento tanto para a direção x e direção y.

Quadro 23 – Deslocamento entre pavimentos.

f_{ck} (MPa)	Deslocamento (cm)		Relação		Valor Limite
	Direção y	Direção x	Direção y	Direção x	
30	0,10	0,13	$H_i/3301,5$	$H_i/2458,9$	$H_i/850$
35	0,09	0,13	$H_i/3401,1$	$H_i/2413,3$	
40	0,10	0,13	$H_i/3236,7$	$H_i/2474,2$	
45	0,11	0,14	$H_i/2787,1$	$H_i/2324,6$	
50	0,12	0,14	$H_i/2555,3$	$H_i/2300,4$	

Fonte: Autoria Própria, 2022.

Embora os valores apresentaram aumento para as direções x e y, os mesmos foram considerados aceitáveis perante os limites estabelecidos pela NBR 6118:2014.

5.2.3 Análise do coeficiente γ_z

O valor do coeficiente γ_z , para todas as direções, podem ser visualizados através da Tabela 61.

Tabela 61 – Valores dos coeficientes γ_z .

f_{ck} (MPa)	Direção Y	Direção X
30	1,12	1,19
35	1,12	1,19
40	1,12	1,18
45	1,13	1,19
50	1,15	1,19

Fonte: Autoria Própria, 2022.

Ressalta-se que, por meio da análise da Tabela 61, para todos os valores de resistência à compressão do concreto e para todas as direções analisadas, o edifício foi classificado como nós móveis, pois todos os coeficientes apresentaram valores acima de 1,10.

Verifica-se então a influência das dimensões da seção transversal, principalmente dos pilares e das vigas, no cálculo do coeficiente γ_z , pois, mesmo aumentando a resistência do

concreto, o coeficiente, em nenhuma hipótese analisada, apresentou valores inferiores ou iguais a 1,10.

Assim como no modelo A de dimensionamento, a estrutura se mostrou menos rígida na direção x.

5.3 Comparativo de materiais entre os modelos

Ao final das análises do modelo A e modelo B, que foram realizadas separadamente, serão apresentados neste tópico, o comparativo dos materiais gerados pelo TQS levando em consideração os modelos A e B. A comparação será realizada entre estes modelos.

Os materiais analisados serão: concreto, aço e fôrmas. Os comparativos serão realizados para as classes de resistência de 30, 35, 40, 45 e 50 MPa. As resistências serão comparadas entre si de acordo com os modelos.

5.3.1 Comparativo de Concreto

Como no modelo A as seções transversais dos elementos foram mantidas constantes (não havendo redução nos quantitativos deste material) os valores obtidos para este modelo, para todas as classes de resistências, foram maiores que no modelo B.

A Tabela 62 apresenta a economia do consumo de concreto, em m³, e as reduções, em porcentagem, para os diferentes valores de classe de resistência. Os valores foram obtidos subtraindo os quantitativos do modelo A pelo modelo B.

Tabela 62 – Economia no consumo de concreto do modelo B em relação ao A.

Classe de resistência (MPa)	Economia de concreto (m ³)	Porcentagem de redução
30	26,84	9,43%
35	32,29	11,34%
40	40,82	14,34%
45	45,17	15,86%
50	47,33	16,62%

Fonte: Autoria Própria, 2022.

A resistência de 50 MPa apresentou a maior redução, representando 47,33 m³ de economia de concreto, o que equivale a 16,62% de redução em relação ao modelo A. Os valores

da economia de concreto e as porcentagens de reduções apresentados na Tabela 62 levaram em consideração a soma de todos os elementos estruturais (vigas, pilares e lajes).

5.3.2 Comparativo de fôrmas

Assim como no quantitativo de concreto, o quantitativo de fôrmas para o modelo A não teve alteração. Sendo assim, todos os valores obtidos neste modelo foram maiores do que no modelo B.

A Tabela 63 traz a economia no consumo de fôrmas, com suas respectivas reduções, expressas em porcentagem. Os valores foram obtidos pela subtração do modelo A pelo modelo B.

Tabela 63 – Economia no consumo de fôrmas.

Classe de resistência (MPa)	Economia de fôrmas (m ²)	Porcentagem de redução
30	59,21	1,98%
35	72,99	2,44%
40	78,30	2,61%
45	123,42	4,12%
50	146,26	4,88%

Fonte: Autoria Própria, 2022.

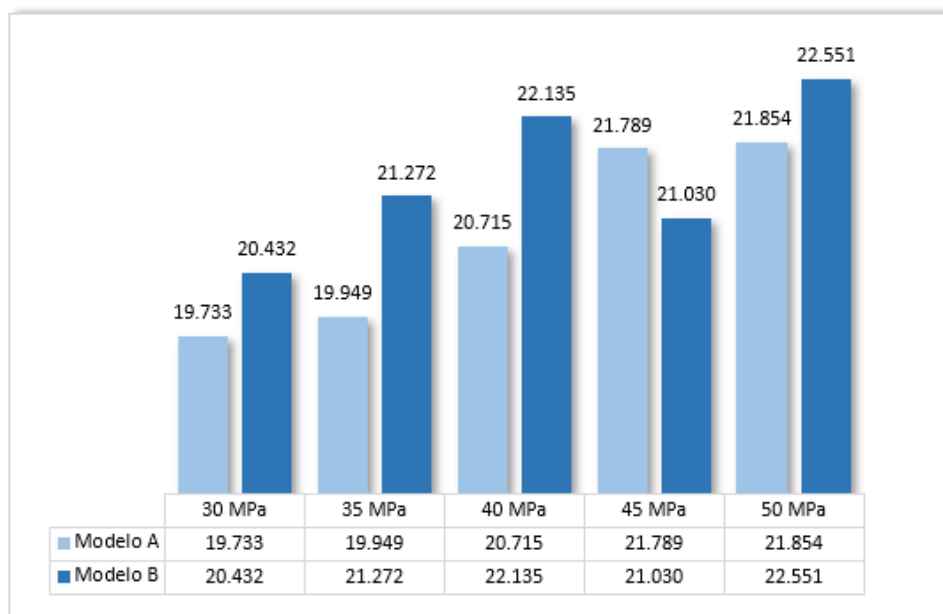
Destaca-se novamente o concreto da classe C50, apresentando as maiores economias e reduções.

5.3.3 Comparativo de Aço

Diferentemente dos quantitativos de concreto e fôrmas, o aço teve variações para cada valor de f_{ck} no modelo A. Dessa maneira, é possível uma análise mais detalhada da variação do consumo de aço para os diferentes modelos.

Os quantitativos de aço para os diferentes modelos e resistência à compressão do concreto, podem ser visualizados através do Gráfico 17.

Gráfico 17 – Comparação do consumo de aço.



Fonte: Autoria Própria, 2022.

Através da análise do Gráfico 17, percebe-se que, com exceção da resistência de 45 MPa, os quantitativos gerados no modelo B foram maiores do que no modelo A. Fato este, que pode ser explicado pela metodologia adotada no dimensionamento do modelo B. Ao reduzir as seções transversais até a mínima possível, houve uma necessidade maior na demanda de aço.

As diferenças dos quantitativos de aço podem ser visualizados através da Tabela 64. Os valores foram obtidos pela subtração do modelo B pelo modelo A. O sinal negativo na resistência de 45 MPa, indica que houve aumento em relação ao modelo A.

Tabela 64 – Diferença nos quantitativo de aço.

Classe de Resistência (MPa)	Aço (kg)	Porcentagem
30	699	3,54%
35	1.323	6,63%
40	1.420	6,85%
45	-759	-3,48%
50	697	3,19%

Fonte: Autoria Própria, 2022.

Tomando como base 100% o valor calculado para o Modelo A, houve aumento de 3,54% para a estrutura dimensionada com 30 MPa, 6,63% para o concreto com classe de resistência de 35 MPa e aumento de 6,85% para o f_{ck} de 40 MPa. Para a resistência de 45 MPa

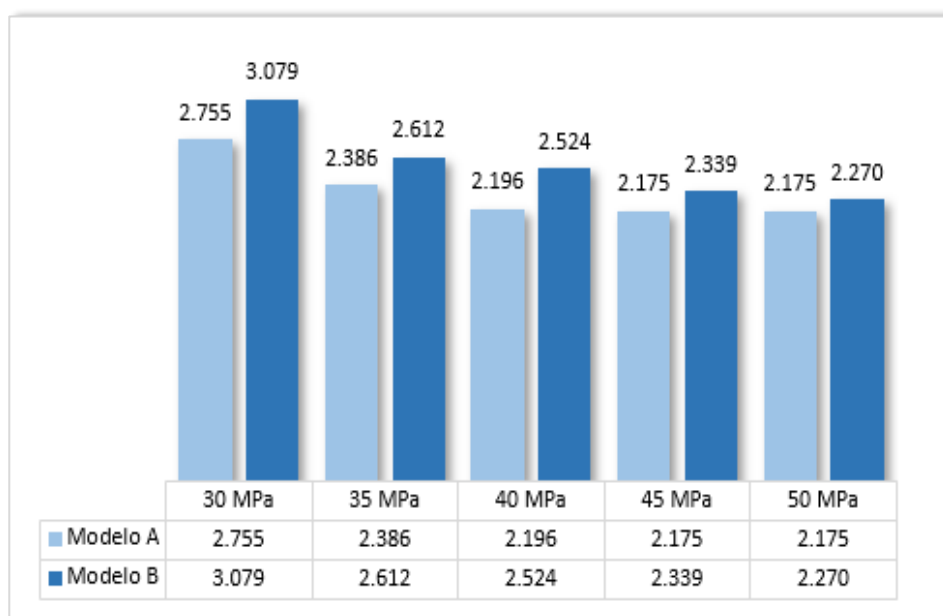
(a única onde o quantitativo do modelo B apresentou valores menores) houve uma redução de 3,48%. Por fim, a resistência de 50 MPa houve aumento de 3,19% do modelo B para o A.

Destaca-se os concretos de classe C35 e C40, cujas porcentagens de economia apresentaram valores de 6,63% e 6,85%, representando 1.323 e 1.420 quilos, respectivamente.

5.3.3.1 Pilares

O comparativo do consumo de aço para os pilares, levando em consideração a comparação entre modelos, pode ser observado através do Gráfico 18 .

Gráfico 18 – Comparativo de aço para os pilares.



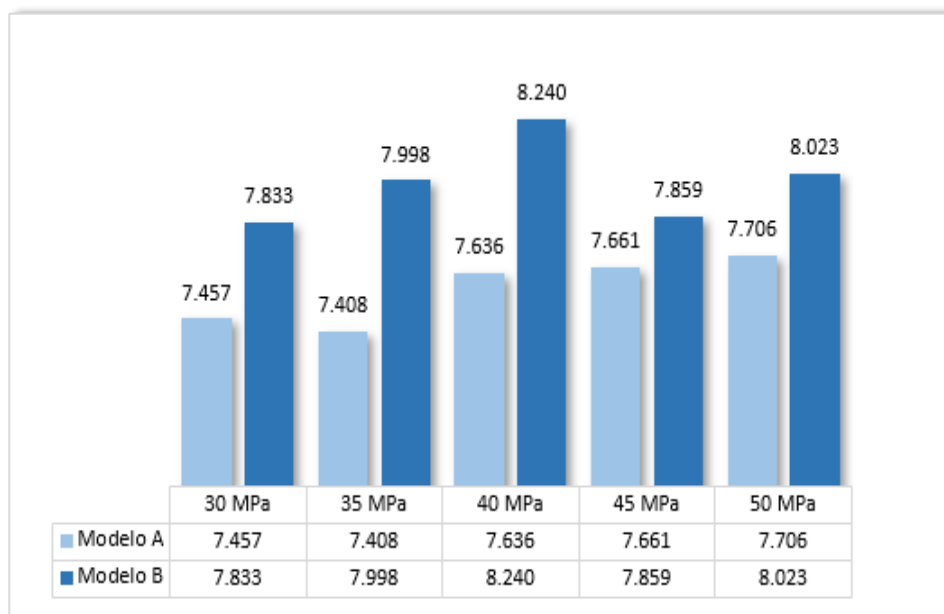
Fonte: Autoria Própria, 2022.

A análise do Gráfico 18 mostra que, para todas as classes de resistências analisadas, o quantitativo de aço dos pilares do modelo B foram maiores. Ao dimensionar os pilares com suas seções mínimas, diminuindo assim as seções brutas de concreto, houve uma demanda maior no consumo de aço para estes elementos.

5.3.3.2 Vigas

A variação do consumo de aço, para o elemento estrutural viga, pode ser observado através do Gráfico 19.

Gráfico 19 – Comparativo de aço para as vigas.



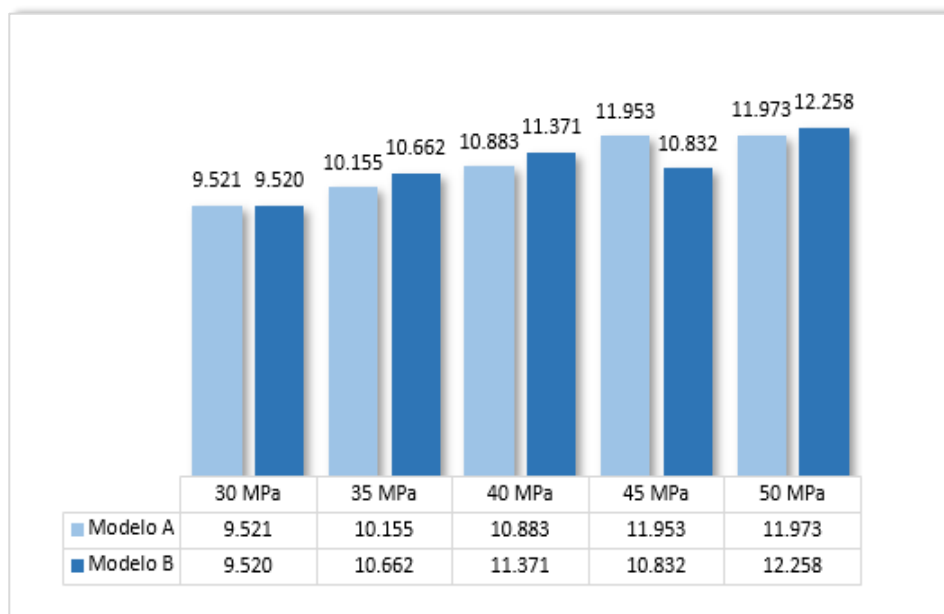
Fonte: Autoria Própria, 2022.

Assim como nos pilares, os quantitativos gerados para o modelo B foram maiores para todas as classes de resistências.

5.3.3.3 Lajes

Para as lajes, o comparativo no consumo de aço entre os modelos, pode ser observado através do Gráfico 20.

Gráfico 20 – Comparativo de aço para as lajes.



Fonte: Autoria Própria, 2022.

Para as lajes calculadas com o f_{ck} de 30 MPa, os quantitativos foram praticamente iguais entre os modelos. As resistências de 35, 40 e 50 MPa apresentaram maiores valores para o modelo B e a resistência de 45 MPa para o modelo A.

6 ORÇAMENTOS

Serão apresentados neste capítulo os resultados dos custos diretos para os 11 dimensionamentos descritos de acordo com a metodologia adotada nos modelos. Ressalta-se que para os orçamentos serão levados em consideração os materiais (aço, concreto e fôrma) e mão de obra. Para a mão de obra foram incluídos serviços de carpintaria, pedreiro, servente, etc. Além disso, algumas composições possuem preços de equipamentos, como por exemplo vibrador de imersão. As composições para cada tipo de serviço, mais bem detalhadas, podem ser visualizadas através do ANEXO A.

6.1 Modelo A

6.1.1 Orçamento de fôrmas

Devido a metodologia adotada no dimensionamento do Modelo A (seções transversais constantes) e valores gastos para a montagem e desmontagem para cada m² de fôrma serem iguais para cada f_{ck} , o orçamento para esse tipo de material não teve variações com o aumento da resistência à compressão do concreto. Tais valores podem ser visualizados através da Tabela 65 para cada tipo de elemento estrutural. Os valores apresentados equivalem a todas as resistências do modelo A.

Tabela 65 – Orçamentos das fôrmas: Modelo A.

Elemento estrutural	Valor Gasto
Pilares	R\$ 9.600,78
Vigas	R\$ 40.550,66
Lajes	R\$ 72.674,81
Total	R\$ 122.826,24

Fonte: Autoria Própria, 2022.

De acordo com os valores trazidos na Tabela 65, as fôrmas das lajes foram as que apresentaram os maiores valores monetários, representando 59,17% do total gasto. Que pode ser explicado pelo tipo de laje escolhida (lajes maciças), que demanda uma área grande de fôrmas. As vigas representam 33,01% e os pilares 7,82%.

6.1.2 Orçamento da concretagem

Diferentemente do item anterior, os valores monetários para cada m³ de concreto variam conforme a resistência (de acordo com o que foi apresentado nas composições do ANEXO A), ou seja, mesmo que os quantitativos permaneçam constantes, os valores totais gastos para cada resistência aumentam.

Os valores para cada elemento, resistência e os totais gastos, podem ser observados através da Tabela 66.

Tabela 66 – Orçamento da concretagem: Modelo A.

f_{ck} (MPa)	Pilares	Vigas	Lajes	Total
C25	R\$ 19.030,02	R\$ 57.803,51	R\$ 108.616,92	R\$ 185.450,45
C30	R\$ 19.583,57	R\$ 59.480,99	R\$ 111.769,02	R\$ 190.833,58
C35	R\$ 20.136,80	R\$ 61.157,49	R\$ 114.919,29	R\$ 196.213,57
C40	R\$ 20.690,35	R\$ 62.834,97	R\$ 118.071,39	R\$ 201.596,70
C45	R\$ 21.539,73	R\$ 65.408,93	R\$ 122.908,04	R\$ 209.856,69
C50	R\$ 22.976,89	R\$ 69.764,11	R\$ 131.091,73	R\$ 223.832,73

Fonte: Aatoria Própria, 2022.

Para os valores totais apresentados na Tabela 66, à medida que se aumenta a resistência à compressão do concreto a estrutura mostra-se mais cara, devido aos quantitativos serem constantes e o preço para cada m³ de concreto ser mais caro à medida que se aumenta o f_{ck} .

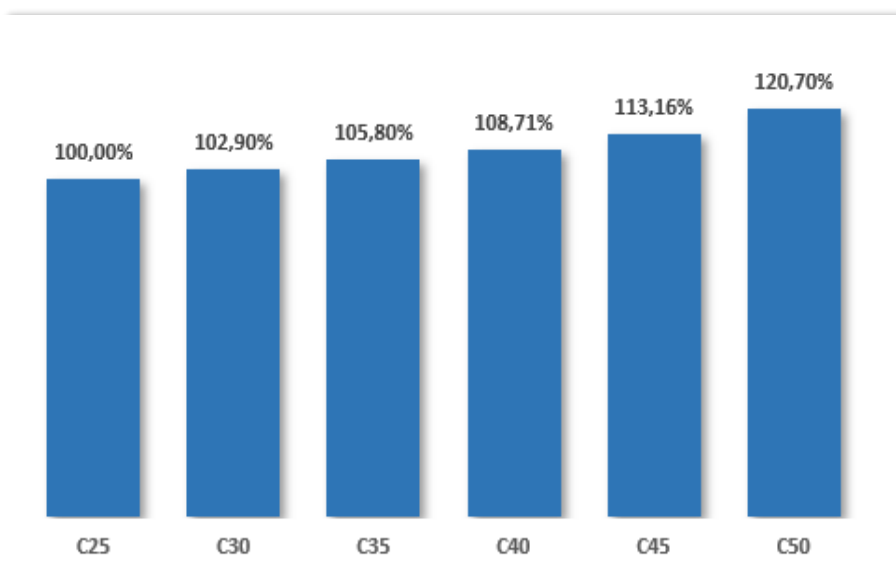
Percebe-se, para os pilares, que a maior diferença é encontrada entre as classes C25 e C50, apostando um aumento no custo de R\$ 3.946,87.

Assim como nos pilares, as vigas também apresentaram aumento nos valores à medida que se aumenta o f_{ck} , cuja maior diferença é encontrada novamente entre as classes C25 e C50. O aumento equivale a 20,69%, o que representa R\$ 11.960,60.

Em uma última análise das variações nos custos da concretagem para o modelo A, as lajes também apresentaram aumento nos custos, cuja diferença, para as classes C25 e C50, representam R\$ 22.474,81.

O Gráfico 21 representa as porcentagens de aumento total da respectiva resistência com a resistência de 25 MPa. Destaca-se o concreto de classe C50, cujo valor teve aumento de 20,70%, se comparado com o C25.

Gráfico 21 – Porcentagens dos custos: Concretagem.



Fonte: Autoria Própria, 2022.

6.1.3 Orçamento de aço

Para o aço houve variações nos quantitativos e nos valores gastos para cada diâmetro de barra utilizada. Os valores gastos para cada tipo de elemento estrutural, cada classe de resistência e os totais gastos, podem ser visualizados através da Tabela 67 .

Tabela 67 – Orçamento de Aço: Modelo A.

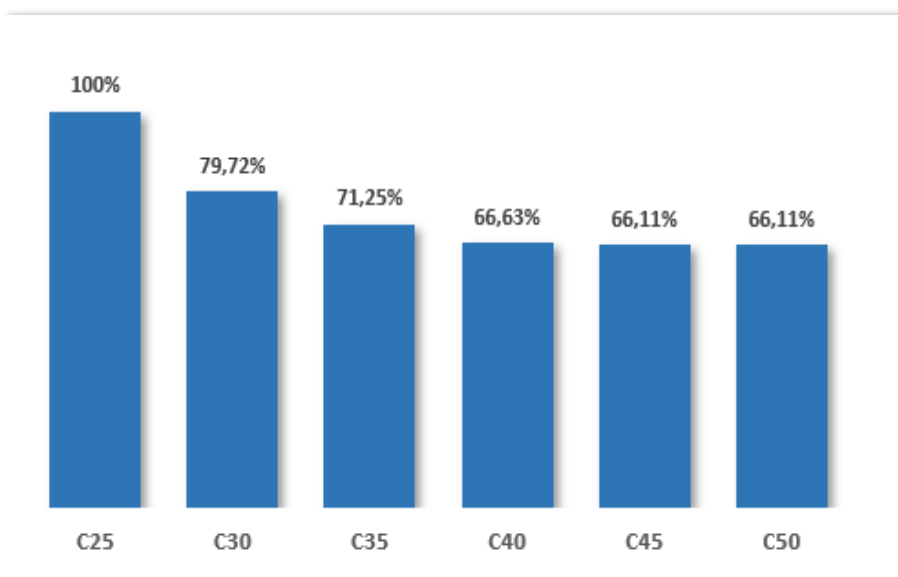
f_{ck} (MPa)	Pilares	Vigas	Lajes	Total
C25	R\$ 47.536,88	R\$ 98.140,84	R\$ 144.660,08	R\$ 290.337,80
C30	R\$ 37.897,93	R\$ 98.105,69	R\$ 144.183,91	R\$ 280.187,53
C35	R\$ 33.871,81	R\$ 97.549,81	R\$ 152.583,01	R\$ 284.004,63
C40	R\$ 31.675,77	R\$ 100.696,73	R\$ 162.345,91	R\$ 294.718,41
C45	R\$ 31.427,31	R\$ 101.441,01	R\$ 180.627,75	R\$ 313.496,07
C50	R\$ 31.427,31	R\$ 102.175,03	R\$ 180.938,77	R\$ 314.541,11

Fonte: Autoria Própria, 2022.

Os dados apresentados na Tabela 67 (nas colunas dos elementos estruturais) representam a soma dos valores gastos para todos os diâmetros de barras. Para maiores detalhes dos valores gastos, para os diferentes diâmetros de barras e elementos estruturais, pode ser consultado o APÊNDICE J.

O Gráfico 22 apresenta os valores das variações dos custos para os pilares.

Gráfico 22 – Variações dos custos: Pilares.

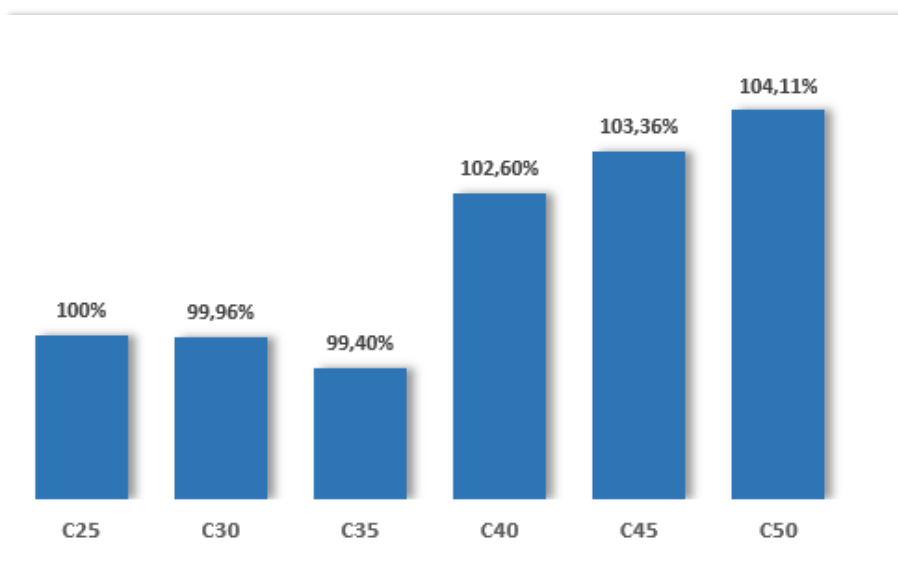


Fonte: Autoria Própria, 2022.

À medida que se aumenta a resistência à compressão do concreto, os resultados apresentados no Gráfico 22, demonstram diminuição nos custos para o elemento estrutural pilar. Comparando os concretos de classe C25 e C50 ou C45, houve redução de 33,89%, o que representa R\$ 16.109.57.

Para o elemento estrutural viga, pode ser visualizado o Gráfico 23.

Gráfico 23 – Variação dos custos: Vigas.

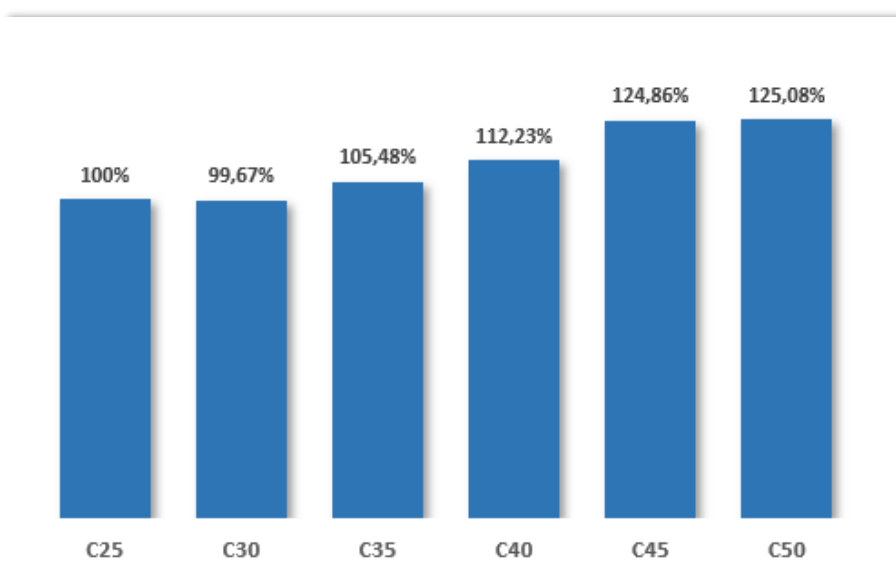


Fonte: Autoria Própria, 2022.

Para as vigas, tem-se reduções até a resistência de 35 MPa. A partir dela, houve aumento se comparado com a classe C25. A resistência que se mostrou mais econômica, do ponto de vista consumo de aço para este elemento, equivale a classe C35. A classe que se mostrou mais cara, equivale a de resistência 50 MPa, com um aumento de 4,11%.

Em uma última análise dos custos de aço, para o elemento estrutural laje, pode ser visualizado o Gráfico 24.

Gráfico 24 – Variação dos custos: Lajes.



Fonte: Autoria Própria, 2022.

Para as lajes houve aumentos sucessivos a partir da resistência de 30 MPa. Para o modelo A, a classe de resistência cujo resultado foi o menor, equivale a resistência de 30 MPa. A classe que apresentou o maior custo, é dado pela resistência de 50MPa, cujo aumento representa 25,41% se comparado com o concreto C30.

Levando em consideração os custos totais de aço, a classe de resistência C30 foi a que melhor apresentou resultados, tendo em vista uma economia de 3,50% em relação ao C25. Merece destaque também, na Tabela 67, o concreto C35, ficando abaixo do C25, com 2,18% de economia. As demais resistências ficaram acima do concreto de f_{ck} 25 MPa, representando 1,51%, 7,98% e 8,34% de aumento, para as resistências de 40, 45 e 50 MPa, respectivamente.

6.1.4 Custo total da estrutura: Modelo A

Com a precificação dos itens anteriores finalizadas, é possível determinar os valores totais gastos dos custos diretos para cada classe de resistência adotada no modelo A. Os valores totais podem ser visualizados através da Tabela 68.

Tabela 68 – Orçamento total: Modelo A.

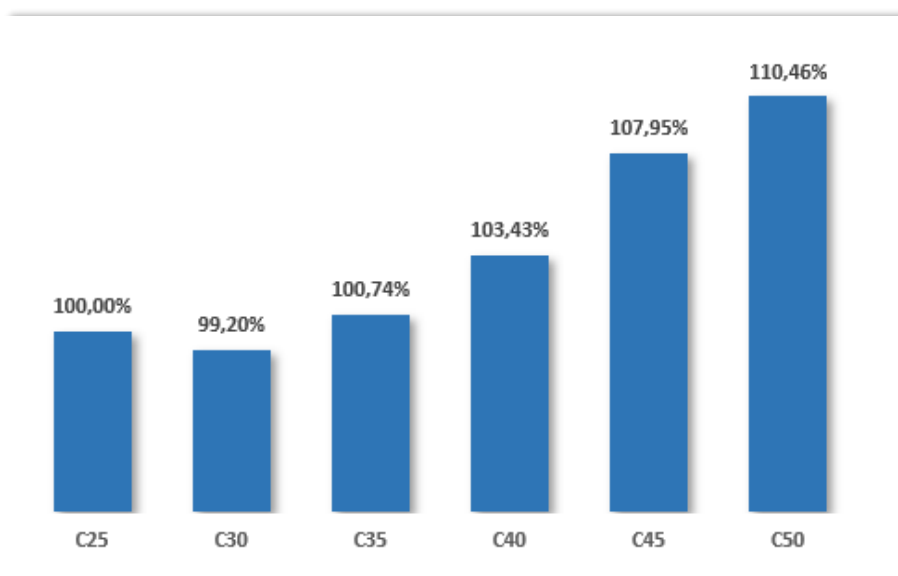
Classe de Resistência (MPa)	Total Gasto (R\$)
C25	R\$ 598.614,49
C30	R\$ 593.847,35
C35	R\$ 603.044,44
C40	R\$ 619.141,35
C45	R\$ 646.179,01
C50	R\$ 661.200,08

Fonte: Autoria Própria, 2022.

Tomando como base os dados apresentados na Tabela 68, a classe de resistência, para os diferentes valores adotados do grupo 1, mais econômica do modelo A equivale ao concreto de f_{ck} 30 MPa, representado uma redução de 0,80% se comparado com o concreto C25. Em termos monetários, a redução equivale a R\$ 4,764,14.

O Gráfico 25 apresenta as porcentagens de variações dos custos totais.

Gráfico 25 – Porcentagem dos custos: Total.



Fonte: Autoria Própria, 2022.

A partir da resistência de 30 MPa, todos os valores se mostraram acima da resistência de 25 MPa, com destaque para o concreto C50, que teve um aumento de 10,46%. Em termos monetários, o aumento representa R\$ 62.585,59.

6.2 Modelo B

6.2.1 Orçamento de fôrmas

Diferentemente do Modelo A, no Modelo B houve variações no consumo de fôrmas para os elementos estruturais pilares e vigas. Porém, ressalta-se que os valores gastos para a montagem e desmontagem desse material é o mesmo para os dois modelos.

Os orçamentos para a execução desse tipo de serviço, podem ser visualizados através da Tabela 69, que apresenta os valores gastos para as diferentes classes de resistências, tipo de elemento estrutural e totais gastos.

Tabela 69 – Orçamento das fôrmas: Modelo B.

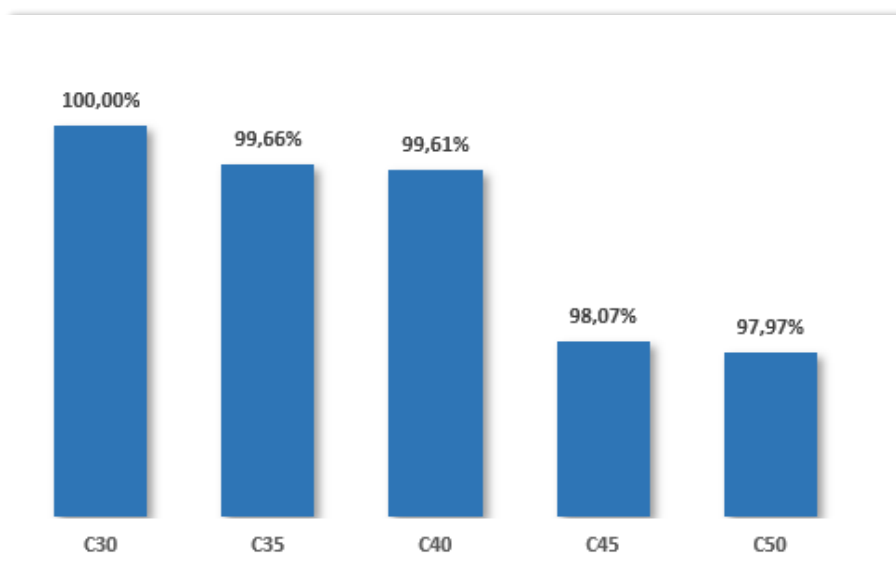
Classe de Resistência (MPa)	Pilares	Vigas	Lajes	Total
C30	R\$ 8.531,67	R\$ 40.311,51	R\$ 72.674,81	R\$ 121.517,99
C35	R\$ 8.317,85	R\$ 40.111,57	R\$ 72.674,81	R\$ 121.104,22
C40	R\$ 8.130,33	R\$ 40.237,03	R\$ 72.674,81	R\$ 121.042,16
C45	R\$ 7.649,23	R\$ 38.860,97	R\$ 72.666,93	R\$ 119.177,12
C50	R\$ 7.462,56	R\$ 38.921,73	R\$ 72.666,93	R\$ 119.051,22

Fonte: Autoria Própria, 2022.

Através dos dados apresentados na Tabela 69, à medida que se aumenta a resistência à compressão do concreto, diminui-se os custos totais para a montagem e desmontagem das fôrmas. O que era de se esperar, devido a metodologia de dimensionamento adotada no modelo B, onde foram feitas alterações nas dimensões dos elementos estruturais para cada classe de resistência do concreto.

O Gráfico 26 apresenta os valores das variações, em porcentagem, para cada resistência à compressão do concreto. O concreto de f_{ck} 50 MPa apresentou o melhor resultado, com economia de R\$ 2.466,77, representando 2,03%.

Gráfico 26 – Porcentagem das fôrmas.



Fonte: Autoria Própria, 2022.

6.2.2 Orçamento da concretagem

Para a análise do modelo B, houve variações, tanto no quantitativo deste material quanto nos preços para cada classe de concreto (conforme ANEXO A). Os preços, para cada resistência à compressão do concreto e tipo de elemento estrutural, bem como os totais gastos, podem ser visualizados através da Tabela 70.

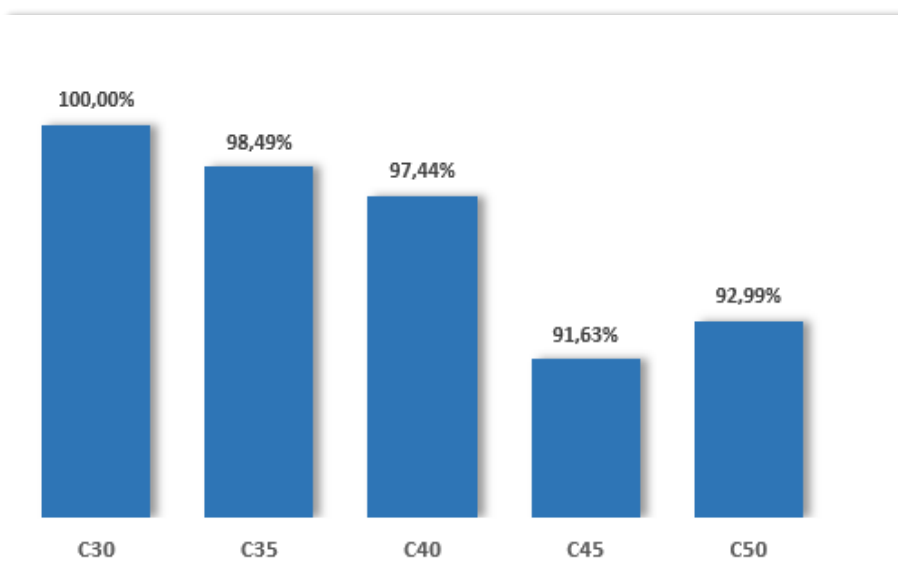
Tabela 70 – Orçamento da concretagem: Modelo B.

f_{ck} (MPa)	Pilares	Vigas	Lajes	Total
C30	R\$ 16.185,87	R\$ 57.831,91	R\$ 98.831,09	R\$ 172.848,87
C35	R\$ 15.941,63	R\$ 59.000,13	R\$ 99.025,09	R\$ 173.966,85
C40	R\$ 15.772,15	R\$ 60.363,49	R\$ 96.564,59	R\$ 172.700,23
C45	R\$ 14.830,63	R\$ 61.243,93	R\$ 100.498,13	R\$ 176.572,69
C50	R\$ 15.051,12	R\$ 64.394,01	R\$ 107.189,68	R\$ 186.634,81

Fonte: Autoria Própria, 2022.

As variações dos custos, para os pilares, podem ser observadas através do Gráfico 27.

Gráfico 27 – Variação dos custos: Pilares.

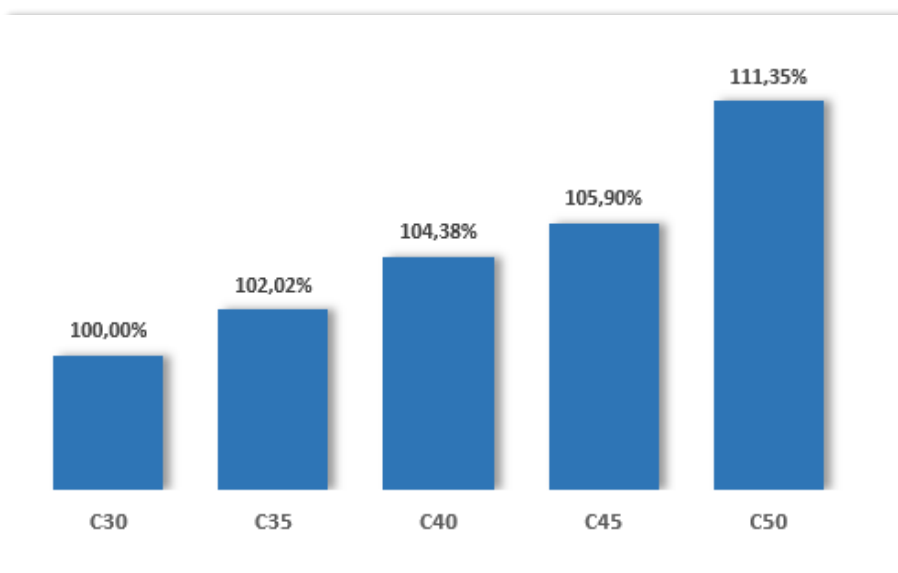


Fonte: Autoria Própria, 2022.

Tomando como base 100% os valores calculados para a resistência de 30 MPa, houve redução para todas as resistências acima dela, sendo o valor mais significativo, representado pela resistência de 45 MPa, com economia de 8,37%.

Para as vigas, os valores das variações podem ser visualizados através do Gráfico 28.

Gráfico 28: Variação dos custos: Vigas.

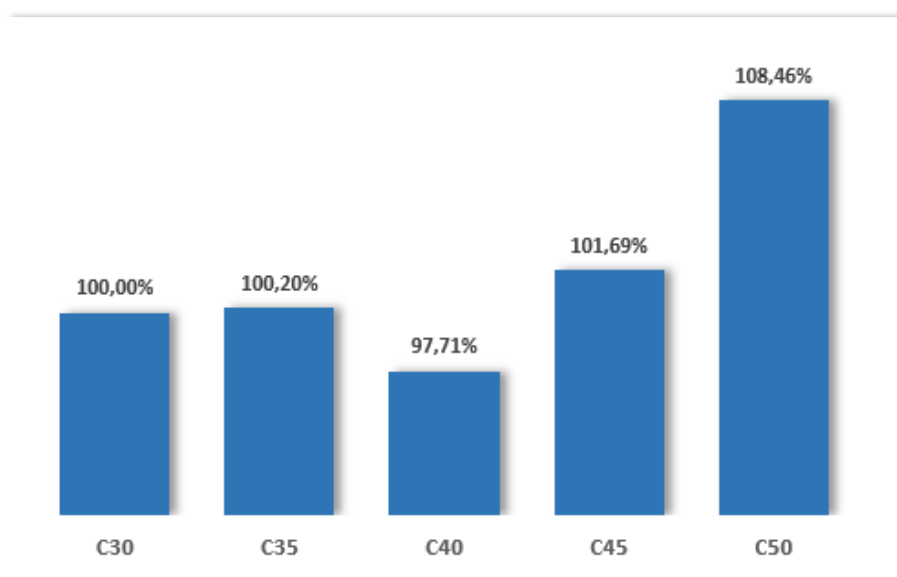


Fonte: Autoria Própria, 2022.

Novamente, tomando como base 100% o valor calculado com 30 MPa, houve aumentos para todas as resistências acima, que representam 2,02%, 4,38%, 5,90% e 11,35% para as resistências de 35, 40, 45 e 50 MPa, respectivamente.

Para as lajes, as variações podem ser observadas através do Gráfico 29.

Gráfico 29 – Variação dos Custos: Lajes.



Fonte: Autoria Própria, 2022.

A resistência que apresentou o menor valor, equivale a classe C40, possuindo uma redução de 2,29% nos custos para a concretagem, se comparado com a resistência de 30 MPa. As demais, apresentaram valores acima da resistência de 30 MPa (que foi admitida como 100%). Destaca-se a classe C50, cujo aumento em relação ao concreto de 30 MPa, representa 8,46%, que em termos monetários equivale a R\$ 8.358,59.

6.2.3 Orçamento de aço

Para o material aço, houve variações nos quantitativos e nos valores gastos para cada diâmetro de barra utilizada. Os valores gastos para cada tipo de elemento estrutural, classe de resistência, bem como os totais para cada resistência, pode ser visualizados através da Tabela 71.

Tabela 71 – Orçamento de aço: Modelo B.

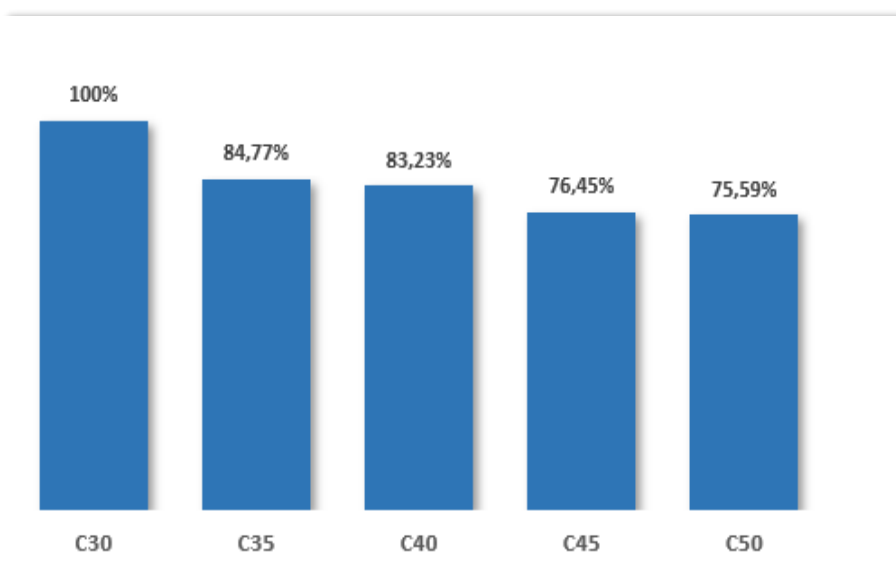
f_{ck} (MPa)	Pilares	Vigas	Lajes	Total
C30	R\$ 42.118,23	R\$ 102.641,27	R\$ 143.588,66	R\$ 288.348,16
C35	R\$ 35.704,96	R\$ 105.482,94	R\$ 158.850,01	R\$ 300.037,91
C40	R\$ 35.055,46	R\$ 108.722,18	R\$ 169.092,76	R\$ 312.870,40
C45	R\$ 32.199,61	R\$ 103.590,89	R\$ 162.284,35	R\$ 298.074,85
C50	R\$ 31.836,28	R\$ 106.152,11	R\$ 184.313,78	R\$ 322.302,17

Fonte: Autoria Própria, 2022.

Os valores exibidos nas colunas dos elementos estruturais (vigas, pilares e lajes), levou em consideração a soma dos valores de todos os diâmetros. Para mais detalhes, pode ser consultado o APÊNDICE J, o qual apresenta os valores para cada diâmetro.

O Gráfico 30 apresenta as variações nos custos para os pilares.

Gráfico 30 – Variação do custo de aço: Pilares

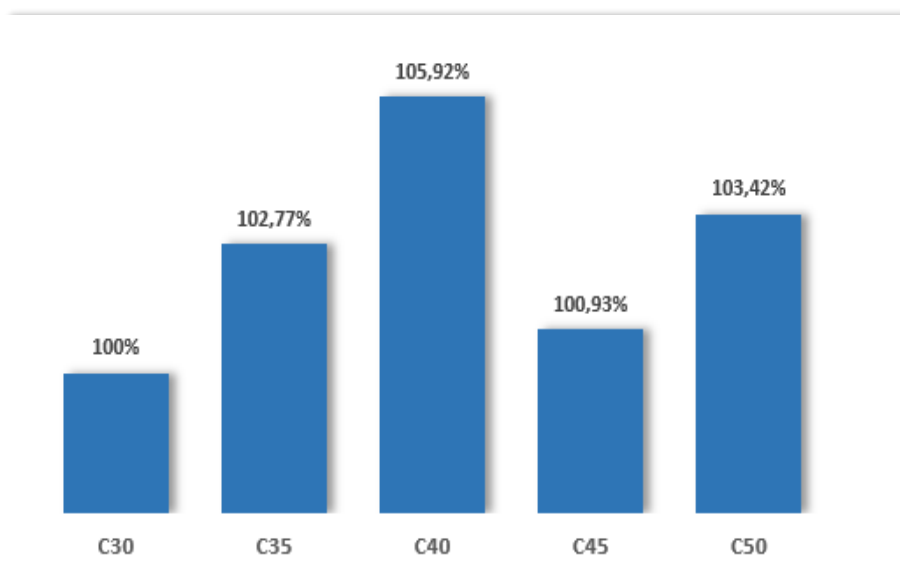


Fonte: Autoria Própria, 2022.

Assim como nos dados apresentados no modelo A, para o modelo B, se tratando dos pilares, à medida que se aumenta a resistência à compressão do concreto, também ocorrem diminuições nos gastos no consumo de aço. O concreto de classe C50 apresentou os melhores resultados, com economia de 24,41%.

As variações dos custos de aço, para as vigas, podem ser observadas através do Gráfico 31 .

Gráfico 31 – Variação do custo de aço: Vigas.

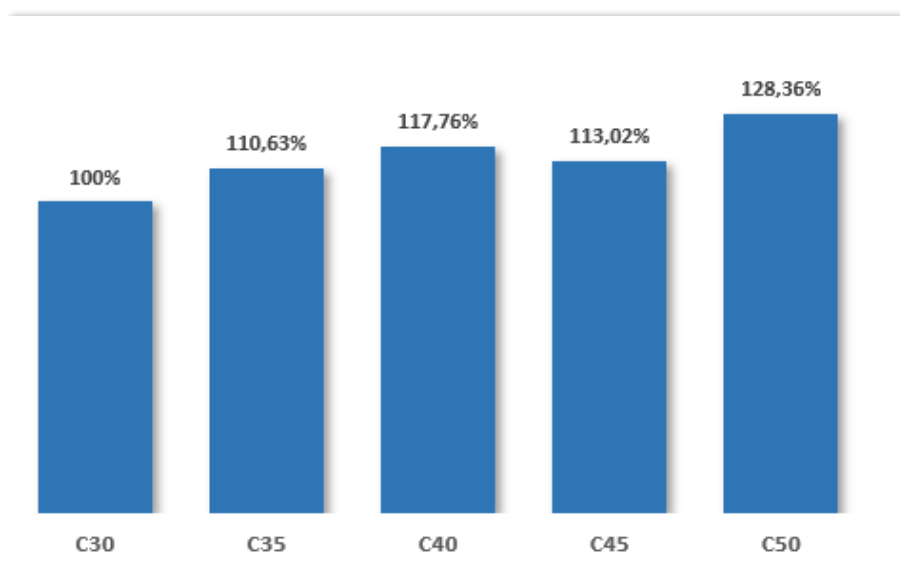


Fonte: Autoria Própria, 2022.

Se tratando das vigas, a classe de resistência que apresentou o menor valor, equivale a C30. Todas as demais, apresentaram maiores valores, representando 2,77%, 5,92%, 0,93% e 3,42% de aumento, para as classes C35, C40, C45 e C50, respectivamente.

Para o elemento estrutural laje, as variações dos custos podem ser visualizadas através do Gráfico 32.

Gráfico 32 – Variação do custo: Lajes.

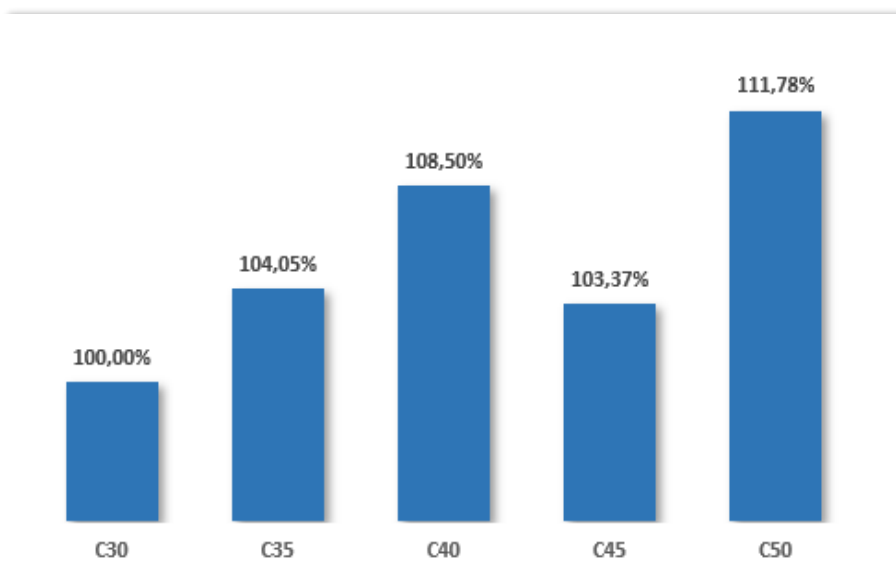


Fonte: Autoria Própria, 2022.

Assim como nas vigas, a classe com f_{ck} 30 MPa apresentou o menor valor. A partir dela, houve aumento de 10,63%, 17,76%, 13,02% e 28,36% para as resistências de 35, 40, 45 e 50 MPa.

As variações, em porcentagem, levando em consideração todos os elementos estruturais, são exibidas no Gráfico 33.

Gráfico 33 – Porcentagem de aço.



Fonte: Autoria Própria, 2022.

Para o dimensionamento do modelo B, a resistência à compressão do concreto que melhor apresentou resultados, nos custos do aço, foi a classe C30. Percebe-se, um aumento nas resistências de 35 e 40 MPa em relação ao C30. Para a resistência de 45 MPa houve redução em relação ao C35 e C40, porém acima da classe C30. A resistência de 50 MPa proporcionou os maiores valores, apresentando aumento de 11,78% em relação ao C30.

6.2.4 Custo total da estrutura: Modelo B

Os custos diretos totais da superestrutura, para todas as classes de resistências utilizadas no modelo B, podem ser visualizados através da Tabela 72.

Tabela 72 – Total Gasto: Modelo B.

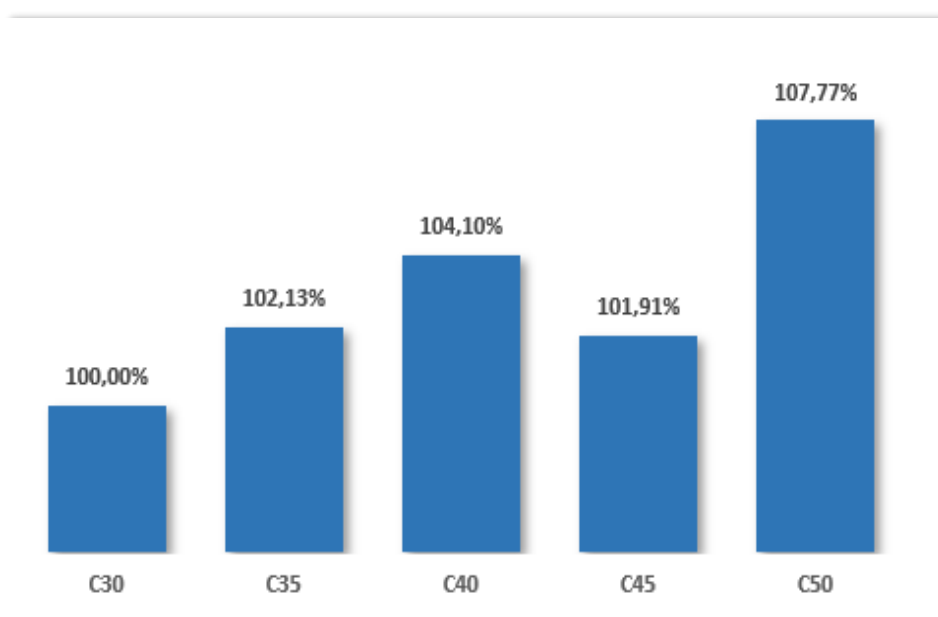
Classe de Resistência (MPa)	Total Gasto (R\$)
C30	R\$ 582.715,01
C35	R\$ 595.108,98
C40	R\$ 606.612,79
C45	R\$ 593.824,66
C50	R\$ 627.988,20

Fonte: Autoria Própria, 2022.

Tomando como base os dados apresentados na Tabela 72, a classe de resistência mais econômica do modelo B, equivale ao concreto C30, pois concretos de resistências acima dele apresentaram valores maiores do que 100%.

No Gráfico 34 são apresentadas as porcentagens de custo para cada tipo de f_{ck} , considerando como base 100% o valor do custo para a classe de resistência de 30 MPa.

Gráfico 34 – Porcentagem Total.



Fonte: Autoria Própria, 2022.

Como citado anteriormente, a resistência mais econômica do modelo B de dimensionamento, equivale a classe C30. A resistência de 35 MPa apresentou aumento de 2,13% em relação ao C30, a classe C40, C45 e C50 aumentos de 4,10%, 1,91% e 7,77%, respectivamente.

6.3 Comparação entre modelos

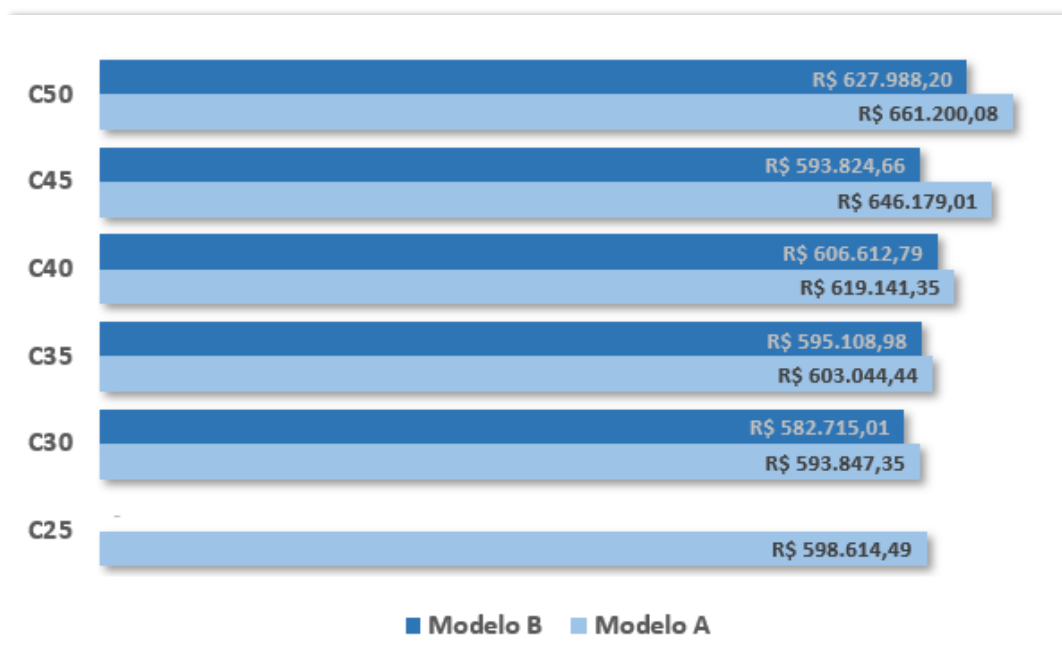
Com o intuito de comparação entre modelos, os custos totais, para cada classe de resistência à compressão do concreto dos modelos A e B, podem ser visualizados através da Tabela 73 e do Gráfico 35.

Tabela 73 – Custos totais dos edifícios.

f_{ck} (MPa)	Modelo A	Modelo B
C25	R\$ 598.614,49	-
C30	R\$ 593.847,35	R\$ 582.715,01
C35	R\$ 603.044,44	R\$ 595.108,98
C40	R\$ 619.141,35	R\$ 606.612,79
C45	R\$ 646.179,01	R\$ 593.824,66
C50	R\$ 661.200,08	R\$ 627.988,20

Fonte: Autoria Própria, 2022.

Gráfico 35 – Custos totais do edifício



Fonte: Autoria Própria, 2022.

De acordo com os dados apresentados na Tabela 73 e Gráfico 35, os custos diretos totais da superestrutura para o modelo A são maiores do que o Modelo B, sendo a resistência de 30 MPa do modelo B o menor valor para os 11 casos dimensionados.

7 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Este trabalho teve como objetivo geral analisar a influência da variação da resistência à compressão do concreto (f_{ck}) no dimensionamento estrutural de um edifício residencial de seis pavimentos. Verificou-se os efeitos causados das variações, tanto nos quantitativos gerados pelo *software* e por consequência nos custos diretos, quanto nos parâmetros do Estado Limite Último e Estado Limite de Serviço.

Ao realizar os dimensionamentos seguindo dois modelos distintos, buscou-se criar várias opções e possibilidades de dimensionamentos. Ao utilizar a metodologia do modelo A, os quantitativos de fôrmas e concreto permaneceram constantes, variando somente o aço. Pela metodologia do modelo B, houve variações nos três tipos de materiais analisados (fôrmas, concreto e aço). Sendo assim, foram encontrados 11 valores diferentes para os custos diretos.

Em se tratando de quantitativos de materiais, foram analisados o consumo de aço, concreto e fôrmas dos elementos que compõe a superestrutura do edifício em estudo (pilares, vigas e lajes). Observou-se economia de aço mais expressiva nos elementos submetidos à compressão (pilares). Sendo assim, estes elementos se tornam um grande aliado ao projetista estrutural na tentativa de economia de consumo de aço, aumentando o f_{ck} . Por meio da análise dos quantitativos gerados pelo *TQS*, verificou-se reduções nos quantitativos, tanto para o modelo A representando 37,39% de economia, quanto para o modelo B, cuja redução representa 26,27%.

Além da economia no quantitativo de aço supracitada, houve redução nos custos diretos para os pilares à medida que se aumentou o valor de f_{ck} , tanto para o modelo A quanto para o modelo B. Para o valor mais expressivo do modelo A, houve redução de 33,19% nos custos. Para o modelo B, a redução equivale a 24,41%.

Para os elementos estruturais cujo esforço preponderante é a flexão (vigas e lajes) a influência da resistência à compressão do concreto se mostrou pouco eficiente na economia de aço, em ambos os modelos. Em contrapartida, aumentar a resistência à compressão do concreto, causam efeitos favoráveis (no sentido de reduções) nos deslocamentos dos elementos supracitados. Os valores das reduções ficaram bastantes evidentes nas lajes, que para o modelo A, foram encontradas lajes com 38,10% menos deslocamento.

Ao manter as seções dos elementos constantes, a inércia também permanece constante. O fato de aumentar a resistência à compressão do concreto, proporciona elementos menos deslocáveis, pois aumenta-se o módulo de elasticidade. Sendo assim, aumentar o valor do f_{ck} , mantendo a seção transversal constante, torna-se uma opção interessante na tentativa de se obter elementos menos deslocáveis.

Para as vigas e lajes, um fator importante fez com que os quantitativos de aço aumentassem com o aumento do f_{ck} , que se trata da armadura mínima exigida por norma. De acordo com a NBR6118:2014, quanto maior a classe de resistência, maior a taxa de aço mínima requerida. Os aumentos nos quantitativos de aço ficaram mais evidentes nas lajes, onde ocorreram aumentos de 25,27% para o modelo A e 28,76% para o modelo B.

A estabilidade global do edifício também se mostrou afetada devido a variação da resistência a compressão do concreto. Utilizando a metodologia do modelo A, ao aumentar o f_{ck} mantendo a seção transversal dos elementos constantes, o edifício é classificado como nós fixos a partir da resistência de 45 MPa para ambas as direções. Sendo que, abaixo de 45 MPa, o edifício é classificado como nós móveis na direção x, permanecendo de nós fixos na direção y.

Ao aplicar a metodologia do modelo B, reduzir as seções até as mínimas permitidas, mesmo aumentando a classe de resistência, o edifício se mostrou mais deslocável e menos estável, sendo a estrutura classificada de nós móveis para todas as resistências, tanto para a direção x quanto para a para y.

Nesse ponto ressalta-se a importância da seção transversal dos elementos, mais especificamente os pilares e as vigas, tendo em vista que no modelo IV de dimensionamento adotado no *TQS* não se leva em consideração as lajes na análise da estabilidade global da estrutura. Buscar as seções mínimas permitidas pelo Estado Limite Último e Estado Limite de Serviço, tem como resultado um edifício menos estável e mais deslocável, aumentando os esforços globais de segunda ordem. Porém, na análise de todos os elementos, os mesmos atenderam aos Estados Limites. Sendo assim, cabe ao projetista estrutural avaliar as vantagens e desvantagens por adotar esta metodologia.

Uma vez bem dimensionada e executada, as estruturas de concreto armado tendem a ter boa durabilidade. Mas caso as aberturas de fissuras estejam acima do limite estabelecido pela NBR 6118:2014, a durabilidade se torna menor, tendo em vista a ação de agentes agressivos nas armaduras da estrutura. Sendo assim, aumentar a resistência à compressão do concreto na tentativa de diminuir a formação e abertura de fissuras, torna-se uma opção viável, conforme apresentado nos resultados.

Para os custos diretos da superestrutura, são observadas grandes variações dentre os 11 dimensionamentos, cujos valores ficaram compreendidos entre R\$ 582.715,07 e R\$ 661.200,08, cuja diferença é de R\$ 78.485,01, sendo bastante significativa. Os orçamentos supracitados equivalem ao concreto de classe C50 do modelo A (maior custo) e concreto C30 do modelo B (menor custo).

Na realização deste trabalho, optou-se por alterar somente as seções dos elementos estruturais e a resistência à compressão do concreto, encontrando os 11 dimensionamentos descritos. Porém, como sugestão para trabalhos futuros, outras metodologias poderiam ser adotadas. Como por exemplo, o uso de outros tipos de lajes e uma nova concepção estrutural através da locação dos pilares seguindo orientações diferentes.

A utilização de um tipo diferente de laje, como por exemplo a treliçada unidirecional, ocasionaria em quantidades menores de fôrmas e possivelmente no consumo de aço. Em contrapartida, acarretaria maiores deslocamentos destes elementos, cujos resultados seriam melhor analisados com os dimensionamentos realizados.

O edifício se mostrou mais deslocável na direção X. Ao realizar uma nova concepção estrutural, através de novos posicionamentos de pilares, poderia melhorar essa questão. Porém, ocorreria uma nova redistribuição de esforços, que novamente, somente com os dimensionamentos seria possível analisá-los.

Diante disso, os resultados almejados no início deste trabalho, foram considerados alcançados.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

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

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8953: Concreto para fins estruturais**. Rio de Janeiro, 2015.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7480: Aço destinado a armaduras para estruturas de concreto armado – Especificação**. Rio de Janeiro, 2008.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6123: Forças devidas ao vento em edificações**. Rio de Janeiro, 1988.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 14931: Execução de estruturas de concreto – Procedimento**. Rio de Janeiro, 2004.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5738: Concreto – Procedimento para moldagem e cura de corpos de prova**. Rio de Janeiro, 2015.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5739: Concreto – Ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos**. Rio de Janeiro, 2018.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7222: Argamassa e concreto – Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos-de-prova cilíndricos**. Rio de Janeiro, 1994.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12142: Concreto – Determinação da resistência à tração na flexão de corpos de prova prismáticos**. Rio de Janeiro, 2010.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8522: Concreto – Determinação do módulo estático de elasticidade à compressão**. Rio de Janeiro, 2008.

BASTOS, Paulo Sérgio dos Santos. **Fundamentos do concreto armado**. Bauru: Unesp, 2019.

BASTOS, Paulo Sérgio dos Santos. **Flexão normal simples – Vigas**. Bauru: Unesp, 2020.

BASTOS, Paulo Sérgio dos Santos. **Lajes de Concreto Armado**. Bauru: Unesp, 2021.

BERNARDO, J. N. D. **Análise da influência da resistência característica à compressão do concreto (fck) no dimensionamento estrutural de um edifício residencial em concreto armado.** Artigo submetido ao Curso de Engenharia Civil da UNESC - como requisito parcial para obtenção do Título de Engenheiro Civil, 2011.

BUSKE, L. R. **Análise da influência da resistência característica à compressão do concreto no dimensionamento de vigas de concreto armado.** 2019. Trabalho de Conclusão de Curso. Curso de Engenharia Civil, Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul – UNIJUÍ, Ijuí, 2019.

CARVALHO, FIGUEIREDO FILHO. **Cálculo e Detalhamento de Estruturas Usuais de Concreto Armado Segundo a NBR 6118:2014.** (4. ed., Ed.) São Carlos: EdUFSCar, 2014.

CHINEM, Rodolpho Mendonça. **Avaliação da estabilidade global de edifícios.** UFG, Goiânia, 2010.

GOMES, Paulo CC; BARROS, AR de. **Métodos de dosagem de concreto autoadensável.** São Paulo: Pini, 2009.

GRÄTSCH, H. K. **Análise da influência da resistência característica à compressão do concreto nos pilares de um edifício residencial em concreto armado.** 2019. Trabalho de Conclusão de Curso. Curso de Engenharia Civil, Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul – UNIJUÍ, Ijuí, 2019.

HELENE, Paulo RL; TERZIAN, Paulo. **Manual de dosagem e controle do concreto.** Pini, 1993.

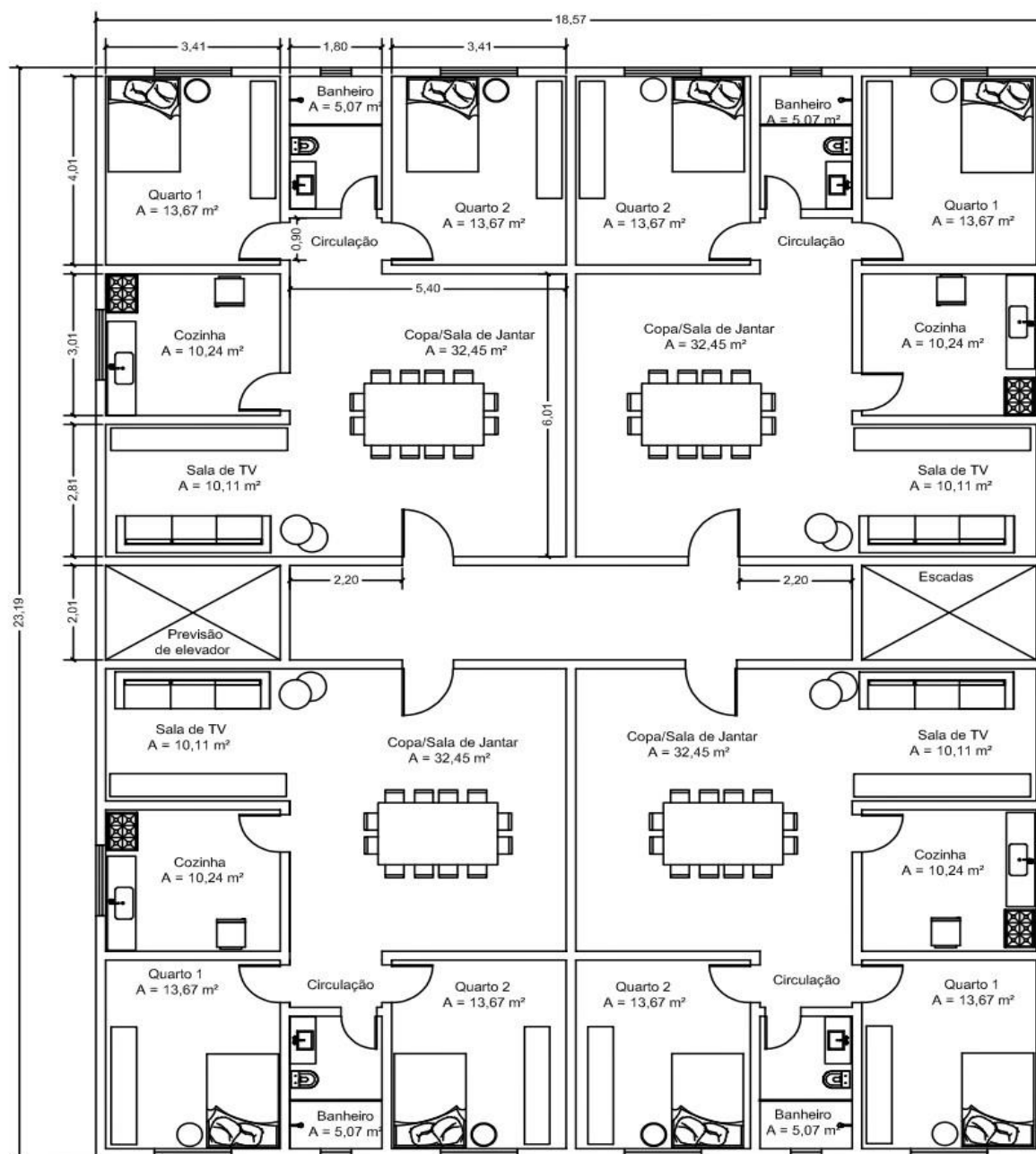
PINHEIRO, Libânio M. **Fundamentos do concreto e projeto de edifícios.** 2007.

PORTO, Thiago Bomjardim; FERNANDES, Danielle. **Curso básico de concreto armado.** Oficina de Textos, 2015.

KIMURA, Alio. **Informática aplicada a estruturas de concreto armado.** Oficina de Textos, 2007.

WIELENS, L.K. **Projeto estrutural de edifícios com pilares e vigas em concreto armado: uma análise de custo frente ao aumento da resistência característica do concreto.** 2018. Trabalho de Conclusão de Curso. Curso de Engenharia Civil, Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul – UNIJUÍ, Ijuí, 2018.

APÊNDICE A – Projeto Arquitetônico: Pavimento Tipo



Planta Baixa - Pavimento Tipo

APÊNDICE B – Cargas de alvenarias nas vigas do modelo B

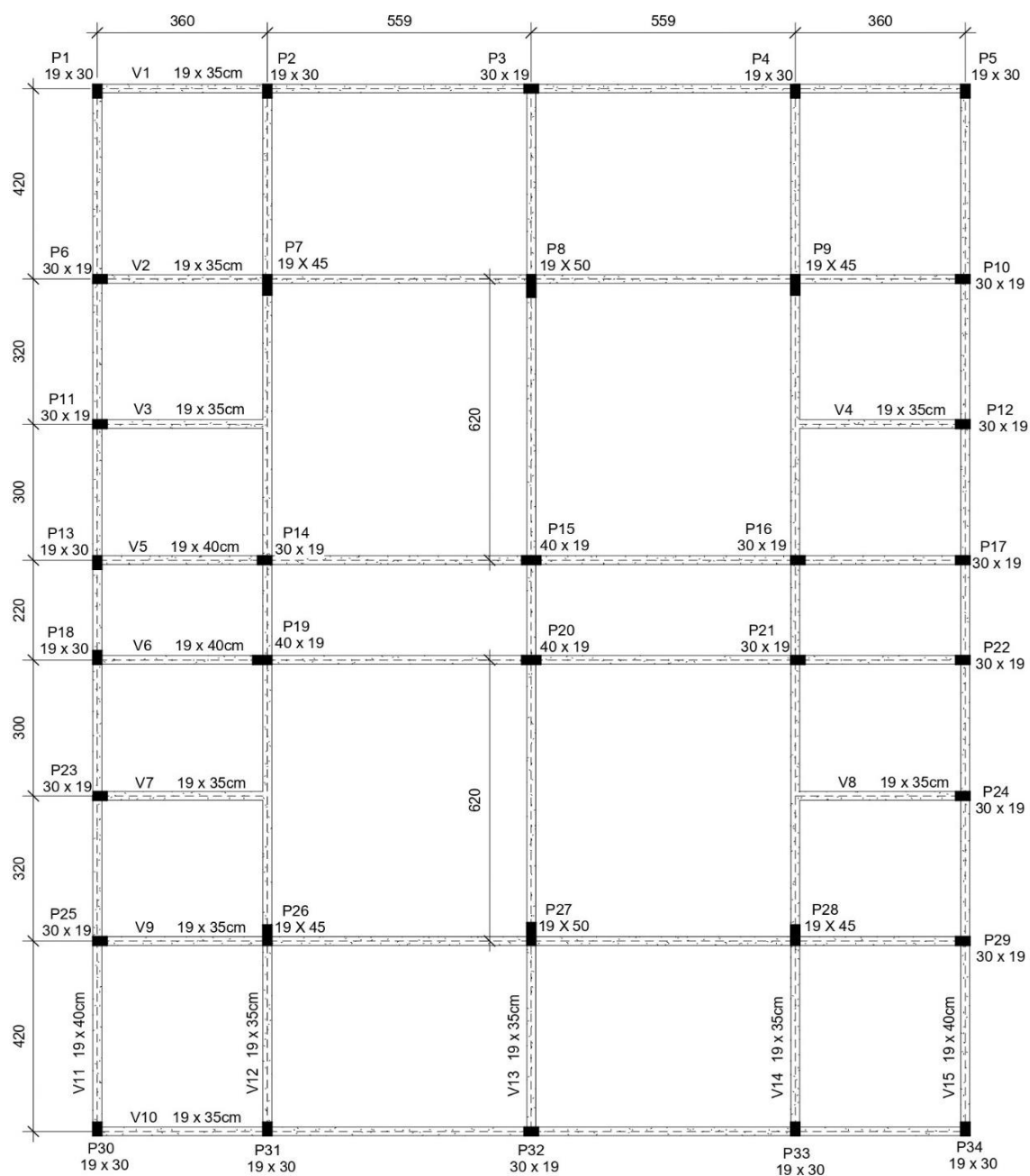
f_{ck}: 30 MPa			
Pavimento Baldrame			
Vigas	Carga por Área (kN/m ²)	Altura da alvenaria (m)	Carga linear (kN/m)
V1, V5-1, V5-4, V6-1, V6-4, V10, V12-3	2,66	2,8	7,448
V11, V15-1, V15-7		2,75	7,315
V15-4		1,75	4,655
Pavimento Tipo			
Vigas	Carga por Área (kN/m ²)	Altura da alvenaria (m)	Carga linear (kN/m)
V101, V105, V106, V110, V112 V118	2,66	2,8	7,448
V102, V109, V111, V115, V119		2,75	7,315
V103, V104, V107, V108, V113 V114, V116 e V117		2,85	7,581
Pavimento Cobertura			
Vigas	Carga por Área (kN/m ²)	Altura da alvenaria (m)	Carga linear (kN/m)
V201, V210, V211, V219	2,66	1,00	2,660
V205, V206		2,45	6,517
V211-4 e V219-4		2,55	6,783
V201, V210, V211, V219		1,00	2,66
V205, V206		2,45	6,517
V211-4 e V219-4		2,55	6,783
f_{ck}: 35 MPa			
Pavimento Baldrame			
Vigas	Carga por Área (kN/m ²)	Altura da alvenaria (m)	Carga linear (kN/m)
V1, V5-1, V5-4, V6-1 V6-4, V10, V12-3	2,66	2,80	7,448
V11, V15-1 e V15-7		2,75	7,315
V15-4		1,75	4,655
Pavimento Tipo			

Vigas	Carga por Área (kN/m ²)	Altura da alvenaria (m)	Carga linear (kN/m)
V101, V105, V106, V110, V112 V118	2,66	2,8	7,448
V102, V109, V111, V115, V119	2,66	2,75	7,315
V103, V104, V107, V108		2,9	7,714
V113, V114, V116 e V1173		2,85	7,581
Pavimento Cobertura			
Vigas	Carga por Área (kN/m ²)	Altura da alvenaria (m)	Carga linear (kN/m)
V201, V210, V211 e V219	2,66	1	2,66
V205 e V206	2,66	2,45	6,517
V211-4 e V219-4	2,66	2,6	6,916
$f_{ck}: 40 \text{ MPa}$			
Pavimento Baldrame			
Vigas	Carga por Área (kN/m ²)	Altura da alvenaria (m)	Carga linear (kN/m)
V1, V5-1, V5-4, V6-1 V6-4, V10, V12-3	2,66	2,8	7,448
V11 e V15-1 e V15-7		2,75	7,315
V15-4		1,75	4,655
Pavimento Tipo			
Vigas	Carga por Área (kN/m ²)	Altura da alvenaria (m)	Carga linear (kN/m)
V101, V105, V106, V110, V112 V118	2,66	2,8	7,448
V102, V109, V111, V115, V119		2,75	7,315
V103, V104, V107, V108		2,9	7,714
V113, V114, V116 e V117		2,85	7,581
Pavimento Cobertura			
Vigas	Carga por Área (kN/m ²)	Altura da alvenaria (m)	Carga linear (kN/m)
V201, V210, V211 e V219	2,66	1	2,66
V205 e V206		2,45	6,517
V211-4 e V219-4		2,6	6,916
$f_{ck}: 45 \text{ MPa}$			
Pavimento Baldrame			

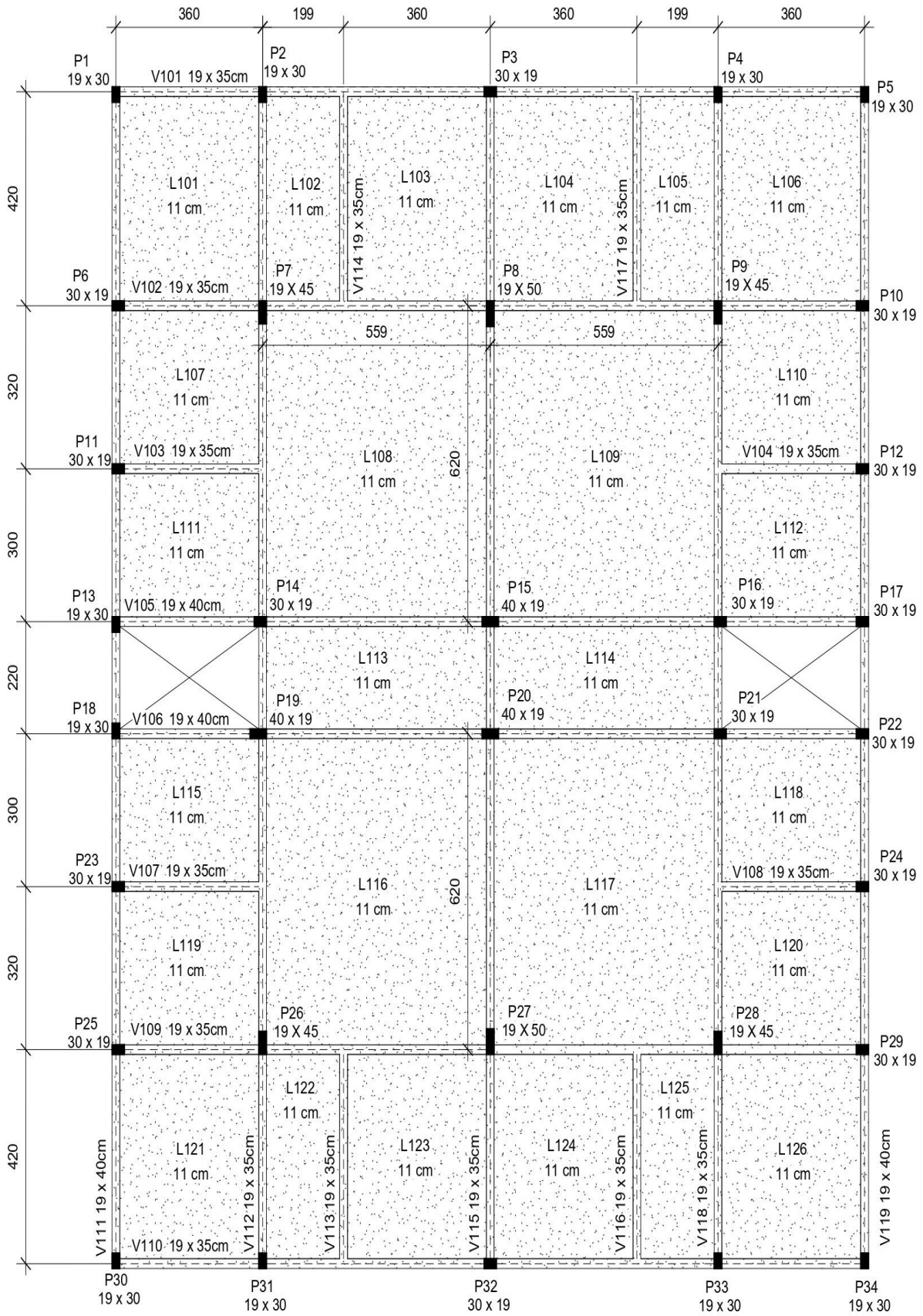
Vigas	Carga por Área (kN/m ²)	Altura da alvenaria (m)	Carga linear (kN/m)
V1, V5-1, V5-4, V6-1 V6-4, V10, V12-3	2,66	2,8	7,448
V11 e V15-1 e V15-7		2,75	7,315
V15-4		1,75	4,655
Pavimento Tipo			
Vigas	Carga por Área (kN/m ²)	Altura da alvenaria (m)	Carga linear (kN/m)
V101, V102, V105, V106, V109 V110, V112, V118	2,66	2,8	7,448
V111, V115, V119	2,66	2,75	7,315
V103, V104, V107, V108		2,95	7,847
V113, V114, V116 e V117		2,9	7,714
Pavimento Cobertura			
Vigas	Carga por Área (kN/m ²)	Altura da alvenaria (m)	Carga linear (kN/m)
V201, V210, V211 e V219	2,66	1	2,66
V205 e V206		2,5	6,65
V211-4 e V219-4		2,6	6,916
$f_{ck}: 50 \text{ MPa}$			
Pavimento Baldrame			
Vigas	Carga por Área (kN/m ²)	Altura da alvenaria (m)	Carga linear (kN/m)
V1, V5-1, V5-4, V6-1 V6-4, V10, V12-3	2,66	2,8	7,448
V111 e V15-1 e V15-7		2,75	7,315
V15-4		1,75	4,655
Pavimento Tipo			
Vigas	Carga por Área (kN/m ²)	Altura da alvenaria (m)	Carga linear (kN/m)
V101, V102, V105, V106, V109, V110, V112, V118	2,66	2,8	7,448
V111, V115, V119		2,75	7,315
V103, V104, V107, V108		2,9	7,714
V113, V114, V116 e V117		2,85	7,581
Pavimento Cobertura			
Vigas	Carga por Área (kN/m ²)	Altura da alvenaria (m)	Carga linear (kN/m)

V201, V210, V211 e V219	2,66	1	2,66
V205 e V206		2,45	6,517
V211-4 e V219-4		2,6	6,916

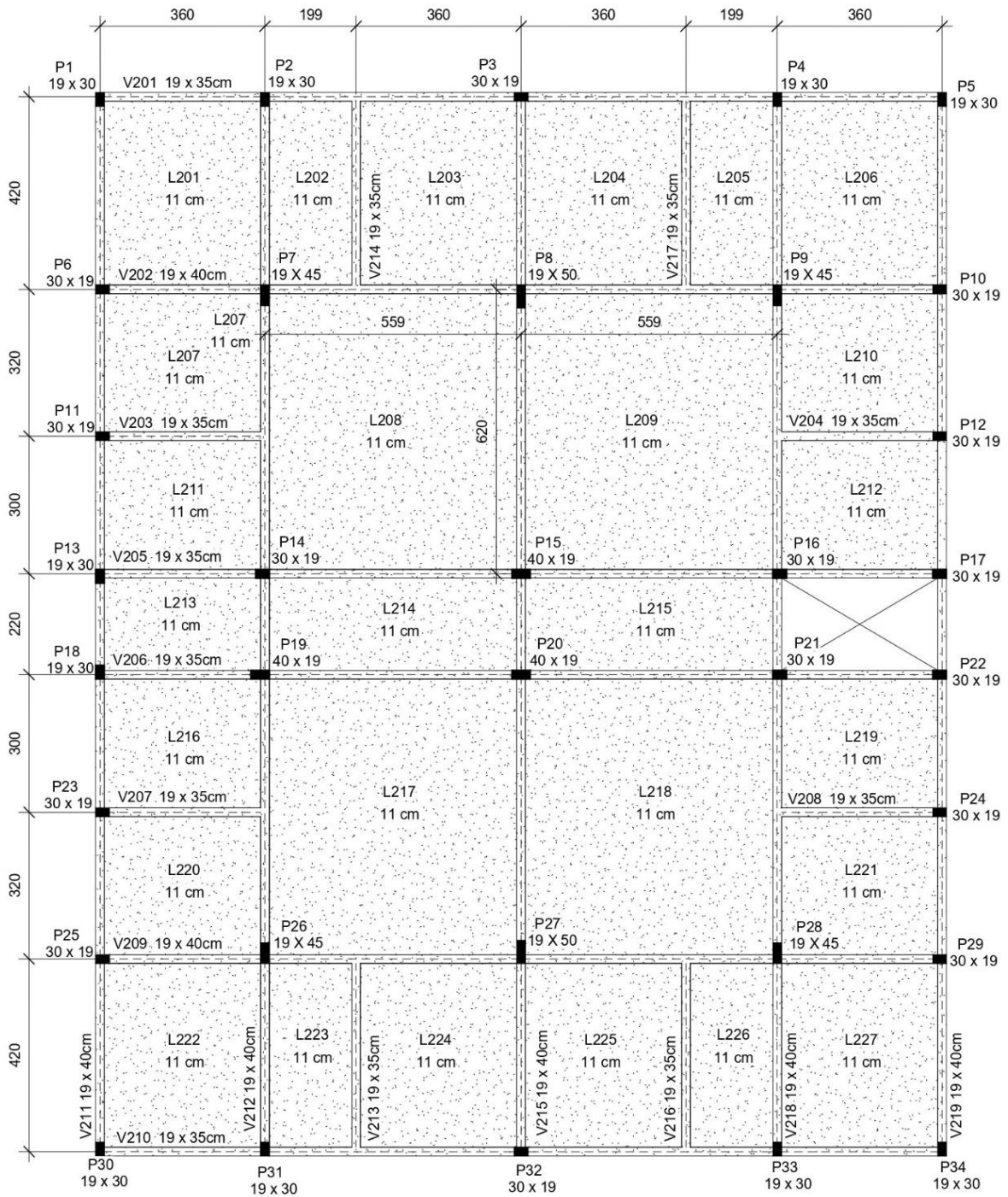
APÊNDICE C – Planta de fôrma dos pavimentos



1 Pav. Baldrame
1 : 75



1 Pav. Tipo 1
1:75



1 Pav. Cobertura
1 : 75

APÊNDICE D – Dimensões das vigas e pilares do Modelo A

Dimensão das Vigas		
Vigas	Largura (cm)	Altura (cm)
Pavimento Baldrame		
V1, V2, V3, V4, V7, V8, V9, V10, V12, V13 e V14	19	35
V5, V6, V11 e V15	19	40
Pavimento Tipo		
V101, V103, V104, V105, V106, V107, V108 e V110	19	35
V102, V109, V111, V112, V113, V114, V115, V116, V117, V118, V119	19	40
Pavimento Cobertura		
V201, V203, V204, V205, V206, V207, V208, V210, V213 e V214	19	35
V202, V209, V211, V212, V215, V218 e V219	19	40
Pavimento Reservatório		
V301, V302, V303, V304, V305, V306, V307	19	35
Dimensão dos Pilares		
Pilares	Maior Dimensão (cm)	Menor dimensão (cm)
P1, P2, P3, P4, P5, P6, P10, P11, P12, P13, P14, P16, P17, P18, P21, P22, P23, P24, P25, P29, P30, P31, P32, P33 e P34	30	19
P15, P19 e P20	40	19
P7, P9, P26 e P28	45	19
P8 e P27	50	19

APÊNDICE E – Dimensões das vigas e pilares do Modelo B

Alturas das vigas do Pavimento Baldrame (cm)					
Viga	30 MPa	35 MPa	40 MPa	45 Mpa	50 MPa
V1	35	35	35	35	35
V2	35	35	35	35	35
V3	30	25	20	20	20
V4	30	25	20	20	20
V5	40	40	40	35	35
V6	40	40	40	35	35
V7	30	25	20	20	20
V8	30	25	20	20	20
V9	35	35	35	35	35
V10	35	35	35	35	35
V11	40	40	40	35	35
V12	35	35	35	35	35
V13	35	35	35	35	35
V14	35	35	35	35	35
V15	40	40	40	35	35
Alturas das vigas do Pavimento Tipo (cm)					
Viga	30 MPa	35 MPa	40 MPa	45 Mpa	50 MPa
V101	35	35	35	35	35
V102	40	40	40	35	35
V103	30	30	25	25	25
V104	30	30	25	25	25
V105	35	35	35	35	35
V106	35	35	35	35	35
V107	30	30	25	25	25
V108	30	30	25	25	25
V109	40	40	40	35	35
V110	35	35	35	35	35
V111	40	40	40	40	35
V112	35	35	35	35	40
V113	35	30	30	30	30
V114	35	30	30	30	30
V115	40	40	40	40	35
V116	35	30	30	30	30
V117	35	30	30	30	30
V118	35	35	35	35	40
V119	40	40	40	40	35
Alturas das vigas do Pavimento Cobertura					
Viga	30 MPa	35 MPa	40 MPa	45 Mpa	50 MPa
V201	35	35	35	35	35
V202	40	40	40	35	35
V203	30	25	20	20	20

V204	30	25	20	20	20
V205	35	35	35	35	35
V206	35	35	35	35	35
V207	30	25	20	20	20
V208	30	25	20	20	20
V209	40	40	40	35	35
V210	35	35	35	35	35
V211	40	40	40	40	35
V212	35	35	35	35	35
V213	30	30	30	25	25
V214	30	30	30	25	25
V215	40	40	40	40	35
V216	30	30	30	25	25
V217	30	30	30	25	25
V218	35	35	35	35	35
V219	40	40	40	40	35
Alturas das vigas do Pavimento Reservatório (cm)					
Viga	30 MPa	35 MPa	40 MPa	45 Mpa	50 MPa
V301	35	35	35	30	30
V302	35	35	35	30	30
V303	25	20	20	20	20
V304	25	20	20	20	20
V305	25	20	20	20	20
V306	25	20	20	20	20
V307	25	20	20	20	20

Dimensão dos pilares										
Pilar	30 MPa		35 MPa		40 MPa		45 MPa		50 MPa	
	x	y	x	y	x	y	x	y	x	y
P1	19	25	19	25	19	25	19	20	19	20
P2	19	25	19	25	19	25	19	20	19	20
P3	25	19	25	19	25	19	20	19	20	19
P4	19	25	19	25	19	25	19	20	19	20
P5	19	25	19	25	19	25	19	20	19	20
P6	25	19	20	19	20	19	20	19	20	19
P7	19	35	19	35	19	30	19	25	19	25
P8	19	45	19	40	19	35	19	35	19	30
P9	19	35	19	35	19	30	19	25	19	25
P10	25	19	20	19	20	19	20	19	20	19
P11	25	19	25	19	25	19	20	19	20	19
P12	25	19	25	19	25	19	20	19	20	19
P13	19	25	19	25	19	25	19	25	19	20
P14	25	19	25	19	25	19	25	19	25	19
P15	35	19	30	19	25	19	25	19	25	19
P16	25	19	25	19	25	19	25	19	25	19
P17	25	19	25	19	25	19	25	19	20	19
P18	19	25	19	25	19	25	19	25	19	20
P19	25	19	25	19	25	19	25	19	25	19
P20	35	19	30	19	30	19	30	19	25	19
P21	25	19	25	19	25	19	25	19	25	19
P22	25	19	25	19	25	19	25	19	20	19
P23	25	19	25	19	25	19	20	19	20	19
P24	25	19	25	19	25	19	20	19	20	19
P25	25	19	20	19	20	19	20	19	20	19
P26	19	35	19	35	19	30	19	25	19	25
P27	19	45	19	40	19	35	19	35	19	30
P28	19	35	19	35	19	30	19	25	19	25
P29	25	19	20	19	20	19	20	19	20	19
P30	19	25	19	25	19	25	19	20	19	20
P31	19	25	19	25	19	25	19	20	19	20
P32	25	19	25	19	25	19	20	19	20	19
P33	19	25	19	25	19	25	19	20	19	20
P34	19	25	19	25	19	25	19	20	19	20

APÊNDICE F – Distribuição dos quantitativos de aço: modelo A

Quantitativo de aço: fck de 25 MPa											
Piso 5: Reservatório											
Diâmetro (mm)	5	6,3	8	10	12,5	16	20	Aço	Concreto	Fôrma	fck
-	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	m ³	m ²	MPa
Pilares	42	0	0	79	0	0	0	121	1,76	29,12	25
Vigas	41	0	0	138	0	0	0	179	2,92	34,07	
Lajes	0	138	86	0	0	0	0	224	3,54	35,42	
Totais	83	138	86	217	0	0	0	524	8,22	98,61	
Piso 4: Cobertura											
Diâmetro (mm)	5	6,3	8	10	12,5	16	20	Aço	Concreto	Fôrma	fck
-	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	m ³	m ²	MPa
Pilares	155	0	0	308	0	0	0	463	6,88	113,15	25
Vigas	232	9	0	502	221	404	0	1.368	17,44	186,42	
Lajes	0	1.827	507	4	0	0	0	2.338	41,36	376,03	
Totais	387	1.836	507	814	221	404	0	4.169	65,68	675,6	
Piso 3: Tipo											
Diâmetro (mm)	5	6,3	8	10	12,5	16	20	Aço	Concreto	Fôrma	fck
-	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	m ³	m ²	MPa
Pilares	147	0	0	335	0	0	0	482	6,88	113,15	25
Vigas	167	101	16	440	373	677	0	1.774	17,59	189,23	
Lajes	0	1.739	570	23	0	0	0	2.332	40,61	369,17	
Totais	314	1.840	586	798	373	677	0	4.588	65,08	671,55	
Piso 2: Tipo											
Diâmetro (mm)	5	6,3	8	10	12,5	16	20	Aço	Concreto	Fôrma	fck
-	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	m ³	m ²	MPa
Pilares	87	79	0	205	138	172	0	681	6,88	113,15	25
Vigas	167	101	16	440	373	677	0	1.774	17,59	189,23	
Lajes	0	1.739	570	23	0	0	0	2.332	40,61	369,17	
Totais	254	1.919	586	668	511	849	0	4.787	65,08	671,55	
Piso 1: Tipo											
Diâmetro (mm)	5	6,3	8	10	12,5	16	20	Aço	Concreto	Fôrma	fck
-	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	m ³	m ²	MPa
Pilares	86	113	0	240	117	0	1.171	1.727	6,88	113,15	25
Vigas	167	101	16	440	373	677	0	1.774	17,59	189,23	
Lajes	0	1.739	570	23	0	0	0	2.332	40,61	369,17	
Totais	253	1.953	586	703	490	677	1.171	5.833	65,08	671,55	
Piso 0: Fundação											
Diâmetro (mm)	5	6,3	8	10	12,5	16	20	Aço	Concreto	Fôrma	fck
-	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	m ³	m ²	MPa
Pilares	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	25
Vigas	213	0	190	265	0	0	0	668	15,6	206,87	
Lajes	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
Totais	213	0	190	265	0	0	0	668	15,6	206,87	

Quantitativo de aço: fck de 30 MPa

Piso 5: Reservatório											
Diâmetro (mm)	5	6,3	8	10	12,5	16	20	Aço	Concreto	Fôrma	fck
-	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	m³	m²	MPa
Pilares	42	0	0	79	0	0	0	121	1,76	29,12	30
Vigas	49	0	0	139	0	0	0	188	2,92	34,07	
Lajes	55	158	0	0	0	0	0	213	3,54	35,42	
Totais	146	158	0	218	0	0	0	522	8,22	98,61	

Piso 4: Cobertura											
Diâmetro (mm)	5	6,3	8	10	12,5	16	20	Aço	Concreto	Fôrma	fck
-	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	m³	m²	MPa
Pilares	155	0	0	307	0	0	0	462	6,88	113,15	30
Vigas	280	9	0	504	217	387	0	1.397	17,44	186,42	
Lajes	0	1.819	510	4	0	0	0	2.333	41,36	376,03	
Totais	435	1.828	510	815	217	387	0	4.192	65,68	675,6	

Piso 3: Tipo											
Diâmetro (mm)	5	6,3	8	10	12,5	16	20	Aço	Concreto	Fôrma	fck
-	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	m³	m²	MPa
Pilares	147	0	0	331	0	0	0	478	6,88	113,15	30
Vigas	201	98	15	429	414	564	0	1.721	17,59	189,23	
Lajes	0	1.734	572	19	0	0	0	2.325	40,61	369,17	
Totais	348	1.832	587	779	414	564	0	4.524	65,08	671,55	

Piso 2: Tipo											
Diâmetro (mm)	5	6,3	8	10	12,5	16	20	Aço	Concreto	Fôrma	fck
-	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	m³	m²	MPa
Pilares	136	14	0	305	41	0	0	496	6,88	113,15	30
Vigas	201	98	15	429	414	564	0	1.721	17,59	189,23	
Lajes	0	1.734	572	19	0	0	0	2.325	40,61	369,17	
Totais	337	1.846	587	753	455	564	0	4.542	65,08	671,55	

Piso 1: Tipo											
Diâmetro (mm)	5	6,3	8	10	12,5	16	20	Aço	Concreto	Fôrma	fck
-	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	m³	m²	MPa
Pilares	113	80	0	279	0	541	185	1.198	6,88	113,15	30
Vigas	201	98	15	429	414	564	0	1.721	17,59	189,23	
Lajes	0	1.734	572	19	0	0	0	2.325	40,61	369,17	
Totais	314	1.912	587	727	414	1.105	185	5.244	65,08	671,55	

Piso 0: Fundação											
Diâmetro (mm)	5	6,3	8	10	12,5	16	20	Aço	Concreto	Fôrma	fck
-	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	m³	m²	MPa
Pilares	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	30
Vigas	258	0	190	261	0	0	0	709	15,6	206,87	
Lajes	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
Totais	258	0	190	261	0	0	0	709	15,6	206,87	

Quantitativo de aço: fck de 35 MPa

Piso 5: Reservatório											
Diâmetro (mm)	5	6,3	8	10	12,5	16	20	Aço	Concreto	Fôrma	fck
-	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	m³	m²	MPa
Pilares	42	0	0	79	0	0	0	121	1,76	29,12	35
Vigas	49	0	0	128	0	0	0	177	2,92	34,07	
Lajes	0	106	169	0	0	0	0	275	3,54	35,42	
Totais	91	106	169	207	0	0	0	573	8,22	98,61	

Piso 4: Cobertura											
Diâmetro (mm)	5	6,3	8	10	12,5	16	20	Aço	Concreto	Fôrma	fck
-	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	m³	m²	MPa
Pilares	155	0	0	306	0	0	0	461	6,88	113,15	35
Vigas	113	198	0	479	240	356	0	1.386	17,44	186,42	
Lajes	0	1.360	1.136	4	0	0	0	2.500	41,36	376,03	
Totais	268	1.558	1.136	789	240	356	0	4.347	65,68	675,6	

Piso 3: Tipo											
Diâmetro (mm)	5	6,3	8	10	12,5	16	20	Aço	Concreto	Fôrma	fck
-	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	m³	m²	MPa
Pilares	147	0	0	328	0	0	0	475	6,88	113,15	35
Vigas	87	232	0	445	362	582	0	1.708	17,59	189,23	
Lajes	0	1.397	1.046	17	0	0	0	2.460	40,61	369,17	
Totais	234	1.629	1.046	790	362	582	0	4.643	65,08	671,55	

Piso 2: Tipo											
Diâmetro (mm)	5	6,3	8	10	12,5	16	20	Aço	Concreto	Fôrma	fck
-	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	m³	m²	MPa
Pilares	147	0	0	328	0	0	0	475	6,88	113,15	35
Vigas	87	232	0	445	362	582	0	1.708	17,59	189,23	
Lajes	0	1.397	1.046	17	0	0	0	2.460	40,61	369,17	
Totais	234	1.629	1.046	790	362	582	0	4.643	65,08	671,55	

Piso 1: Tipo											
Diâmetro (mm)	5	6,3	8	10	12,5	16	20	Aço	Concreto	Fôrma	fck
-	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	m³	m²	MPa
Pilares	156	42	0	440	119	97	0	854	6,88	113,15	35
Vigas	87	232	0	445	362	582	0	1.708	17,59	189,23	
Lajes	0	1.397	1.046	17	0	0	0	2.460	40,61	369,17	
Totais	243	1.671	1.046	902	481	679	0	5.022	65,08	671,55	

Piso 0: Fundação											
Diâmetro (mm)	5	6,3	8	10	12,5	16	20	Aço	Concreto	Fôrma	fck
-	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	m³	m²	MPa
Pilares	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	35
Vigas	166	105	190	260	0	0	0	721	15,6	206,87	
Lajes	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
Totais	166	105	190	260	0	0	0	721	15,6	206,87	

Quantitativo de aço: fck de 40 MPa

Piso 5: Reservatório											
Diâmetro (mm)	5	6,3	8	10	12,5	16	20	Aço	Concreto	Fôrma	fck
-	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	m ³	m ²	MPa
Pilares	42	0	0	79	0	0	0	121	1,76	29,12	40
Vigas	60	0	0	133	0	0	0	193	2,92	34,07	
Lajes	0	171	86	0	0	0	0	257	3,54	35,42	
Totais	102	171	86	212	0	0	0	571	8,22	98,61	

Piso 4: Cobertura											
Diâmetro (mm)	5	6,3	8	10	12,5	16	20	Aço	Concreto	Fôrma	fck
-	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	m ³	m ²	MPa
Pilares	155	0	0	305	0	0	0	460	6,88	113,15	40
Vigas	138	198	0	483	233	366	0	1.418	17,44	186,42	
Lajes	0	984	1.697	4	0	0	0	2.685	41,36	376,03	
Totais	293	1.182	1.697	792	233	366	0	4.563	65,68	675,6	

Piso 3: Tipo											
Diâmetro (mm)	5	6,3	8	10	12,5	16	20	Aço	Concreto	Fôrma	fck
-	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	m ³	m ²	MPa
Pilares	147	0	0	326	0	0	0	473	6,88	113,15	40
Vigas	109	230	0	433	380	569	0	1.721	17,59	189,23	
Lajes	0	957	1.673	17	0	0	0	2.647	40,61	369,17	
Totais	256	1.187	1.673	776	380	569	0	4.841	65,08	671,55	

Piso 2: Tipo											
Diâmetro (mm)	5	6,3	8	10	12,5	16	20	Aço	Concreto	Fôrma	fck
-	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	m ³	m ²	MPa
Pilares	147	0	0	326	0	0	0	473	6,88	113,15	40
Vigas	109	230	0	433	380	569	0	1.721	17,59	189,23	
Lajes	0	957	1.673	17	0	0	0	2.647	40,61	369,17	
Totais	256	1.187	1.673	776	380	569	0	4.841	65,08	671,55	

Piso 1: Tipo											
Diâmetro (mm)	5	6,3	8	10	12,5	16	20	Aço	Concreto	Fôrma	fck
-	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	m ³	m ²	MPa
Pilares	185	12	0	435	37	0	0	669	6,88	113,15	40
Vigas	109	230	0	433	380	569	0	1.721	17,59	189,23	
Lajes	0	957	1.673	17	0	0	0	2.647	40,61	369,17	
Totais	294	1.199	1.673	885	417	569	0	5.037	65,08	671,55	

Piso 0: Fundação											
Diâmetro (mm)	5	6,3	8	10	12,5	16	20	Aço	Concreto	Fôrma	fck
-	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	m ³	m ²	MPa
Pilares	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	40
Vigas	204	105	0	553	0	0	0	862	15,6	206,87	
Lajes	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
Totais	204	105	0	553	0	0	0	862	15,6	206,87	

Quantitativo de aço: fck de 45 MPa

Piso 5: Reservatório											
Diâmetro (mm)	5	6,3	8	10	12,5	16	20	Aço	Concreto	Fôrma	fck
-	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	m³	m²	MPa
Pilares	42	0	0	79	0	0	0	121	1,76	29,12	45
Vigas	60	0	0	142	0	0	0	202	2,92	34,07	
Lajes	0	217	83	0	0	0	0	300	3,54	35,42	
Totais	102	217	83	221	0	0	0	623	8,22	98,61	

Piso 4: Cobertura											
Diâmetro (mm)	5	6,3	8	10	12,5	16	20	Aço	Concreto	Fôrma	fck
-	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	m³	m²	MPa
Pilares	155	0	0	304	0	0	0	459	6,88	113,15	45
Vigas	138	217	0	490	185	415	0	1.445	17,44	186,42	
Lajes	0	2.081	862	4	0	0	0	2.947	41,36	376,03	
Totais	293	2.298	862	798	185	415	0	4.851	65,68	675,6	

Piso 3: Tipo											
Diâmetro (mm)	5	6,3	8	10	12,5	16	20	Aço	Concreto	Fôrma	fck
-	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	m³	m²	MPa
Pilares	147	0	0	323	0	0	0	470	6,88	113,15	45
Vigas	109	248	0	445	365	547	0	1.714	17,59	189,23	
Lajes	0	2.037	848	17	0	0	0	2.902	40,61	369,17	
Totais	256	2.285	848	785	365	547	0	5.086	65,08	671,55	

Piso 2: Tipo											
Diâmetro (mm)	5	6,3	8	10	12,5	16	20	Aço	Concreto	Fôrma	fck
-	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	m³	m²	MPa
Pilares	147	0	0	323	0	0	0	470	6,88	113,15	45
Vigas	109	248	0	445	365	547	0	1.714	17,59	189,23	
Lajes	0	2.037	848	17	0	0	0	2.902	40,61	369,17	
Totais	256	2.285	848	785	365	547	0	5.086	65,08	671,55	

Piso 1: Tipo											
Diâmetro (mm)	5	6,3	8	10	12,5	16	20	Aço	Concreto	Fôrma	fck
-	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	m³	m²	MPa
Pilares	190	6	0	441	18	0	0	655	6,88	113,15	45
Vigas	109	248	0	445	365	547	0	1.714	17,59	189,23	
Lajes	0	2.037	848	17	0	0	0	2.902	40,61	369,17	
Totais	299	2.291	848	903	383	547	0	5.271	65,08	671,55	

Piso 0: Fundação											
Diâmetro (mm)	5	6,3	8	10	12,5	16	20	Aço	Concreto	Fôrma	fck
-	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	m³	m²	MPa
Pilares	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	45
Vigas	204	115	0	553	0	0	0	872	15,6	206,87	
Lajes	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
Totais	204	115	0	553	0	0	0	872	15,6	206,87	

Quantitativo de aço: fck de 50 MPa

Piso 5: Reservatório											
Diâmetro (mm)	5	6,3	8	10	12,5	16	20	Aço	Concreto	Fôrma	fck
-	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	m ³	m ²	MPa
Pilares	42	0	0	79	0	0	0	121	1,76	29,12	50
Vigas	60	0	0	152	0	0	0	212	2,92	34,07	
Lajes	0	235	83	0	0	0	0	318	3,54	35,42	
Totais	102	235	83	231	0	0	0	651	8,22	98,61	

Piso 4: Cobertura											
Diâmetro (mm)	5	6,3	8	10	12,5	16	20	Aço	Concreto	Fôrma	fck
-	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	m ³	m ²	MPa
Pilares	155	0	0	304	0	0	0	459	6,88	113,15	50
Vigas	138	217	0	523	269	291	0	1.438	17,44	186,42	
Lajes	0	2.086	862	4	0	0	0	2.952	41,36	376,03	
Totais	293	2.303	862	831	269	291	0	4.849	65,68	675,6	

Piso 3: Tipo											
Diâmetro (mm)	5	6,3	8	10	12,5	16	20	Aço	Concreto	Fôrma	fck
-	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	m ³	m ²	MPa
Pilares	147	0	0	323	0	0	0	470	6,88	113,15	50
Vigas	109	248	0	459	365	547	0	1.728	17,59	189,23	
Lajes	0	2.039	845	17	0	0	0	2.901	40,61	369,17	
Totais	256	2.287	845	799	365	547	0	5.099	65,08	671,55	

Piso 2: Tipo											
Diâmetro (mm)	5	6,3	8	10	12,5	16	20	Aço	Concreto	Fôrma	fck
-	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	m ³	m ²	MPa
Pilares	147	0	0	323	0	0	0	470	6,88	113,15	50
Vigas	109	248	0	459	365	547	0	1.728	17,59	189,23	
Lajes	0	2.039	845	17	0	0	0	2.901	40,61	369,17	
Totais	256	2.287	845	799	365	547	0	5.099	65,08	671,55	

Piso 1: Tipo											
Diâmetro (mm)	5	6,3	8	10	12,5	16	20	Aço	Concreto	Fôrma	fck
-	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	m ³	m ²	MPa
Pilares	190	6	0	441	18	0	0	655	6,88	113,15	50
Vigas	109	248	0	459	365	547	0	1.728	17,59	189,23	
Lajes	0	2.039	845	17	0	0	0	2.901	40,61	369,17	
Totais	299	2.293	845	917	383	547	0	5.284	65,08	671,55	

Piso 0: Fundação											
Diâmetro (mm)	5	6,3	8	10	12,5	16	20	Aço	Concreto	Fôrma	fck
-	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	m ³	m ²	MPa
Pilares	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	50
Vigas	204	115	0	553	0	0	0	872	15,6	206,87	
Lajes	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
Totais	204	115	0	553	0	0	0	872	15,6	206,87	

APÊNDICE G – Deslocamentos das vigas do Modelo A

Vigas do Pavimento Baldrame								
Viga	Vão	25 MPa	30 MPa	35 MPa	40 MPa	45 MPa	50 MPa	f lim
V1	1	-0,05	-0,05	-0,04	-0,04	-0,04	-0,04	1,42
	2	-0,34	-0,30	-0,28	-0,26	-0,24	-0,22	2,24
	3	-0,34	-0,30	-0,28	-0,26	-0,24	-0,22	2,24
	4	-0,05	-0,05	-0,05	-0,04	-0,04	-0,04	1,42
V2	1	-0,01	-0,01	-0,01	0,00	0,00	0,00	1,40
	2	-0,06	-0,06	-0,05	-0,05	-0,05	-0,04	2,24
	3	-0,06	-0,06	-0,05	-0,05	-0,05	-0,04	2,24
	4	-0,01	-0,01	-0,01	0,00	0,00	0,00	1,40
V3	1	-0,13	-0,12	-0,11	-0,10	-0,09	-0,09	1,40
V4	1	-0,14	-0,12	-0,11	-0,10	-0,10	-0,09	1,40
V5	1	-0,09	-0,08	-0,07	-0,07	-0,06	-0,06	1,40
	2	-0,02	-0,01	-0,01	-0,01	-0,01	-0,01	2,26
	3	-0,02	-0,02	-0,02	-0,02	-0,01	-0,01	2,26
	4	-0,07	-0,06	-0,06	-0,05	-0,05	-0,05	1,38
V6	1	-0,07	-0,07	-0,06	-0,06	-0,05	-0,05	1,38
	2	-0,02	-0,02	-0,02	-0,02	-0,01	-0,01	2,28
	3	-0,02	-0,02	-0,02	-0,01	-0,01	-0,01	2,26
	4	-0,07	-0,06	-0,06	-0,05	-0,05	-0,05	1,38
V7	1	-0,13	-0,12	-0,11	-0,10	-0,09	-0,09	1,40
V8	1	-0,13	-0,12	-0,11	-0,10	-0,09	-0,09	1,40
V9	1	-0,01	-0,01	-0,01	0,00	0,00	0,00	1,40
	2	-0,06	-0,06	-0,05	-0,05	-0,05	-0,04	2,24
	3	-0,06	-0,06	-0,05	-0,05	-0,05	-0,04	2,24
	4	-0,01	-0,01	-0,01	0,00	0,00	0,00	1,40
V10	1	-0,05	-0,05	-0,04	-0,04	-0,04	-0,04	1,42
	2	-0,34	-0,30	-0,28	-0,26	-0,24	-0,22	2,24
	3	-0,34	-0,30	-0,28	-0,26	-0,24	-0,22	2,24
	4	-0,05	-0,05	-0,05	-0,04	-0,04	-0,04	1,42
V11	1	-0,13	-0,12	-0,11	-0,10	-0,09	-0,09	1,64
	2	-0,01	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,28
	3	-0,03	-0,03	-0,02	-0,02	-0,02	-0,02	1,22
	4	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,84
	5	-0,03	-0,03	-0,03	-0,02	-0,02	-0,02	1,22
	6	-0,01	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,28
	7	-0,13	-0,12	-0,11	-0,10	-0,09	-0,09	1,64
V12	1	-0,02	-0,01	-0,01	-0,01	-0,01	-0,01	1,69
	2	-0,12	-0,11	-0,10	-0,09	-0,09	-0,08	2,43
	3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,88
	4	-0,12	-0,11	-0,10	-0,09	-0,09	-0,08	2,43
	5	-0,02	-0,01	-0,01	-0,01	-0,01	-0,01	1,69
V13	1	-0,03	-0,03	-0,02	-0,02	-0,02	-0,02	1,72
	2	-0,10	-0,09	-0,08	-0,07	-0,07	-0,06	2,42
	3	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,88
	4	-0,10	-0,09	-0,08	-0,07	-0,07	-0,06	2,42
	5	-0,03	-0,03	-0,02	-0,02	-0,02	-0,02	1,72
V14	1	-0,02	-0,01	-0,01	-0,01	-0,01	-0,01	1,69
	2	-0,12	-0,10	-0,10	-0,09	-0,08	-0,08	2,43
	3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,88
	4	-0,12	-0,11	-0,10	-0,09	-0,09	-0,08	2,43
	5	-0,02	-0,01	-0,01	-0,01	-0,01	-0,01	1,69
V15	1	-0,14	-0,13	-0,12	-0,11	-0,10	-0,10	1,64
	2	0,03	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02	1,28
	3	-0,01	-0,01	-0,01	-0,01	-0,01	-0,01	1,20
	4	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,88
	5	-0,01	-0,01	-0,01	-0,01	-0,01	-0,01	1,20
	6	0,03	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02	1,28
	7	-0,14	-0,13	-0,12	-0,11	-0,10	-0,10	1,64

APÊNDICE H – Distribuição dos quantitativos de aço: modelo B

Quantitativo de aço: fck de 30 MPa											
Piso 5: Reservatório											
Diâmetro (mm)	5	6,3	8	10	12,5	16	20	Aço	Concreto	Fôrma	fck
-	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	m ³	m ²	MPa
Pilares	34	0	0	68	0	0	0	102	1,44	25,76	30
Vigas	39	16	14	114	0	0	0	183	2,77	33,57	
Lajes	0	136	105	0	0	0	0	241	2,83	35,42	
Totais	73	152	119	182	0	0	0	526	7,04	94,75	
Piso 4: Cobertura											
Diâmetro (mm)	5	6,3	8	10	12,5	16	20	Aço	Concreto	Fôrma	fck
-	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	m ³	m ²	MPa
Pilares	130	0	0	278	0	0	0	408	5,69	100,55	30
Vigas	128	191	0	489	175	436	0	1.419	16,89	188,51	
Lajes	79	1.250	1.084	50	0	0	0	2.463	33,84	376,03	
Totais	337	1.441	1.084	817	175	436	0	4.290	56,42	665,09	
Piso 3: Tipo											
Diâmetro (mm)	5	6,3	8	10	12,5	16	20	Aço	Concreto	Fôrma	fck
-	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	m ³	m ²	MPa
Pilares	122	0	0	301	0	0	0	423	5,69	100,55	30
Vigas	134	160	42	432	293	763	0	1.824	17,05	187,29	
Lajes	346	1.212	657	37	20	0	0	2.272	36,92	369,17	
Totais	602	1.372	699	770	313	763	0	4.519	59,66	657,01	
Piso 2: Tipo											
Diâmetro (mm)	5	6,3	8	10	12,5	16	20	Aço	Concreto	Fôrma	fck
-	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	m ³	m ²	MPa
Pilares	72	71	0	189	140	93	38	603	5,69	100,55	30
Vigas	134	160	42	432	293	763	0	1.824	17,05	187,29	
Lajes	346	1.212	657	37	20	0	0	2.272	36,92	369,17	
Totais	552	1.443	699	658	453	856	38	4.699	59,66	657,01	
Piso 1: Tipo											
Diâmetro (mm)	5	6,3	8	10	12,5	16	20	Aço	Concreto	Fôrma	fck
-	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	m ³	m ²	MPa
Pilares	85	88	0	237	38	77	1.018	1.543	5,69	100,55	30
Vigas	134	160	42	432	293	763	0	1.824	17,05	187,29	
Lajes	346	1.212	657	37	20	0	0	2.272	36,92	369,17	
Totais	565	1.460	699	706	351	840	1.018	5.639	59,66	657,01	
Piso 0: Fundação											
Diâmetro (mm)	5	6,3	8	10	12,5	16	20	Aço	Concreto	Fôrma	fck
-	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	m ³	m ²	MPa
Pilares	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	30
Vigas	104	206	187	254	8	0	0	759	15,46	205,65	
Lajes	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
Totais	104	206	187	254	8	0	0	759	15,46	205,65	

Quantitativo de aço: fck de 35 MPa

Piso 5: Reservatório											
Diâmetro (mm)	5	6,3	8	10	12,5	16	20	Aço	Concreto	Fôrma	fck
-	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	m ³	m ²	MPa
Pilares	33	0	0	68	0	0	0	101	1,38	25,2	35
Vigas	39	18	9	118	0	0	0	184	2,68	32,66	
Lajes	0	224	0	0	0	0	0	224	2,83	35,42	
Totais	72	242	9	186	0	0	0	509	6,89	93,28	

Piso 4: Cobertura											
Diâmetro (mm)	5	6,3	8	10	12,5	16	20	Aço	Concreto	Fôrma	fck
-	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	m ³	m ²	MPa
Pilares	126	0	0	278	0	0	0	404	5,45	98,03	35
Vigas	126	53	230	506	178	362	0	1.455	16,8	191,41	
Lajes	0	2.204	149	252	0	0	0	2.605	30,08	376,03	
Totais	252	2.257	379	1.036	178	362	0	4.464	52,33	665,47	

Piso 3: Tipo											
Diâmetro (mm)	5	6,3	8	10	12,5	16	20	Aço	Concreto	Fôrma	fck
-	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	m ³	m ²	MPa
Pilares	119	0	0	298	0	0	0	417	5,45	98,03	35
Vigas	112	97	193	427	324	701	0	1.854	16,92	185,92	
Lajes	0	737	1.823	34	17	0	0	2.611	36,92	369,17	
Totais	231	834	2.016	759	341	701	0	4.882	59,29	653,12	

Piso 2: Tipo											
Diâmetro (mm)	5	6,3	8	10	12,5	16	20	Aço	Concreto	Fôrma	fck
-	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	m ³	m ²	MPa
Pilares	99	26	0	247	80	23	0	475	5,45	98,03	35
Vigas	112	97	193	427	324	701	0	1.854	16,92	185,92	
Lajes	0	737	1.823	34	17	0	0	2.611	36,92	369,17	
Totais	211	860	2.016	708	421	724	0	4.940	59,29	653,12	

Piso 1: Tipo											
Diâmetro (mm)	5	6,3	8	10	12,5	16	20	Aço	Concreto	Fôrma	fck
-	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	m ³	m ²	MPa
Pilares	92	72	0	258	0	400	393	1.215	5,45	98,03	35
Vigas	112	97	193	427	324	701	0	1.854	16,92	185,92	
Lajes	0	737	1.823	34	17	0	0	2.611	36,92	369,17	
Totais	204	906	2.016	719	341	1.101	393	5.680	59,29	653,12	

Piso 0: Fundação											
Diâmetro (mm)	5	6,3	8	10	12,5	16	20	Aço	Concreto	Fôrma	fck
-	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	m ³	m ²	MPa
Pilares	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	35
Vigas	150	27	360	260	0	0	0	797	15,36	204,63	
Lajes	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
Totais	150	27	360	260	0	0	0	797	15,36	204,63	

Quantitativo de aço: fck de 40 MPa

Piso 5: Reservatório											
Diâmetro (mm)	5	6,3	8	10	12,5	16	20	Aço	Concreto	Fôrma	fck
-	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	m ³	m ²	MPa
Pilares	32	0	0	68	0	0	0	100	1,36	24,92	40
Vigas	48	18	4	122	0	0	0	192	2,68	32,7	
Lajes	0	103	188	0	0	0	0	291	2,83	35,42	
Totais	80	121	192	190	0	0	0	583	6,87	93,04	

Piso 4: Cobertura											
Diâmetro (mm)	5	6,3	8	10	12,5	16	20	Aço	Concreto	Fôrma	fck
-	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	m ³	m ²	MPa
Pilares	121	0	0	269	0	0	0	390	5,24	95,82	40
Vigas	179	23	230	512	132	427	0	1.503	16,69	186,32	
Lajes	0	1.040	1.644	60	5	0	0	2.749	33,84	376,03	
Totais	300	1.063	1.874	841	137	427	0	4.642	55,77	658,17	

Piso 3: Tipo											
Diâmetro (mm)	5	6,3	8	10	12,5	16	20	Aço	Concreto	Fôrma	fck
-	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	m ³	m ²	MPa
Pilares	114	0	0	288	0	0	0	402	5,24	95,82	40
Vigas	174	37	207	418	308	728	0	1.872	16,82	188,66	
Lajes	0	1.025	1.676	44	32	0	0	2.777	33,23	369,17	
Totais	288	1.062	1.883	750	340	728	0	5.051	55,29	653,65	

Piso 2: Tipo											
Diâmetro (mm)	5	6,3	8	10	12,5	16	20	Aço	Concreto	Fôrma	fck
-	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	m ³	m ²	MPa
Pilares	102	14	0	262	27	23	0	428	5,24	95,82	40
Vigas	174	37	207	418	308	728	0	1.872	16,82	188,66	
Lajes	0	1.025	1.676	44	32	0	0	2.777	33,23	369,17	
Totais	276	1.076	1.883	724	367	751	0	5.077	55,29	653,65	

Piso 1: Tipo											
Diâmetro (mm)	5	6,3	8	10	12,5	16	20	Aço	Concreto	Fôrma	fck
-	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	m ³	m ²	MPa
Pilares	92	68	0	256	0	107	681	1.204	5,24	95,82	40
Vigas	174	37	207	418	308	728	0	1.872	16,82	188,66	
Lajes	0	1.025	1.676	44	32	0	0	2.777	33,23	369,17	
Totais	266	1.130	1.883	718	340	835	681	5.853	55,29	653,65	

Piso 0: Fundação											
Diâmetro (mm)	5	6,3	8	10	12,5	16	20	Aço	Concreto	Fôrma	fck
-	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	m ³	m ²	MPa
Pilares	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	40
Vigas	186	28	191	524	0	0	0	929	15,41	205,27	
Lajes	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
Totais	186	28	191	524	0	0	0	929	15,41	205,27	

Quantitativo de aço: fck de 45 MPa

Piso 5: Reservatório											
Diâmetro (mm)	5	6,3	8	10	12,5	16	20	Aço	Concreto	Fôrma	fck
-	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	m ³	m ²	MPa
Pilares	32	0	0	68	0	0	0	100	1,36	24,92	45
Vigas	0	75	4	123	0	0	0	202	2,35	29,23	
Lajes	50	104	105	0	0	0	0	259	2,83	35,42	
Totais	82	179	109	191	0	0	0	561	6,54	89,57	

Piso 4: Cobertura											
Diâmetro (mm)	5	6,3	8	10	12,5	16	20	Aço	Concreto	Fôrma	fck
-	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	m ³	m ²	MPa
Pilares	113	0	0	269	0	0	0	382	4,7	90,15	45
Vigas	205	158	0	524	85	470	0	1.442	16,26	181,79	
Lajes	0	1.483	1.059	43	11	0	0	2.596	33,84	375,99	
Totais	318	1.641	1.059	836	96	470	0	4.420	54,8	647,93	

Piso 3: Tipo											
Diâmetro (mm)	5	6,3	8	10	12,5	16	20	Aço	Concreto	Fôrma	fck
-	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	m ³	m ²	MPa
Pilares	106	0	0	285	0	0	0	391	4,7	90,15	45
Vigas	205	152	0	395	332	700	0	1.784	16,58	186,24	
Lajes	0	1.464	1.133	28	34	0	0	2.659	33,22	369,13	
Totais	311	1.616	1.133	708	366	700	0	4.834	54,5	645,52	

Piso 2: Tipo											
Diâmetro (mm)	5	6,3	8	10	12,5	16	20	Aço	Concreto	Fôrma	fck
-	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	m ³	m ²	MPa
Pilares	82	31	0	227	93	0	0	433	4,7	90,15	45
Vigas	205	152	0	395	332	700	0	1.784	16,58	186,24	
Lajes	0	1.464	1.133	28	34	0	0	2.659	33,22	369,13	
Totais	287	1.647	1.133	650	459	700	0	4.876	54,5	645,52	

Piso 1: Tipo											
Diâmetro (mm)	5	6,3	8	10	12,5	16	20	Aço	Concreto	Fôrma	fck
-	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	m ³	m ²	MPa
Pilares	84	62	0	252	54	213	368	1.033	4,7	90,15	45
Vigas	205	152	0	395	332	700	0	1.784	16,58	186,24	
Lajes	0	1.464	1.133	28	34	0	0	2.659	33,22	369,13	
Totais	289	1.678	1.133	675	420	913	368	5.476	54,5	645,52	

Piso 0: Fundação											
Diâmetro (mm)	5	6,3	8	10	12,5	16	20	Aço	Concreto	Fôrma	fck
-	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	m ³	m ²	MPa
Pilares	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	45
Vigas	293	29	17	524	0	0	0	863	14,73	198,25	
Lajes	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
Totais	293	29	17	524	0	0	0	863	14,73	198,25	

Quantitativo de aço: fck de 50 MPa

Piso 5: Reservatório											
Diâmetro (mm)	5	6,3	8	10	12,5	16	20	Aço	Concreto	Fôrma	fck
-	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	m ³	m ²	MPa
Pilares	31	0	0	68	0	0	0	99	1,22	23,52	50
Vigas	0	18	98	123	0	0	0	239	2,37	29,38	
Lajes	0	273	0	0	0	0	0	273	2,83	35,42	
Totais	31	291	98	191	0	0	0	611	6,42	88,32	

Piso 4: Cobertura											
Diâmetro (mm)	5	6,3	8	10	12,5	16	20	Aço	Concreto	Fôrma	fck
-	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	m ³	m ²	MPa
Pilares	110	0	0	269	0	0	0	379	4,49	87,95	50
Vigas	294	26	56	504	134	453	0	1.467	15,67	175,56	
Lajes	0	1.900	1.057	44	11	0	0	3.012	33,84	375,99	
Totais	404	1.926	1.113	817	145	453	0	4.858	54	639,5	

Piso 3: Tipo											
Diâmetro (mm)	5	6,3	8	10	12,5	16	20	Aço	Concreto	Fôrma	fck
-	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	m ³	m ²	MPa
Pilares	103	0	0	285	0	0	0	388	4,49	87,95	50
Vigas	229	72	85	442	304	686	0	1.818	16,37	183,95	
Lajes	0	1.855	1.089	16	31	0	0	2.991	33,22	369,13	
Totais	332	1.927	1.174	743	335	686	0	5.197	54,08	641,03	

Piso 2: Tipo											
Diâmetro (mm)	5	6,3	8	10	12,5	16	20	Aço	Concreto	Fôrma	fck
-	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	m ³	m ²	MPa
Pilares	96	9	0	269	27	0	0	401	4,49	87,95	50
Vigas	229	72	85	442	304	686	0	1.818	16,37	183,95	
Lajes	0	1.855	1.089	16	31	0	0	2.991	33,22	369,13	
Totais	325	1.936	1.174	727	362	686	0	5.210	54,08	641,03	

Piso 1: Tipo											
Diâmetro (mm)	5	6,3	8	10	12,5	16	20	Aço	Concreto	Fôrma	fck
-	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	m ³	m ²	MPa
Pilares	99	40	0	298	0	0	566	1.003	4,49	87,95	50
Vigas	229	72	85	442	304	686	0	1.818	16,37	183,95	
Lajes	0	1.855	1.089	16	31	0	0	2.991	33,22	369,13	
Totais	328	1.967	1.174	756	335	686	566	5.812	54,08	641,03	

Piso 0: Fundação											
Diâmetro (mm)	5	6,3	8	10	12,5	16	20	Aço	Concreto	Fôrma	fck
-	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	m ³	m ²	MPa
Pilares	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	50
Vigas	293	29	17	524	0	0	0	863	14,75	198,56	
Lajes	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
Totais	293	29	17	524	0	0	0	863	14,75	198,56	

APÊNDICE I – Deslocamentos das vigas do modelo B

Vigas do Pavimento Baldrame							
Viga	Vão	30 MPa	35 MPa	40 Mpa	45 MPa	50 MPa	f lim
V1	1	-0,05	-0,04	-0,04	-0,04	-0,04	1,42
	2	-0,36	-0,33	-0,26	-0,25	-0,23	2,24
	3	-0,37	-0,34	-0,26	-0,25	-0,23	2,24
	4	-0,06	-0,05	-0,04	-0,04	-0,04	1,42
V2	1	-0,01	-0,01	-0,01	-0,01	-0,01	1,42
	2	-0,06	-0,06	-0,05	-0,05	-0,04	2,24
	3	-0,07	-0,06	-0,05	-0,05	-0,04	2,24
	4	-0,01	-0,01	-0,01	-0,01	-0,01	1,42
V3	1	-0,13	-0,11	-0,11	-0,12	-0,11	1,42
V4	1	-0,13	-0,11	-0,11	-0,12	-0,11	1,42
V5	1	-0,09	-0,08	-0,07	-0,09	-0,09	1,41
	2	-0,01	-0,01	-0,01	0,02	0,01	2,25
	3	-0,02	-0,02	-0,01	-0,02	0,01	2,25
	4	-0,08	-0,07	-0,07	-0,08	-0,09	1,41
V6	1	-0,09	-0,08	-0,07	-0,09	-0,09	1,41
	2	-0,01	-0,01	-0,01	0,02	0,01	2,25
	3	-0,02	-0,02	-0,01	-0,02	0,01	2,25
	4	-0,08	-0,07	-0,07	-0,08	-0,09	1,41
V7	1	-0,13	-0,11	-0,11	-0,12	-0,11	1,42
V8	1	-0,13	-0,11	-0,11	-0,12	-0,11	1,42
V9	1	-0,01	-0,01	-0,01	-0,01	-0,01	1,42
	2	-0,06	-0,06	-0,05	-0,05	-0,04	2,24
	3	-0,07	-0,06	-0,05	-0,05	-0,04	2,24
	4	-0,01	-0,01	-0,01	-0,01	-0,01	1,42
V10	1	-0,05	-0,04	-0,04	-0,04	-0,04	1,42
	2	-0,31	-0,28	-0,26	-0,25	-0,23	2,24
	3	-0,31	-0,28	-0,26	-0,25	-0,23	2,24
	4	-0,05	-0,04	-0,04	-0,04	-0,04	1,42
V11	1	-0,13	-0,12	-0,11	-0,16	-0,15	1,66
	2	0,00	0,00	0,00	0,01	0,01	1,28
	3	-0,03	-0,03	-0,02	-0,03	-0,03	1,20
	4	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,88
	5	-0,03	-0,03	-0,02	-0,03	-0,03	1,20
	6	0,00	0,00	0,00	0,01	0,01	1,28
	7	-0,13	-0,12	-0,11	-0,16	-0,15	1,66
V12	1	-0,01	-0,01	-0,01	-0,01	-0,01	1,67
	2	-0,12	-0,10	-0,09	-0,09	-0,08	2,47
	3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,88
	4	-0,12	-0,10	-0,09	-0,09	-0,08	2,47
	5	-0,01	-0,01	-0,01	-0,01	-0,01	1,67
V13	1	-0,02	-0,02	-0,02	-0,02	-0,01	1,68
	2	-0,09	-0,09	-0,08	-0,08	-0,08	2,46
	3	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,88
	4	-0,09	-0,09	-0,08	-0,08	-0,08	2,46
	5	-0,02	-0,02	-0,02	-0,02	-0,02	1,68
V14	1	-0,01	-0,01	-0,01	-0,01	-0,01	1,67
	2	-0,11	-0,10	-0,09	-0,09	-0,08	2,47
	3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,88
	4	-0,12	-0,10	-0,09	-0,09	-0,08	2,47
	5	-0,01	-0,01	-0,01	-0,01	-0,01	1,67
V15	1	-0,15	-0,14	-0,12	-0,18	-0,17	1,66
	2	0,03	0,02	0,02	0,03	0,03	1,28
	3	-0,01	-0,01	-0,01	-0,01	-0,01	1,20
	4	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,88
	5	-0,01	-0,01	-0,01	-0,01	-0,01	1,20
	6	0,03	0,02	0,02	0,03	0,03	1,28
7	-0,15	-0,14	-0,12	-0,18	-0,17	1,66	

Vigas do Pavimento Tipo							
Viga	Vão	30 MPa	35 MPa	40 Mpa	45 MPa	50 MPa	f lim
V101	1	-0,03	-0,03	-0,03	-0,03	-0,03	1,42
	2	-0,44	-0,39	-0,37	-0,36	-0,33	2,24
	3	-0,44	-0,39	-0,37	-0,36	-0,33	2,24
	4	-0,03	-0,03	-0,02	-0,02	-0,02	1,42
V102	1	-0,04	-0,04	-0,05	-0,05	-0,04	1,42
	2	-0,39	-0,35	-0,32	-0,42	-0,39	2,24
	3	-0,39	-0,35	-0,32	-0,42	-0,39	2,24
	4	-0,04	-0,04	-0,04	-0,04	-0,04	1,42
V103	1	-0,83	-0,75	-0,72	-0,71	-0,49	1,42
V104	1	-0,82	-0,74	-0,71	-0,69	-0,48	1,42
V105	1	-0,04	-0,04	-0,03	-0,03	-0,03	1,41
	2	-0,39	-0,36	-0,34	-0,31	-0,30	2,25
	3	-0,39	-0,36	-0,34	-0,32	-0,30	2,25
	4	-0,03	-0,02	-0,02	-0,02	-0,02	1,41
V106	1	-0,04	-0,03	-0,03	-0,03	-0,03	1,41
	2	-0,40	-0,37	-0,34	-0,31	-0,30	2,25
	3	-0,39	-0,37	-0,34	-0,32	-0,30	2,25
	4	-0,03	-0,02	-0,02	-0,02	-0,02	1,41
V107	1	-0,83	-0,75	-0,72	-0,72	-0,49	1,42
V108	1	-0,82	-0,74	-0,71	-0,70	-0,49	1,42
V109	1	-0,05	-0,04	-0,05	-0,05	-0,05	1,42
	2	-0,39	-0,36	-0,33	-0,44	-0,40	2,24
	3	-0,39	-0,35	-0,33	-0,43	-0,40	2,24
	4	-0,04	-0,04	-0,04	-0,05	-0,04	1,42
V110	1	-0,04	-0,03	-0,03	-0,04	-0,03	1,42
	2	-0,46	-0,40	-0,38	-0,38	-0,34	2,24
	3	-0,46	-0,40	-0,38	-0,36	-0,34	2,24
	4	-0,03	-0,03	-0,02	-0,02	-0,02	1,42
V111	1	-0,14	-0,13	-0,13	-0,12	-0,15	1,66
	2	-0,01	-0,01	-0,01	-0,02	-0,01	1,28
	3	-0,04	-0,04	-0,03	-0,03	-0,04	1,20
	4	-0,01	-0,01	-0,01	0,00	-0,01	0,88
	5	-0,04	-0,04	-0,03	-0,03	-0,04	1,20
	6	-0,02	-0,02	-0,02	-0,02	-0,01	1,28
	7	-0,14	-0,13	-0,12	-0,12	-0,15	1,66
V112	1	-0,15	-0,14	-0,12	-0,12	-0,09	1,67
	2	-0,82	-0,73	-0,71	-0,71	-0,47	2,47
	3	0,11	0,10	0,10	0,10	0,06	0,88
	4	-0,83	-0,75	-0,72	-0,71	-0,47	2,47
	5	-0,13	-0,13	-0,11	-0,13	-0,10	1,67
V113	1	-0,62	-0,62	-0,62	-0,57	-0,59	1,68
V114	1	-0,60	-0,60	-0,60	-0,62	-0,57	1,68
V115	1	-0,11	-0,10	-0,09	-0,09	-0,11	1,68
	2	-0,59	-0,56	-0,52	-0,49	-0,65	2,46
	3	0,08	0,07	0,06	0,06	0,08	0,88
	4	-0,58	-0,55	-0,52	-0,48	-0,63	2,46
	5	-0,12	-0,11	-0,09	-0,09	-0,11	1,68
V116	1	-0,62	-0,62	-0,62	-0,64	-0,59	1,68
V117	1	-0,60	-0,60	-0,60	-0,62	-0,58	1,68
V118	1	-0,15	-0,14	-0,12	-0,13	-0,10	1,67
	2	-0,81	-0,72	-0,70	-0,69	-0,47	2,47
	3	0,10	0,09	0,09	0,08	0,05	0,88
	4	-0,81	-0,73	-0,70	-0,69	-0,46	2,47
	5	-0,13	-0,13	-0,11	-0,13	-0,10	1,67
V119	1	-0,14	-0,13	-0,13	-0,12	-0,16	1,66
	2	-0,01	-0,02	-0,01	-0,02	-0,01	1,28
	3	-0,04	-0,04	-0,03	-0,03	-0,04	1,20
	4	-0,02	-0,01	-0,01	-0,01	-0,01	0,88
	5	-0,04	-0,04	-0,03	-0,03	-0,04	1,20
	6	-0,02	-0,02	-0,02	-0,02	-0,01	1,28
	7	-0,14	-0,13	-0,12	-0,12	-0,15	1,66
V120	1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,84

Vigas do Pavimento Cobertura							
Viga	Vão	30 MPa	35 MPa	40 Mpa	45 MPa	50 MPa	f lim
V201	1	-0,03	-0,03	-0,03	-0,03	-0,03	1,42
	2	-0,23	-0,21	-0,19	-0,18	-0,17	2,24
	3	-0,23	-0,21	-0,19	-0,18	-0,17	2,24
	4	-0,03	-0,03	-0,03	-0,03	-0,03	1,42
V202	1	-0,03	-0,02	-0,03	-0,03	-0,03	1,42
	2	-0,24	-0,21	-0,21	-0,26	-0,25	2,24
	3	-0,24	-0,21	-0,21	-0,26	-0,25	2,24
	4	-0,02	-0,02	-0,03	-0,03	-0,03	1,42
V203	1	-0,61	-0,54	-0,50	-0,48	-0,45	1,42
V204	1	-0,65	-0,57	-0,54	-0,52	-0,49	1,42
V205	1	-0,07	-0,06	-0,06	-0,06	-0,05	1,41
	2	-0,42	-0,39	-0,36	-0,34	-0,32	2,25
	3	-0,50	-0,46	-0,43	-0,40	-0,37	2,25
	4	0,03	0,03	0,03	0,02	0,02	1,41
V206	1	-0,07	-0,06	-0,06	-0,06	-0,05	1,41
	2	-0,43	-0,39	-0,36	-0,34	-0,32	2,25
	3	-0,50	-0,46	-0,43	-0,39	-0,38	2,25
	4	0,03	0,03	0,03	0,02	0,02	1,41
V207	1	-0,62	-0,54	-0,51	-0,49	-0,46	1,42
V208	1	-0,65	-0,57	-0,54	-0,52	-0,49	1,42
V209	1	-0,03	-0,03	-0,03	-0,03	-0,03	1,42
	2	-0,24	-0,21	-0,21	-0,26	-0,25	2,24
	3	-0,24	-0,21	-0,21	-0,26	-0,25	2,24
	4	-0,03	-0,03	-0,03	-0,03	-0,03	1,42
V210	1	-0,03	-0,03	-0,03	-0,03	-0,03	1,42
	2	-0,23	-0,21	-0,19	-0,18	-0,17	2,24
	3	-0,23	-0,21	-0,19	-0,18	-0,17	2,24
	4	-0,03	-0,03	-0,03	-0,03	-0,03	1,42
V211	1	-0,10	-0,10	-0,09	-0,08	-0,11	1,66
	2	-0,01	-0,01	-0,01	-0,01	-0,01	1,28
	3	-0,02	-0,02	-0,02	-0,02	-0,02	1,20
	4	-0,01	-0,01	-0,01	-0,01	-0,01	0,88
	5	-0,02	-0,02	-0,02	-0,02	-0,02	1,20
	6	-0,01	-0,01	-0,01	-0,01	-0,01	1,28
	7	-0,10	-0,09	-0,08	-0,08	-0,10	1,66
V212	1	-0,06	-0,05	-0,05	-0,06	-0,05	1,67
	2	-0,61	-0,53	-0,50	-0,48	-0,45	2,47
	3	0,06	0,06	0,05	0,05	0,05	0,88
	4	-0,61	-0,54	-0,51	-0,49	-0,45	2,47
	5	-0,05	-0,04	-0,05	-0,06	-0,05	1,67
V213	1	-0,34	-0,33	-0,29	-0,34	-0,31	1,68
V214	1	-0,33	-0,32	-0,28	-0,33	-0,30	1,68
V215	1	-0,06	-0,05	-0,05	-0,05	-0,06	1,68
	2	-0,45	-0,41	-0,40	-0,38	-0,48	2,46
	3	0,05	0,04	0,03	0,03	0,05	0,88
	4	-0,44	-0,40	-0,40	-0,38	-0,48	2,46
	5	-0,06	-0,05	-0,04	-0,05	-0,06	1,68
V216	1	-0,34	-0,33	-0,29	-0,34	-0,31	1,68
V217	1	-0,33	-0,32	-0,28	-0,32	-0,30	1,68
V218	1	-0,05	-0,05	-0,05	-0,05	-0,05	1,67
	2	-0,64	-0,56	-0,53	-0,51	-0,48	2,47
	3	0,08	0,07	0,07	0,06	0,06	0,88
	4	-0,64	-0,56	-0,53	-0,51	-0,47	2,47
	5	-0,05	-0,04	-0,04	-0,05	-0,05	1,67
V219	1	-0,10	-0,10	-0,09	-0,08	-0,11	1,66
	2	-0,01	-0,01	-0,01	-0,01	-0,01	1,28
	3	-0,02	-0,02	-0,02	-0,02	-0,02	1,20
	4	-0,02	-0,01	-0,01	-0,01	-0,01	0,88
	5	-0,02	-0,02	-0,02	-0,02	-0,02	1,20
	6	-0,01	-0,01	-0,01	-0,01	-0,01	1,28
	7	-0,10	-0,09	-0,08	-0,08	-0,11	1,66
V220	1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,84

APÊNDICE J – Orçamentos dos modelos

Classe de Resistência	Fôrmas					
	Pilares		Vigas		Lajes	
	Modelo A	Modelo B	Modelo A	Modelo B	Modelo A	Modelo B
C25	R\$ 9.600,78	-	R\$ 40.550,66	-	R\$ 72.674,81	-
C30	R\$ 9.600,78	R\$ 8.531,67	R\$ 40.550,66	R\$ 40.311,51	R\$ 72.674,81	R\$ 72.674,81
C35	R\$ 9.600,78	R\$ 8.317,85	R\$ 40.550,66	R\$ 40.111,57	R\$ 72.674,81	R\$ 72.674,81
C40	R\$ 9.600,78	R\$ 8.130,33	R\$ 40.550,66	R\$ 40.237,03	R\$ 72.674,81	R\$ 72.674,81
C45	R\$ 9.600,78	R\$ 7.649,23	R\$ 40.550,66	R\$ 38.860,97	R\$ 72.674,81	R\$ 72.666,93
C50	R\$ 9.600,78	R\$ 7.462,56	R\$ 40.550,66	R\$ 38.921,73	R\$ 72.674,81	R\$ 72.666,93

Classe de Resistência	Concretagem					
	Concretagem de Pilares		Concretagem das vigas		Concretagem das Lajes	
	Modelo A	Modelo B	Modelo A	Modelo B	Modelo A	Modelo B
C25	R\$ 19.030,02	-	R\$ 57.803,51	-	R\$ 108.616,92	-
C30	R\$ 19.583,57	R\$ 16.185,87	R\$ 59.480,99	R\$ 57.831,91	R\$ 111.769,02	R\$ 98.831,09
C35	R\$ 20.136,80	R\$ 15.941,63	R\$ 61.157,49	R\$ 59.000,13	R\$ 114.919,29	R\$ 99.025,09
C40	R\$ 20.690,35	R\$ 15.772,15	R\$ 62.834,97	R\$ 60.363,49	R\$ 118.071,39	R\$ 96.564,59
C45	R\$ 21.539,73	R\$ 14.830,63	R\$ 65.408,93	R\$ 61.243,93	R\$ 122.908,04	R\$ 100.498,13
C50	R\$ 22.976,89	R\$ 15.051,12	R\$ 69.764,11	R\$ 64.394,01	R\$ 131.091,73	R\$ 107.189,68

Classe de Resistência	Armaduras (Modelo A)							
	Pilares							
	5 mm	6,3 mm	8 mm	10 mm	12,5 mm	16 mm	20 mm	Total (R\$)
C25	R\$ 8.339,21	R\$ 3.022,08	R\$ 0,00	R\$ 15.987,90	R\$ 2.965,65	R\$ 1.952,20	R\$ 15.269,84	R\$ 47.536,88
C30	R\$ 9.565,09	R\$ 1.479,56	R\$ 0,00	R\$ 17.823,70	R\$ 476,83	R\$ 6.140,35	R\$ 2.412,40	R\$ 37.897,93
C35	R\$ 10.436,11	R\$ 661,08	R\$ 0,00	R\$ 20.289,70	R\$ 1.383,97	R\$ 1.100,95	R\$ 0,00	R\$ 33.871,81
C40	R\$ 10.903,88	R\$ 188,88	R\$ 0,00	R\$ 20.152,70	R\$ 430,31	R\$ 0,00	R\$ 0,00	R\$ 31.675,77
C45	R\$ 10.984,53	R\$ 94,44	R\$ 0,00	R\$ 20.139,00	R\$ 209,34	R\$ 0,00	R\$ 0,00	R\$ 31.427,31
C50	R\$ 10.984,53	R\$ 94,44	R\$ 0,00	R\$ 20.139,00	R\$ 209,34	R\$ 0,00	R\$ 0,00	R\$ 31.427,31

Classe de Resistência	Armaduras (Modelo A)							
	Vigas							
	5 mm	6,3 mm	8 mm	10 mm	12,5 mm	16 mm	20 mm	Total (R\$)
C25	R\$ 15.920,31	R\$ 4.910,88	R\$ 3.605,70	R\$ 30.482,50	R\$ 15.584,20	R\$ 27.637,25	R\$ 0,00	R\$ 98.140,84
C30	R\$ 19.194,70	R\$ 4.769,22	R\$ 3.560,25	R\$ 30.016,70	R\$ 16.968,17	R\$ 23.596,65	R\$ 0,00	R\$ 98.105,69
C35	R\$ 9.500,57	R\$ 15.724,26	R\$ 2.878,50	R\$ 30.167,40	R\$ 15.421,38	R\$ 23.857,70	R\$ 0,00	R\$ 97.549,81
C40	R\$ 11.758,77	R\$ 15.629,82	R\$ 0,00	R\$ 33.811,60	R\$ 15.967,99	R\$ 23.528,55	R\$ 0,00	R\$ 100.696,73
C45	R\$ 11.758,77	R\$ 16.936,24	R\$ 0,00	R\$ 34.524,00	R\$ 14.886,40	R\$ 23.335,60	R\$ 0,00	R\$ 101.441,01
C50	R\$ 11.758,77	R\$ 16.936,24	R\$ 0,00	R\$ 35.688,50	R\$ 15.863,32	R\$ 21.928,20	R\$ 0,00	R\$ 102.175,03

Classe de Resistência	Armaduras (Modelo A)						
	Lajes						
	5 mm	6,3 mm	8 mm	10 mm	12,5 mm	Total (R\$)	
C25	R\$ 0,00	R\$ 109.812,78	R\$ 33.877,13	R\$ 970,17	R\$ 0,00	R\$ 144.660,08	
C30	R\$ 861,85	R\$ 109.766,91	R\$ 32.744,46	R\$ 810,69	R\$ 0,00	R\$ 144.183,91	
C35	R\$ 0,00	R\$ 86.495,53	R\$ 65.356,53	R\$ 730,95	R\$ 0,00	R\$ 152.583,01	
C40	R\$ 0,00	R\$ 61.557,54	R\$ 100.057,42	R\$ 730,95	R\$ 0,00	R\$ 162.345,91	
C45	R\$ 0,00	R\$ 128.573,61	R\$ 51.323,19	R\$ 730,95	R\$ 0,00	R\$ 180.627,75	
C50	R\$ 0,00	R\$ 129.017,02	R\$ 51.190,80	R\$ 730,95	R\$ 0,00	R\$ 180.938,77	

Classe de Resistência	Armaduras (Modelo B)							
	Pilares							
	5 mm	6,3 mm	8 mm	10 mm	12,5 mm	16 mm	20 mm	Total (R\$)
C30	R\$ 7.145,59	R\$ 2.502,66	R\$ 0,00	R\$ 14.700,10	R\$ 2.070,14	R\$ 1.929,50	R\$ 13.770,24	R\$ 42.118,23
C35	R\$ 7.564,97	R\$ 1.542,52	R\$ 0,00	R\$ 15.741,30	R\$ 930,40	R\$ 4.801,05	R\$ 5.124,72	R\$ 35.704,96
C40	R\$ 7.435,93	R\$ 1.290,68	R\$ 0,00	R\$ 15.659,10	R\$ 314,01	R\$ 1.475,50	R\$ 8.880,24	R\$ 35.055,46
C45	R\$ 6.726,21	R\$ 1.463,82	R\$ 0,00	R\$ 15.083,70	R\$ 1.709,61	R\$ 2.417,55	R\$ 4.798,72	R\$ 32.199,61
C50	R\$ 7.081,07	R\$ 771,26	R\$ 0,00	R\$ 16.289,30	R\$ 314,01	R\$ 0,00	R\$ 7.380,64	R\$ 31.836,28

Classe de Resistência	Armaduras (Modelo B)							
	Vigas							
	5 mm	6,3 mm	8 mm	10 mm	12,5 mm	16 mm	20 mm	Total (R\$)
C30	R\$ 10.855,49	R\$ 14.055,82	R\$ 4.954,05	R\$ 29.496,10	R\$ 12.351,06	R\$ 30.928,75	R\$ 0,00	R\$ 102.641,27
C35	R\$ 10.500,63	R\$ 6.122,86	R\$ 17.846,70	R\$ 29.660,50	R\$ 13.374,50	R\$ 27.977,75	R\$ 0,00	R\$ 105.482,94
C40	R\$ 15.081,55	R\$ 2.833,20	R\$ 15.846,90	R\$ 33.044,40	R\$ 12.281,28	R\$ 29.634,85	R\$ 0,00	R\$ 108.722,18
C45	R\$ 17.952,69	R\$ 11.301,32	R\$ 318,15	R\$ 32.277,20	R\$ 12.572,03	R\$ 29.169,50	R\$ 0,00	R\$ 103.590,89
C50	R\$ 20.549,62	R\$ 4.548,86	R\$ 6.453,90	R\$ 33.934,90	R\$ 12.164,98	R\$ 28.499,85	R\$ 0,00	R\$ 106.152,11

Classe de Resistência	Armaduras (Modelo B)						
	Lajes						
	5 mm	6,3 mm	8 mm	10 mm	12,5 mm	Total (R\$)	
C30	R\$ 17.503,39	R\$ 76.786,38	R\$ 46.483,60	R\$ 2.139,69	R\$ 675,60	R\$ 143.588,66	
C35	R\$ 0,00	R\$ 70.930,31	R\$ 82.640,78	R\$ 4.704,66	R\$ 574,26	R\$ 158.850,01	
C40	R\$ 0,00	R\$ 64.493,22	R\$ 100.910,60	R\$ 2.551,68	R\$ 1.137,26	R\$ 169.092,76	
C45	R\$ 783,50	R\$ 91.418,91	R\$ 67.121,73	R\$ 1.687,83	R\$ 1.272,38	R\$ 162.284,35	
C50	R\$ 0,00	R\$ 118.314,02	R\$ 63.606,04	R\$ 1.222,68	R\$ 1.171,04	R\$ 184.313,78	

ANEXO A – Composição dos serviços

Descrição da Classe	Código da composição	Descrição da composição	Un.	Código do Item	Descrição do Item	Unidade do Item	Coefficiente	Preço Unitário	Custos Diretos
FUNDACOES E ESTRUTURAS	92419	MONTAGEM DESMONTAGEM DE FÔRMA DE PILARES RETANGULARES E ESTRUTURAS SIMILARES, PÉ-DIREITO SIMPLES, EM CHAPA DE MADEIRA COMPENSADA RESINADA, 4 UTILIZAÇÕES. AF_09/2020	M2	2692	DESMOLDANTE PROTETOR PARA FORMAS DE MADEIRA, DE BASE OLEOSA EMULSIONADA EM AGUA	L	0,01	5,91	0,05
				40271	LOCALIZAÇÃO DE APRUMADOR METALICO DE PILAR, COM ALTURA E ANGULO REGULAVEIS, EXTENSAO DE *1,50* A *2,80* M	MES	0,196	13	2,54
				40275	LOCALIZAÇÃO DE VIGA SANDUICHE METALICA VAZADA PARA TRAVAMENTO DE PILARES, ALTURA DE *8* CM, LARGURA DE *6* CM E EXTENSAO DE 2 M	MES	0,393	20	7,86
				40287	LOCALIZAÇÃO DE BARRA DE ANCORAGEM DE 0,80 A 1,20 M DE EXTENSAO, COM ROSCA DE 5/8", INCLUINDO PORCA E FLANGE	MES	0,785	5	3,92
				40304	PREGO DE ACO POLIDO COM CABECA DUPLA 17 X 27 (2 1/2 X 11)	KG	0,019	28,88	0,54
				88239	AJUDANTE DE CARPINTEIRO COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	H	0,159	19,96	3,17
				88262	CARPINTEIRO DE FORMAS COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	H	0,866	24,86	21,52
				92263	FABRICAÇÃO DE FÔRMA PARA PILARES E ESTRUTURAS SIMILARES, EM CHAPA DE MADEIRA COMPENSADA RESINADA, E = 17 MM. AF 09/2020	M2	0,263	172,06	45,25

MONTAGEM E DESMONTAGEM DE FÔRMAS PARA VIGAS

Descrição da Classe	Código da composição	Descrição da composição	Un.	Código do Item	Descrição do Item	Unidade do Item	Coefficiente	Preço Unitário	Custos Diretos
FUNDACOES E ESTRUTURAS	92448	MONTAGEM DESMONTAGEM DE FÔRMA DE VIGA, ESCORAMENTO COM PONTALETE DE MADEIRA, PÉ-DIREITO SIMPLES, EM MADEIRA SERRADA, 4 UTILIZAÇÕES. AF_09/2020	M2	2692	DESMOLDANTE PROTETOR PARA FORMAS DE MADEIRA, DE BASE OLEOSA EMULSIONADA EM AGUA	L	0,017	5,91	0,1
				6193	TABUÁ NAO APARELHADA *2,5 X 20* CM, EM MACARANDUBA, ANGELIM OU EQUIVALENTE DA REGIAO - BRUTA	M	0,328	32,47	10,65
				40304	PREGO DE ACO POLIDO COM CABECA DUPLA 17 X 27 (2 1/2 X 11)	KG	0,066	28,88	1,9
				88239	AJUDANTE DE CARPINTEIRO COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	H	0,309	19,96	6,16
				88262	CARPINTEIRO DE FORMAS COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	H	1,686	24,86	41,91
				92270	FABRICAÇÃO DE FÔRMA PARA VIGAS, COM MADEIRA SERRADA, E = 25 MM. AF 09/2020	M2	0,419	255,88	107,21
				92273	FABRICAÇÃO DE ESCORAS DO TIPO PONTALETE, EM MADEIRA, PARA PÉ-DIREITO SIMPLES. AF 09/2020	M	1,879	14,95	28,09

MONTAGEM E DESMONTAGEM DE FÔRMAS PARA LAJES

Descrição da Classe	Código da composição	Descrição da composição	Un.	Código do Item	Descrição do Item	Unidade do Item	Coefficiente	Preço Unitário	Custos Diretos
FUNDACOES E ESTRUTURAS	92486	MONTAGEM DESMONTAGEM DE FÔRMA DE LAJE MACIÇA, PÉ-DIREITO SIMPLES, EM MADEIRA SERRADA, 4 UTILIZAÇÕES. AF_09/2020	M2	2692	DESMOLDANTE PROTETOR PARA FORMAS DE MADEIRA, DE BASE OLEOSA EMULSIONADA EM AGUA	L	0,017	5,91	0,1
				6193	TABUÁ NAO APARELHADA *2,5 X 20* CM, EM MACARANDUBA, ANGELIM OU EQUIVALENTE DA REGIAO - BRUTA	M	1,049	32,47	34,06
				40304	PREGO DE ACO POLIDO COM CABECA DUPLA 17 X 27 (2 1/2 X 11)	KG	0,081	28,88	2,33
				88239	AJUDANTE DE CARPINTEIRO COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	H	0,496	19,96	9,9
				88262	CARPINTEIRO DE FORMAS COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	H	2,702	24,86	67,17
				92271	FABRICAÇÃO DE FÔRMA PARA LAJES, EM MADEIRA SERRADA, E=25 MM. AF 09/2020	M2	0,366	183,11	67,01
				92273	FABRICAÇÃO DE ESCORAS DO TIPO PONTALETE, EM MADEIRA, PARA PÉ-DIREITO SIMPLES. AF 09/2020	M	1,09	14,95	16,29

CONCRETAGEM DE PILARES									
Descrição da Classe	Código da composição	Descrição da composição	Un.	Código do Item	Descrição do Item	Unidade do Item	Coefficiente	Preço Unitário	CustoDiretos
FUNDACOES E ESTRUTURAS	103672	CONCRETAGEM DE PILARES, FCK = 25 MPA, COM USO DE BOMBA - LANÇAMENTO, ADENSAMENTO E ACABAMENTO. AF_02/2022	M3	1527	CONCRETO USINADO BOMBEAVEL, CLASSE DE RESISTENCIA C25, COM BRITA 0 E 1, SLUMP = 100 +/- 20 MM, INCLUI SERVICO DE BOMBEAMENTO (NBR 8953)	M3	1,10	556,93	614,29
				88262	CARPINTEIRO DE FORMAS COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	H	0,22	24,86	5,57
				88309	PEDREIRO COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	H	0,22	25,14	5,63
				88316	SERVENTE COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	H	1,35	18,02	24,24
				90586	VIBRADOR DE IMERSÃO, DIÂMETRO DE PONTEIRA 45MM, MOTOR ELÉTRICO TRIFÁSICO POTÊNCIA DE 2 CV - CHP DIURNO. AF_06/2015	CHP	0,09	1,37	0,13
				90587	VIBRADOR DE IMERSÃO, DIÂMETRO DE PONTEIRA 45MM, MOTOR ELÉTRICO TRIFÁSICO POTÊNCIA DE 2 CV - CHI DIURNO. AF_06/2015	CHI	0,13	0,56	0,07
Descrição da Classe	Código da composição	Descrição da composição	Un.	Código do Item	Descrição do Item	Unidade do Item	Coefficiente	Preço Unitário	CustoDiretos
FUNDACOES E ESTRUTURAS	(Adaptado para concreto usinado de resistência 30 MPa)	CONCRETAGEM DE PILARES, FCK = 30 MPA, COM USO DE BOMBA - LANÇAMENTO, ADENSAMENTO E ACABAMENTO. AF_02/2022	M3	1525	CONCRETO USINADO BOMBEAVEL, CLASSE DE RESISTENCIA C30, COM BRITA 0 E 1, SLUMP = 100 +/- 20 MM, INCLUI SERVICO DE BOMBEAMENTO (NBR8953)	M3	1,10	574,07	633,20
				88262	CARPINTEIRO DE FORMAS COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	H	0,22	24,86	5,57
				88309	PEDREIRO COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	H	0,22	25,14	5,63
				88316	SERVENTE COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	H	1,35	18,02	24,24
				90586	VIBRADOR DE IMERSÃO, DIÂMETRO DE PONTEIRA 45MM, MOTOR ELÉTRICO TRIFÁSICO POTÊNCIA DE 2 CV - CHP DIURNO. AF_06/2015	CHP	0,09	1,37	0,13
				90587	VIBRADOR DE IMERSÃO, DIÂMETRO DE PONTEIRA 45MM, MOTOR ELÉTRICO TRIFÁSICO POTÊNCIA DE 2 CV - CHI DIURNO. AF_06/2015	CHI	0,13	0,56	0,07
Descrição da Classe	Código da composição	Descrição da composição	Un.	Código do Item	Descrição do Item	Unidade do Item	Coefficiente	Preço Unitário	CustoDiretos
FUNDACOES E ESTRUTURAS	(Adaptado para concreto usinado de resistência 35 MPa)	CONCRETAGEM DE PILARES, FCK = 35 MPA, COM USO DE BOMBA - LANÇAMENTO, ADENSAMENTO E ACABAMENTO. AF_02/2022	M3	11145	CONCRETO USINADO BOMBEAVEL, CLASSE DE RESISTENCIA C35, COM BRITA 0 E 1, SLUMP = 100 +/- 20 MM, INCLUI SERVICO DE BOMBEAMENTO (NBR8953)	M3	1,10	591,20	652,09
				88262	CARPINTEIRO DE FORMAS COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	H	0,22	24,86	5,57
				88309	PEDREIRO COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	H	0,22	25,14	5,63
				88316	SERVENTE COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	H	1,35	18,02	24,24
				90586	VIBRADOR DE IMERSÃO, DIÂMETRO DE PONTEIRA 45MM, MOTOR ELÉTRICO TRIFÁSICO POTÊNCIA DE 2 CV - CHP DIURNO. AF_06/2015	CHP	0,09	1,37	0,13
				90587	VIBRADOR DE IMERSÃO, DIÂMETRO DE PONTEIRA 45MM, MOTOR ELÉTRICO TRIFÁSICO POTÊNCIA DE 2 CV - CHI DIURNO. AF_06/2015	CHI	0,13	0,56	0,07
Descrição da Classe	Código da composição	Descrição da composição	Un.	Código do Item	Descrição do Item	Unidade do Item	Coefficiente	Preço Unitário	CustoDiretos
FUNDACOES E ESTRUTURAS	(Adaptado para concreto usinado de resistência 40 MPa)	CONCRETAGEM DE PILARES, FCK = 40 MPA, COM USO DE BOMBA - LANÇAMENTO, ADENSAMENTO E ACABAMENTO. AF_02/2022	M3	34479	CONCRETO USINADO BOMBEAVEL, CLASSE DE RESISTENCIA C40, COM BRITA 0 E 1, SLUMP = 100 +/- 20 MM, INCLUI SERVICO DE BOMBEAMENTO (NBR8953)	M3	1,10	608,34	671,00
				88262	CARPINTEIRO DE FORMAS COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	H	0,22	24,86	5,57
				88309	PEDREIRO COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	H	0,22	25,14	5,63
				88316	SERVENTE COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	H	1,35	18,02	24,24
				90586	VIBRADOR DE IMERSÃO, DIÂMETRO DE PONTEIRA 45MM, MOTOR ELÉTRICO TRIFÁSICO POTÊNCIA DE 2 CV - CHP DIURNO. AF_06/2015	CHP	0,09	1,37	0,13
				90587	VIBRADOR DE IMERSÃO, DIÂMETRO DE PONTEIRA 45MM, MOTOR ELÉTRICO TRIFÁSICO POTÊNCIA DE 2 CV - CHI DIURNO. AF_06/2015	CHI	0,13	0,56	0,07

Descrição da Classe	Código da composição	Descrição da composição	Un.	Código do Item	Descrição do Item	Unidade do Item	Coefficiente	Preço Unitário	CustoDiretos
FUNDACOES E ESTRUTURAS	(Adaptado para concreto usinado de resistência 45 MPa)	CONCRETAGEM DE PILARES, FCK = 45 MPA, COM USO DE BOMBA - LANÇAMENTO, ADENSAMENTO E ACABAMENTO. AF_02/2022	M3	34479	CONCRETO USINADO BOMBEAVEL, CLASSE DE RESISTENCIA C45, COM BRITA 0 E 1, SLUMP = 100+/-20 MM, INCLUI SERVICO DE BOMBEAMENTO (NBR8953)	M3	1,10	634,64	700,01
				88262	CARPINTEIRO DE FORMAS COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	H	0,22	24,86	5,57
				88309	PEDREIRO COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	H	0,22	25,14	5,63
				88316	SERVEnte COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	H	1,35	18,02	24,24
				90586	VIBRADOR DE IMERSÃO, DIÂMETRO DE PONTEIRA 45MM, MOTOR ELÉTRICO TRIFÁSICO POTÊNCIA DE 2 CV - CHP DIURNO. AF_06/2015	CHP	0,09	1,37	0,13
				90587	VIBRADOR DE IMERSÃO, DIÂMETRO DE PONTEIRA 45MM, MOTOR ELÉTRICO TRIFÁSICO POTÊNCIA DE 2 CV - CHI DIURNO. AF_06/2015	CHI	0,13	0,56	0,07
Descrição da Classe	Código da composição	Descrição da composição	Un.	Código do Item	Descrição do Item	Unidade do Item	Coefficiente	Preço Unitário	CustoDiretos
FUNDACOES E ESTRUTURAS	(Adaptado para concreto usinado de resistência 50 MPa)	CONCRETAGEM DE PILARES, FCK = 50 MPA, COM USO DE BOMBA - LANÇAMENTO, ADENSAMENTO E ACABAMENTO. AF_02/2022	M3	34479	CONCRETO USINADO BOMBEAVEL, CLASSE DE RESISTENCIA C50, COM BRITA 0 E 1, SLUMP = 100+/-20 MM, INCLUI SERVICO DE BOMBEAMENTO (NBR8953)	M3	1,10	679,14	749,09
				88262	CARPINTEIRO DE FORMAS COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	H	0,22	24,86	5,57
				88309	PEDREIRO COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	H	0,22	25,14	5,63
				88316	SERVEnte COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	H	1,35	18,02	24,24
				90586	VIBRADOR DE IMERSÃO, DIÂMETRO DE PONTEIRA 45MM, MOTOR ELÉTRICO TRIFÁSICO POTÊNCIA DE 2 CV - CHP DIURNO. AF_06/2015	CHP	0,09	1,37	0,13
				90587	VIBRADOR DE IMERSÃO, DIÂMETRO DE PONTEIRA 45MM, MOTOR ELÉTRICO TRIFÁSICO POTÊNCIA DE 2 CV - CHI DIURNO. AF_06/2015	CHI	0,13	0,56	0,07

CONCRETAGEM DE VIGAS E LAJES									
Descrição da Classe	Código da composição	Descrição da composição	Un.	Código do Item	Descrição do Item	Unidade do Item	Coefficiente	Preço Unitário	Custos Diretos
FUNDACOES E ESTRUTURAS	103675	CONCRETAGEM DE VIGAS E LAJES, FCK=25 MPA, PARA LAJES MACIÇAS OU NERVURADAS COM USO DE BOMBA - LANÇAMENTO, ADENSAMENTO E ACABAMENTO. AF_02/2022	M3	1527	CONCRETO USINADO BOMBEAVEL, CLASSE DE RESISTENCIA C25, COM BRITA 0 E 1, SLUMP = 100 +/- 20 MM, INCLUI SERVICO DE BOMBEAMENTO (NBR 8953)	M3	1,103	556,93	614,29379
				88262	CARPINTEIRO DE FORMAS COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	H	0,125	24,86	3,1075
				88309	PEDREIRO COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	H	0,753	25,14	18,93042
				88316	SERVENTE COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	H	0,826	18,02	14,88452
				90586	VIBRADOR DE IMERSÃO, DIÂMETRO DE PONTEIRA 45MM, MOTOR ELÉTRICO TRIFÁSICO POTÊNCIA DE 2 CV - CHP DIURNO. AF_06/2015	CHP	0,12	1,37	0,1644
				90587	VIBRADOR DE IMERSÃO, DIÂMETRO DE PONTEIRA 45MM, MOTOR ELÉTRICO TRIFÁSICO POTÊNCIA DE 2 CV - CHI DIURNO. AF_06/2015	CHI	0,131	0,56	0,07336
FUNDACOES E ESTRUTURAS	(Adaptado para concreto usinado de resistência 30 MPa)	CONCRETAGEM DE VIGAS E LAJES, FCK=30 MPA, PARA LAJES MACIÇAS OU NERVURADAS COM USO DE BOMBA - LANÇAMENTO, ADENSAMENTO E ACABAMENTO. AF_02/2022	M3	1527	CONCRETO USINADO BOMBEAVEL, CLASSE DE RESISTENCIA C30, COM BRITA 0 E 1, SLUMP = 100 +/- 20 MM, INCLUI SERVICO DE BOMBEAMENTO (NBR 8953)	M3	1,103	574,07	633,19921
				88262	CARPINTEIRO DE FORMAS COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	H	0,125	24,86	3,1075
				88309	PEDREIRO COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	H	0,753	25,14	18,93042
				88316	SERVENTE COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	H	0,826	18,02	14,88452
				90586	VIBRADOR DE IMERSÃO, DIÂMETRO DE PONTEIRA 45MM, MOTOR ELÉTRICO TRIFÁSICO POTÊNCIA DE 2 CV - CHP DIURNO. AF_06/2015	CHP	0,12	1,37	0,1644
				90587	VIBRADOR DE IMERSÃO, DIÂMETRO DE PONTEIRA 45MM, MOTOR ELÉTRICO TRIFÁSICO POTÊNCIA DE 2 CV - CHI DIURNO. AF_06/2015	CHI	0,131	0,56	0,07336
FUNDACOES E ESTRUTURAS	(Adaptado para concreto usinado de resistência 35 MPa)	CONCRETAGEM DE VIGAS E LAJES, FCK=35 MPA, PARA LAJES MACIÇAS OU NERVURADAS COM USO DE BOMBA - LANÇAMENTO, ADENSAMENTO E ACABAMENTO. AF_02/2022	M3	1527	CONCRETO USINADO BOMBEAVEL, CLASSE DE RESISTENCIA C35, COM BRITA 0 E 1, SLUMP = 100 +/- 20 MM, INCLUI SERVICO DE BOMBEAMENTO (NBR 8953)	M3	1,103	591,20	652,0936
				88262	CARPINTEIRO DE FORMAS COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	H	0,125	24,86	3,1075
				88309	PEDREIRO COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	H	0,753	25,14	18,93042
				88316	SERVENTE COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	H	0,826	18,02	14,88452
				90586	VIBRADOR DE IMERSÃO, DIÂMETRO DE PONTEIRA 45MM, MOTOR ELÉTRICO TRIFÁSICO POTÊNCIA DE 2 CV - CHP DIURNO. AF_06/2015	CHP	0,12	1,37	0,1644
				90587	VIBRADOR DE IMERSÃO, DIÂMETRO DE PONTEIRA 45MM, MOTOR ELÉTRICO TRIFÁSICO POTÊNCIA DE 2 CV - CHI DIURNO. AF_06/2015	CHI	0,131	0,56	0,07336
FUNDACOES E ESTRUTURAS	(Adaptado para concreto usinado de resistência 40 MPa)	CONCRETAGEM DE VIGAS E LAJES, FCK=40 MPA, PARA LAJES MACIÇAS OU NERVURADAS COM USO DE BOMBA - LANÇAMENTO, ADENSAMENTO E ACABAMENTO. AF_02/2022	M3	1527	CONCRETO USINADO BOMBEAVEL, CLASSE DE RESISTENCIA C40, COM BRITA 0 E 1, SLUMP = 100 +/- 20 MM, INCLUI SERVICO DE BOMBEAMENTO (NBR 8953)	M3	1,103	608,34	670,99902
				88262	CARPINTEIRO DE FORMAS COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	H	0,125	24,86	3,1075
				88309	PEDREIRO COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	H	0,753	25,14	18,93042
				88316	SERVENTE COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	H	0,826	18,02	14,88452
				90586	VIBRADOR DE IMERSÃO, DIÂMETRO DE PONTEIRA 45MM, MOTOR ELÉTRICO TRIFÁSICO POTÊNCIA DE 2 CV - CHP DIURNO. AF_06/2015	CHP	0,12	1,37	0,1644
				90587	VIBRADOR DE IMERSÃO, DIÂMETRO DE PONTEIRA 45MM, MOTOR ELÉTRICO TRIFÁSICO POTÊNCIA DE 2 CV - CHI DIURNO. AF_06/2015	CHI	0,131	0,56	0,07336

Descrição da Classe	Código da composição	Descrição da composição	Un.	Código do Item	Descrição do Item	Unidade do Item	Coefficiente	Preço Unitário	Custos Diretos
FUNDACOES E ESTRUTURAS	(Adaptado para concreto usinado de resistência 45 MPa)	CONCRETAGEM DE VIGAS E LAJES, FCK=45 MPA, PARA LAJES MACIÇAS OU NERVURADAS COM USO DE BOMBA - LANÇAMENTO, ADENSAMENTO E ACABAMENTO. AF_02/2022	M3	1527	CONCRETO USINADO BOMBEAVEL, CLASSE DE RESISTENCIA C45, COM BRITA 0 E 1, SLUMP = 100 +/- 20 MM, INCLUI SERVICO DE BOMBEAMENTO (NBR 8953)	M3	1,103	634,64	700,00792
				88262	CARPINTEIRO DE FORMAS COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	H	0,125	24,86	3,1075
				88309	PEDREIRO COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	H	0,753	25,14	18,93042
				88316	SERVENTE COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	H	0,826	18,02	14,88452
				90586	VIBRADOR DE IMERSÃO, DIÂMETRO DE PONTEIRA 45MM, MOTOR ELÉTRICO TRIFÁSICO POTÊNCIA DE 2 CV - CHP DIURNO. AF_06/2015	CHP	0,12	1,37	0,1644
				90587	VIBRADOR DE IMERSÃO, DIÂMETRO DE PONTEIRA 45MM, MOTOR ELÉTRICO TRIFÁSICO POTÊNCIA DE 2 CV - CHIDIURNO. AF_06/2015	CHI	0,131	0,56	0,07336
Descrição da Classe	Código da composição	Descrição da composição	Un.	Código do Item	Descrição do Item	Unidade do Item	Coefficiente	Preço Unitário	Custos Diretos
FUNDACOES E ESTRUTURAS	(Adaptado para concreto usinado de resistência 50 MPa)	CONCRETAGEM DE VIGAS E LAJES, FCK=50 MPA, PARA LAJES MACIÇAS OU NERVURADAS COM USO DE BOMBA - LANÇAMENTO, ADENSAMENTO E ACABAMENTO. AF_02/2022	M3	1527	CONCRETO USINADO BOMBEAVEL, CLASSE DE RESISTENCIA C50, COM BRITA 0 E 1, SLUMP = 100 +/- 20 MM, INCLUI SERVICO DE BOMBEAMENTO (NBR 8953)	M3	1,103	679,14	749,09142
				88262	CARPINTEIRO DE FORMAS COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	H	0,125	24,86	3,1075
				88309	PEDREIRO COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	H	0,753	25,14	18,93042
				88316	SERVENTE COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	H	0,826	18,02	14,88452
				90586	VIBRADOR DE IMERSÃO, DIÂMETRO DE PONTEIRA 45MM, MOTOR ELÉTRICO TRIFÁSICO POTÊNCIA DE 2 CV - CHP DIURNO. AF_06/2015	CHP	0,12	1,37	0,1644
				90587	VIBRADOR DE IMERSÃO, DIÂMETRO DE PONTEIRA 45MM, MOTOR ELÉTRICO TRIFÁSICO POTÊNCIA DE 2 CV - CHIDIURNO. AF_06/2015	CHI	0,131	0,56	0,07336

ARMAÇÃO DE PILARES E VIGAS									
Descrição da Classe	Código da composição	Descrição da composição	Un.	Código do Item	Descrição do Item	Unidade do Item	Coefficiente	Preço Unitário	Custo Direto
FUNDACOES E ESTRUTURAS	92759	ARMAÇÃO DE PILAR OU VIGA DE ESTRUTURA CONVENCIONAL DE CONCRETO ARMADO UTILIZANDO AÇO CA-60 DE 5,0 MM - MONTAGEM. AF_06/2022	KG	39017	ESPACADOR / DISTANCIADOR CIRCULAR COM ENTRADA LATERAL EM PLASTICO, PARA VERGALHAO *4,2 A 12,5* MM, COBRIMENTO 20 MM	UN	1,19	0,22	0,26
				43132	ARAME RECOZIDO 16 BWG, D = 1,65 MM (0,016 KG/M) OU 18 BWG, D = 1,25 MM (0,01 KG/M)	KG	0,025	26,9	0,67
				88238	AJUDANTE DE ARMADOR COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	H	0,0175	18,4	0,32
				88245	ARMADOR COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	H	0,1069	24,98	2,67
				92800	CORTE E DOBRA DE AÇO CA-60, DIÂMETRO DE 5,0 MM. AF_06/2022	KG	1	12,21	12,21
Descrição da Classe	Código da composição	Descrição da composição	Un.	Código do Item	Descrição do Item	Unidade do Item	Coefficiente	Preço Unitário	Custo Direto
FUNDACOES E ESTRUTURAS	92760	ARMAÇÃO DE PILAR OU VIGA DE ESTRUTURA CONVENCIONAL DE CONCRETO ARMADO UTILIZANDO AÇO CA-50 DE 6,3 MM - MONTAGEM. AF_06/2022	KG	39017	ESPACADOR / DISTANCIADOR CIRCULAR COM ENTRADA LATERAL EM PLASTICO, PARA VERGALHAO *4,2 A 12,5* MM, COBRIMENTO 20 MM	UN	0,97	0,22	0,21
				43132	ARAME RECOZIDO 16 BWG, D = 1,65 MM (0,016 KG/M) OU 18 BWG, D = 1,25 MM (0,01 KG/M)	KG	0,025	26,9	0,67
				88238	AJUDANTE DE ARMADOR COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	H	0,0129	18,4	0,23
				88245	ARMADOR COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	H	0,079	24,98	1,97
				92801	CORTE E DOBRA DE AÇO CA-50, DIÂMETRO DE 6,3 MM. AF_06/2022	KG	1	12,66	12,66
Descrição da Classe	Código da composição	Descrição da composição	Un.	Código do Item	Descrição do Item	Unidade do Item	Coefficiente	Preço Unitário	Custo Direto
FUNDACOES E ESTRUTURAS	92761	ARMAÇÃO DE PILAR OU VIGA DE ESTRUTURA CONVENCIONAL DE CONCRETO ARMADO UTILIZANDO AÇO CA-50 DE 8,0 MM - MONTAGEM. AF_06/2022	KG	39017	ESPACADOR / DISTANCIADOR CIRCULAR COM ENTRADA LATERAL EM PLASTICO, PARA VERGALHAO *4,2 A 12,5* MM, COBRIMENTO 20 MM	UN	0,743	0,22	0,16
				43132	ARAME RECOZIDO 16 BWG, D = 1,65 MM (0,016 KG/M) OU 18 BWG, D = 1,25 MM (0,01 KG/M)	KG	0,025	26,9	0,67
				88238	AJUDANTE DE ARMADOR COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	H	0,0092	18,4	0,16
				88245	ARMADOR COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	H	0,0561	24,98	1,4
				92802	CORTE E DOBRA DE AÇO CA-50, DIÂMETRO DE 8,0 MM. AF_06/2022	KG	1	12,76	12,76
Descrição da Classe	Código da composição	Descrição da composição	Un.	Código do Item	Descrição do Item	Unidade do Item	Coefficiente	Preço Unitário	Custo Direto
FUNDACOES E ESTRUTURAS	92762	ARMAÇÃO DE PILAR OU VIGA DE ESTRUTURA CONVENCIONAL DE CONCRETO ARMADO UTILIZANDO AÇO CA-50 DE 10,0 MM - MONTAGEM. AF_06/2022	KG	39017	ESPACADOR / DISTANCIADOR CIRCULAR COM ENTRADA LATERAL EM PLASTICO, PARA VERGALHAO *4,2 A 12,5* MM, COBRIMENTO 20 MM	UN	0,543	0,22	0,11
				43132	ARAME RECOZIDO 16 BWG, D = 1,65 MM (0,016 KG/M) OU 18 BWG, D = 1,25 MM (0,01 KG/M)	KG	0,025	26,9	0,67
				88238	AJUDANTE DE ARMADOR COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	H	0,0064	18,4	0,11
				88245	ARMADOR COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	H	0,0392	24,98	0,97
				92803	CORTE E DOBRA DE AÇO CA-50, DIÂMETRO DE 10,0 MM. AF_06/2022	KG	1	11,84	11,84
Descrição da Classe	Código da composição	Descrição da composição	Un.	Código do Item	Descrição do Item	Unidade do Item	Coefficiente	Preço Unitário	Custo Direto
FUNDACOES E ESTRUTURAS	92763	ARMAÇÃO DE PILAR OU VIGA DE ESTRUTURA CONVENCIONAL DE CONCRETO ARMADO UTILIZANDO AÇO CA-50 DE 12,5 MM - MONTAGEM. AF_06/2022	KG	39017	ESPACADOR / DISTANCIADOR CIRCULAR COM ENTRADA LATERAL EM PLASTICO, PARA VERGALHAO *4,2 A 12,5* MM, COBRIMENTO 20 MM	UN	0,367	0,22	0,08
				43132	ARAME RECOZIDO 16 BWG, D = 1,65 MM (0,016 KG/M) OU 18 BWG, D = 1,25 MM (0,01 KG/M)	KG	0,025	26,9	0,67
				88238	AJUDANTE DE ARMADOR COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	H	0,0042	18,4	0,07
				88245	ARMADOR COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	H	0,0257	24,98	0,64
				92804	CORTE E DOBRA DE AÇO CA-50, DIÂMETRO DE 12,5 MM. AF_06/2022	KG	1	10,17	10,17

Descrição da Classe	Código da composição	Descrição da composição	Un.	Código do Item	Descrição do Item	Unidade do Item	Coefficiente	Preço Unitário	Custo Direto
FUNDACOES E ESTRUTURAS	92764	ARMAÇÃO DE PILAR OU VIGA DE ESTRUTURA CONVENCIONAL DE CONCRETO ARMADO UTILIZANDO AÇO CA-50 DE 16,0 MM - MONTAGEM. AF_06/2022	KG	39017	ESPACADOR / DISTANCIADOR CIRCULAR COM ENTRADA LATERAL EM PLASTICO, PARA VERGALHAO *4,2 A 12,5* MM, COBRIMENTO 20 MM	UN	0,212	0,22	0,04
				43132	ARAME RECOZIDO 16 BWG, D = 1,65 MM (0,016 KG/M) OU 18 BWG, D = 1,25 MM (0,01 KG/M)	KG	0,025	26,9	0,67
				88238	AJUDANTE DE ARMADOR COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	H	0,0032	18,4	0,05
				88245	ARMADOR COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	H	0,0194	24,98	0,48
				92805	CORTE E DOBRA DE AÇO CA-50, DIÂMETRO DE 16,0 MM. AF_06/2022	KG	1	10,11	10,11
Descrição da Classe	Código da composição	Descrição da composição	Un.	Código do Item	Descrição do Item	Unidade do Item	Coefficiente	Preço Unitário	Custo Direto
FUNDACOES E ESTRUTURAS	92765	ARMAÇÃO DE PILAR OU VIGA DE ESTRUTURA CONVENCIONAL DE CONCRETO ARMADO UTILIZANDO AÇO CA-50 DE 20,0 MM - MONTAGEM. AF_06/2022	KG	39017	ESPACADOR / DISTANCIADOR CIRCULAR COM ENTRADA LATERAL EM PLASTICO, PARA VERGALHAO *4,2 A 12,5* MM, COBRIMENTO 20 MM	UN	0,113	0,22	0,02
				43132	ARAME RECOZIDO 16 BWG, D = 1,65 MM (0,016 KG/M) OU 18 BWG, D = 1,25 MM (0,01 KG/M)	KG	0,025	26,9	0,67
				88238	AJUDANTE DE ARMADOR COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	H	0,0025	18,4	0,04
				88245	ARMADOR COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	H	0,0152	24,98	0,37
				92806	CORTE E DOBRA DE AÇO CA-50, DIÂMETRO DE 20,0 MM. AF_06/2022	KG	1	11,94	11,94

ARMAÇÃO DE LAJES									
Descrição da Classe	Código da composição	Descrição da composição	Un.	Código do Item	Descrição do Item	unidade do It	Coefficiente	Preço Unitário	Custo Direto
FUNDACOES E ESTRUTURAS	92768	ARMAÇÃO DE LAJE DE ESTRUTURA CONVENCIONAL DE CONCRETO ARMADO UTILIZANDO AÇO CA-60 DE 5,0 MM - MONTAGEM. AF_06/2022	KG	39017	ESPACADOR / DISTANCIADOR CIRCULAR COM ENTRADA LATERAL EM PLASTICO, PARA VERGALHAO *4,2 A 12,5* MM, COBRIMENTO 20 MM	UN	2,118	0,22	0,46
				43132	ARAME RECOZIDO 16 BWG, D = 1,65 MM (0,016 KG/M) OU 18 BWG, D = 1,25 MM (0,01 KG/M)	KG	0,025	26,9	0,67
				88238	AJUDANTE DE ARMADOR COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	H	0,0136	18,4	0,25
				88245	ARMADOR COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	H	0,0836	24,98	2,08
				92800	CORTE E DOBRA DE AÇO CA-60, DIÂMETRO DE 5,0 MM. AF_06/2022	KG	1	12,21	12,21
Descrição da Classe	Código da composição	Descrição da composição	Un.	Código do Item	Descrição do Item	unidade do It	Coefficiente	Preço Unitário	Custo Direto
FUNDACOES E ESTRUTURAS	92769	ARMAÇÃO DE LAJE DE ESTRUTURA CONVENCIONAL DE CONCRETO ARMADO UTILIZANDO AÇO CA-50 DE 6,3 MM - MONTAGEM. AF_06/2022	KG	39017	ESPACADOR / DISTANCIADOR CIRCULAR COM ENTRADA LATERAL EM PLASTICO, PARA VERGALHAO *4,2 A 12,5* MM, COBRIMENTO 20 MM	UN	1,333	0,22	0,29
				43132	ARAME RECOZIDO 16 BWG, D = 1,65 MM (0,016 KG/M) OU 18 BWG, D = 1,25 MM (0,01 KG/M)	KG	0,025	26,9	0,67
				88238	AJUDANTE DE ARMADOR COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	H	0,0098	18,4	0,18
				88245	ARMADOR COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	H	0,0597	24,98	1,49
				92801	CORTE E DOBRA DE AÇO CA-50, DIÂMETRO DE 6,3 MM. AF_06/2022	KG	1	12,66	12,66
Descrição da Classe	Código da composição	Descrição da composição	Un.	Código do Item	Descrição do Item	unidade do It	Coefficiente	Preço Unitário	Custo Direto
FUNDACOES E ESTRUTURAS	92770	ARMAÇÃO DE LAJE DE ESTRUTURA CONVENCIONAL DE CONCRETO ARMADO UTILIZANDO AÇO CA-50 DE 8,0 MM - MONTAGEM. AF_06/2022	KG	39017	ESPACADOR / DISTANCIADOR CIRCULAR COM ENTRADA LATERAL EM PLASTICO, PARA VERGALHAO *4,2 A 12,5* MM, COBRIMENTO 20 MM	UN	0,728	0,22	0,16
				43132	ARAME RECOZIDO 16 BWG, D = 1,65 MM (0,016 KG/M) OU 18 BWG, D = 1,25 MM (0,01 KG/M)	KG	0,025	26,9	0,67
				88238	AJUDANTE DE ARMADOR COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	H	0,0066	18,4	0,12
				88245	ARMADOR COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	H	0,0403	24,98	1
				92802	CORTE E DOBRA DE AÇO CA-50, DIÂMETRO DE 8,0 MM. AF_06/2022	KG	1	12,76	12,76
Descrição da Classe	Código da composição	Descrição da composição	Un.	Código do Item	Descrição do Item	unidade do It	Coefficiente	Preço Unitário	Custo Direto
FUNDACOES E ESTRUTURAS	92771	ARMAÇÃO DE LAJE DE ESTRUTURA CONVENCIONAL DE CONCRETO ARMADO UTILIZANDO AÇO CA-50 DE 10,0 MM - MONTAGEM. AF_06/2022	KG	39017	ESPACADOR / DISTANCIADOR CIRCULAR COM ENTRADA LATERAL EM PLASTICO, PARA VERGALHAO *4,2 A 12,5* MM, COBRIMENTO 20 MM	UN	0,357	0,22	0,07
				43132	ARAME RECOZIDO 16 BWG, D = 1,65 MM (0,016 KG/M) OU 18 BWG, D = 1,25 MM (0,01 KG/M)	KG	0,025	26,9	0,67
				88238	AJUDANTE DE ARMADOR COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	H	0,0042	18,4	0,07
				88245	ARMADOR COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	H	0,0259	24,98	0,64
				92803	CORTE E DOBRA DE AÇO CA-50, DIÂMETRO DE 10,0 MM. AF_06/2022	KG	1	11,84	11,84
Descrição da Classe	Código da composição	Descrição da composição	Un.	Código do Item	Descrição do Item	unidade do It	Coefficiente	Preço Unitário	Custo Direto
FUNDACOES E ESTRUTURAS	92772	ARMAÇÃO DE LAJE DE ESTRUTURA CONVENCIONAL DE CONCRETO ARMADO UTILIZANDO AÇO CA-50 DE 12,5 MM - MONTAGEM. AF_06/2022	KG	39017	ESPACADOR / DISTANCIADOR CIRCULAR COM ENTRADA LATERAL EM PLASTICO, PARA VERGALHAO *4,2 A 12,5* MM, COBRIMENTO 20 MM	UN	0,147	0,22	0,03
				43132	ARAME RECOZIDO 16 BWG, D = 1,65 MM (0,016 KG/M) OU 18 BWG, D = 1,25 MM (0,01 KG/M)	KG	0,025	26,9	0,67
				88238	AJUDANTE DE ARMADOR COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	H	0,0023	18,4	0,04
				88245	ARMADOR COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	H	0,0143	24,98	0,35
				92804	CORTE E DOBRA DE AÇO CA-50, DIÂMETRO DE 12,5 MM. AF_06/2022	KG	1	10,17	10,17