

**UNIVERSIDADE DE CAXIAS DO SUL
ÁREA DO CONHECIMENTO DAS CIÊNCIAS EXATAS E ENGENHARIAS
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL**

FREDERICO ROSSI

**ANÁLISE DA VARIAÇÃO DA RESISTÊNCIA CARACTERÍSTICA
DO CONCRETO À COMPRESSÃO NO DESEMPENHO
ECONÔMICO E ESTRUTURAL EM EDIFÍCIOS**

CAXIAS DO SUL

2025

FREDERICO ROSSI

**ANÁLISE DA VARIAÇÃO DA RESISTÊNCIA CARACTERÍSTICA
DO CONCRETO À COMPRESSÃO NO DESEMPENHO
ECONÔMICO E ESTRUTURAL EM EDIFÍCIOS**

Trabalho de Conclusão de Curso II
apresentado à Universidade de Caxias do
Sul, como requisito parcial para a obtenção
do grau de Bacharel em Engenharia Civil.

Orientador Prof. Me. Luciano Zatti

CAXIAS DO SUL

2025

FREDERICO ROSSI

**ANÁLISE DA VARIAÇÃO DA RESISTÊNCIA CARACTERÍSTICA
DO CONCRETO À COMPRESSÃO NO DESEMPENHO
ECONÔMICO E ESTRUTURAL EM EDIFÍCIOS**

Trabalho de Conclusão de Curso II
apresentado à Universidade de Caxias do
Sul, como requisito parcial para a obtenção
do grau de Bacharel em Engenharia Civil.

Orientador Prof. Me. Luciano Zatti

Aprovado em: 10/12/2025.

Banca Examinadora

Prof. Orientador Me. Luciano Zatti
Universidade de Caxias do Sul – UCS

Prof. Dr. Gustavo Ribeiro Da Silva
Universidade de Caxias do Sul – UCS

Prof. Me. Maurício Monteiro Almeron
Universidade de Caxias do Sul – UCS

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente aos meus pais, Severino e Carla, pela educação, pelos valores e por todo o apoio oferecido ao longo da minha trajetória. Sem medir esforços tornaram este momento uma realidade.

À minha noiva, Adriele, pela paciência, compreensão e carinho em todos os períodos. Obrigado por acreditar em mim, pelo apoio emocional em momentos de dúvida e por me fazer acreditar onde nem mesmo eu acreditava em mim.

Ao meu orientador, professor Me. Luciano Zatti, pela confiança depositada em mim, pela disponibilidade, orientações técnicas e contribuições fundamentais para o desenvolvimento deste trabalho. Seus ensinamentos foram essenciais para a construção deste estudo.

Aos demais professores e funcionários da Universidade de Caxias do Sul (UCS), pelos conhecimentos compartilhados durante toda a minha graduação.

Aos colegas e amigos, pelo companheirismo, trocas de experiências e incentivo mútuo.

RESUMO

Com o avanço tecnológico dos recursos para a construção, que impactam diretamente no comportamento da estrutura, surge a responsabilidade do Engenheiro Civil em acompanhar tecnicamente estes avanços, para assim, aplicar em projetos, visando maior eficiência. A diminuição de custos da estrutura se caracteriza como uma otimização estrutural e existem diferentes técnicas utilizadas para alcançar esta finalidade. O presente trabalho analisou a relação existente entre os parâmetros de dimensionamento, sendo eles: a dimensão geométrica dos pilares e a classe de resistência à compressão do concreto, com o custo de execução da estrutura. O objeto de estudo compreende um edifício hipotético, localizando na cidade de Caxias do Sul/RS, com 15 pavimentos, totalizando área de 200,00 m². Foi utilizado o *software* TQS para a modelagem das estruturas, partindo da estrutura pré-dimensionada por métodos empíricos. Com os resultados obtidos no dimensionamento de cada estrutura, realizou-se a orçamentação tomando como base para referência de custo o SINAPI. Verificou-se que o aumento da classe de resistência à compressão do concreto eleva o custo da estrutura, devido ao maior preço por m³, porém permite a redução das seções dos pilares e do volume de concreto, o que tende a diminuir o custo total. Com isso, encontrou-se o menor custo na estrutura C40, com redução de 4,72% no preço total e maiores ganhos de área no modelo C60, com redução de 50,59% nas seções dos pilares. Ainda, analisando a estabilidade global da estrutura, a tendência verificada foi que, ao diminuir as seções na estrutura, por mais que se utilize concretos com maiores resistências, deve-se ter atenção, pois na estrutura analisada houve um acréscimo de 26,00% nos deslocamentos horizontais do modelo C60 em relação ao C30. Em síntese, este trabalho mostrou que há a possibilidade de conseguir reduções de custos e ganhos de área em estruturas de concreto armado sem comprometer a segurança da estrutura da edificação.

Palavras-chave: concreto armado; otimização estrutural; classe de resistência do concreto; redução de seções; custo.

ABSTRACT

With the technological advancements in construction resources, which directly impact structural behavior, the Civil Engineer has the responsibility to technically monitor these advancements in order to apply them to projects, aiming for greater efficiency. Reducing structural costs is characterized as structural optimization, and different techniques are used to achieve this goal. This work analyzed the relationship between design parameters-namely, the geometric dimensions of the columns and the compressive strength class of the concrete-and the cost of executing the structure. The object of study comprises a hypothetical building located in the city of Caxias do Sul/RS, with 15 floors, totaling an area of 200.00 m². The TQS software was used for modeling the structures, starting from a structure pre-dimensioned by empirical methods. With the results obtained in the design of each structure, a cost estimate was prepared using the SINAPI (Brazilian National System of Construction Costs and Indexes) as a cost reference. It was found that increasing the compressive strength class of concrete raises the cost of the structure due to the higher price per m³, but allows for a reduction in the cross-sections of the columns and the volume of concrete, which tends to decrease the total cost. Thus, the lowest cost was found in the C40 structure, with a 4.72% reduction in the total price, and the greatest area gains were in the C60 model, with a 50.59% reduction in the cross-sections of the columns. Furthermore, analyzing the overall stability of the structure, the trend observed was that, when reducing the cross-sections in the structure, even when using concretes with higher strengths, attention must be paid, as the analyzed structure showed a 26.00% increase in horizontal displacements in the C60 model compared to the C30. In summary, this work showed that it is possible to achieve cost reductions and area gains in reinforced concrete structures without compromising the safety of the building structure.

Keywords: reinforced concrete; structural optimization; concrete strength class; section reduction; cost.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Diagrama tensão-deformação do aço	18
Figura 2 – Valores mínimos para taxa de aço em vigas e lajes	19
Figura 3 – Valores mínimos para armaduras em lajes.....	20
Figura 4 – Classes de resistência de concretos estruturais.....	21
Figura 5 – Diagrama tensão-deformação idealizado	22
Figura 6 – Classes de Agressividade Ambiental (CAA)	24
Figura 7 – Cobrimento mínimo das armaduras	25
Figura 8 – CAA concreto	26
Figura 9 – Representação do gráfico das Isopletas	31
Figura 10 – Parâmetros meteorológicos.....	33
Figura 11 – Valores mínimos do fator estatístico S_3	34
Figura 12 – Deslocamento de nós móveis e nós fixos.....	35
Figura 13 – Efeito P-Delta	38
Figura 14 – Posições do pilar na edificação	41
Figura 15 – Áreas de Influência do pilar	42
Figura 16 – Dimensões de lajes	43
Figura 17 – Tipos de armaduras em lajes	44
Figura 18 – Vista tridimensional do edifício	46
Figura 19 – Modelo estrutural da edificação.....	47
Figura 20 – Comparativo seções pilares	47
Figura 21 – Custos obtidos	48
Figura 22 – Custos resultantes	49
Figura 23 – Corte esquemático da edificação	52
Figura 24 – Planta de fôrmas do pavimento tipo/térreo	54
Figura 25 – Modelo proposto da tabela de orçamentação.....	59
Figura 26 – Modelo proposto da tabela de seções dos pilares.....	59
Figura 27 – Planta modelo C30.....	61
Figura 28 – Planta modelo C40.....	62
Figura 29 – Planta modelo C50.....	63
Figura 30 – Planta modelo C60.....	64
Figura 31 – Análise das seções dos pilares em cm^2	65

Figura 32 – Áreas totais das seções dos pilares em m ²	65
Figura 33 – Comparativo seções P1 em cm ²	66
Figura 34 – Tensões de cálculo para P1 em kgf/cm ²	67
Figura 35 – Força normal adimensional em P1	68
Figura 36 – Força normal adimensional em P3	68
Figura 37 – Força normal adimensional em P8	69
Figura 38 – Relação deslocamento (cm) x seção média (cm)	70
Figura 39 – Orçamentação total	71
Figura 40 – Análise do custo total e ganho de área	72
Figura 41 – Consumo de aço nas lajes	73
Figura 42 – Consumo de aço nas vigas	74
Figura 43 – Comparativo custo aço nos pilares	75
Figura 44 – Comparativo taxa de aço média dos pilares	76
Figura 45 – Comparativo custo fôrmas nos pilares	77
Figura 46 – Comparativo custo concreto nos pilares	77
Figura 47 – Tabela de orçamentação pilares	78
Figura 48 – Relação custo x área nos pilares	78

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Peso de componentes construtivos	29
Tabela 2 – Valores característicos nominais das cargas variáveis.....	30
Tabela 3 – Seções pilares	53
Tabela 4 – Cobrimentos dos elementos	55
Tabela 5 – Referências de custos SINAPI.....	58
Tabela 6 – Comparativo maior e menor seção de pilar em cada planta	60

LISTA DE SIGLAS E ABREVIATURAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
CAA	Classes de Agressividade Ambiental
CAD	<i>Computer-Aided Design</i>
CAR	Concretos de Altas Resistências
cm	Centímetros
cm ²	Centímetros quadrados
cmin	Cobrimento mínimo
ELS	Estado-Limite de Serviço
ELU	Estado-Limite Último
fck	Resistência Característica à Compressão
GPa	Gigapascal
kg	Quilograma
kN/cm ²	quilonewton por centímetro quadrado
kN/m ²	quilonewton por metro quadrado
kN/m ³	quilonewton por metro cúbico.
m	Metro
m ²	Metro quadrado
m ³	Metro cúbico
MPa	Megapascal
NBR	Norma Brasileira
ρc	Massa específica
RS	Rio Grande do Sul
SINAPI	Sistema Nacional de Pesquisa de Custos
UCS	Universidade de Caxias do Sul
V _o	Velocidade básica do vento

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	13
1.1	TEMA DA PESQUISA	14
1.2	QUESTÃO DE PESQUISA.....	14
1.3	OBJETIVOS	14
1.3.1	Objetivo geral	14
1.3.2	Objetivos específicos	14
1.4	HIPÓTESE.....	14
1.5	PRESSUPOSTO	15
1.6	DELIMITAÇÕES.....	15
1.7	DELINEAMENTO	15
2	FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA	17
2.1	CONCRETO ARMADO	17
2.1.1	Propriedades do aço	17
2.1.2	Propriedades do concreto	20
2.2	ESTADOS-LIMITES	26
2.2.1	Estado-Limite Último (ELU)	26
2.2.2	Estado-Limite de Serviço (ELS)	27
2.3	AÇÕES	28
2.3.1	Ações permanentes	28
2.3.2	Ações variáveis	29
2.3.2.1	Ações do vento	30
2.3.2.1.1	Velocidade básica do vento.....	31
2.3.2.1.2	Topografia do terreno	32
2.3.2.1.3	Rugosidade do terreno.....	32
2.3.2.1.4	Dimensões da edificação	32
2.3.2.1.5	Altura sobre o terreno.....	33
2.3.2.1.6	Fator estatístico S_3	34
2.3.3	Ações excepcionais	34
2.4	ESTABILIDADE GLOBAL.....	35
2.4.1	Parâmetro de instabilidade α	36

2.4.2	Gama-Z	37
2.4.3	Não linearidade física	37
2.4.4	P-Delta	38
2.4.5	Deslocamento horizontal	39
2.5	ELEMENTOS ESTRUTURAIS	39
2.5.1	Pré-dimensionamento de pilares	39
2.5.2	Pré-dimensionamento de lajes	43
2.5.3	Pré-dimensionamento de vigas	44
2.6	INFLUÊNCIA DO FCK NOS PILARES	45
2.6.1	Pesquisas na área	45
2.6.2	Resultados das pesquisas	47
2.7	ORÇAMENTAÇÃO E QUANTITATIVOS	49
3	METODOLOGIA	51
3.1	OBJETO DE ESTUDO	51
3.1.1	Pré-dimensionamento da estrutura	53
3.1.2	Escolha do <i>software</i>	55
3.2	PARÂMETROS	55
3.2.1	Agressividade ambiental	55
3.2.2	Cargas	56
3.2.3	Vento	56
3.2.4	Classes de concreto	56
3.2.5	Estabilidade global	57
3.3	ORÇAMENTAÇÃO	57
3.4	ANÁLISE ESTRUTURAL	59
4	RESULTADOS	60
4.1	INFLUÊNCIA DAS SEÇÕES DOS PILARES NA ARQUITETURA	60
4.2	ANÁLISE ESTRUTURAL	66
4.2.1	Estabilidade da edificação	69
4.3	ANÁLISE DE CONSUMO DE MATERIAIS	70
4.3.1	Análise de custo por elemento	72
4.3.1.1	Vigas e lajes	72

4.3.1.2	Pilares	74
5	CONSIDERAÇÕES FINAIS	79
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	81

1 INTRODUÇÃO

O Engenheiro Civil tem a responsabilidade de planejar, projetar, executar e gerenciar as obras que viabilizam o desenvolvimento da sociedade. Sua participação é essencial, trazendo segurança, funcionalidade e a sustentabilidade para as edificações, sendo que esse profissional necessita transformar seus conhecimentos técnicos em soluções (Amaral, 2022).

O avanço tecnológico e a forte competição de mercado exigem a atualização contínua dos processos. Na construção civil, isso se traduz na revisão de materiais e métodos, com impacto direto em um dos sistemas mais difundidos que é o concreto. Amplamente utilizado, o concreto destaca-se pela praticidade de preparo e aplicação e pela resistência a intempéries, fogo e ações mecânicas, além de oferecer boa relação custo-benefício (Fregonezi; Wutzow; Vanderlei; 2019).

Como principal propriedade no sistema de concreto armado, a escolha da resistência característica à compressão (f_{ck}) do concreto influencia diretamente no comportamento estrutural e no custo da obra. Os concretos com maior resistência podem oferecer reduções nas dimensões dos elementos estruturais e o volume de materiais utilizados, porém apresentam custo mais elevado por metro cúbico (m^3), exigindo assim, uma análise criteriosa no dimensionamento e na orçamentação (Helene; Terzian, 1993).

A maior responsável pela intensificação na verticalização nas edificações é a grande valorização nas áreas para a construção das mesmas. Assim, para Bernardi (2010), torna-se necessário a atualização dos sistemas estruturais e das técnicas de análise, visando economia, rapidez e segurança. Ainda, a necessidade por atualização, faz com que a tecnologia impacte nos materiais.

Diante disso, este trabalho foi idealizado com o objetivo de avaliar a viabilidade do uso de concretos de maiores resistências em estruturas, buscando identificar possíveis reduções nas dimensões dos elementos estruturais e relacionando esses ganhos ao investimento necessário para a execução. Para tanto, diferentes arranjos estruturais foram dimensionados, possibilitando a análise comparativa entre o desempenho técnico e a viabilidade econômica.

1.1 TEMA DA PESQUISA

Influência da resistência característica à compressão (f_{ck}) do concreto em pilares de concreto armado.

1.2 QUESTÃO DE PESQUISA

O aumento da resistência característica à compressão (f_{ck}) do concreto resulta em uma redução significativa nas seções dos pilares e no custo em edifícios?

1.3 OBJETIVOS

Os objetivos para este estudo estão classificados como objetivo geral e os objetivos específicos, conforme descritos a seguir.

1.3.1 Objetivo geral

Analisar a influência da variação da resistência característica à compressão (f_{ck}) do concreto nas seções nos pilares e nos consumos de insumos na estrutura.

1.3.2 Objetivos específicos

Para obter êxito no objetivo geral, foram determinados os seguintes objetivos específicos:

- a) desenvolver quatro modelos de estrutura com diferentes parâmetros;
- b) analisar cargas, deslocamentos, áreas e custos dos quatro modelos otimizados;
- c) compreender a relação entre o aumento do f_{ck} e custo da estrutura.

1.4 HIPÓTESE

Com o uso de concretos com maiores resistências características à compressão em edifícios é possível obter ganhos econômicos e seções menores em pilares.

1.5 PRESSUPOSTO

Para este estudo, juntamente ao *software* TQS na sua versão V24, as seguintes normas foram atendidas para o dimensionamento da estrutura:

- a) NBR 8681:2003 – Ações e segurança nas estruturas – Procedimento (ABNT, 2003);
- b) NBR 8953:2015 – Concreto para fins estruturais – Classificação pela massa específica, por grupos de resistência e consistência (ABNT, 2015);
- c) NBR 6120:2019 – Cargas para cálculo de estruturas de edificações (ABNT, 2019);
- d) NBR 6118:2023 – Projeto de estruturas de concreto (ABNT, 2023a);
- e) NBR 6123:2023 – Força devidas ao vento em edificações (ABNT, 2023b);
- f) NBR 7480:2024 – Aço destinado às armaduras para estruturas de concreto armado – Requisitos (ABNT, 2024).

1.6 DELIMITAÇÕES

A análise se restringe apenas aos elementos estruturais da supraestrutura, mais especificamente em pilares, vigas e lajes. Os parâmetros de resistência do concreto abrangem os concretos dos Grupos I e II, relacionados às classes C30, C40, C50 e C60 constados na Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) referente à Norma Brasileira (NBR) 8953:2015 (ABNT, 2015).

Para o aço foram consideradas as classes: CA-50 e CA-60. A localização do objeto de estudo compreende o município de Caxias do Sul, no Estado do Rio Grande do Sul (RS). Os resultados foram obtidos utilizando-se o *software* TQS.

1.7 DELINEAMENTO

Este trabalho está dividido em cinco capítulos, os quais apresentam toda a sistemática necessária para a realização da pesquisa, desde a abordagem do tema até a sua conclusão.

No primeiro capítulo, é descrita uma síntese sobre o tema da pesquisa, pontuando a sua importância, juntamente com os objetivos (geral e específicos) e as delimitações que estruturaram este trabalho.

O segundo capítulo corresponde ao referencial teórico, onde são apresentados os principais conceitos, definições e estudos já realizados sobre o tema. Esse capítulo tem como função situar o contexto da pesquisa, fornecendo uma base teórica sólida por meio de normas técnicas, livros, artigos científicos e outros trabalhos acadêmicos. No terceiro capítulo consta a metodologia apresentando o objeto de estudo e seus parâmetros, bem como, são descritos os modelos a serem analisados.

No quarto capítulo são realizadas as análises dos resultados obtidos, observando as diferenças significativas nas alterações propostas. Para isso, os dados são comparados com o embasamento nos critérios estabelecidos no referencial teórico e respectivas normas da ABNT, avaliando o desempenho das soluções.

Por fim, no capítulo cinco é desenvolvida a conclusão, com a resposta à questão da pesquisa, deixando propostos novos campos para a realização de pesquisas e uma síntese sobre a relevância deste trabalho. Nela, são retomados os principais objetivos, destacando os resultados e as contribuições do estudo para a área e limitações enfrentadas ao longo da realização do mesmo.

2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

A realização das análises estruturais requer a compreensão dos parâmetros que as regem. Assim, este capítulo dedica-se à apresentação das principais normas técnicas e referências bibliográficas que fundamentam o tema em estudo.

2.1 CONCRETO ARMADO

No Brasil, o dimensionamento e o desempenho de estruturas de concreto armado são regidos pela NBR 6118:2023 – Projeto de Estruturas de Concreto (ABNT, 2023a). A referida norma consolida os critérios de projeto necessários à segurança, funcionalidade e à durabilidade, definindo as propriedades dos materiais, combinações e os valores das ações, bem como os métodos de verificação nos estados-limite último e de serviço. Ao especificar os requisitos de cálculo, o detalhamento e o controle, ela orienta soluções que asseguram a estabilidade, o desempenho em uso e a vida útil adequados das estruturas.

O concreto armado é utilizado para construir as estruturas com diferentes finalidades e esforços, embora o concreto tenha elevada resistência à compressão, possui baixa resistência à tração e é neste aspecto que se torna necessário a utilização do aço (Parizotto, 2017).

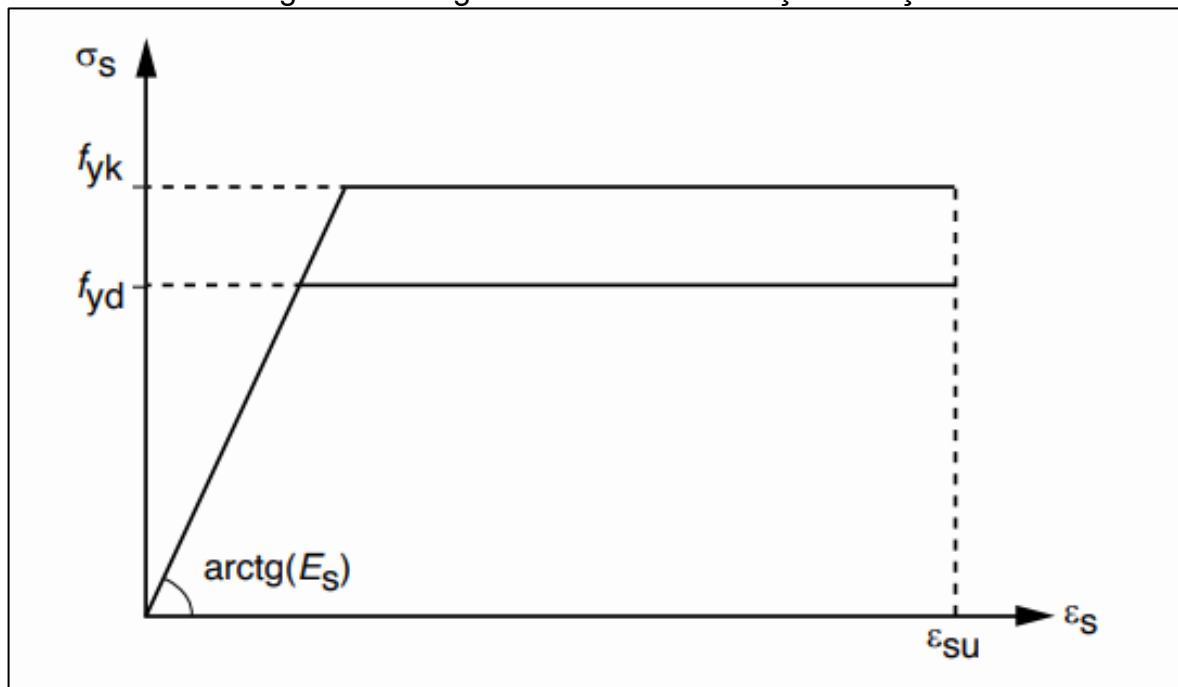
O concreto armado permanece entre os materiais mais empregados na construção civil, pois, além de apresentar custo relativamente baixo quando comparado a outros materiais, oferece elevadas resistências e durabilidade. Para Bastos (2006), os fatores como a ampla disponibilidade de concreto e o aço, aliados à facilidade de encontrar mão de obra qualificada, explicam a extensa utilização desse sistema construtivo.

2.1.1 Propriedades do aço

O aço é um produto industrializado, onde a sua produção apresenta um rígido controle tecnológico e suas propriedades são definidas em laboratório, normatizadas e certificadas pelo fabricante. Sendo assim, para Neville e Brooks (2013), o projetista precisa apenas se preocupar em respeitar as normas para obter êxito no projeto.

Segundo a NBR 7480:2024, a resistência à tração é uma das propriedades mais importantes do aço para o concreto armado (ABNT, 2024). O aço deve ter elevado limite de escoamento, para que suporte os esforços de tração sem sofrer deformações significativas para a estrutura. Ainda considera que os aços mais comuns para as armaduras são os aços das classes CA-50, com limite de escoamento característico em 500 MPa e CA-60 em 600 MPa. Na Figura 1, retirada da NBR 6118:2023 (ABNT, 2023a), pode-se verificar o comportamento da resistência ao escoamento f_y e à deformação específica do aço da armadura passiva ϵ_s .

Figura 1 – Diagrama tensão-deformação do aço



Fonte: NBR 6118: 2023 (ABNT, 2023a, p. 29).

A capacidade que o aço possui oferece a possibilidade de sofrer deformações inelásticas sem que ocorra a perda de sua capacidade de resistência, que se denomina ductilidade, ou seja, compreende a medida em que o material se deforma antes de romper (Machado, 2004).

Conforme apresenta a norma NBR 6118:2023, seu módulo de elasticidade é adotado como 210 GPa e seu peso específico em $78,5 \text{ kN/m}^3$. Ainda, por segurança a NBR 6118:2023 estipula valores mínimos e máximos de armaduras para os elementos estruturais (ABNT, 2023a), sendo elas calculadas conforme as Equações 1 e 2 para a máxima e a mínima em pilares:

$$A_s, \text{mín} = \left(0,15 \frac{Nd}{f_{yd}}\right) \geq 0,004 * A_c \quad (1)$$

$$A_s, \text{máx} = 0,08 * A_c \quad (2)$$

onde:

Nd = força normal de cálculo;

A_c = área da seção transversal.

Para as vigas utiliza-se a Equação 3, retirada do item 17.3.5.2.1 da NBR 6118:2023 (ABNT, 2023a), sendo possível calcular a armadura mínima necessária, ou também, respeitando os valores identificados na Figura 2, sendo esta válida para a armadura mínima de lajes.

$$Md, \text{mín} = 0,8W_0f_{ctk, sup} \quad (3)$$

onde:

W_0 = módulo de resistência da seção transversal bruta de concreto, relativo à fibra mais tracionada;

$f_{ctk, sup}$ = resistência característica superior do concreto à tração.

Figura 2 – Valores mínimos para taxa de aço em vigas e lajes

f_{ck} MPa	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	85	90
$\rho_{\text{mín}} = A_{s, \text{mín}}/A_c$ %	0,150	0,150	0,150	0,164	0,179	0,194	0,208	0,211	0,219	0,226	0,233	0,239	0,245	0,251	0,256
^a Os valores de $\rho_{\text{mín}}$ estabelecidos nesta Tabela pressupõem o uso de aço CA-50, $d/h = 0,8$ e $\gamma_c = 1,4$ e $\gamma_s = 1,15$. Caso esses fatores sejam diferentes, $\rho_{\text{mín}}$ deve ser recalculado.															

Fonte: NBR 6118:2023 (ABNT, 2023a, p. 131).

Para o cálculo das armaduras mínimas em lajes, respeita-se as condições apresentadas na tabela 19.1 retirada da NBR 6118:2023 (ABNT, 2023a), conforme apresentado na Figura 3. A armadura máxima respeita a Equação 3 e os dados mostrados na Figura 2, ou seja, as mesmas são utilizadas para as vigas.

Figura 3 – Valores mínimos para armaduras em lajes

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

Fonte: NBR 6118:2023 (ABNT, 2023a, p. 160).

2.1.2 Propriedades do concreto

Enquanto com o aço tem-se um material industrializado, para o concreto, geralmente tem-se sua produção no canteiro de obras. Por mais que se faça a escolha correta do cimento, se a sua dosagem não for adequada, o resultado será um concreto com baixa qualidade. Mesmo comprando concretos usinados, o engenheiro civil deve cuidar com o transporte, o lançamento e o adensamento do mesmo (Neville, Brooks, 2013).

O cuidado com a espessura do cobrimento para as armaduras e a classe de resistência do concreto, estão diretamente ligadas com a resistência e a durabilidade das estruturas conforme previsto na NBR 6118:2023 (ABNT, 2023a).

A construção exige que seus materiais tenham alta resistência e durabilidade, e de acordo com Parizotto (2017), isso explica o fato do concreto ser o material mais utilizado na engenharia.

A NBR 6118:2023 determina a massa específica (ρ_c) do concreto estabelecida em 2.400 kg/m³ para o concreto simples e em 2.500 kg/m³ para o concreto armado e apresenta o seu coeficiente de dilatação térmica adotado como 10⁻⁵/°C (ABNT, 2023a).

Para Bernardo e Vargas (2011), a resistência característica à compressão (f_{ck}) que o concreto possui é o um dos parâmetros que fazem dele apresentar grande relevância no dimensionamento de estruturas.

A NBR 8953:2015 classifica os concretos com fins estruturais em dois grupos que vão de C20 até C100, determinados pela sua f_{ck} (ABNT, 2015), conforme detalhado na Figura 4. A NBR 6118:2023 se limita aos concretos das classes de resistência do Grupo I (C20 a C50) e do Grupo II (C55 a C90) (ABNT, 2023a).

Figura 4 – Classes de resistência de concretos estruturais

Classe de resistência Grupo I	Resistência característica à compressão MPa	Classe de resistência Grupo II	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: NBR 8953:2015 (ABNT, 2015, p. 2.).

A NBR 6118:2023 define a Equação 4 para a obtenção da resistência de cálculo do concreto após 28 dias (ABNT, 2023a):

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (4)$$

onde:

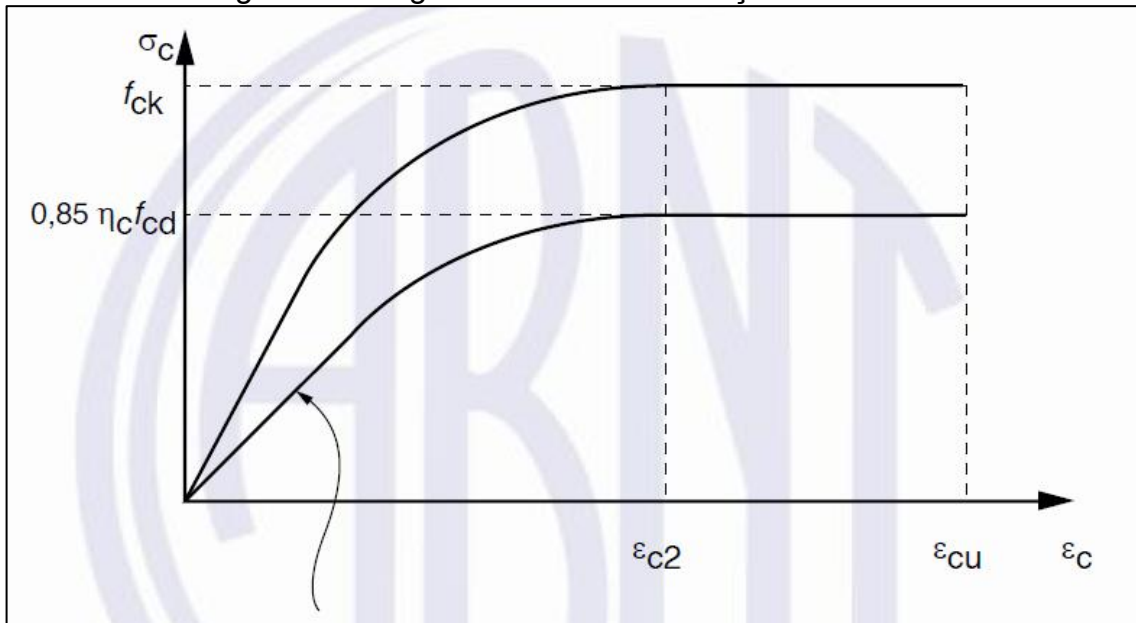
f_{cd} = resistência de cálculo à compressão;

f_{ck} = resistência característica à compressão;

γ_c = coeficiente de ponderação da resistência, seu valor é 1,4 em combinações normais.

Na última atualização da NBR 6118:2023, no item 8.2.10.1, foi acrescentado no diagrama de tensão-deformação, o coeficiente de fragilidade (η_c), conforme apresentado na Figura 5. O referido diagrama é representado pela Equação 5 em que os parâmetros variam para diferentes valores de f_{ck} .

Figura 5 – Diagrama tensão-deformação idealizado



Fonte: NBR 6118:2023 (ABNT, 2023a, p. 26).

$$\sigma_c = 0,85 * \eta_c * f_{cd} * \left[1 - \left(1 - \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{c2}} \right)^n \right] \quad (5)$$

- Para $f_{ck} \leq 40$ MPa: $\eta_c = 1,0$;
- Para $f_{ck} > 40$ MPa: $\eta_c = \left(\frac{40}{f_{ck}} \right)^{1/3}$;
- Para $f_{ck} \leq 50$ MPa: $n = 2$;
- Para $f_{ck} > 50$ MPa: $n = 1,4 + 23,4 * \left[\frac{90 - f_{ck}}{100} \right]^4$.

onde:

η_c = coeficiente de fragilidade;

ε_c = deformação específica do concreto;

E_{c2} = deformação específica do encurtamento do concreto no início do patamar plástico.

- Para os concretos de classes até C50:
 - ✓ $\varepsilon_{c2} = 2,0\text{‰}$;
 - ✓ $\varepsilon_{cu} = 2,6\text{‰}$.
- Para os concretos de classes C55 a C90:
 - ✓ $\varepsilon_{c2} = 2,0\text{‰} + 0,085\text{‰} * (fck - 50)^{0,53}$;
 - ✓ $\varepsilon_{cu} = 2,6\text{‰} + 3,5\text{‰} * \left[\frac{90-fck}{100}\right]^4$.

A resistência à tração direta do concreto (f_{ct}) pode ser obtida na falta de ensaios pelo seu valor característico considerando-se as Equações 6 e 7:

$$f_{ctk, inf} = 0,7 \cdot f_{ct, m} \quad (6)$$

$$f_{ctk, sup} = 1,3 \cdot f_{ct, m} \quad (7)$$

Assim, para os concretos de classes até C50, $f_{ct, m} = 0,3 \cdot fck^{2/3}$ e; para os concretos de classes C55 até C90 $f_{ct, m} = 2,12 \cdot \ln.(1 + 0,11 \cdot fck)$.

Bernardo e Vargas (2011) afirmam que quanto maior for a resistência do concreto (fck), maior o seu módulo de elasticidade inicial (E_{ci}), justificando menores deformações, conforme as Equações 8 e 9, contidas na NBR 6118:2023 (ABNT, 2023a), pode-se estimar o seu E_{ci} :

$$E_{ci} = \alpha E \cdot 5600 \sqrt{5600}, \text{ para } fck \text{ de } 20 \text{ a } 50 \text{ MPa} \quad (8)$$

$$E_{ci} = 21,5 \cdot 10^3 \cdot \alpha E \cdot \left(\frac{fck}{10} + 1,25\right)^{1/3}, \text{ para } fck \text{ de } 55 \text{ a } 90 \text{ MPa} \quad (9)$$

onde:

$\alpha E = 1,2$ para basalto e diabásio;

$\alpha E = 1,0$ para granito e gnaiss;

$\alpha E = 0,9$ para calcário;

$\alpha E = 0,7$ para arenito.

Para Helene (1993), o grande papel do concreto é a proteção que ele exerce para as armaduras da estrutura, evitando que as mesmas sofram corrosão, contanto que seja bem executado e respeitados os cobrimentos mínimos exigidos por norma, gerando uma barreira física.

Existem diferentes tipos de agressividades que o concreto será submetido, a Figura 6 mostra as classes de agressividades ambientais existentes.

Figura 6 – Classes de Agressividade Ambiental (CAA)

Classe de agressividade ambiental	Agressividade	Classificação geral do tipo de ambiente para efeito de projeto	Risco de deterioração da estrutura
I	Fraca	Rural	Insignificante
		Submerso	
II	Moderada	Urbano ^{a, b}	Pequeno
III	Forte	Marinho ^a	Grande
		Industrial ^{a, b}	
IV	Muito forte	Industrial ^{a, c}	Elevado
		Respingos de maré	

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

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

^c Ambientes quimicamente agressivos, tanques industriais, galvanoplastia, branqueamento em indústrias de celulose e papel, armazéns de fertilizantes, indústrias químicas, elementos em contato com solo contaminado ou água subterrânea contaminada.

Fonte: NBR 6118:2023 (ABNT, 2023a, p. 17).

A norma apresenta a força normal adimensional reduzida (ν), a qual é utilizada principalmente para o dimensionamento de pilares, realizando a relação da força normal de cálculo (N_d), a área da seção transversal do pilar (A_c) e a resistência de cálculo do concreto à compressão (f_{cd}), conforme apresenta a Equação 10.

$$v = Nd / Ac fcd \quad (10)$$

O bom cobrimento das armaduras, a realização da boa compactação do concreto, evitando-se as 'bicheiras', com teor de água/cimento adequado, garantem a impermeabilidade e a proteção contra os agentes externos, sejam esses em diferentes atmosferas, conforme mostrado na Figura 6, mas também, da água e do oxigênio (Helene, 1993).

O concreto deve respeitar um cobrimento mínimo (c_{min}) e, também, considerar a relação água/cimento para cada CAA, conforme, respectivamente, identificados nas Figuras 7 e 8.

Figura 7 – Cobrimento mínimo das armaduras

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

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

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

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

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

Fonte: NBR 6118:2023 (ABNT, 2023a, p. 20).

Figura 8 – CAA concreto

Concreto ^a	Tipo ^{b, c}	Classe de agressividade (Tabela 6.1)			
		I	II	III	IV
Relação água/cimento em massa	CA	≤ 0,65	≤ 0,60	≤ 0,55	≤ 0,45
	CP	≤ 0,60	≤ 0,55	≤ 0,50	≤ 0,45
Classe de concreto (ABNT NBR 8953)	CA	≥ C20	≥ C25	≥ C30	≥ C40
	CP	≥ C25	≥ C30	≥ C35	≥ C40

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

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

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

Fonte: NBR 6118:2023 (ABNT, 2023a, p. 18).

2.2 ESTADOS-LIMITES

De acordo com a NBR 8681:2003, tem-se dois estados limites, últimos e de serviço. Os estados limites dependem dos tipos de materiais empregados na construção e devem estar especificados pelas normas do projeto de estrutura (ABNT, 2003).

A segurança estrutural está relacionada à garantia de que, durante a vida útil, a estrutura não apresente estados patológicos. Esse conceito deve ser tecnicamente definido, considerando a proteção à vida e o bem-estar dos usuários, quena maioria das vezes não compreendem o funcionamento da estrutura (Teatini, 2016).

Nos dois estados-limites, o valor das suas resistências deve ser maior que os esforços solicitados, para isso são empregados coeficientes para ponderar as resistências e majorar as solicitações (Parizotto, 2017).

2.2.1 Estado-Limite Último (ELU)

Em caso da ocorrência do Estado-Limite Último (ELU), paralisa, totalmente ou parcialmente o uso da construção NBR 8681:2003 (ABNT, 2003). Além disso, são diretamente afetados pelas variações das propriedades do aço e do concreto (Parizotto, 2017).

Em projetos os estados-limites últimos são caracterizados por:

- perda de equilíbrio, seja global ou parcial, da estrutura como um corpo rígido;

- b) ruptura ou deformação plástica excessiva dos materiais;
- c) transformação da estrutura, no todo ou em parte, em sistema hipostático;
- d) instabilidade por deformação;
- e) instabilidade dinâmica.

2.2.2 Estado-Limite de Serviço (ELS)

O Estado-Limite de Serviço (ELS), segundo a NBR 6118:2023 compreendem estados-limites que estão diretamente ligados ao conforto, à durabilidade, à aparência e à utilização das estruturas. Devem ser dimensionados tanto para os usuários quanto para os equipamentos e máquinas que podem vir a exigir da estrutura (ABNT, 2023a).

Para Teatini (2016), o comportamento da estrutura depende da utilização prevista em projeto, momento em que são estabelecidos os estados-limites de serviço. Por mais que os ELS não apresentem riscos de colapso para a estrutura, a partir do momento que estes limites são ultrapassados, ocorrem patologias que impactam na utilização, aparência e durabilidade da edificação. É diretamente relacionado com a segurança da edificação, e para a verificação se a estrutura é segura, deve atender três requisitos:

- a) conservar as características originais da edificação, com um custo de manutenção aceitável;
- b) durante o seu uso, deve transmitir segurança ao usuário, sem patologias aparentes que possam causar desconforto e insegurança;
- c) deve dar sinais, sejam eles fissuras, flechas ou deformações, em caso de utilização incorreta da estrutura, para que o usuário consiga prevenir o colapso.

Desse modo, os estados-limites de serviço resultam das combinações de ações que apresentam três diferentes tipos de permanência na estrutura, conforme determinado pela NBR 8681:2003 (ABNT, 2003):

- a) combinações quase permanentes: podem ou não atuar durante toda vida útil da estrutura;
- b) combinações frequentes: se repetem com grande frequência durante a vida útil da estrutura, em média 105 vezes em 50 anos, que represente ao menos 5% do tempo total;

- c) combinações raras: considera-se algumas horas de ocorrência durante toda a vida útil da estrutura.

2.3 AÇÕES

A NBR 6118:2023, aponta que para respeitar os estados-limites últimos e de serviço, deve-se considerar todas as ações e as combinações que impliquem na segurança da estrutura da edificação (ABNT, 2023a).

Parizotto (2017) define que as ações são as causas que exercem os esforços e as deformações na estrutura e para o dimensionamento, irão divergir valores entre os estados limites: ELU e ELS.

2.3.1 Ações permanentes

Kassimali (2016) define como ações permanentes as cargas constantes e com posições fixas na estrutura. Consistem no peso próprio dos materiais utilizados no sistema estrutural (aço e concreto), pisos, paredes, instalações hidráulicas, elétricas entre outras que possam ser utilizadas.

A NBR 6118:2023, separa as ações permanentes em dois grupos, diretas e indiretas (ABNT, 2023a). As diretas são divididas em três grupos:

- a) peso próprio da estrutura baseando-se na massa específica dos materiais;
- b) peso dos elementos construtivos e as instalações permanentes, respectivamente obtidos por massa específica e valores indicados pelos fornecedores;
- c) empuxos causados pelo peso próprio de terras irremovíveis.

Os pesos específicos aparentes dos materiais de construção, pela NBR 6120:2019, são caracterizados valores mínimos e na falta de uma determinação mais rigorosa do fornecedor para o projeto (ABNT, 2019). Na Tabela 1 estão destacadas as que mais impactam no objeto deste estudo. Ainda, a NBR 6120:2019 determina que o valor do peso próprio da estrutura deve ser calculado com as dimensões nominais dos elementos (ABNT, 2019).

Tabela 1 – Peso de componentes construtivos

Material	Peso (kN/m ²)
Bloco cerâmico vazado com espessura de 19 cm + 2 cm de revestimento por face	2,3
Revestimentos de pisos de edifícios residenciais e comerciais ($\gamma_{ap-m} = 20 \text{ kN/m}^3$) com espessura de 5 cm	1,0
Telha de alumínio com espessura de 0,8 mm	0,035

Fonte: adaptado pelo autor com base em NBR 6120:2019 (ABNT, 2019, p. 11).

As ações permanentes indiretas são separadas em cinco grupos como os listados na sequência:

- a) retração do concreto, que pode ser considerado pelo mínimo da NBR 6118:2023 $\epsilon_{cs}(t_{\infty}, t_0) = -15 \cdot 10^{-5}$, válido para os elementos entre 10 cm e 100 cm, sujeitos à umidade ambiente mínima de 75% (ABNT, 2023a);
- b) a fluência do concreto (ϵ_c);
- c) deslocamentos de apoio, apenas considerados os esforços significativos;
- d) desaprumo;
- e) ações de proteção em casos de concreto protendido.

2.3.2 Ações variáveis

As ações variáveis apresentam influência durante toda a vida da estrutura, sejam elas provenientes de cargas acidentais por uso e ocupação, vento, impactos de batidas, dentre outros (Parizotto, 2017).

Gilbert, Leet e Uang (2014) definem elas como sobrecargas, ainda, complementam que seus valores podem variar com o passar do tempo, principalmente, pela troca de tipo de ocupação da construção, máquinas e outros equipamentos de manutenção.

Igualmente às ações permanentes, a NBR 6118:2023 divide-as como diretas e indiretas, começando pelas diretas, subdivididas em quatro grupos (ABNT, 2023a):

- a) uso e ocupação da construção, com cargas conforme mostrado na Tabela 2, adaptada da NBR 6120:2019 (ABNT, 2019);
- b) ações do vento, procedimento de cálculo pela NBR 6123:2023 (ABNT, 2023b);

- c) nível d'água em reservatórios;
- d) ações variáveis durante a execução.

Tabela 2 – Valores característicos nominais das cargas variáveis

Local		Carga Uniformemente Distribuída kN/m ²
Balcões, sacadas, varandas e terraços	Residencial	2,5
Coberturas	Com placas de aquecimento solar ou fotovoltaicas	1,5
Edifícios Residenciais	Dormitórios	1,5
	Sala, cozinha, sanitários	2,0
	Área de serviço	3,0
	Corredores de uso comum, depósitos	3,0

Fonte: adaptado pelo autor com base em NBR 6120:2019 (ABNT, 2019, p. 17).

2.3.2.1 Ações do vento

As ações do vento correspondem às forças que são exercidas pela movimentação de massas de ar sobre as edificações e estruturas. Variam conforme a velocidade, forma da estrutura, altura, localização geográfica e topografia. São diferidas em pressão e sucção, sendo consideradas no dimensionamento, assim garantindo a estabilidade da construção conforme a NBR 6123:2023 (ABNT, 2023b).

A NBR 6123:2023 define o procedimento padrão de cálculo para as ações do vento, e pontua que é preciso realizar separadamente o cálculo para os elementos de vedação (telhas, esquadrias, painéis e outros), partes da edificação (telhados e paredes) e a edificação como um todo, sendo obtida conforme a Equação 11 (ABNT, 2023b):

$$F = q \cdot C \cdot A \cdot f_v \quad (11)$$

onde:

F = força devida ao vento;

q = pressão dinâmica;

C = coeficiente aerodinâmico de força ou pressão;

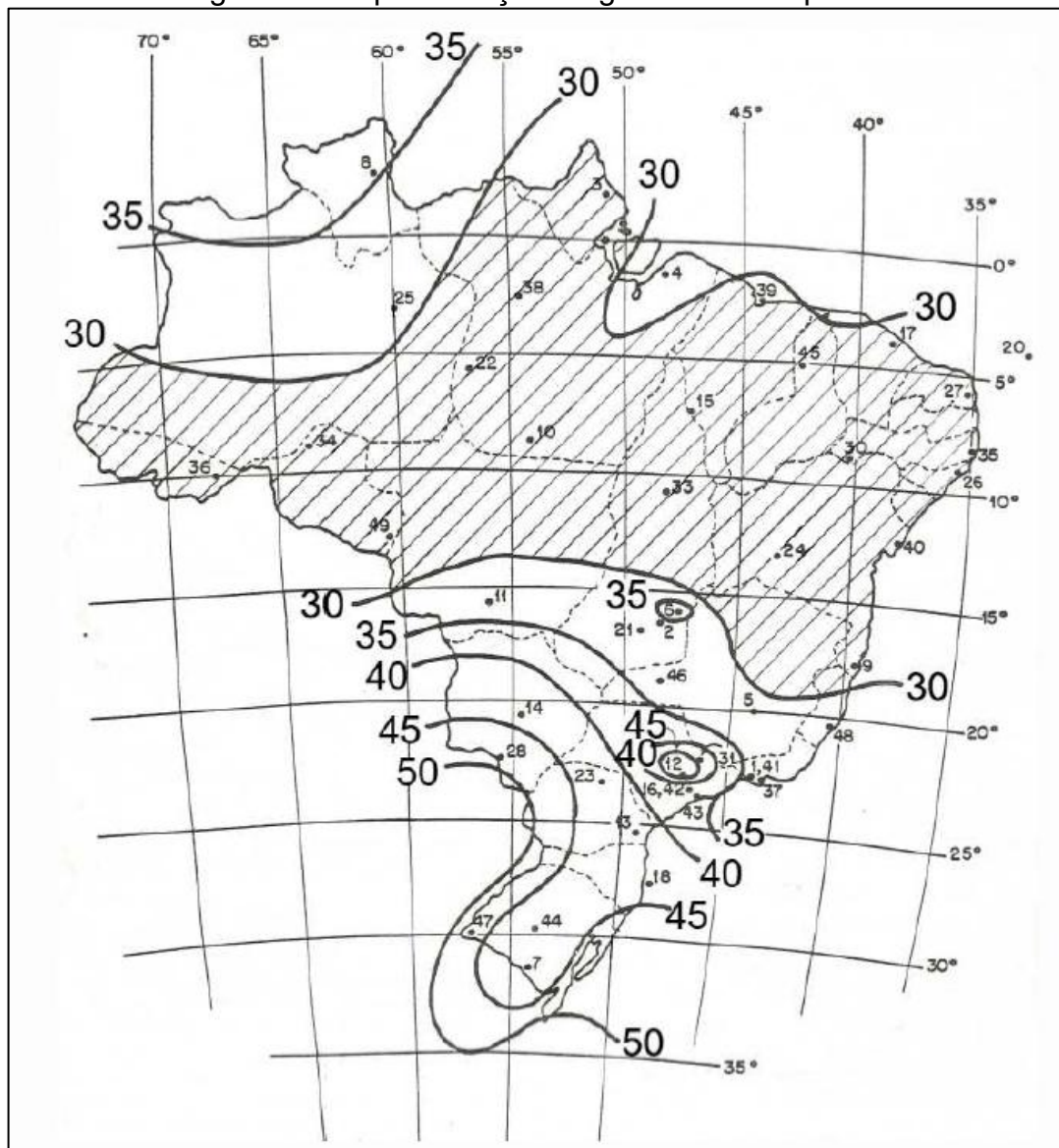
A = área de referência;

f_v = fator de vizinhança.

2.3.2.1.1 Velocidade básica do vento

A V_0 , cujo significado compreende a velocidade básica do vento, é obtida a partir do gráfico das Isopletas, fornecido pela NBR 6123:2023 ilustrada na Figura 9, sendo definida pelo valor de uma rajada de 3 segundos, a 10 m acima do terreno da construção, em campo livre de obstruções e plano e foi excedida uma vez em 50 anos.

Figura 9 – Representação do gráfico das Isopletas



Fonte: NBR 6123:2023 (ABNT, 2023b, p. 11).

2.3.2.1.2 Topografia do terreno

De acordo com a NBR 6123:2023, as variações do relevo do terreno devem ser definidas da seguinte maneira: terrenos planos ou levemente acidentados Fator $S_1 = 1,0$, em caso de taludes e morros, considerar $S_1 = 0,9$ (ABNT, 2023b).

2.3.2.1.3 Rugosidade do terreno

Necessária para a obtenção do fator S_2 , a rugosidade do terreno é dividida em cinco categorias pela NBR 6123:2023 (ABNT, 2023b):

- a) categoria I: terrenos lisos, com extensão de 5 km ou mais, medida na direção e sentido do vento em estudo;
- b) categoria II: terrenos abertos, em nível com pouca declividade, com poucos obstáculos;
- c) categoria III: terrenos planos ou ondulados com obstáculos, poucas árvores e vizinhança com edificações baixas;
- d) categoria IV: terrenos cobertos por obstáculos pouco espaçados, em zona com florestas, indústrias ou urbana;
- e) categoria V: terrenos em áreas centrais, com muitos prédios.

2.3.2.1.4 Dimensões da edificação

Em relação às dimensões da edificação devem ser consideradas as diferentes partes que compõem as edificações: com juntas que separem o conjunto em duas ou mais partes independentes e em estruturas com pouca capacidade de redistribuição das cargas.

Para fins de cálculo, a NBR 6123:2023, considera três intervalos de tempo para as forças do vento: 3 segundos, 5 segundos e 10 segundos (ABNT, 2023b). Ainda, separa em diferentes classes para a caracterização da edificação:

- a) classe A: edificação ou parte da edificação, vedações e seus elementos de fixação, cuja maior dimensão não exceda 20 m;
- b) classe B: edificação ou parte da edificação, vedações e seus elementos de fixação, cuja maior dimensão fique entre 20 m e 50 m;

- c) classe C: edificação ou parte da edificação, vedações e seus elementos de fixação, cuja maior dimensão exceda 50 m.

2.3.2.1.5 Altura sobre o terreno

A altura sobre o terreno compreende o cálculo realizado, que leva em consideração a altura da edificação, desde o terreno até o topo da edificação, realizado pela Equação 12, extraída da NBR 6123:2023 (ABNT, 2023b):

$$S2 = bm \cdot Fr \cdot \left(\frac{z}{10}\right)^p \quad (12)$$

onde:

bm e p = obtidos na tabela apresentada na Figura 10;

z = altura da edificação em metros;

Fr = fator de rajada, o qual sempre corresponde à categoria II.

Figura 10 – Parâmetros meteorológicos

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

Fonte: NBR 6123:2023 (ABNT, 2023b, p. 15).

2.3.2.1.6 Fator estatístico S_3

O fator estatístico S_3 considera o grau de segurança e a vida útil da edificação, levando em conta uma probabilidade de 63% para a ocorrência do maior V_0 em 50 anos. São considerados adequados para as edificações destinadas a moradias, hotéis e escritórios, cujos valores mínimos estão apresentados na Figura 11, em conformidade com a NBR 6123:2023 (ABNT, 2023b).

Figura 11 – Valores mínimos do fator estatístico S_3

Grupo	Descrição	S_3	T_p (anos)
1	Estruturas cuja ruína total ou parcial pode afetar a segurança ou possibilidade de socorro a pessoas após uma tempestade destrutiva (hospitais, quartéis de bombeiros e de forças de segurança, edifícios de centrais de controle, etc.). Pontes rodoviárias e ferroviárias. Estruturas que abrigam substâncias inflamáveis, tóxicas e/ou explosivas. Vedações das edificações do grupo 1 (telhas, vidros, painéis de vedação).	1,11	100
2	Estruturas cuja ruína represente substancial risco à vida humana, particularmente a pessoas em aglomerações, crianças e jovens, incluindo, mas não limitado a: <ul style="list-style-type: none"> • edificações com capacidade de aglomeração de mais de 300 pessoas em um mesmo ambiente, como centros de convenções, ginásios, estádios etc. • creches com capacidade maior do que 150 pessoas; • escolas com capacidade maior do que 250 pessoas; Vedações das edificações do grupo 2 (telhas, vidros, painéis de vedação).	1,06	75
3	Edificações para residências, hotéis, comércio, indústrias. Estruturas ou elementos estruturais desmontáveis com vistas a reutilização. Vedações das edificações do grupo 3 (telhas, vidros, painéis de vedação).	1,00	50
4	Edificações não destinadas à ocupação humana (depósitos, silos) e sem circulação de pessoas no entorno. Vedações das edificações do grupo 4 (telhas, vidros, painéis de vedação).	0,95	37
5	Edificações temporárias não reutilizáveis. Estruturas dos Grupos 1 a 4 durante a construção (fator aplicável em um prazo máximo de 2 anos). Vedações das edificações do grupo 5 (telhas, vidros, painéis de vedação).	0,83	15
NOTA Exclusivamente para o projeto das vedações, se permite que a velocidade característica seja calculada com o fator (0,92 x S_3), em vez de S_3			

Fonte: NBR 6123:2023 (ABNT, 2023b, p. 17).

2.3.3 Ações excepcionais

As ações excepcionais são aquelas que não podem ser controladas por outros meios e seus valores devem ser considerados em cada caso particular, conforme NBR 6118:2023 (ABNT, 2023a). Camacho (2005) considera estas ações extremamente

curtas e com baixa probabilidade de ocorrência durante a vida útil da construção. Caso não possam ser controladas por outros meios, devem ser consideradas em projeto. São elas: os abalos sísmicos, explosões, incêndios, dentre outras.

2.4 ESTABILIDADE GLOBAL

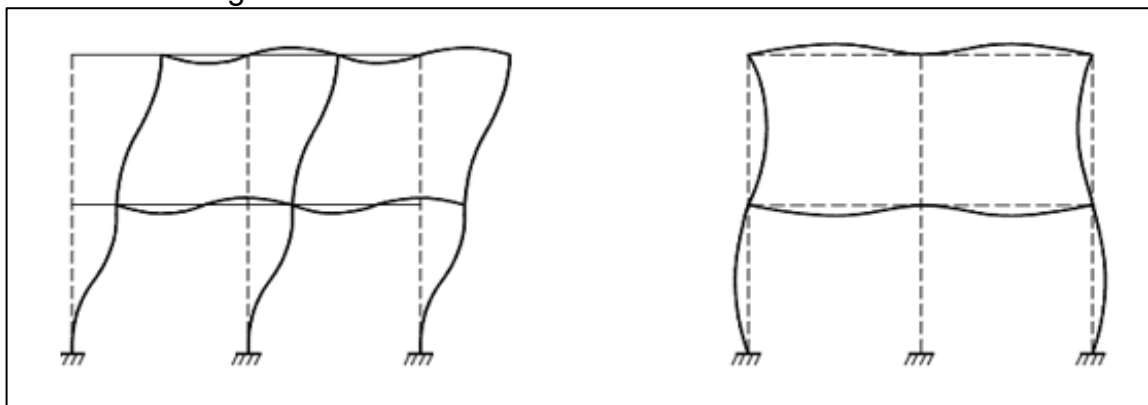
Um dos principais desafios ao buscar uma solução estrutural para um edifício em concreto armado, normalmente se dá na estabilização horizontal sem comprometer o custo e a arquitetura do edifício. O sistema de pórticos, formado pela associação de vigas e pilares, cria o contraventamento, esse que auxilia na estabilidade da edificação (Paixão; Alves, 2017).

O item 15.2 presente na NBR 6118:2023, condiciona que o estado-limite último de instabilidade é atingido no ponto onde os elementos submetidos à flexo-compressão, neste caso os pilares, tenham capacidade resistente maior do que as solicitações geradas pelos carregamentos e as deformações provenientes deles (ABNT, 2023a)

As ações horizontais são geradas pelas ações do vento e pela não-linearidade da estrutura, podendo esta ser física ou geométrica, onde as físicas são geradas na alteração das propriedades dos materiais e a geométrica por alterações da própria estrutura (Delalibera *et al.*, 2014).

Para estimar a estabilidade global, existem dois parâmetros que podem ser utilizados, o primeiro é denominado de parâmetro de instabilidade (α), este que avalia se a estrutura apresenta deslocamentos laterais (nós móveis) ou se não apresenta deslocamentos laterais (nós fixos), conforme ilustrado na Figura 12.

Figura 12 – Deslocamento de nós móveis e nós fixos



Fonte: Carneiro e Martins (2008, p. 10).

O outro parâmetro é o coeficiente Gama-Z. (γ_Z), este que estima os efeitos de segunda ordem (Freitas; Luchi; Ferreira, 2016). Em estruturas sem deslocamentos laterais, de nós fixos, a estabilidade global está condicionada à análise dos elementos que resistem à compressão, neste caso os pilares, onde a análise da flexão dos mesmos é o procedimento para a verificação de segurança (Carneiro; Martins, 2008).

2.4.1 Parâmetro de instabilidade α

Segundo a NBR 6118:2023, a estrutura será considerada de nós fixos, caso o seu parâmetro de instabilidade (α) for menor que os valores de α_1 (ABNT, 2023a), respeitando a Equação 13:

$$\alpha = H_{tot} \sqrt{NK / (EcsIc)} \quad (13)$$

Sendo que:

$$\alpha_1 = 0,2 + 0,1n \quad \text{se: } n \leq 3;$$

$$\alpha_1 = 0,6 \quad \text{se: } n \geq 4.$$

onde:

n = níveis de andares acima da fundação ou de um nível pouco deslocável do subsolo;

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

NK = somatório de todas as cargas verticais atuantes na estrutura (mesmo nível considerado para o cálculo de H_{tot}), com seu valor;

$EcsIc$ = somatório dos valores de rigidez de todos os pilares na direção considerada. No caso de estruturas de pórticos ou com pilares de rigidez variável ao longo da altura, pode ser considerado o valor da expressão $EcsIc$ de um pilar equivalente de seção constante.

A rigidez dos pilares deve ser determinada calculando o deslocamento do topo da estrutura com a ação das forças horizontais e ser considerado engastado na base e livre no topo, com a mesma altura do H_{tot} como definido pela NBR 6118:2023 (ABNT, 2023a).

2.4.2 Gama-Z

A NBR 6118:2023, atribui o coeficiente Gama-Z para a avaliação da existência ou não dos esforços globais de segunda ordem de maneira simplificada, sendo válido somente em estruturas reticuladas de, no mínimo, quatro pavimentos. É um coeficiente de majoração para esforços de segunda ordem globais (Cunha, 2014).

Pode ser considerada de nós fixos a edificação que obtenha um $\gamma_Z \leq 1,1$ a partir da Equação 14:

$$\gamma_Z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}} \quad (14)$$

onde:

$M_{1,tot,d}$ = a soma dos momentos das forças horizontais da combinação considerada, com seus valores de cálculo, em relação à base da estrutura, denominado momento de tombamento;

$\Delta M_{tot,d}$ = soma dos produtos de todas as forças verticais atuantes, na combinação considerada, com seus valores de cálculo, pelos deslocamentos horizontais de seus respectivos pontos, obtidos na análise de primeira ordem.

2.4.3 Não linearidade física

O principal material da estrutura, o concreto, possui a característica de ser um material não linear. Desta maneira, a NBR 6118:2023 exige que para a análise dos efeitos de segunda ordem, sejam considerados os efeitos da não linearidade física (ABNT, 2023a).

Freitas, Luchi; Ferreira (2016) complementam que as fissuras, a retração e a fluência alteram o módulo de elasticidade do concreto, e a partir disso tem-se a não linearidade física.

No item 15.3 presente na NBR 6118:2023, obtém-se uma aproximação para a não linearidade física, tomando como rigidez dos elementos os seguintes valores (ABNT, 2023a):

- a) lajes: $(EI)_{sec} = 0,3E_{cl}I_c$;
- b) vigas: $(EI)_{sec} = 0,4E_{cl}I_c$ para $A_{s'} \neq A_s$ e $(EI)_{sec} = 0,5E_{cl}I_c$ para $A_{s'} = A_s$;

c) pilares: $(EI)_{sec} = 0,8E_cI_c$.

onde:

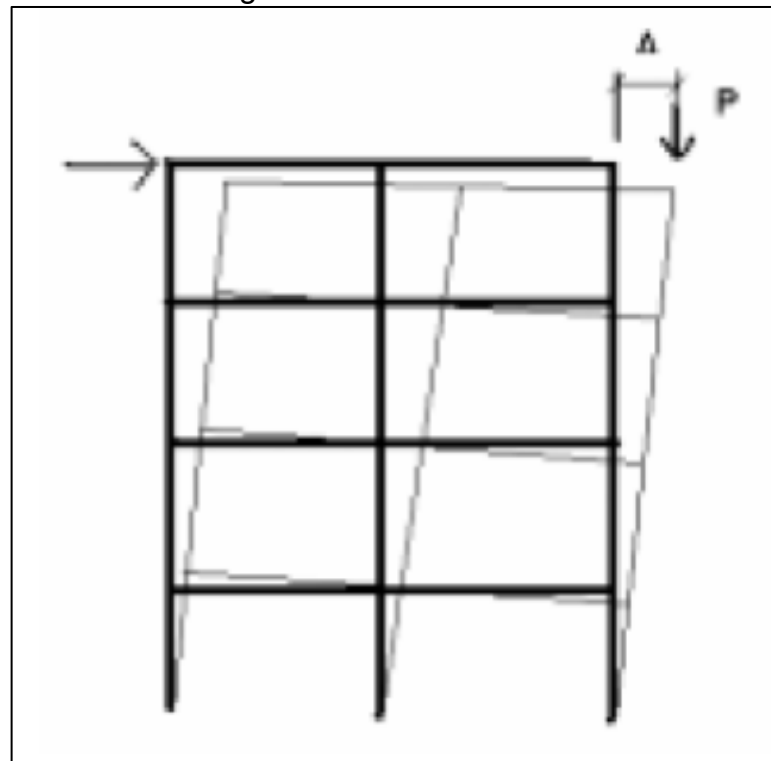
I_c = momento de inércia da seção bruta do concreto;

E_c = valor representativo do módulo de deformação do concreto.

2.4.4 P-Delta

Para Carneiro e Martins (2008), os efeitos P-Delta são não-lineares, isto é, de segunda ordem, que ocorrem em elementos da estrutura que estejam sujeitos a cargas axiais de compressão. Em resumo é proveniente da associação da carga axial (P) com um deslocamento (delta), conforme representado na Figura 13.

Figura 13 – Efeito P-Delta



Fonte: Carneiro e Martins (2008, p. 25).

O coeficiente Gama-Z possibilita resultados distorcidos, principalmente em edifícios com maior flexibilidade lateral ou carregamentos laterais maiores. Sendo assim o P-Delta é uma alternativa mais assertiva para cálculo de efeitos de segunda ordem.

O processo começa com a análise de primeira ordem, seguido de cálculo de deslocamentos laterais, cálculo do produto de deslocamentos laterais pelos carregamentos (P) e, por fim, a conversão das cargas adicionais em cargas horizontais, conforme Equação 15 (Cunha, 2014):

$$v_i = \frac{P \cdot \Delta}{H_i} \quad (15)$$

onde:

v_i = carga horizontal equivalente;

P = força axial;

Δ = deslocamento entre pavimentos;

H_i = altura entre os pavimentos.

2.4.5 Deslocamento horizontal

Os deslocamentos horizontais são resultantes das ações diretas e indiretas presentes nos edifícios, que por sua vez, são variáveis e aumentam à medida que cresce a altura. A maioria dos edifícios esbeltos possuem deslocamentos que comprometem a sua estabilidade, sendo assim, a não consideração destes podem levar à ruína da edificação (Carneiro; Martins, 2008).

A NBR 6118:2023 estipula como limite para o movimento lateral de edifícios o valor de $H/1700$, sendo H a sua altura total ou parcial em pavimentos, sendo $H_i/850$ (ABNT, 2023a).

2.5 ELEMENTOS ESTRUTURAIS

Os elementos estruturais aqui descritos são os pilares, as lajes e as vigas, sendo que nos próximos subitens são detalhados os pré-dimensionamentos de cada um desses elementos.

2.5.1 Pré-dimensionamento de pilares

Segundo Pilotto Neto (2017), o pilar é o nome genérico para uma peça em formato prismático de eixo longitudinal reto, com sua maior dimensão posicionada

verticalmente, que recebe no seu topo uma carga de esforço de compressão simples ou compressão com flexão. Conforme a NBR 6118:2023, o pilar está no grupo dos elementos lineares, sendo que o seu comprimento longitudinal supera em pelo menos três vezes a maior dimensão da seção transversal (ABNT, 2023a).

Os pilares têm como função receber as reações de lajes e das vigas que neles se apoiam, as quais apresentam a finalidade de transferir, juntamente com o seu peso próprio, as cargas para os andares inferiores e fundações (Pinheiro, 2007). Devido aos esforços internos atuantes, podem sofrer por compressão normal centrada, flexão normal e composta ou flexão oblíqua composta (Porto; Fernandes, 2025).

Pilotto Neto (2017) aponta que para realizar o dimensionamento de um pilar de concreto armado, é necessário compreender a função de cada elemento que está presente na sua estrutura, são eles:

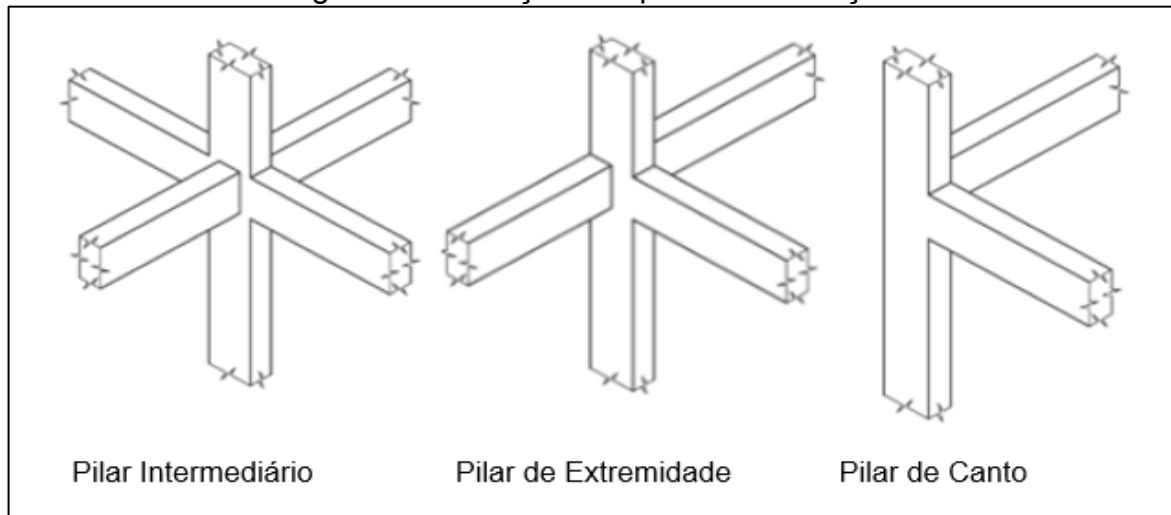
- a) armadura longitudinal: barras de aço ligadas transversalmente entre si por estribos dispostos ao longo do pilar, distanciados por limites;
- b) bitola das barras longitudinais: bitola e a quantidade das barras são resultados dos cálculos de resistência do material e devem atender ao carregamento;
- c) estribos: armações que envolvem as barras da armadura longitudinal e absorvem pela tração o esforço de compressão do concreto;
- d) diâmetro dos estribos: em geral, bitolas utilizadas para estribo apresentam 6,3 mm ou 8 mm.

Pinheiro (2007) aborda que ao iniciar a locação dos pilares na planta da edificação, deve-se começar pelos cantos, posteriormente seguindo para os elementos em comum nos pavimentos, como o elevador, as escadas, a casa de máquinas, os reservatórios, e por fim, os pilares de extremidades e internos, sempre buscando embuti-los em paredes. O autor ainda ressalta a importância de realizar o alinhamento dos pilares para que eles formem pórticos com as vigas, esses que contribuem para a estabilidade global da estrutura (Pinheiro, 2007).

Deve-se atentar para que os pilares sejam dispostos com distâncias entre eixo de 4 m a 6 m, onde distâncias maiores acarretam custos elevados devido a maiores seções dos pilares, taxas de armadura, mão de obra, dentre outros fatores, e distâncias menores acabam tendo um aumento desnecessário na quantidade de pilares e interferência nos elementos de fundação (Pinheiro, 2007).

Para calcular os pilares a sua posição em planta deve ser avaliada, onde existem três classificações quanto à sua posição, conforme mostra a Figura 14, são eles respectivamente: intermediários, de extremidade e de canto, onde cada um apresenta esforços solicitantes distintos (Porto; Fernandes, 2025).

Figura 14 – Posições do pilar na edificação

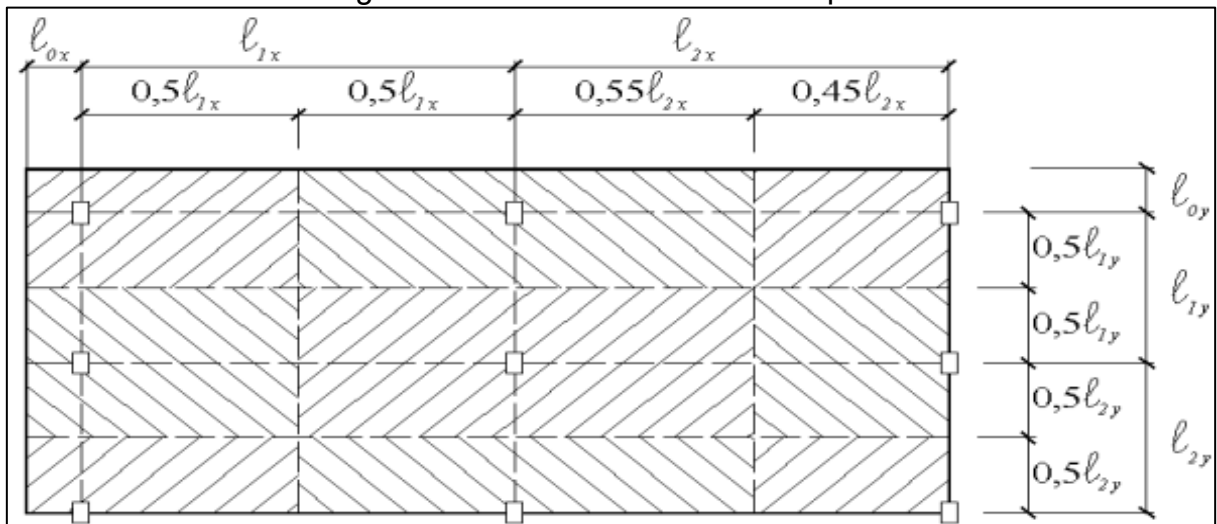


Fonte: Porto e Fernandes (2025, p. 37-38)

A NBR 6118:2023 não permite que os pilares apresentem seu índice de esbeltez (λ) ≥ 200 , exceto em elementos pouco comprimidos com força normal menor que $0,10 * fcdAc$. Porto e Fernandes (2025) classificam os pilares baseado no λ como: curtos $\lambda \leq 35$; medianamente esbeltos $35 < \lambda \leq 90$; esbeltos $90 < \lambda \leq 140$; muito esbeltos $140 < \lambda \leq 200$ (ABNT, 2023b).

Pinheiro (2007), explica que a área de influência de cada andar no pilar, pode ser obtida dividindo as distâncias entre seus eixos em intervalos que podem variar de $0,45 l$ e $0,55 l$, o que depende da sua posição na estrutura, conforme representando na Figura 15.

Figura 15 – Áreas de Influência do pilar



Fonte: Pinheiro (2007, p. 55).

Para os pilares de extremidade e de canto $0,45l$, na direção da sua menor dimensão, $0,55l$ complementos dos vãos do caso anterior e $0,50l$ pilar de extremidade e de canto na direção da sua maior dimensão. É necessária a definição do coeficiente de majoração da força normal (α), que depende da posição do pilar, nos seguintes valores:

- $\alpha = 1,3$ – pilares internos ou de extremidade, da direção da maior dimensão;
- $\alpha = 1,5$ – pilares de extremidade, na direção da menor dimensão;
- $\alpha = 1,8$ – pilares de canto.

Com a aplicação da Equação 16, é possível calcular a área necessária de seção do pilar, considerando a compressão simples:

$$A_c = \frac{30 \cdot \alpha \cdot A \cdot (n + 0,7)}{f_{ck} + 0,01 \cdot (69,2 - f_{ck})} \quad (16)$$

onde:

$A_c = b \cdot h$ – área de seção de concreto (cm^2);

α = coeficiente de majoração;

A = área de influência do pilar (m^2);

n = número de pavimentos tipo;

$(n + 0,7)$ = cobertura com carga de 70% em relação ao pavimento tipo;

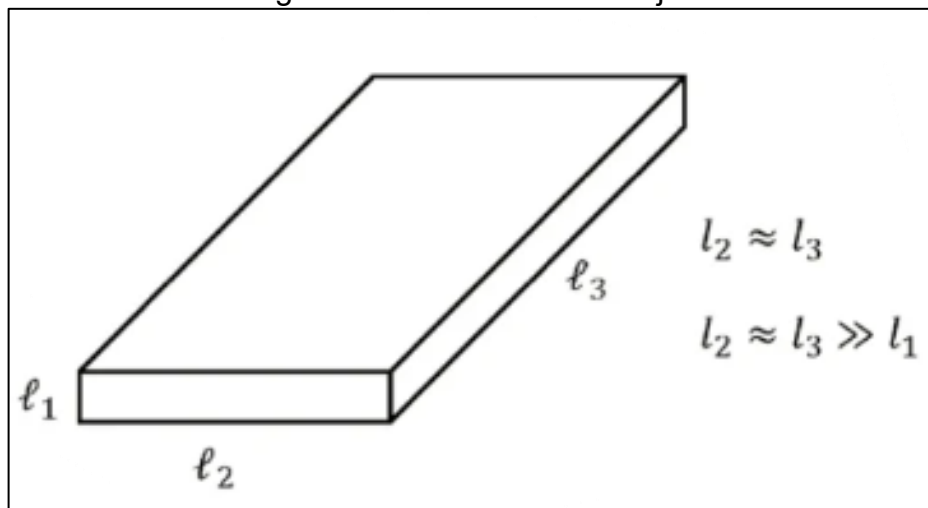
f_{ck} = resistência característica à compressão do concreto (kN/cm^2).

2.5.2 Pré-dimensionamento de lajes

Adorna *et al.* (2021) definem que as lajes são elementos bidimensionais ou laminares, já que sua altura é muito menor que sua largura ou comprimento, conforme demonstrado na Figura 16, onde: altura < largura \approx comprimento. Recebem cargas perpendiculares ao seu plano, e têm como função transmitir as cargas que nelas chegam às vigas, que posteriormente, serão conduzidas aos pilares (Porto; Fernandes, 2025).

Em conformidade com a NBR 6118:2023, as lajes são definidas como placas de concreto sujeitas principalmente a ações normais a seu plano, onde geralmente sua espessura é menor que 1/3 do vão (ABNT, 2023a).

Figura 16 – Dimensões de lajes



Fonte: Adorna et al. (2021, p. 68).

Cunha (2014) de forma simplificada emprega a Equação 17, para definir a altura (h) de lajes maciças armadas em duas direções, utilizando o valor do seu menor vão (L).

$$\frac{L}{40} \leq h \quad (17)$$

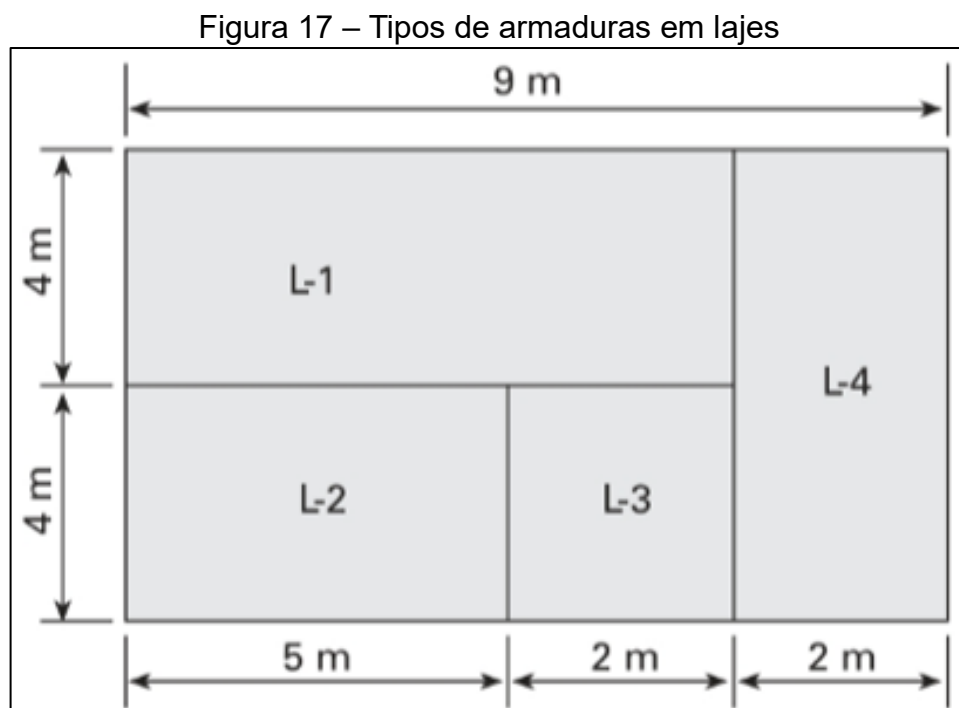
onde:

h = altura da laje (cm);

L = comprimento do menor vão (cm).

Botelho e Marchetti (2019) separam as lajes em dois tipos, as que a largura e o comprimento não diferem muito e outras onde tem-se as retangulares, em que uma dimensão é maior do que o dobro da outra.

O primeiro caso denomina-se de lajes armadas em duas direções e o outro em uma só direção. A Figura 17 apresenta a L-1, L-2 e L-3 armadas em duas direções e a L-4 apenas em uma direção.



Fonte: Botelho e Marchetti (2019, p. 192).

A NBR 6118:2023 define algumas alturas mínimas para as lajes maciças como por exemplo: 7 cm para a cobertura não em balanço e 8 cm para as lajes de piso não em balanço (ABNT, 6118a).

Botelho e Marchetti (2019) apontam que mesmo que as lajes sejam construídas e concretadas em conjunto com as vigas, para fins de dimensionamento, são consideradas simplesmente apoiadas nelas, desprezando engastamentos que existem entre elas, conforme ilustrado na Figura 17.

2.5.3 Pré-dimensionamento de vigas

Conforme a NBR 6118:2023), as vigas são elementos lineares que resistem, principalmente, à flexão e não podem apresentar dimensões menores que 12 cm e

devem sempre respeitar o alojamento das armaduras, o espaçamento entre elas e o seus respectivos cobrimentos (ABNT, 2023).

Cunha (2014) define as vigas como uma função de apoio para as paredes, apoio para as lajes e transferência das cargas para os pilares. Em união com os pilares, formam os pórticos de contraventamento, auxiliando a estabilidade global. O mesmo autor determina que para os vãos de 4 m a 8 m a sua largura (b_w) deve ser de 20 cm, já sua altura (h) deve respeitar o mínimo de 10% do vão a ser vencido, conforme determinado pela Equação 18.

$$h = \frac{L}{10} \quad (18)$$

onde:

h = altura da viga (cm);

L = comprimento do vão (cm).

2.6 INFLUÊNCIA DO FCK NOS PILARES

Devido à grande quantidade de pesquisas realizadas nos últimos anos a respeito do comportamento e propriedades do concreto, o uso dos concretos de altas resistências (CAR), juntamente com os modelos matemáticos mais próximos da realidade, possibilitam projetar as edificações maiores, com menores dimensões de pilares sem desrespeitar a estabilidade global (Fregonezi; Wutzow; Vanderlei, 2019). No próximo item constam dois estudos sobre o tema.

2.6.1 Pesquisas na área

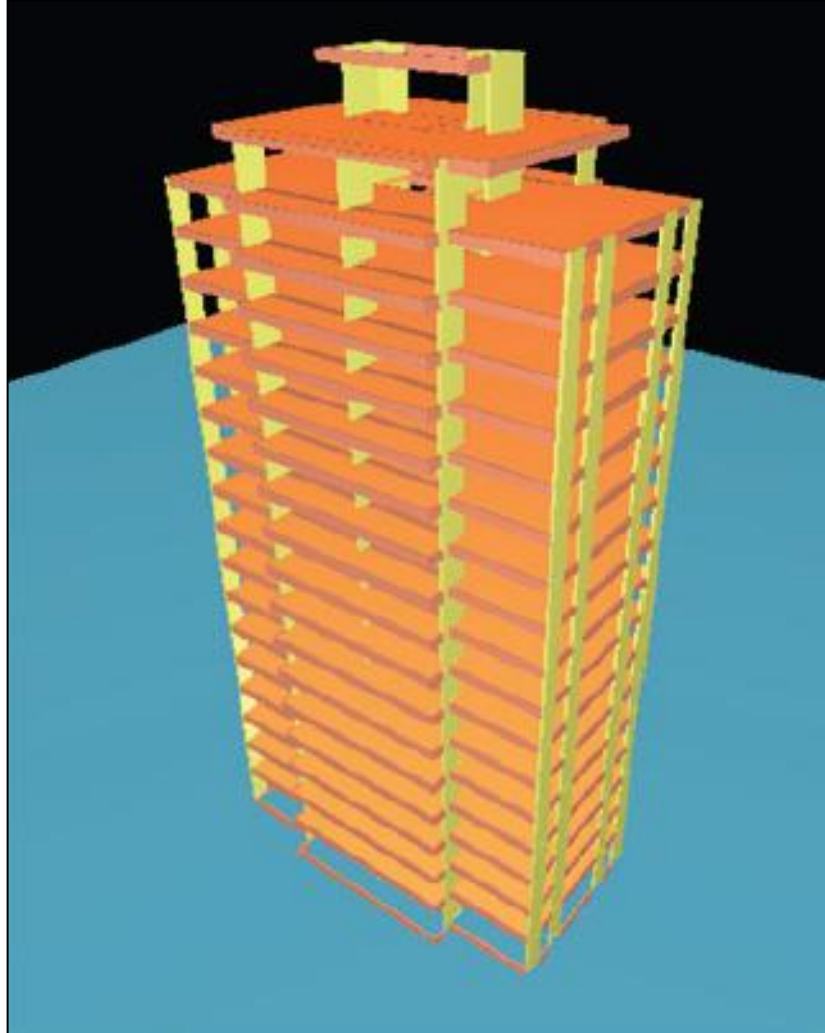
A pesquisa de Fregonezi, Wutzow e Vanderlei (2019) buscou analisar a diferença que se obtêm em consumo de materiais, mão de obra e parâmetros de estabilidade global ao realizar a troca do fck dos pilares de um edifício.

Seu objeto de estudo se trata de um edifício com um pavimento térreo, composto por dezesseis pavimentos tipo, e reservatório, com 61,75 m de altura e 8.741,19 m² conforme mostrado na Figura 18.

Utilizando o *software Computer-Aided Design (CAD)/TQS* para projetar, os autores aumentaram o fck gradativamente de 5 em 5 MPa, nos limites de 35 a 90 MPa

nos pilares e mantendo fixo o valor de 35 MPa em vigas e lajes (Fregonezi, Wutzow, Vanderlei, 2019). Na Figura 18 está demonstrada a vista tridimensional do edifício, objeto do estudo dos autores.

Figura 18 – Vista tridimensional do edifício

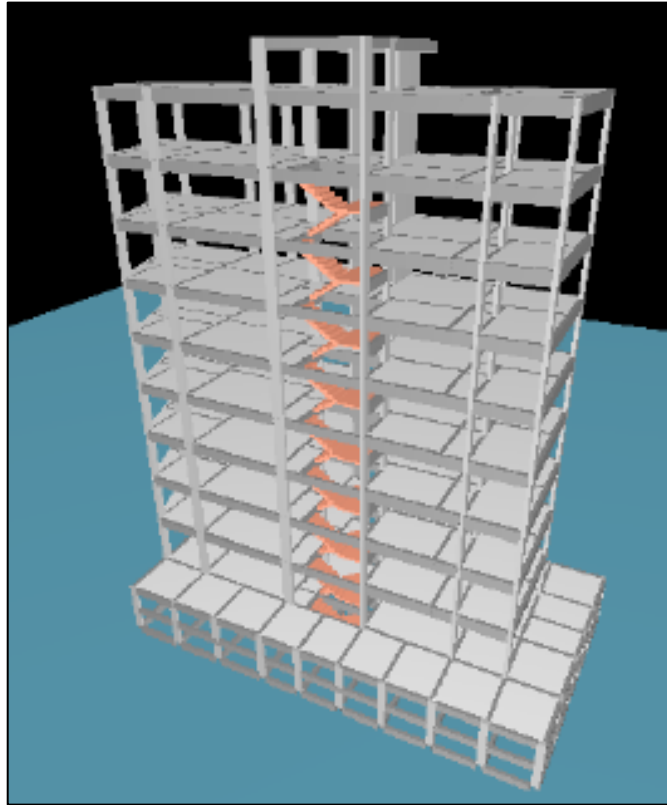


Fonte: Fregonezi, Wutzow e Vanderlei (2019, p. 1.140)

Martini, Mattiello e Senna Junior (2019) projetaram um edifício composto por onze pavimentos e um total de 1.674,10 m², conforme ilustrado na Figura 19, porém, diferente do estudo de Fregonezi, Wutzow, Vanderlei (2019), observou-se a diferença de custos variando apenas o *fck* da estrutura, mantendo as seções dos pilares padronizada.

Na Figura 19 consta a imagem do modelo estrutural da edificação utilizada nos estudos de Martini, Mattiello e Senna Junior (2019).

Figura 19 – Modelo estrutural da edificação

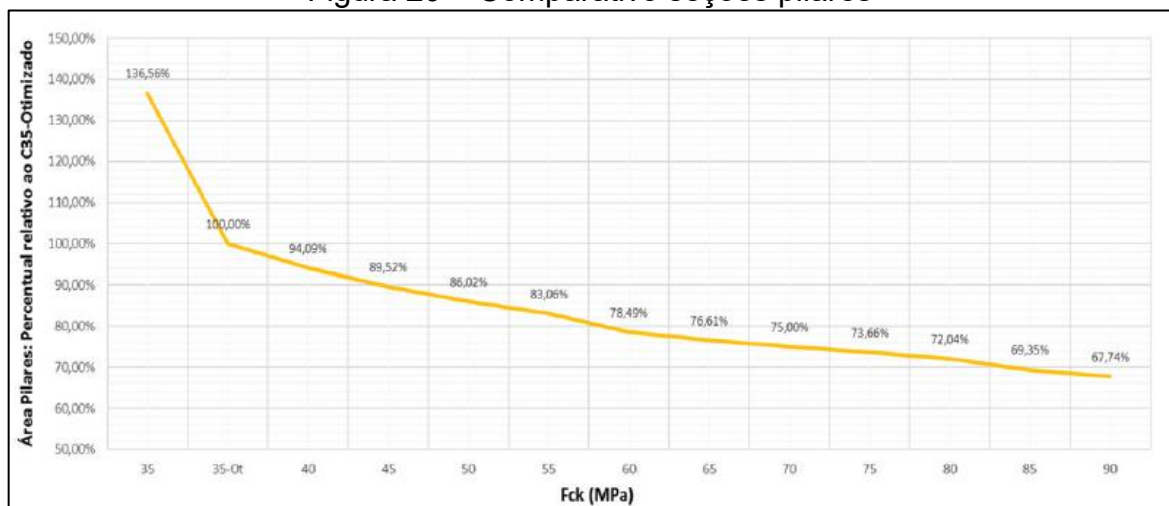


Fonte: Martini, Mattiello e Senna Junior (2019, p. 2).

2.6.2 Resultados das pesquisas

Com o gráfico apresentado na Figura 20, é possível notar a gradativa redução de área total dos pilares, chegando a atingir uma redução de 32,26% de área total de pilares na comparação entre o C90 e o C35-Otimizado.

Figura 20 – Comparativo seções pilares



Fonte: Fregonezi, Wutzow, Vanderlei (2019, p. 1.143).

No quesito custo, Fregonezi, Wutzow, Vanderlei (2019) conseguiram alcançar uma redução no valor total da estrutura de 3,11% em relação ao modelo 35 para o modelo 50. No modelo 35 para o modelo 90 os autores obtiveram uma redução progressiva que chegou a diminuir em 11,96% o custo em fôrmas.

No custo do aço resultaram oscilações com aumentos no modelo 35 para o 35-Ot de 5,47% e redução para o modelo 0,24%. No concreto o resultado foi negativo, onde obtiveram um aumento de 4,40%. A Figura 21 mostra um resumo destes valores dos custos, resultantes do estudo de Fregonezi, Wutzow, Vanderlei (2019)

Figura 21 – Custos obtidos

f_{ck} (MPa)	Concreto	Aço	Fôrmas	Total	Redução relativa ao C35-Ot
35	R\$ 751.563,40	R\$ 1.176.605,33	R\$ 713.619,81	R\$ 2.641.788,54	100,28%
35 - Ot	R\$ 726.339,90	R\$ 1.241.050,71	R\$ 666.934,53	R\$ 2.634.325,15	100,00%
40	R\$ 734.649,12	R\$ 1.203.952,42	R\$ 659.628,91	R\$ 2.598.230,44	98,63%
45	R\$ 736.289,28	R\$ 1.199.036,95	R\$ 654.077,50	R\$ 2.589.403,72	98,29%
50	R\$ 736.261,92	R\$ 1.173.733,18	R\$ 649.883,26	R\$ 2.559.878,36	97,17%
55	R\$ 747.247,61	R\$ 1.232.150,18	R\$ 646.432,57	R\$ 2.625.830,36	99,68%
60	R\$ 752.376,62	R\$ 1.223.884,80	R\$ 640.996,67	R\$ 2.617.258,09	99,35%
65	R\$ 757.632,14	R\$ 1.218.920,70	R\$ 638.701,03	R\$ 2.615.253,86	99,28%
70	R\$ 766.399,95	R\$ 1.220.299,07	R\$ 636.816,87	R\$ 2.623.515,88	99,59%
75	R\$ 774.226,41	R\$ 1.216.568,47	R\$ 635.250,34	R\$ 2.626.045,22	99,69%
80	R\$ 780.711,55	R\$ 1.212.730,96	R\$ 633.366,18	R\$ 2.626.808,69	99,71%
85	R\$ 781.228,29	R\$ 1.206.299,87	R\$ 630.225,92	R\$ 2.617.754,08	99,37%
90	R\$ 784.650,20	R\$ 1.199.537,40	R\$ 628.240,69	R\$ 2.612.428,29	99,17%

Fonte: Fregonezi, Wutzow, Vanderlei. (2019, 1.143).

Martini, Mattiello e Senna Junior (2019), por não variarem as seções de pilares não quantificaram as fôrmas, pois obviamente teriam o mesmo valor de m². Para os valores do aço o estudo indicou uma redução máxima em relação ao Cálculo 01, com concreto de 25 MPa para o Cálculo 04, com 40 MPa de 6,84% e aumento progressivo do custo em concreto com diferença total de 18,52%.

Desse modo, resultou em uma diminuição de 0,13% em relação ao Cálculo 01 para o 02 e aumento de 4,85% em relação ao Cálculo 04. Estes valores estão apresentados na Figura 22.

Figura 22 – Custos resultantes

Comparativo Financeiro	Cálculo 01	Cálculo 02	Cálculo 03	Cálculo 04
Vigas e Lajes (Fck)	25 MPa	30 MPa	35 MPa	40 MPa
Pilares (Fck)	25 MPa	30 MPa	35 MPa	40 MPa
Aço 5.0mm	R\$ 12.794,55	R\$ 13.950,91	R\$ 13.560,00	R\$ 14.851,40
Aço 6.3mm	R\$ 16.339,41	R\$ 16.810,19	R\$ 15.102,60	R\$ 12.875,17
Aço 8.0mm	R\$ 12.026,84	R\$ 11.913,77	R\$ 15.164,73	R\$ 17.999,85
Aço 10.0mm	R\$ 25.726,56	R\$ 26.701,33	R\$ 30.117,15	R\$ 31.051,65
Aço 12.5mm	R\$ 15.584,40	R\$ 15.151,19	R\$ 12.524,27	R\$ 12.757,60
Aço 16.0mm	R\$ 8.745,28	R\$ 7.508,25	R\$ 7.800,53	R\$ 8.178,51
Aço 20.0mm	R\$ 9.411,52	R\$ 9.411,52	R\$ 6.748,80	R\$ 4.306,90
Aço 25.0mm	R\$ 10.700,44	R\$ 6.084,40	R\$ 3.454,97	R\$ 1.688,45
Concreto	R\$ 95.283,00	R\$ 98.812,00	R\$ 102.341,00	R\$ 112.928,00
Totais	R\$ 206.612,00	R\$ 206.343,56	R\$ 206.814,05	R\$ 216.637,53
Diferenças	Valor Referencial	-R\$ 268,44	R\$ 202,05	R\$ 10.025,53

Fonte: Martini, Mattiello e Senna Junior (2019, p. 4).

Ambas as pesquisas foram realizadas anteriormente à adição do coeficiente de fragilidade (η_c) na NBR 6118:2023, o que afeta diretamente o consumo de aço para concretos ≥ 50 MPa, devido ao mesmo elevar a tensão de compressão (σ).

2.7 ORÇAMENTAÇÃO E QUANTITATIVOS

Santos (2019) afirma que além de projetos estruturais representados em forma gráfica, é necessário a entrega de quantitativos e índices em forma de relatórios apresentado em folha formato A4 para os clientes. As informações necessárias para este relatório da estrutura são:

- volume de concreto (m^3);
- peso de armadura (kg);
- área de forma (m^2).

Para Oliveira (2017), a precisão de um orçamento é uma função direta do nível de detalhamento de projetos e informações disponíveis, onde este grau de detalhamento pode ser classificado da seguinte maneira:

- estimativa de custos: orçamento realizado com base em modelo de construção com área a ser construída, tendo como base custos históricos e comparação com projetos similares. Toma-se como base os índices

como o Sistema Nacional de Pesquisa de Custos (SINAPI) e os Índices da Construção Civil;

- b) orçamento preliminar: utilizando o anteprojeto, realiza-se um detalhamento maior dos itens, quantificando os insumos e realizando pesquisas de preços no mercado;
- c) orçamento analítico: momento em que o nível de precisão leva a praticamente o custo real do empreendimento, realiza-se a composição detalhada dos custos de todos os serviços.

Carvalho (2019) considera o orçamento como uma extrema necessidade, pois as incorporadoras dependem dos custos que terão na construção da edificação para definir o seu valor de comercialização, visando o lucro. Devido a isso, é fundamental que o Engenheiro Civil tenha noção dos pontos que podem diminuir os custos do seu orçamento.

Se o orçamento for executado juntamente com cada uma das fases da concepção arquitetônica e estrutural, poderão ser fornecidas oportunidades para o projeto, a fim de que se alcance o objetivo de custo estimados para a construção. Sendo assim Tas e Yaman (2005) consideram que orçamento muitas vezes pode guiar o rumo dos projetistas, quanto à definição de materiais e modelos.

3 METODOLOGIA

Neste capítulo, são apresentados o objeto de estudo e os procedimentos necessários para a conclusão do trabalho, esses baseados na bibliografia detalhada no capítulo anterior.

O processo inicia com a definição do projeto estrutural, o qual foi realizado um pré-dimensionamento conforme as bibliografias estudadas para cada modelo de concreto e após, foi realizada a otimização dos modelos, para a futura avaliação criteriosa de consumo e custo de materiais e seções dos pilares.

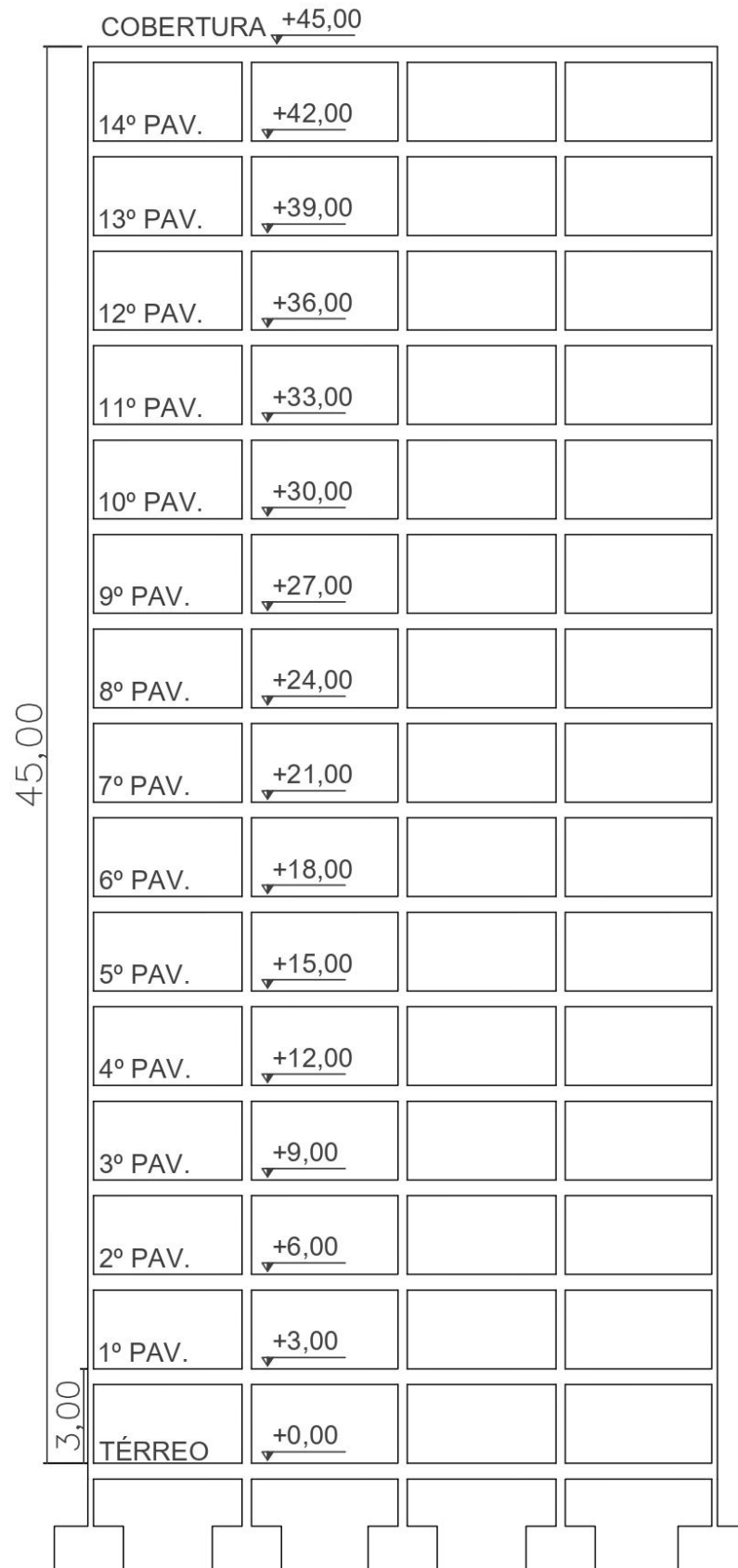
3.1 OBJETO DE ESTUDO

O estudo foi conduzido com base em um modelo hipotético que compreendeu uma edificação de tipo residencial multifamiliar, localizado no centro de Caxias do Sul, município do Estado do Rio Grande do Sul (RS).

A estrutura considerada foi composta por concreto armado, com dimensões de 20 metros de largura e 10 metros de comprimento. Foi dividida em 15 pavimentos, sendo eles 14 pavimentos tipo e um pavimento térreo e apresentando um total de 45,00 m de altura. Suas paredes de vedação externas e internas são em blocos cerâmicos de 19 cm, todos dispostos diretamente sobre as vigas.

Na Figura 23 está representado o corte esquemático da estrutura proposta para este estudo.

Figura 23 – Corte esquemático da edificação



Fonte: elaborada pelo autor (2025).

3.1.1 Pré-dimensionamento da estrutura

Toda a estrutura foi pré-dimensionada conforme os métodos apresentados no Capítulo 2, com a finalidade de determinar as dimensões iniciais dos elementos. Iniciou-se utilizando a Equação 17 (encontra-se no Capítulo 2 em seu item 2.5.2), para a obtenção da altura (h) das lajes, sendo o menor vão de 4,70 m, obtendo-se o valor de h como 12,375 cm, que por questões construtivas optou-se por arredondar para 13,00 cm.

Posteriormente, realizou-se a verificação das dimensões das vigas onde tem-se $b_w = 20,00$ cm, pois os vãos ultrapassam 4,00 m, e, após, realizando o cálculo da Equação 18 (encontra-se no Capítulo 2 em seu item 2.5.3), obteve-se o valor de 49,50 cm, arredondados para 50,00 cm.

Por fim, para os pilares, foram considerados três tamanhos de pilares para cada classe de concreto, sendo elas: C30, C40, C50 e C60. Todos foram dimensionados com base na Equação 17 (encontra-se no item 2.5.2) e arredondados para múltiplos de 5,00 cm, conforme detalhado na Tabela 3.

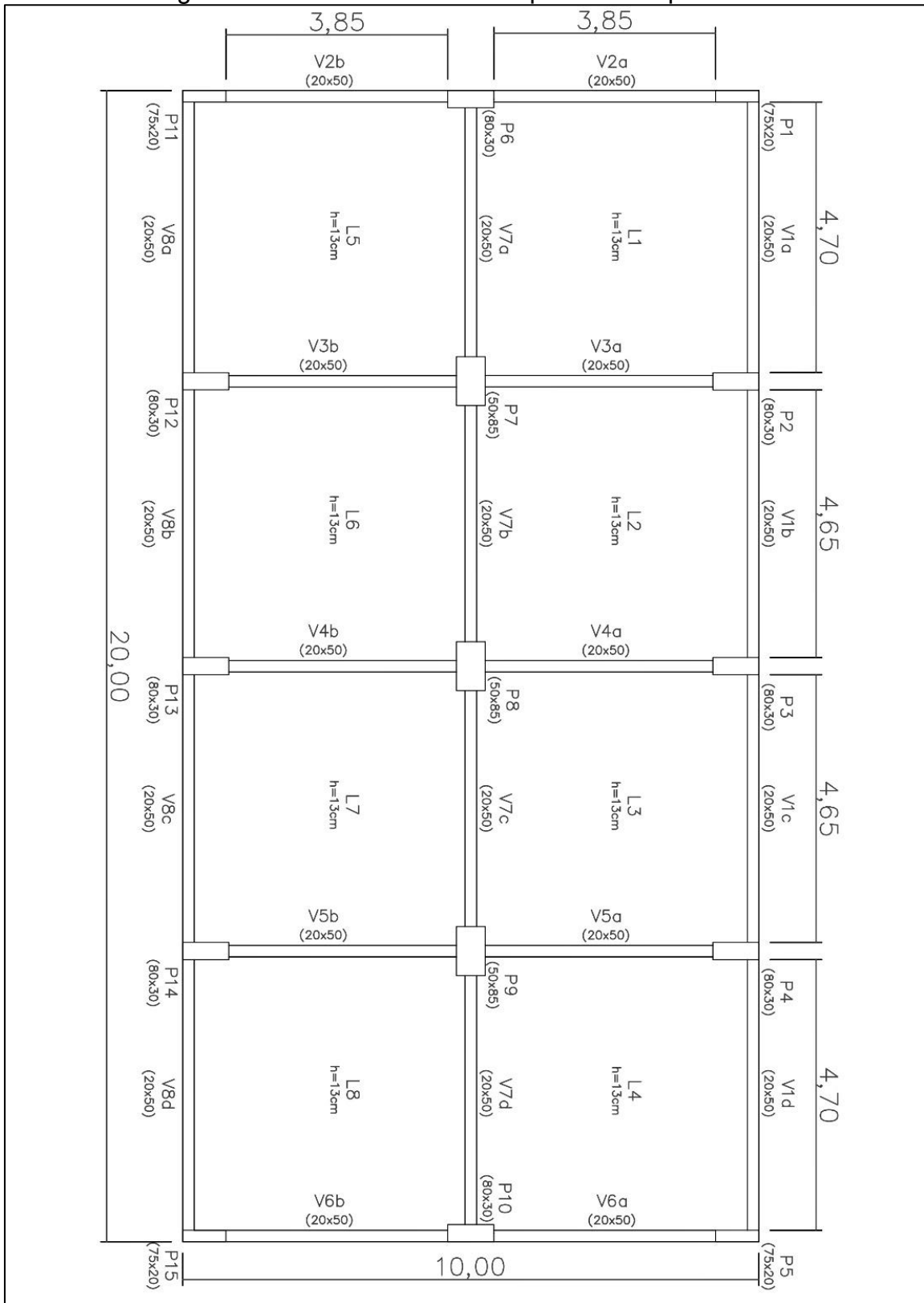
Tabela 3 – Seções pilares

Modelo	Posição do Pilar	Seção
C30	Canto	20x75
	Extremidade	30x80
	Intermediário	50x85
C40	Canto	20x60
	Extremidade	30x65
	Intermediário	30x110
C50	Canto	30x35
	Extremidade	20x80
	Intermediário	30x90
C60	Canto	20x40
	Extremidade	20x70
	Intermediário	30x75

Fonte: elaborada pelo autor (2025).

Na Figura 24 é possível compreender a disposição que os elementos tiveram nas plantas propostas para cada classe de concreto.

Figura 24 – Planta de fôrmas do pavimento tipo/térreo



Fonte: elaborada pelo autor (2025).

3.1.2 Escolha do *software*

No primeiro momento, para a concepção geométrica e arquitetônica da estrutura, optou-se pelo uso do *software* AutoCAD. Posteriormente, contendo o pré-dimensionamento dos pilares, vigas e lajes, por meio do *software* TQS, foram realizadas as otimizações e as verificações estruturais. Todos os valores utilizados na modelagem estrutural foram definidos com os conhecimentos e parâmetros apresentados no Capítulo 2.

3.2 PARÂMETROS

Nesta seção são apresentados os parâmetros que nortearam a realização do estudo, contemplando os parâmetros utilizados referentes à agressividade ambiental, às cargas permanentes, à velocidade do vento, às classes de concreto e à estabilidade global.

3.2.1 Agressividade ambiental

Por se tratar de uma edificação hipotética no centro de Caxias do Sul/RS, foram respeitados os parâmetros mínimos exigidos para a classe de agressividades de área urbana, conforme definido pela NBR 6118:2023 CAA II, onde a classe de concreto mínima para o concreto armado é de C25, o cobrimento mínimo de lajes é de 2,50 cm e para as vigas e pilares foi considerada de 3,00 cm (ABNT, 2023a), como demonstrado na Tabela 4.

Tabela 4 – Cobrimentos dos elementos

Elemento	Cobrimento nominal (cm)	Classe do Concreto (MPa)
Laje	2,50	25
Viga	3,00	
Pilar	3,00	

Fonte: elaborada pelo autor (2025).

3.2.2 Cargas

As cargas permanentes correspondentes ao peso próprio da estrutura de concreto armado foram determinadas de maneira automática pelo *software*, considerando o valor do concreto fornecido.

Os pesos dos materiais utilizados respeitaram a Tabela 2 (encontra-se no Capítulo 2 no subitem 2.3.2 deste estudo). Para a cobertura utilizou-se $1,50 \text{ kN/m}^2$ e para o restante dos pavimentos, por não haver a definição da disposição arquitetônica, foram definidas pelo pior caso, sendo de $3,00 \text{ kN/m}^2$.

Para as cargas de elementos construtivos, foram considerados os valores de $2,30 \text{ kN/m}^2$ para as paredes de vedação, $1,00 \text{ kN/m}^2$ para os revestimentos de pisos e $0,035 \text{ kN/m}^2$ para as telhas de cobertura.

3.2.3 Vento

Para a velocidade básica do vento, considerou-se 44 m/s , conforme o gráfico de Isopletas (ver Figura 9) definido pela NBR 6123:2023 (ABNT, 2023b). O fator S_1 foi adotado como 1,00, por se tratar de região urbana plana.

A categoria IV (terrenos em áreas centrais, com muitos prédios) e a classe B foram as quais se enquadraram à edificação em estudo, resultando, conforme a Equação 12, no valor de 1,00 (encontra-se no Capítulo 2, no subitem 2.3.2.1.5). Por último, o fator S_3 ficou enquadrado no Grupo 3, para residências com o valor de 1,00 (encontra-se no Capítulo 2, no subitem 2.3.2.1.6).

3.2.4 Classes de concreto

Com o objetivo de analisar a diferença de custo de materiais e seções dos pilares de concreto armado, dentro do *software* TQS, foram utilizadas quatro classes de concretos diferentes, retirados da Tabela 1 – Classes de resistência de concretos estruturais, presente na NBR 8953:2015 (ABNT, 2015).

Os três primeiros foram classificados no grupo I, as classes C30, C40 e C50, com respectivos f_{ck} de 30, 40 e 50 MPa, e o terceiro foi retirado do grupo II, a classe C60, com f_{ck} de 60 MPa.

3.2.5 Estabilidade global

A estrutura somente foi utilizada para a amostragem e orçamento após a análise e a validação do *software* para a sua estabilidade global, onde a mesma apresentou a capacidade de resistir aos deslocamentos e às cargas que esteve submetida com 'nós fixos', onde o valor do Gama-Z, conforme a Equação 14 (encontra-se no Capítulo 2 em seu item 2.4.2), respeitou o limite de 1,1.

3.3 ORÇAMENTAÇÃO

Após a obtenção dos quantitativos de materiais e seções das estruturas por meio do *software* TQS, utilizando as quatro classes de concreto e obtendo-se a verificação da estabilidade da estrutura, foram extraídos os dados dos insumos utilizados nos pilares, vigas e lajes para as áreas de formas em m², peso da armadura em kgf e o volume de concreto em m³, separados pelas especificações de cada material respectivamente.

Como referência dos insumos, os valores dos materiais foram obtidos no relatório de custos e composições desoneradas, referentes ao mês de agosto de 2025 do SINAPI e dos Índices da Construção Civil. Os materiais que foram necessários para a orçamentação são os presentes na Tabela 5.

Tabela 5 – Referências de custos SINAPI

Insumo	Código	Unidade	Custo R\$
Compensado e = 17 mm	001345	m ²	101,55
Aço CA-60 5,00 mm	043059	kgf	8,15
Aço CA-50 6,3 mm	000032	kgf	9,08
Aço CA-50 8,00 mm	000033	kgf	9,14
Aço CA-50 10,00 mm	000034	kgf	8,61
Aço CA-50 12,50 mm e 16,00 mm	043055	kgf	7,46
Aço CA-50 20,00 mm e 25,00 mm	043056	kgf	8,60
Concreto C30	001525	m ³	611,38
Concreto C40	034479	m ³	647,88
Concreto C50	034483	m ³	723,28
Concreto C60	034485	m ³	773,47

Fonte: elaborada pelo autor (2025).

Para melhor organização e compreensão, elaborou-se uma tabela (planilha) no *software Microsoft Excel* que englobam todas as informações necessárias para apresentação do custo individual de cada insumo e custo total da estrutura, conforme apresentado na Figura 25.

Figura 25 – Modelo proposto da tabela de orçamentação

CUSTO TOTAL DA ESTRUTURA (R\$)				
CLASSE DO CONCRETO	MATERIAL	QUANTIDADE	CUSTO (R\$)	TOTAL (R\$)
C30				
C40				
C50				
C60				

Fonte: elaborada pelo autor (2025).

3.4 ANÁLISE ESTRUTURAL

A fim de apresentar as diferenças estruturais obtidas nos quatro modelos propostos e otimizados, criaram-se tabelas que apresentam os principais itens que foram analisados para respeitar os parâmetros estipulados no início deste capítulo.

Primeiramente para a compreensão das diferenças de seções obtidas foi desenvolvida a tabela apresentada na Figura 26, onde posteriormente com a utilização do mapa de calor onde a célula vermelha representará as dimensões maiores e quanto mais verde a célula ficar, representará as dimensões menores.

Figura 26 – Modelo proposto da tabela de seções dos pilares

MODELO	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8	P9	P10	P11	P12	P13	P14	P15
C30															
C40															
C50															
C60															

Fonte: elaborada pelo autor (2025).

4 RESULTADOS

Após a otimização dos modelos estruturais propostos para as quatro classes de concreto, a análise dos dados e quantitativos gerados pelo *software*, visando identificar as tendências no consumo dos materiais, no comportamento dos mesmos com diferentes situações e como isso impacta na estrutura dos pilares, neste capítulo são apresentados os resultados gerados, assim como as suas devidas explicações.

4.1 INFLUÊNCIA DAS SEÇÕES DOS PILARES NA ARQUITETURA

Após dimensionadas, foi possível analisar significativas diferenças nas plantas dos quatro modelos, e a tendência clara de que, ao investir em um concreto de maior resistência obtém-se plantas com maiores áreas livres para utilização do usuário. Levando em consideração a condição adotada no Capítulo 3, onde as paredes estão dispostas diretamente sobre as vigas e foram desenvolvidas com blocos de 19 cm e reboco de 2 cm em cada face, o único caso que apresentou a possibilidade de se ter uma parede lisa, sem dentes nos pilares, foi o modelo C60.

Na Tabela 6 são apresentados o melhor e o pior caso para cada planta, desde o modelo C30, como ilustrado na Figura 27, até as plantas do modelo C40, C50 e C60, respectivamente, apresentados nas Figuras 28, 29 e 30.

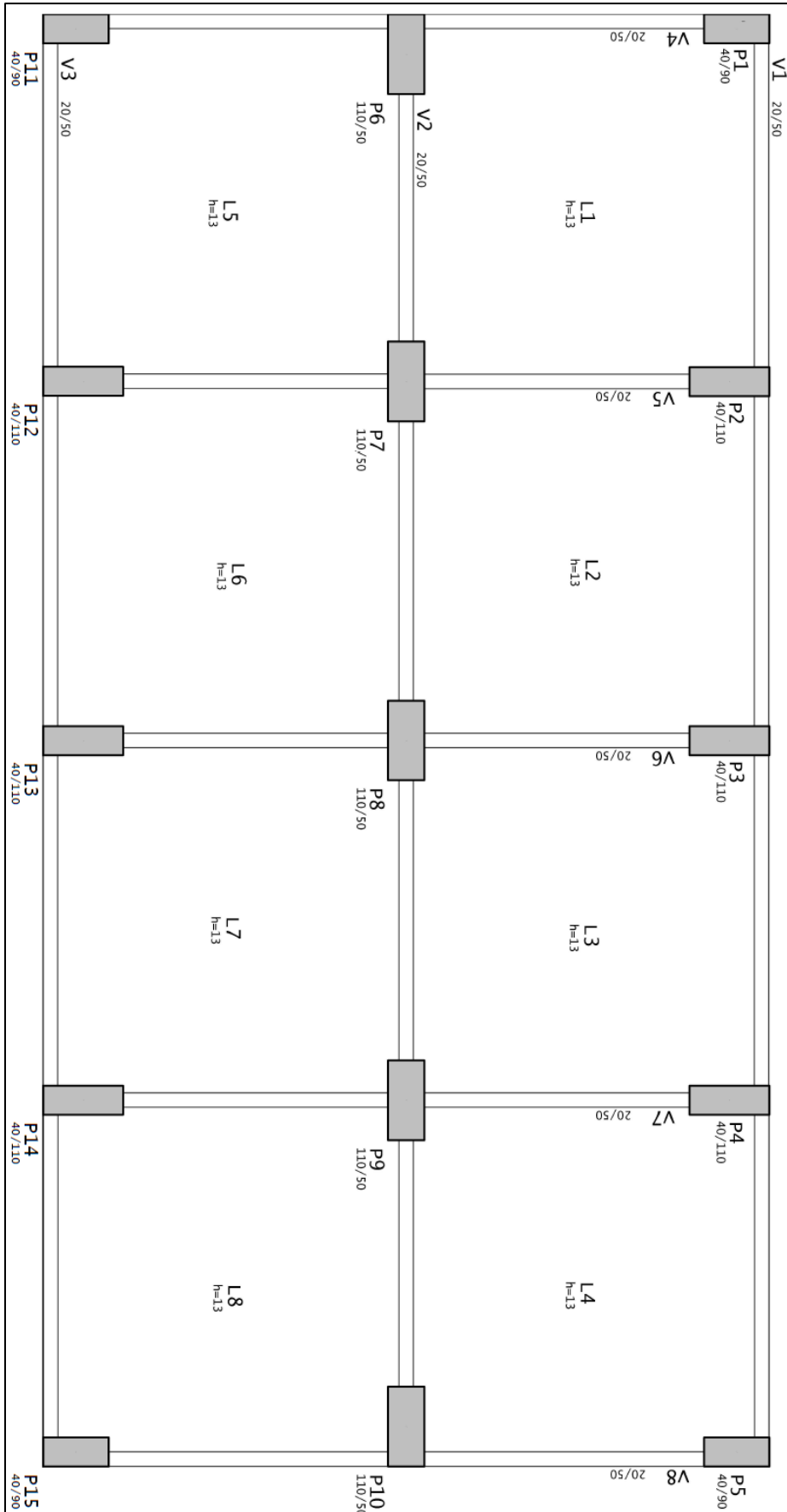
Neste sentido, tem-se essa visão clara, onde o elemento pilar apresenta seções menores à medida que o *fck* é elevado. Na Figura 31 está detalhada a tabela que foi elaborada referente às seções dos pilares, facilitando ainda mais a compreensão desta diferença em m².

Tabela 6 – Comparativo maior e menor seção de pilar em cada planta

Modelo	Menor seção (cm)	Maior seção (cm)
C30	40x90	110x50
C40	30x85	120x40
C50	30x80	120x30
C60	20x80	130x30

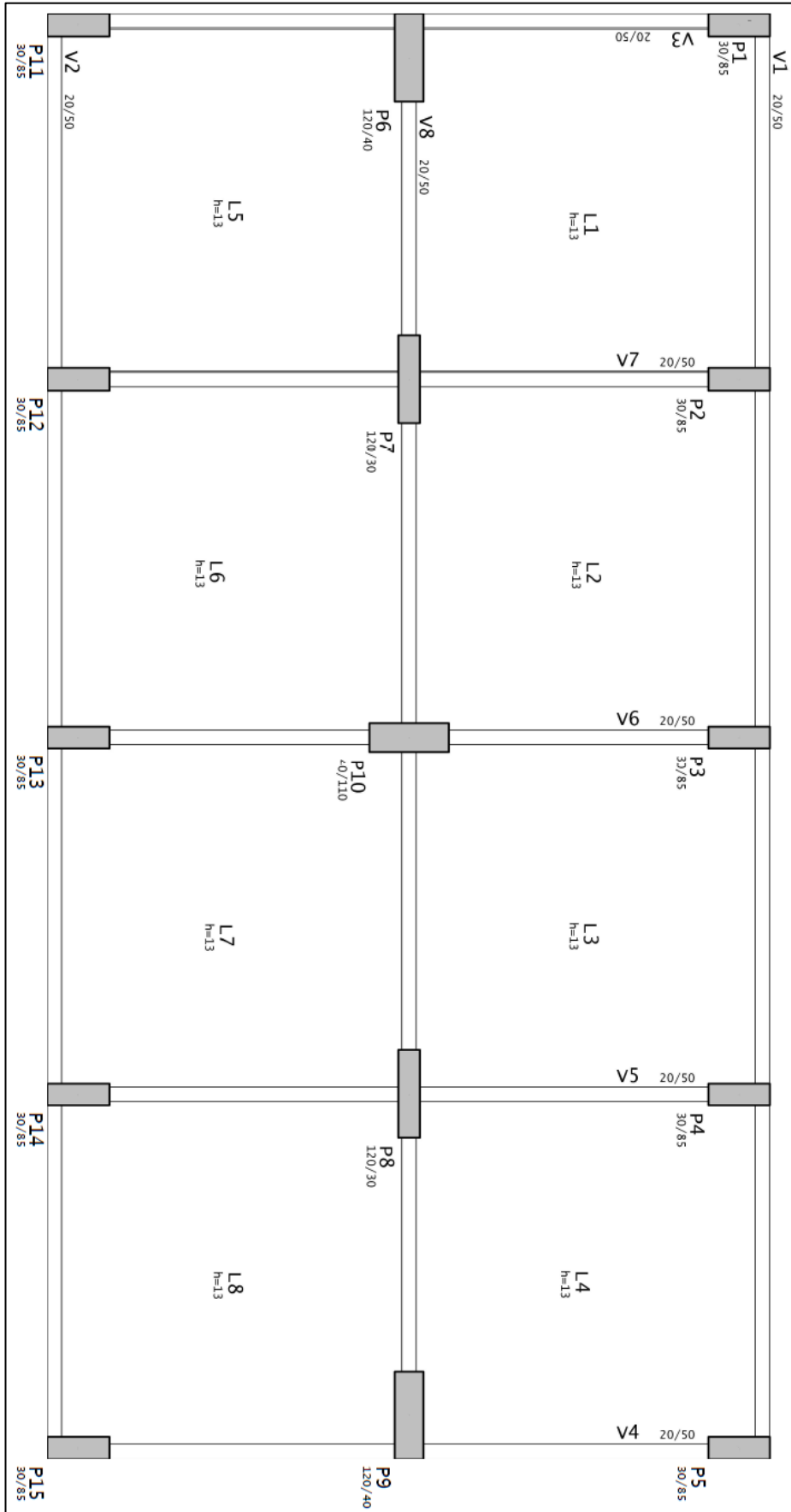
Fonte: elaborada pelo autor (2025).

Figura 27 – Planta modelo C30



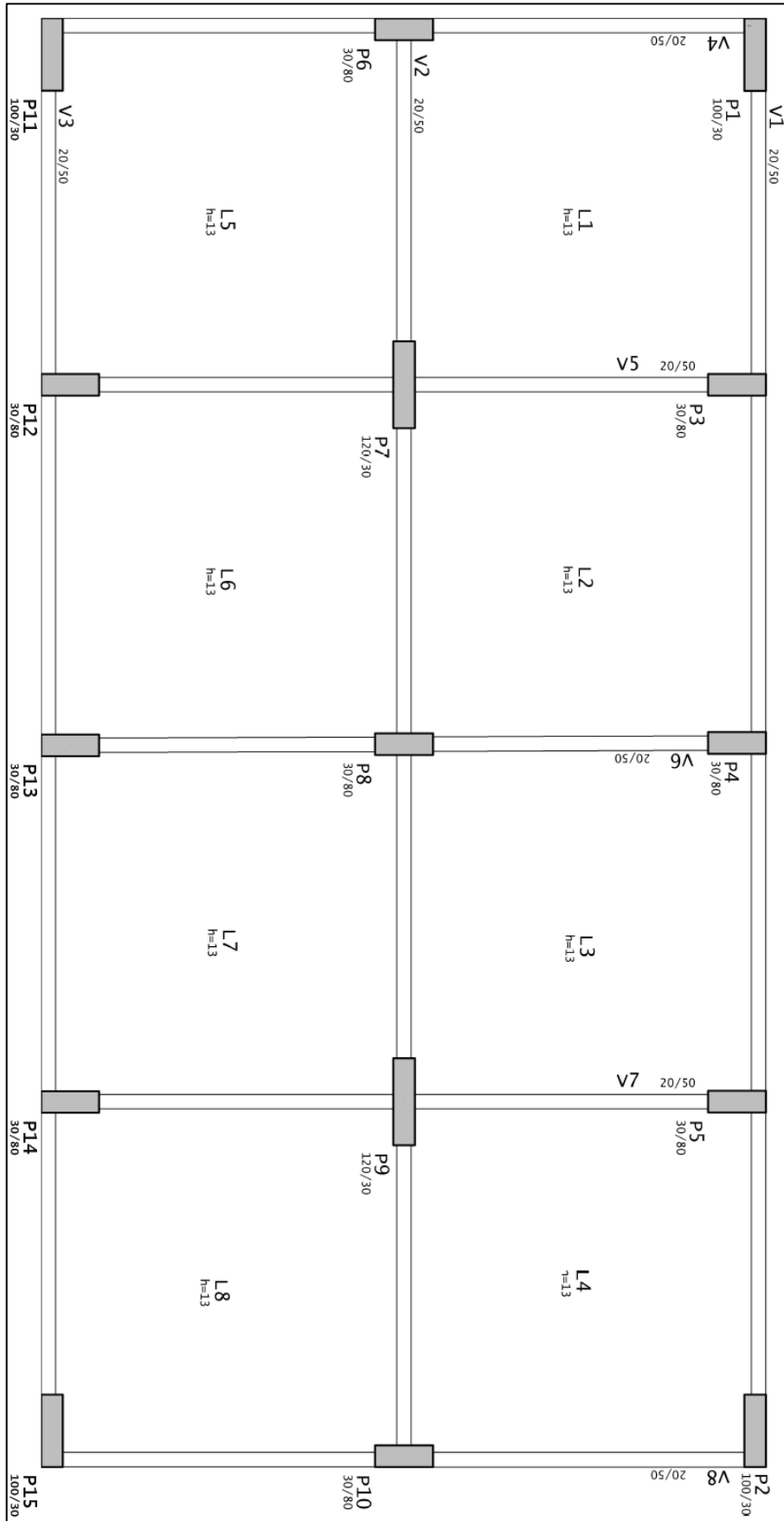
Fonte: elaborada pelo autor (2025).

Figura 28 – Planta modelo C40



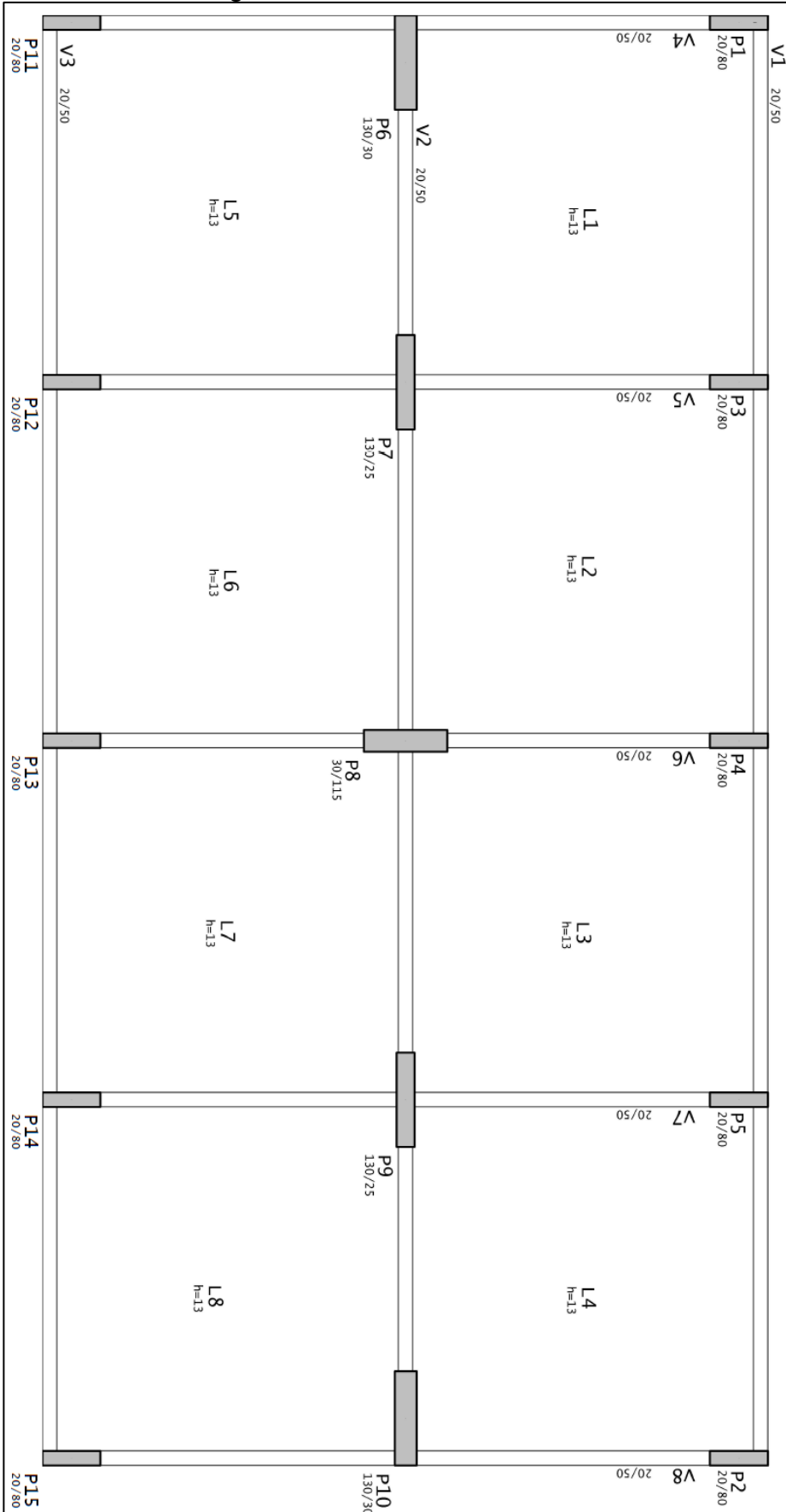
Fonte: elaborada pelo autor (2025).

Figura 29 – Planta modelo C50



Fonte: elaborada pelo autor (2025).

Figura 30 – Planta modelo C60



Fonte: elaborada pelo autor (2025).

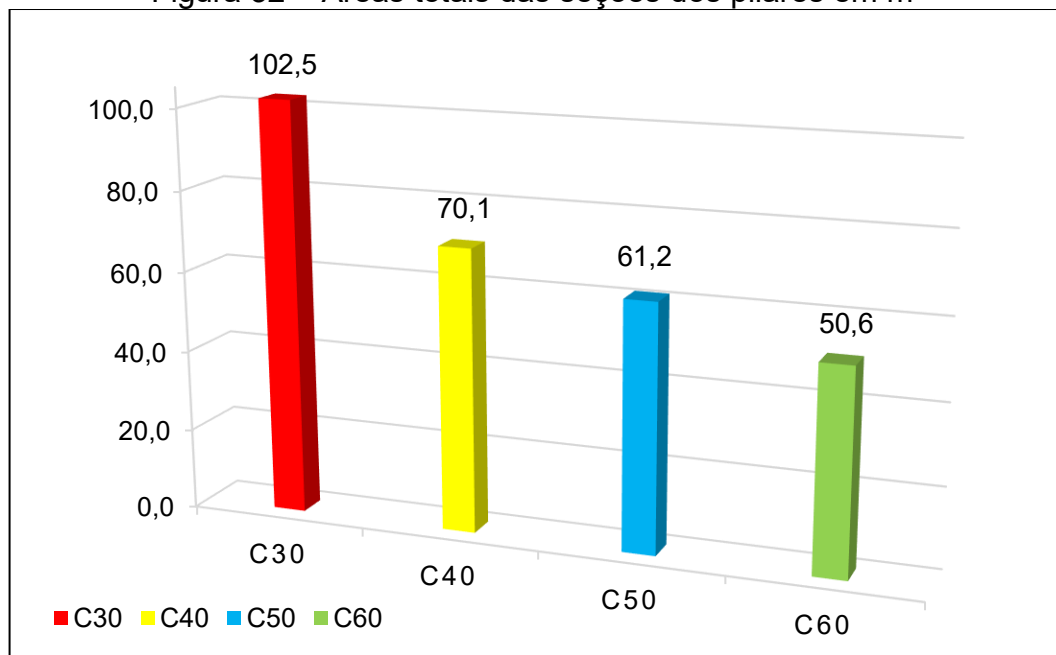
Figura 31 – Análise das seções dos pilares em cm²

MODELO	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8	P9	P10	P11	P12	P13	P14	P15
C30	3600,00	4400,00	4400,00	4400,00	3600,00	5500,00	5500,00	5500,00	5500,00	5500,00	3600,00	4400,00	4400,00	4400,00	3600,00
C40	2550,00	2550,00	2550,00	2550,00	2550,00	4800,00	3600,00	4400,00	3600,00	4800,00	2550,00	2550,00	2550,00	2550,00	2550,00
C50	3000,00	2400,00	2400,00	2400,00	3000,00	2400,00	3600,00	2400,00	3600,00	2400,00	3000,00	2400,00	2400,00	2400,00	3000,00
C60	1600,00	1600,00	1600,00	1600,00	1600,00	3900,00	3250,00	3450,00	3250,00	3900,00	1600,00	1600,00	1600,00	1600,00	1600,00

Fonte: elaborada pelo autor (2025).

Analisando a escala de cores, na cor vermelha pode-se identificar na primeira estrutura com concreto C30, as seções de pilares mais robustas, com 5500 cm² de seção. À medida que foi aumentada a resistência à compressão do concreto percebeu-se grandes diferenças, chegando em seções de 1600 cm² na última estrutura, com concreto C60.

Para melhor compreender a diferença, na Figura 32, foi obtido o somatório de todas as seções dos pilares do edifício, onde ao considerar o primeiro modelo com 100% da área, ao partir para o modelo C40 houve a diminuição desta área para 68%, posteriormente, no C50 para 60% e no melhor caso, no modelo C60, 49%. Isto é, uma redução total de 51% a menos, onde de 102,5 m² de pilares, finalizou-se com 50,6 m² de pilares.

Figura 32 – Áreas totais das seções dos pilares em m²

Fonte: elaborada pelo autor (2025).

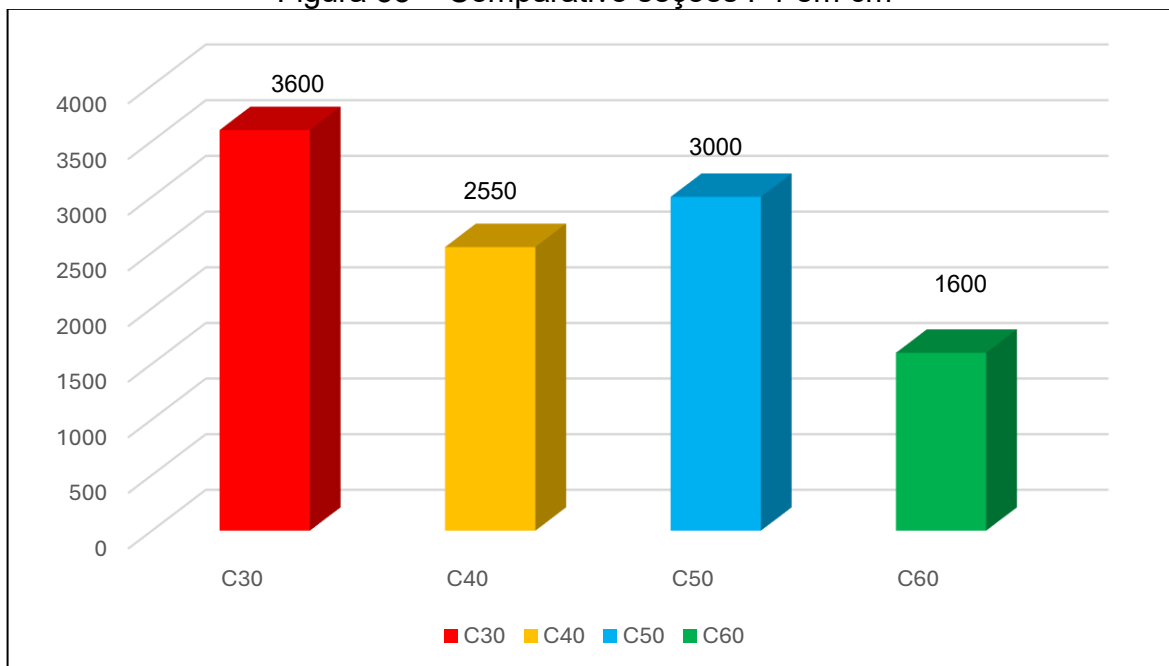
4.2 ANÁLISE ESTRUTURAL

A análise dos relatórios de carregamento dos pilares evidencia que a redução da seção transversal está associada ao aumento das forças de compressão resistentes. Para ilustrar esse comportamento de forma objetiva, foram selecionados os resultados do pilar P1 nos quatro modelos avaliados, permitindo comparar diretamente o efeito da variação de seção sobre a capacidade resistente.

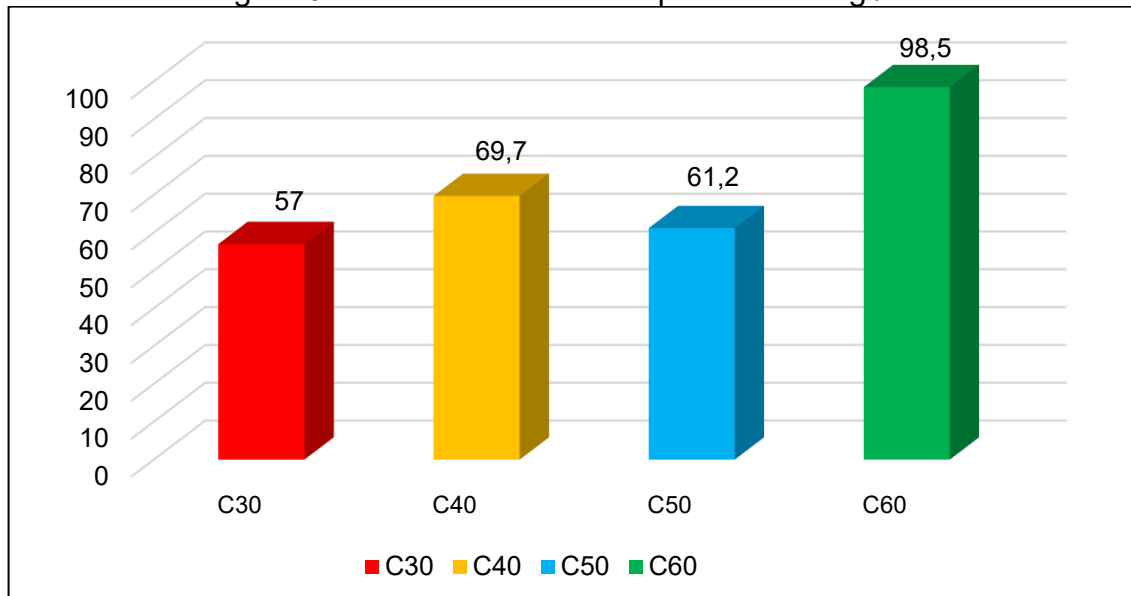
Com base na Figura 33 (comparativo das seções) e na Figura 34 (comparativo das tensões de cálculo σ_c), observou-se que a redução de área dos pilares nos modelos com concretos de maior resistência eleva a tensão média de compressão kgf/cm^2 . Tomando o modelo C30 como referência com 3.600 cm^2 e σ de $57,0 \text{ kgf/cm}^2$, o C40 apresenta seção 29% menor com 2.550 cm^2 e tensão 22% maior $69,7 \text{ kgf/cm}^2$.

No modelo C50 verifica-se um ajuste de projeto com aumento de seção para 3.000 cm^2 17% menor em relação ao C30, o que se reflete na redução de σ_c para $61,2 \text{ kgf/cm}^2$. Por fim, o modelo C60 adota a menor área de 1.600 cm^2 , redução de 44% e atinge a maior tensão $98,5 \text{ kgf/cm}^2$, resultando no acréscimo de 73% frente ao modelo C30.

Figura 33 – Comparativo seções P1 em cm^2



Fonte: elaborada pelo autor (2025).

Figura 34 – Tensões de cálculo para P1 em kgf/cm²

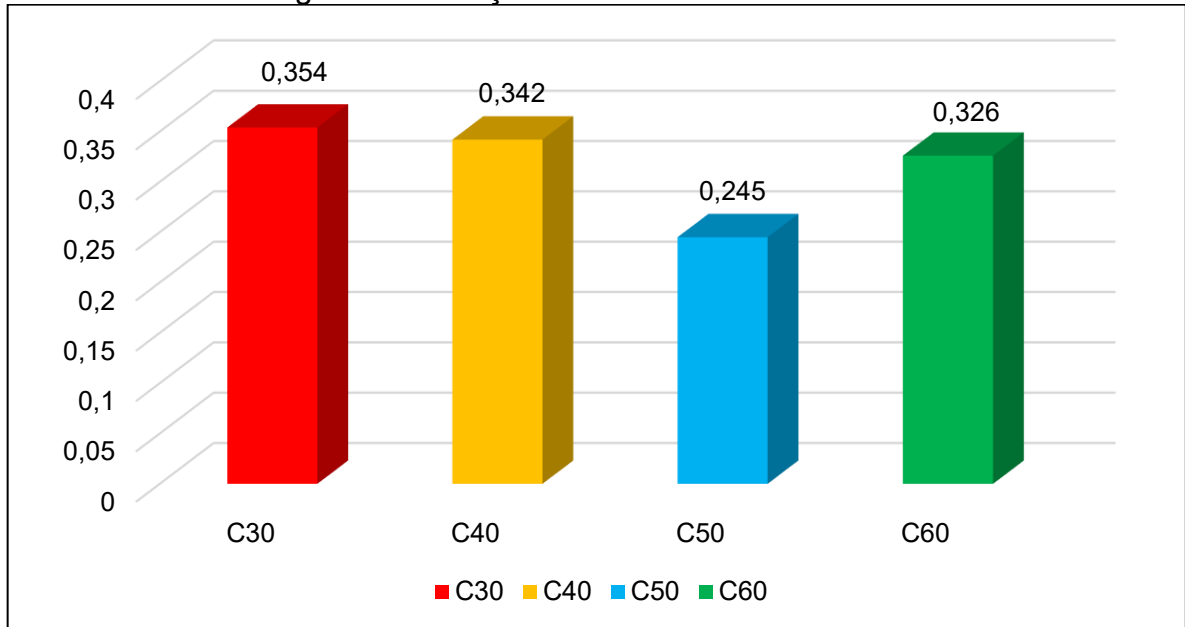
Fonte: elaborada pelo autor (2025).

O comportamento não linear em C50 ocorre devido à influência de requisitos de estabilidade segunda ordem e de limites mínimos de armadura e dimensões. Em síntese, a elevação de σ_c acompanha a redução de área, sobretudo no modelo C60. Ainda assim, os valores permaneceram compatíveis com a segurança estrutural, atendendo as verificações normativas de estados limites últimos e de estabilidade global.

Outra verificação realizada para verificar a solicitação que os pilares estavam recebendo, foram os valores da força normal adimensional, considerando-se os valores obtidos nos pilares P1, P3 e P8.

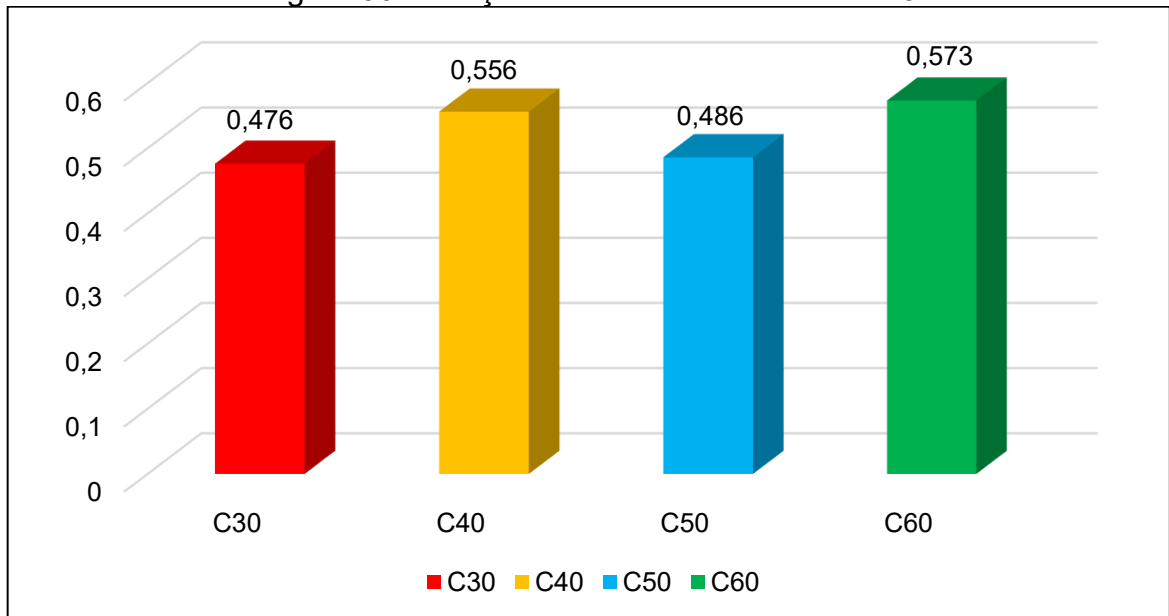
Conforme apresentado nas Figuras 35, 36 e 37, para todas as classes de concreto, o coeficiente v ficou com valores aproximados, indicando que em todos os casos, os pilares estavam equivalentes com a relação de solicitação, seção do pilar e resistência à compressão do concreto.

Figura 35 – Força normal adimensional em P1



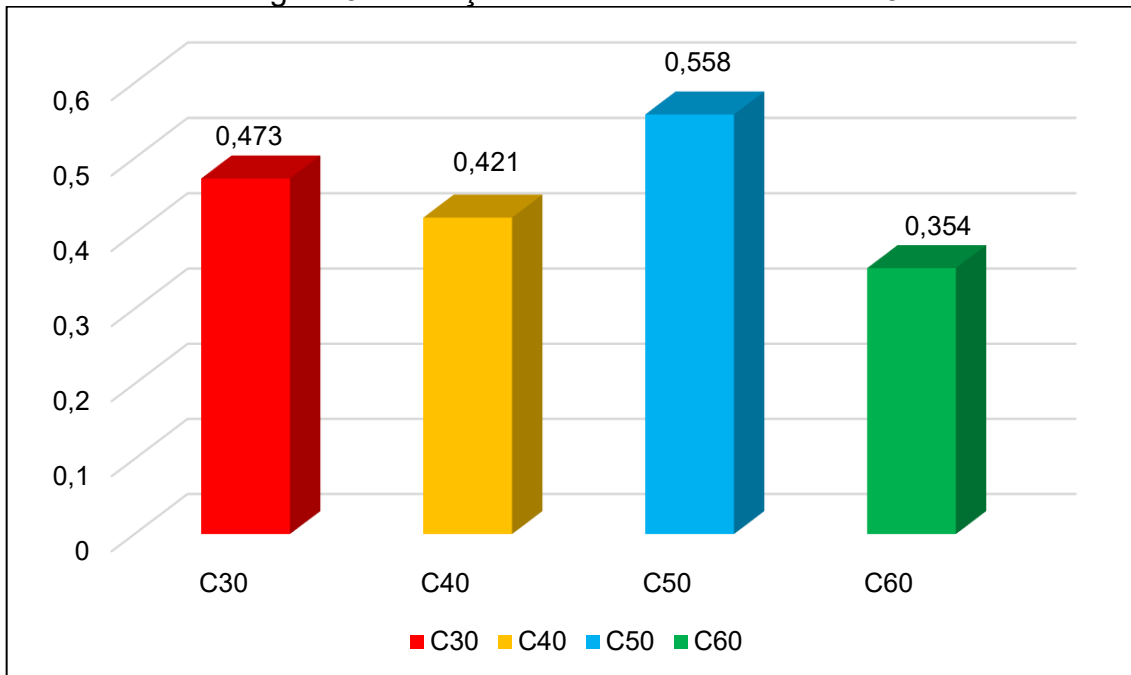
Fonte: elaborada pelo autor (2025).

Figura 36 – Força normal adimensional em P3



Fonte: elaborada pelo autor (2025).

Figura 37 – Força normal adimensional em P8



Fonte: elaborada pelo autor (2025).

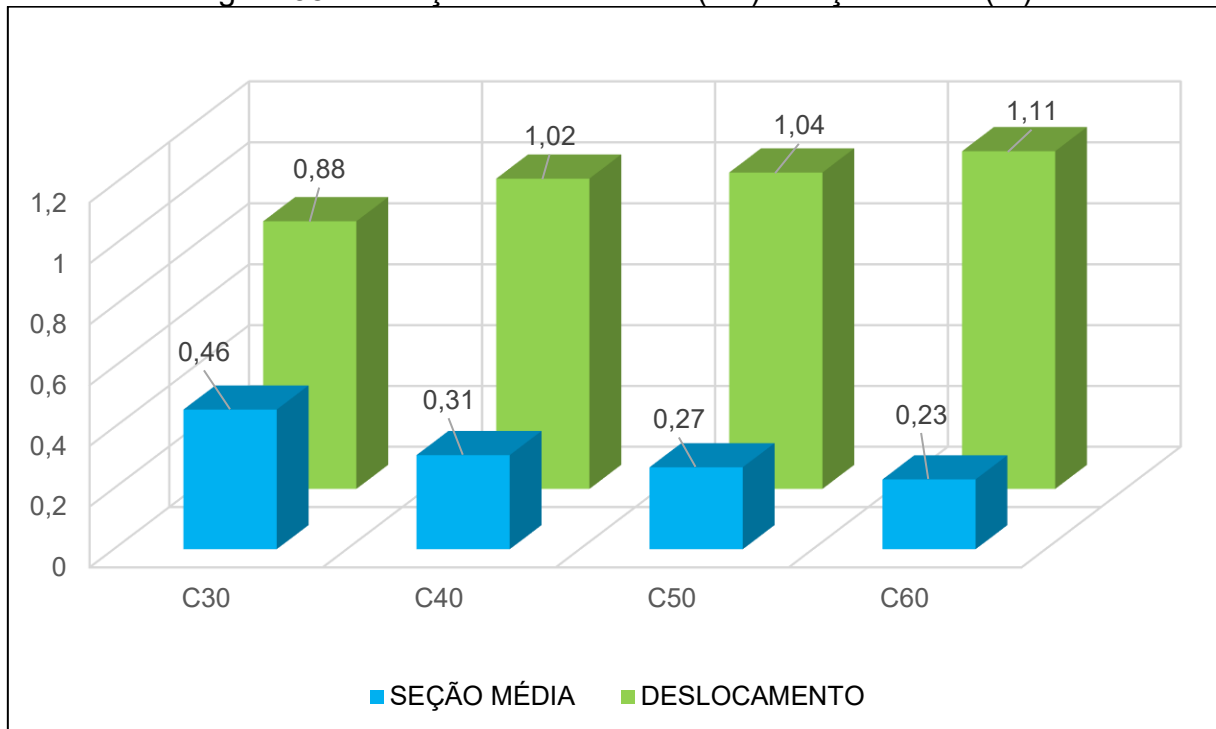
4.2.1 Estabilidade da edificação

Com o aumento da resistência característica à compressão do concreto, observou-se crescimento dos deslocamentos horizontais no topo da edificação, devido à diminuição das seções transversais dos pilares. No modelo de referência C30, o deslocamento foi de 0,88 cm, valor confortável em relação ao limite normativo para a altura de 45,00 m que é de 2,65 cm.

Nos modelos C40 e C50, os deslocamentos elevaram-se para 1,02 cm e 1,04 cm, correspondendo a acréscimos aproximados de 16% e 18% em relação ao C30. No modelo C60 verificou-se 1,11 cm, cerca de 26% acima do valor inicial.

Embora todos os resultados permaneçam abaixo do limite admissível, a tendência indica redução da rigidez global associada às menores seções dos pilares, reforçando a necessidade de verificar os efeitos de segunda ordem e a estabilidade global. Realizando o comparativo de deslocamento horizontal com a seção média dos pilares do edifício, na Figura 38 percebe-se a influência da diminuição das mesmas com este aumento.

Figura 38 – Relação deslocamento (cm) x seção média (m)



Fonte: elaborada pelo autor (2025).

4.3 ANÁLISE DE CONSUMO DE MATERIAIS

Em comparação à estrutura de referência, a adoção progressiva de concretos de maior classe de resistência resultou, até o modelo C50, em redução gradual do consumo de materiais, com economia de R\$ 31.794,89 (2,00%). O menor custo foi obtido com o modelo C40, que apresentou decréscimo de R\$ 75.161,39, correspondente a 4,72% em relação à estrutura inicial.

Em contraposição, a solução com menores seções e concreto de maior resistência, o modelo C60, acarretou um aumento de R\$ 1.987,97 (0,12%), configurando o maior custo entre as alternativas estudadas.

A Figura 39 apresenta o consumo unitário e o dispêndio total por insumo em cada cenário analisado, baseando-se no SINAPI para agosto de 2025. Observa-se que, ainda que haja redução das quantidades empregadas, o investimento total pode se elevar em função do custo unitário dos insumos, notadamente do concreto, que parte de R\$ 611,38 por m³, crescendo para 647,88 R\$/m³ com o concreto C40, 745,96 R\$/m³ no C50 e por fim 773,47 R\$/m³ no modelo C60, justificando que mesmo com menores consumos, o desembolso final mostrou-se superior.

Figura 39 – Orçamentação total

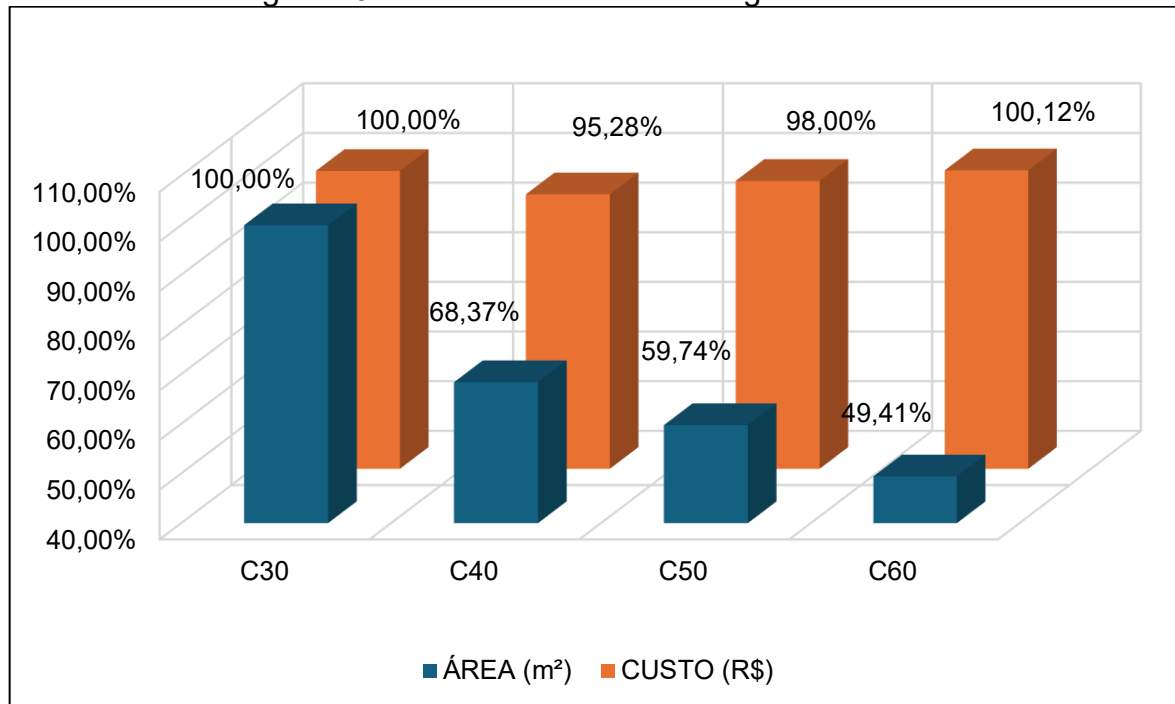
CUSTO TOTAL DA ESTRUTURA (R\$)				
CLASSE DO CONCRETO	MATERIAL	QUANTIDADE	CUSTO (R\$)	TOTAL (R\$)
C30	AÇO (kg)	60718	R\$ 506.562,08	R\$ 1.592.372,47
	CONCRETO (m ³)	781,22	R\$ 477.622,28	
	FORMAS (m ²)	5968,5	R\$ 608.188,11	
C40	AÇO (kg)	56655	R\$ 481.161,88	R\$ 1.517.211,08
	CONCRETO (m ³)	691,8	R\$ 448.203,38	
	FORMAS (m ²)	5768,85	R\$ 587.845,82	
C50	AÇO (kg)	58314	R\$ 482.897,89	R\$ 1.560.577,58
	CONCRETO (m ³)	667,65	R\$ 498.041,92	
	FORMAS (m ²)	5688,3	R\$ 579.637,77	
C60	AÇO (kg)	61050	R\$ 522.726,02	R\$ 1.594.360,44
	CONCRETO (m ³)	637,65	R\$ 493.203,15	
	FORMAS (m ²)	5676,5	R\$ 578.431,27	

Fonte: elaborada pelo autor (2025).

Na Figura 40 apresenta-se o comparativo entre o custo total da edificação e o ganho de área decorrente da redução das seções dos pilares. Tomando o modelo C30 como referência, o C40 proporcionou redução de 4,72% no custo e acréscimo de 31,63% em área; no C50 observa-se redução de 2,00% no custo e ganho de 40,26% em área; já no modelo C60 ocorre acréscimo de 0,21% no custo, porém com ganho de 50,59% em área.

Em síntese, o aumento da resistência característica à compressão e a consequente diminuição das seções, tendem a maximizar a área disponível, com o melhor equilíbrio custo–benefício verificado nos modelos C40 e C50.

Figura 40 – Análise do custo total e ganho de área



Fonte: elaborada pelo autor (2025).

4.3.1 Análise de custo por elemento

Visando uma melhor compreensão de como cada elemento estrutural se comporta separadamente com a alteração da resistência característica à compressão do concreto utilizado e no caso dos pilares, com a diminuição da sua seção transversal, analisou-se cada caso isolado, como apresentado nos próximos subitens.

4.3.1.1 Vigas e lajes

Em ambos os elementos estruturais, considerando que neste estudo não foi realizada a diminuição de sua seção ou altura, não se obteve diminuição ou aumento no consumo de m³ de concreto ou m² de fôrmas, logo, no caso do concreto, ao aumentar a classe de resistência do material utilizado, acabou aumentando o custo da estrutura baseado no custo unitário do insumo.

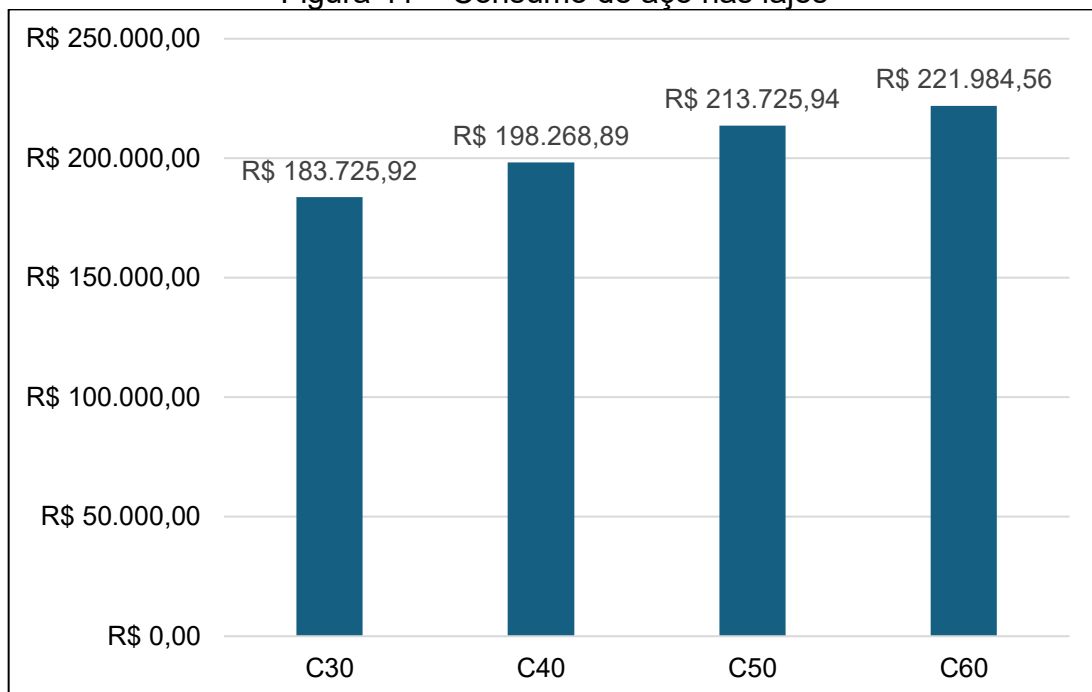
No que se refere à armadura, o aumento da resistência característica à compressão do concreto não se mostrou vantajoso. Conforme critérios mínimos da NBR 6118:2023, os requisitos mínimos de armadura aumentam conforme o fck do concreto é elevado (ABNT, 2023a), o que resultou em dispêndios superiores nos modelos analisados.

Essa tendência é apresentada pelos resultados das Figuras 41 (lajes) e 42 (vigas), que evidenciam o crescimento gradual do consumo de aço à medida que se adota concreto de maior classe de resistência.

Nas lajes, o custo-base foi de R\$ 183.725,92. Com a adoção de concretos de maior resistência, registrou-se aumento progressivo do investimento, sendo de R\$ 14.542,97 no modelo C40, R\$ 30.000,02 no C50 e R\$ 38.258,64 no modelo C60, o que corresponde, no cenário C60, a um acréscimo de aproximadamente 21% em relação ao modelo inicial. Esse resultado indica que, mantendo-se as espessuras constantes, a elevação do *fck* nas lajes tende a elevar o investimento total.

Torna-se ineficiente e economicamente desvantajoso utilizar concretos de maiores resistências à compressão em lajes, já que se trata de um elemento que não sofre com tensões de compressão e sua taxa de aço mínima fica elevada com o concreto de resistência superior.

Figura 41 – Consumo de aço nas lajes

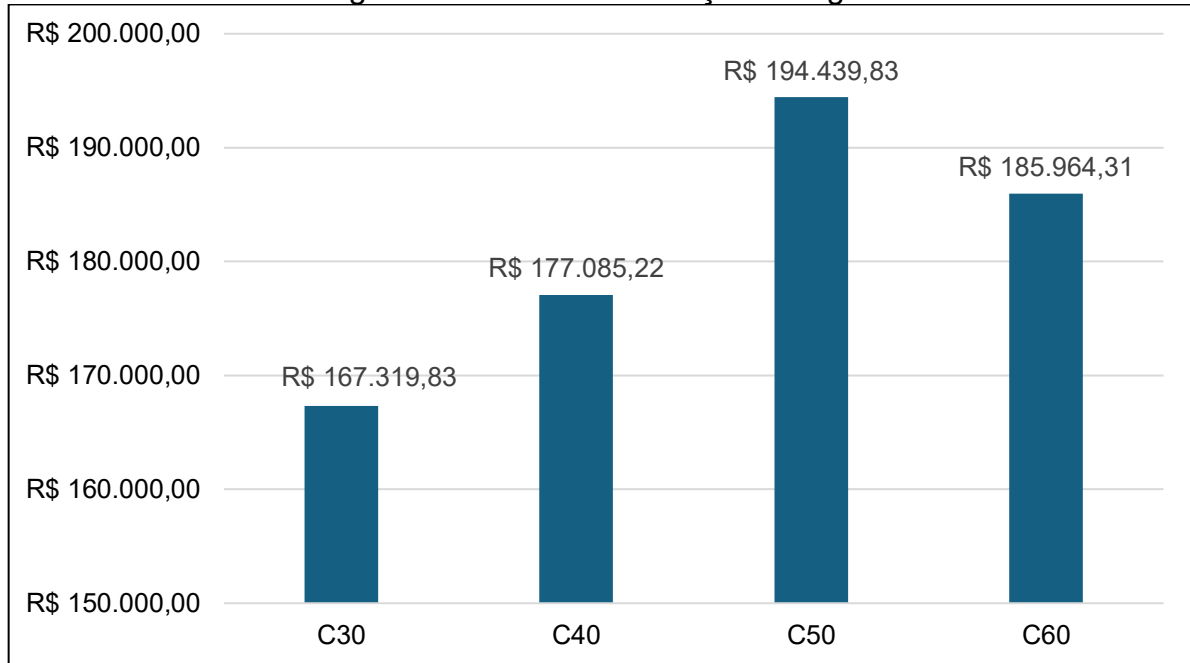


Fonte: elaborada pelo autor (2025).

Nas vigas, o custo-base foi de R\$ 167.319,83. Com concretos de maior resistência, observaram-se acréscimos de R\$ 9.765,39 no modelo C40, sendo 5,84% a mais, R\$ 27.120,00 no C50, mais 16,21% e R\$ 18.644,48 no modelo C60, representando 11,14% a mais que o modelo base, resultando em totais de R\$

177.085,22, R\$ 194.439,83 e R\$ 185.964,31, respectivamente. Em síntese, a elevação do *fck* impactou no custo das vigas, com o cenário do modelo C50 apresentando o maior incremento entre os analisados.

Figura 42 – Consumo de aço nas vigas



Fonte: elaborada pelo autor (2025).

4.3.1.2 Pilares

No caso dos pilares, a redução das seções transversais resultou em comportamento econômico favorável. À medida que se elevou a resistência característica à compressão do concreto, verificou-se, nos cenários modelados, a diminuição da área de fôrmas, do volume de concreto e do consumo de armaduras.

No primeiro caso analisado, o modelo C30, iniciou-se com um custo total de R\$ 546.907,49, sendo este o custo mais representativo. Para as fôrmas o custo total resultou em R\$ 203.596,20, com 1.998,00 m² consumidos. Para o consumo de concreto, obteve-se 307,35 m³ resultando em R\$ 187.907,64. Por fim no aço, foram consumidos 19.438,00 kg, acarretando o gasto de R\$ 155.403,65.

Seguindo para o modelo C40, o custo reduziu em 23,67%, representado R\$ 129.490,60, onde o total ficou em R\$ 417.416,89. Com a redução das seções o m² consumido para as fôrmas diminuiu em 14%, sendo ele de 1.728,00 m², chegando em R\$ 176.083,20. O consumo de concreto, reduziu em 32%, ou 210,15 m³, resultando

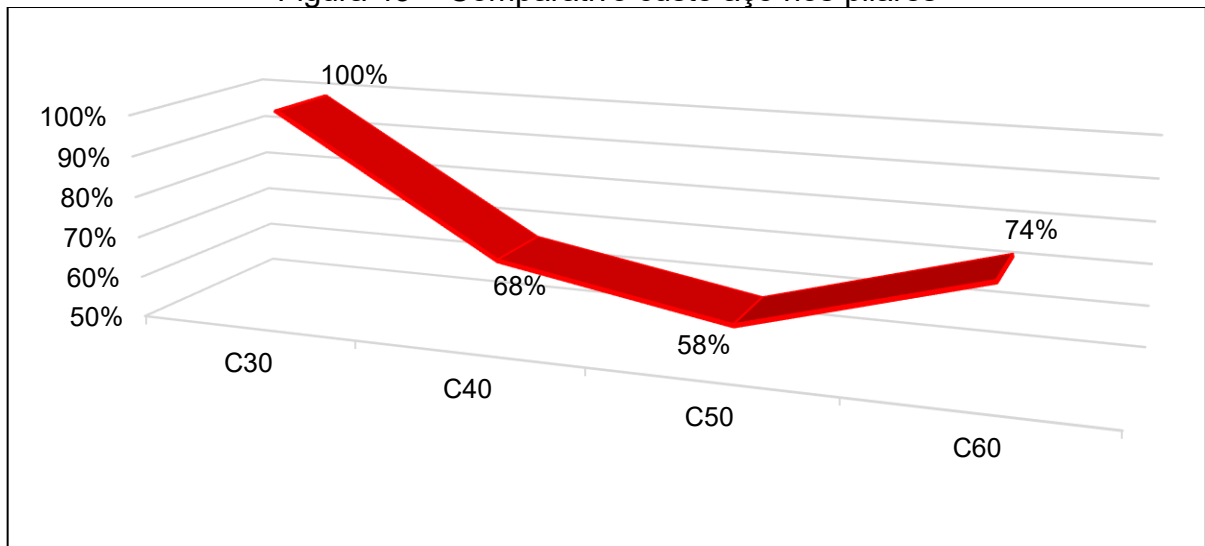
em 28% a menos, e levando em consideração que seu custo unitário é maior, chegando em R\$ 136.151,98. Por fim, o aço teve seu consumo em 13.265,00 kg, representando 38% a menos que no modelo inicial, totalizando R\$ 50.221,94.

Com o concreto do modelo C50 obteve-se o melhor caso, com diminuição em quase 29% do custo, totalizado R\$ 158.310,82 a menos que o modelo inicial. Seções ainda menores que o caso anterior, resultando em 1.629,00 m² de fôrmas, um custo de R\$ 165.995,10, menor consumo e gasto de concreto, onde houve a redução para 183,60 m³ de concreto e R\$ 132.794,21 investidos e; no aço representou no menor custo e consumo, 11.215,00 kg e um total de R\$ 89.807,37.

No último modelo, com o concreto de maior resistência, apresentou as menores seções de pilares. Logo o menor consumo em m² de fôrmas, 1.597,50 m², com investimento de R\$ 162.785,25. Para o consumo de concreto, o modelo C60 também apresentou o menor valor sendo consumido 151,88 m³ e por mais que se trate de um concreto de maior custo unitário, ainda ficou com o menor valor, ou seja, R\$ 117.474,62. o mesmo representou um custo elevado em aço comparado ao modelo C50, justificado pelo coeficiente de fragilidade (η_c), acrescendo R\$ 24.822,21 e 2.617,00 kg para a estrutura.

Para uma melhor compreensão do comparativo de gastos dos insumos nos pilares, nas Figuras 43, 45 e 46, consegue-se observar o percentual de diferença entre os modelos e materiais analisados.

Figura 43 – Comparativo custo aço nos pilares

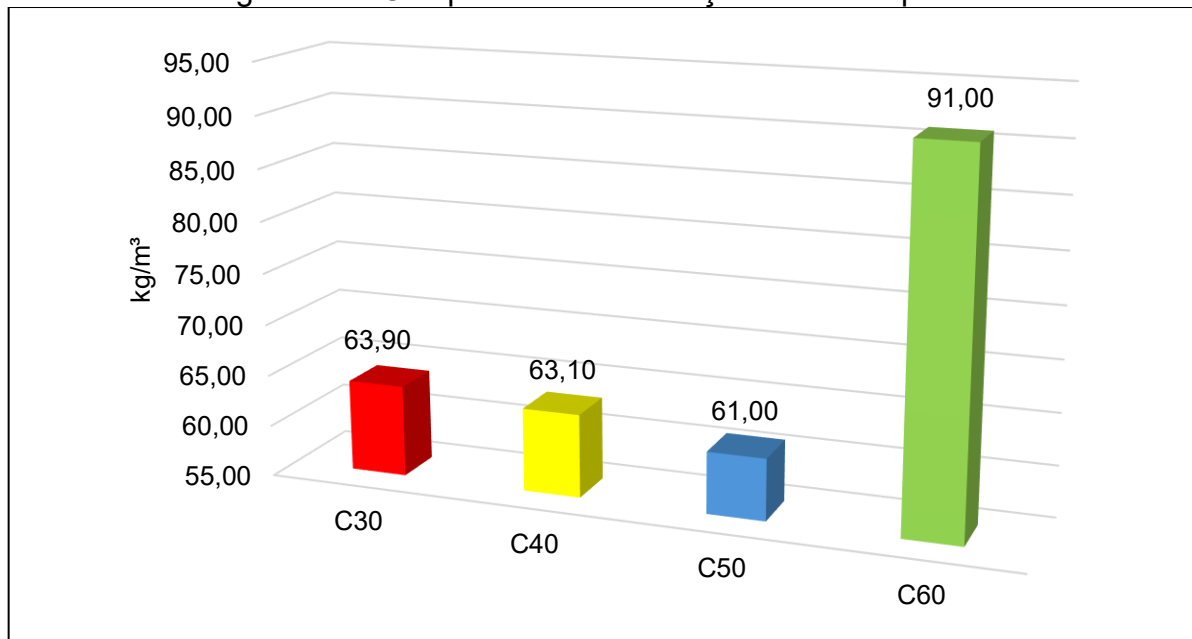


Fonte: elaborada pelo autor (2025).

Justificando o custo encontrado no aço dos pilares, foi extraída a área de aço média dos pilares de cada edifício analisado, onde evidenciou-se o mesmo comportamento apresentado no custo.

Na Figura 44 demonstra-se o comparativo da taxa de aço média dos pilares, sendo que é possível analisar a diminuição desta taxa de aço do C30 até o C50, posteriormente, recebendo grande crescimento para o modelo C60.

Figura 44 – Comparativo taxa de aço média dos pilares

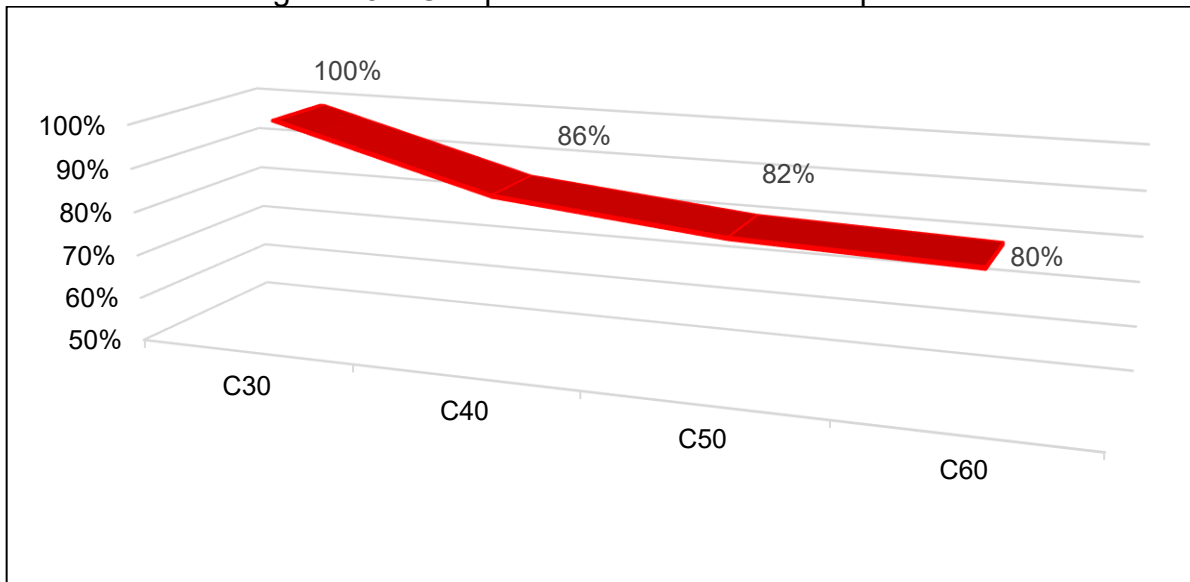


Fonte: elaborada pelo autor (2025).

O acréscimo para o modelo C60, observado na Figura 44, é justificado devido à alteração recente que foi determinada pela NBR 6118:2023, em que foi adicionado o η_c , onde os concretos de resistências à compressão ≤ 40 MPa recebem o valor de 1,00 para o coeficiente de fragilidade, os concretos com a resistência de 50 MPa o valor de 0,928 e, por fim, os concretos de 60 MPa recebem o valor de 0,873 (ABNT, 2023a).

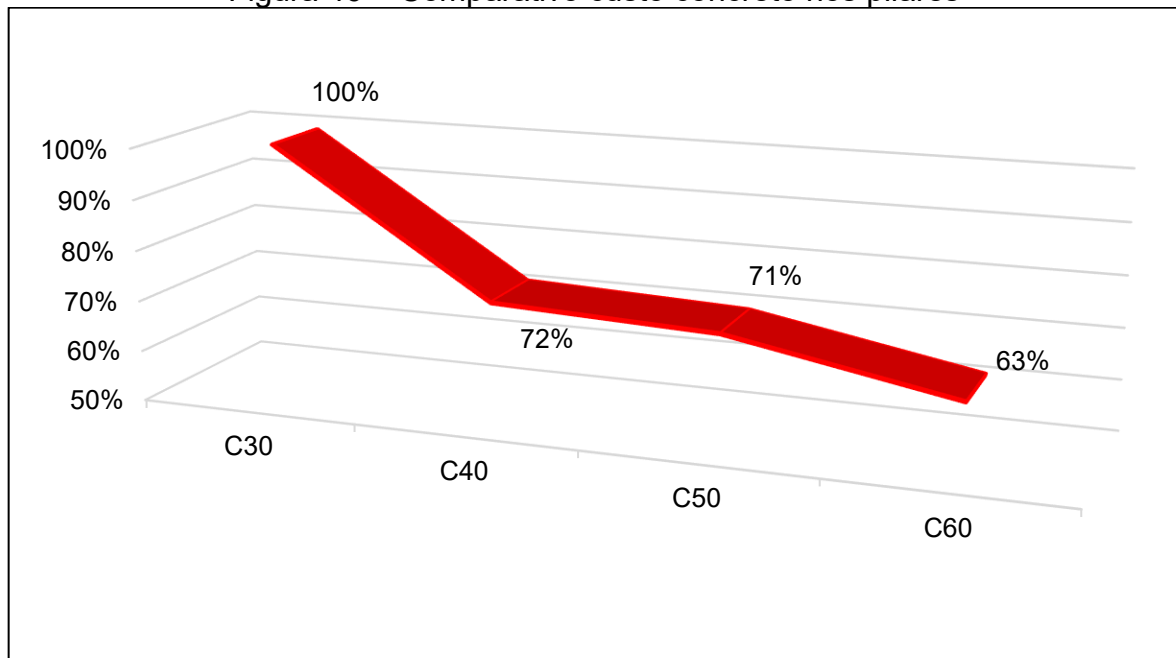
Conforme os valores adotados pela referida norma, quanto maior o f_{ck} , a deformação na ruptura diminui significativamente, passando de 3,5‰ em concretos com $f_{ck} \leq 50$ MPa, para 2,6‰ no concreto de classe C60, fazendo assim, em concretos do Grupo II elevada resistência à compressão, mas uma elevada fragilidade, tornando necessário o uso de maiores áreas de aço (ABNT, 2023a).

Figura 45 – Comparativo custo fôrmas nos pilares



Fonte: elaborada pelo autor (2025).

Figura 46 – Comparativo custo concreto nos pilares



Fonte: elaborada pelo autor (2025).

Na Figura 47, da mesma maneira que para a estrutura como um todo, obteve-se a planilha com a orçamentação total do elemento pilar, indicando as classes do concreto, os materiais utilizados com as respectivas quantidades, bem como os custos unitários e os custos totais de cada material utilizado, cujos valores estão representados em reais (R\$).

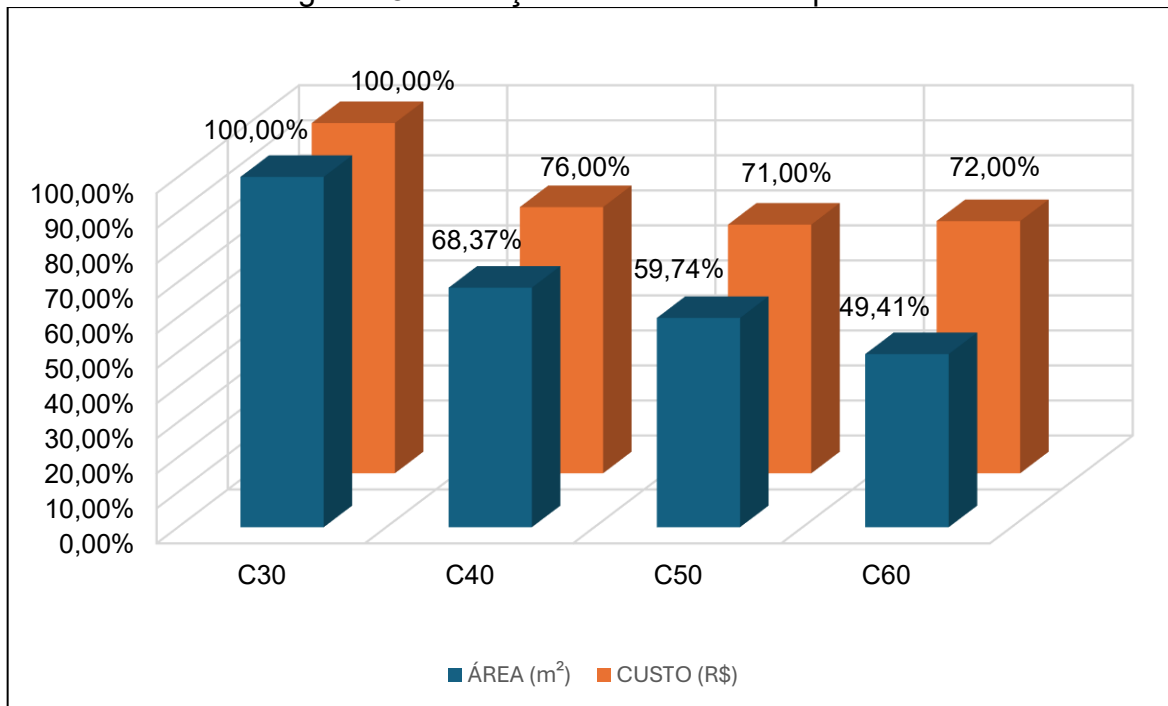
Figura 47 – Tabela de orçamentação pilares

CUSTO TOTAL DOS PILARES (R\$)				
CLASSE DO CONCRETO	MATERIAL	QUANTIDADE	CUSTO (R\$)	TOTAL (R\$)
C30	AÇO (kg)	19438	R\$ 155.403,65	R\$ 546.907,49
	CONCRETO (m ³)	307,35	R\$ 187.907,64	
	FORMAS (m ²)	1998	R\$ 203.596,20	
C40	AÇO (kg)	13265	R\$ 105.181,71	R\$ 417.416,89
	CONCRETO (m ³)	210,15	R\$ 136.151,98	
	FORMAS (m ²)	1728	R\$ 176.083,20	
C50	AÇO (kg)	11215	R\$ 89.807,37	R\$ 388.596,68
	CONCRETO (m ³)	183,6	R\$ 132.794,21	
	FORMAS (m ²)	1629	R\$ 165.995,10	
C60	AÇO (kg)	13832	R\$ 114.629,58	R\$ 394.889,45
	CONCRETO (m ³)	151,88	R\$ 117.474,62	
	FORMAS (m ²)	1597,5	R\$ 162.785,25	

Fonte: elaborada pelo autor (2025).

Para compreender a diferença realizada, analisando-se apenas o elemento pilar que obteve suas seções alteradas, foi desenvolvido um comparativo entre o custo total e o ganho de área, para cada classe do concreto, como mostrado na Figura 48.

Figura 48 – Relação custo x área nos pilares



Fonte: elaborada pelo autor (2025).

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Este trabalho apresentou um estudo comparativo do consumo de materiais e das seções de pilares de uma mesma estrutura concebida para quatro classes de concreto: C30, C40, C50 e C60. Para tal, projetou-se um edifício hipotético, posteriormente, otimizado para cada resistência adotada.

O desenvolvimento exigiu a consolidação de conceitos fundamentais de dimensionamento e orçamentação de estruturas em concreto armado, com base em referências técnicas e científicas e em estrita observância às diretrizes das normas brasileiras aplicáveis, os quais foram desenvolvidos no Capítulo 2 deste estudo.

A modelagem e as verificações de estabilidade foram realizadas em *software* comercial amplamente utilizado no mercado (TQS), reforçando a aderência do estudo às práticas correntes de projeto.

Os resultados indicaram que a elevação do *fck*, quando acompanhada da adequada revisão das seções dos pilares, pode gerar benefícios estruturais e econômicos relevantes.

Na condição de dimensionamento e otimização consideradas, observaram-se reduções de custo de até 4,72% utilizando o concreto C40 e ganhos de área útil da edificação de até 50,59% com o concreto C60, evidenciando o potencial de maximização do aproveitamento espacial, se tornando um diferencial competitivo na comercialização de empreendimentos.

Do ponto de vista do desempenho, verificou-se que a diminuição das seções deve ser conduzida com rigor, pois implica alterações de rigidez global e intensificação dos efeitos de segunda ordem. Ainda assim, todos os modelos analisados mantiveram-se compatíveis com os critérios de segurança, desde que atendidas as verificações normativas de estados-limites (ELU e ELS) e de estabilidade global.

Ainda, com o acréscimo, na última atualização da NBR 6118:2023, do coeficiente de fragilidade (η_c), a cautela ao trabalhar com concretos do grupo II se tornou maior, visto que suas taxas de aço ficam elevadas, tornando-se um obstáculo na otimização de custo da estrutura.

Em síntese, o estudo confirma a viabilidade técnica do emprego de classes superiores de concreto associada à otimização das seções de pilares, recomendando-se, para a aplicação em casos reais, a análise integrada entre o custo total, os

requisitos de estabilidade e desempenho em serviço, de modo a identificar o ponto de equilíbrio, neste trabalho, situado entre C40 e C50 e que maximize os benefícios sem comprometer a segurança e a conformidade normativa.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ADORNA, Diego da Luz; PARIZOTTO, Liana; LAZZARI, Bruna Manica; VENTURI, Denise Itajathy Sasaki Gomes; REIS, Alan; GH, SLENI, Geisele; GOTO Hudson *et al.* **Concreto armado**: vigas e lajes. Porto Alegre: SAGAH, 2021. *E-book*. Disponível em: <https://integrada.minhabiblioteca.com.br/reader/books/9786556901930/>. Acesso em: 14 jun. 2025.

AMARAL, Mario Antonio Parente. A perspectiva do engenheiro civil no mercado de trabalho. **Technology Sciences**, v. 4, n. 2, p. 1-9, 2022. Disponível em: <https://www.sapientiae.com.br/index.php/technologysciences/article/view/175>. Acesso em: 28 jun. 2025.

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

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

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7480**: Aço destinado a armaduras para estruturas de concreto armado – Especificação. Rio de Janeiro, 2020.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8953**: Concreto para fins estruturais – Classificação pela massa específica, por grupos de resistência e consistência. Rio de Janeiro, 2015.

BASTOS, Paulo Sérgio dos Santos. **Fundamentos do concreto armado**. In: Apostila Disciplina: 1288 – 2117 – Estruturas de Concreto I: Notas de Aula. Bauru: Universidade Estadual Paulista (UNESP), 2006. Disponível em: https://site.ufvjm.edu.br/icet/files/2013/04/FUNDAMENTOS_Concreto.pdf. Acesso em: 14 jun. 2025.

BERNARDI, Douglas Francescatto. Um modelo computacional para a análise global tridimensional da estrutura de edifícios altos de concreto armado com a presença de paredes estruturais. 2010. 137 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS), Porto Alegre, 2010. Disponível em: <https://lume.ufrgs.br/handle/10183/25435>. Acesso em: 14 jun. 2025.

BERNARDO, João Nazireu Dombasi; VARGAS, Alexandre. **Análise da influência da resistência característica à compressão do concreto (f_{ck}) no dimensionamento estrutural de um edifício residencial em concreto armado**. 2011. 17 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade do Extremo Sul Catarinense (UNESC), Santa Catarina, 2011. Disponível em: <http://repositorio.unesc.net/handle/1/161>. Acesso em: 18 jun. 2025.

BOTELHO, Manoel Henrique Campos; MARCHETTI, Osvaldemar. **Concreto armado eu te amo**. 10. ed. São Paulo: Blucher, 2019. *E-book*. Disponível em: <https://plataforma.bvirtual.com.br>. Acesso em: 14 jun. 2025.

CAMACHO, Jefferson Sidney. **Estados limites de serviço**. Ilha Solteira: Universidade Estadual Paulista (UNESP), Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira – NEPAE, 2005. 48 p. Disponível em: <https://www.feis.unesp.br/Home/departamentos/engenhariacivil/nepae/estados-limites-de-servico.pdf>. Acesso em: 21 ago. 2025.

CARNEIRO, Francisco; MARTINS, João Guerra. **Análise de estruturas: contraventamento de edifícios**. Série Estruturas, 1. ed. Porto, Portugal: UFP, 2008. Disponível em: <https://pilaresedificios.wordpress.com/wp-content/uploads/2011/10/contraventamento-de-estruturas.pdf>. Acesso em: 10 jun. 2025.

CARVALHO, Michele. **Conhecendo o orçamento de obras**. Rio de Janeiro: GEN LTC, 2019. *E-book*. Disponível em: <https://integrada.minhabiblioteca.com.br/reader/books/9788595150768/>. Acesso em: 17 maio 2025.

CUNHA, Jesiel. **Estruturas de concreto armado**. In: Apostila. Universidade Federal de Uberlândia, Faculdade de Engenharia Civil, 198 p., 2014. Disponível em: <https://pdfcoffee.com/apostila-completa-concreto-pdf-free.html>. Acesso em: 14 maio 2025.

DELALIBERA, Rodrigo Gustavo; DA SILVA, Wellington Andrade; LACERDA, Maiza Moana Silva FLORENCIO, Ágatha Cristine. Avaliação dos critérios para análise da estabilidade global em edifícios de concreto armado: estudo de caso. **REEC – Revista Eletrônica de Engenharia Civil**, v. 9, n. 2, p. 24-37, 2014. Disponível em: <https://revistas.ufg.br/reec/article/view/28875>. Acesso em: 04 set. 2025.

FREGONEZI, Guilherme Macêdo; WUTZOW, Wilson Wesley; VANDERLEI, Romel Dias. Estudo da influência da resistência à compressão do concreto em pilares no dimensionamento de edifícios. **Revista IBRACON de Estruturas e Materiais**, v. 12, n. 5, p. 1.126-1.147, 2019. Disponível em: <https://www.scielo.br/j/riem/a/d8Vq9BbHrZdvyRDBTYFX9NC/?lang=pt>. Acesso em: 10 set. 2025.

FREITAS, Felipe Coelho; LUCHI, Lorenzo Augusto Ruschi; FERREIRA, Walnório Graça. Análise da estabilidade global das estruturas e ações de controle dos seus efeitos. **Revista IBRACON de Estruturas e Materiais**, v. 9, n. 2, p. 192-213, 2016. Disponível em: <https://revistas.ibracon.org.br/index.php/riem/article/view/695>. Acesso em: 11 set. 2025.

GILBERT, Anne M.; LEET, Kenneth M.; UANG, Chia M. **Fundamentos da análise estrutural**. 3. ed. Porto Alegre: AMGH, 2014. *E-book*. Disponível em: <https://integrada.minhabiblioteca.com.br/reader/books/9788563308344/>. Acesso em: 27 abr. 2025.

HELENE, Paulo Roberto do Lago; TERZIAN, Paulo. **Manual de dosagem e controle do concreto**. São Paulo: Pini, 1993. Disponível em: <https://pt.scribd.com/document/364822573/Manual-de-Dosagem-e-Controlde-do-Concreto-Paulo-Helene-pdf>. Acesso em: 13 out. 2025.

HELENE, Paulo Roberto do Lago. **Contribuição ao estudo da corrosão em armaduras de concreto armado**. 1993. 248 f. Tese (Engenharia de Construção Civil) – Universidade de São Paulo (USP), São Paulo, 1993. Disponível em: <https://www.phd.eng.br/wp-content/uploads/2014/07/TD1.pdf>. Acesso em: 10 jun. 2025.

KASSIMALI, Aslam. **Análise estrutural**. Tradução 5. ed. norte-americana. Porto Alegre: +A Educação – Cengage Learning Brasil, 2016. *E-book*. Disponível em: <https://integrada.minhabiblioteca.com.br/reader/books/9788522124985/>. Acesso em: 27 abr. 2025.

MACHADO, Marcélia Gomes. **Estudo experimental da ductilidade de vigas em concreto armado reforçadas à flexão utilizando compósitos com tecido de fibras de carbono**. 2004. 301 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro (PUCRJ), Rio de Janeiro, 2004. Disponível em: https://www.maxwell.vrac.puc-rio.br/5867/5867_1.PDF. Acesso em: 04 jul. 2025.

MARTINI, Bruno Milan; MATTIELO, Luiz Fernando Murari; SENNA JUNIOR, Ronald Savoi de. **Estudo da variação do fck em edifícios de concreto armado**. In: 10º CONGRESSO DE INOVAÇÃO, CIÊNCIA E TECNOLOGIA DO INSTITUTO FEDERAL DE SÃO PAULO (IFSP), 10; 4º CONGRESSO DE PÓS-GRADUAÇÃO DO IFSP. **Anais [...]** Sorocaba: IFSP, 2019. Disponível em: <https://ocs.ifsp.edu.br/conict/xconict/paper/download/6382/1137>. Acesso em: 17 out. 2025.

NEVILLE, Adam M.; Brooks, J. J. **Tecnologia do concreto**. 2. ed. Porto Alegre: Bookman, 2013.

OLIVEIRA, Patrick Wallace Breckenfeld Alexandre de. **Elaboração de orçamento de obras na construção civil**. 2017. 35 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Federal da Paraíba, João Pessoa, 2017. Disponível em: https://repositorio.ufpb.br/jspui/bitstream/123456789/24959/1/2016.2_ELABORA%c3%87%c3%83O%20DE%20OR%c3%87AMENTO%20DE%20OBRAS%20NA%20CONSTRU%c3%87%c3%83O%20CIVIL.pdf. Acesso em: 14 de maio 2025.

PAIXÃO, João Fernando Martins; ALVES, Elcio Cassimiro. Análise de estabilidade global em edifícios altos. **REEC – Revista Eletrônica de Engenharia Civil**, v. 13, n. 1, p. 48-63. 2017. Disponível em: <https://revistas.ufg.br/reec/article/view/39552/pdf>. Acesso em: 18 ago. 2025.

PARIZOTTO, Liana. **Concreto armado**. Porto Alegre: SAGAH, 2017. *E-book*. Disponível em: <https://integrada.minhabiblioteca.com.br/reader/books/9788595020917/>. Acesso em: 26 abr. 2025.

PILOTTO NETO, Egydio. **Caderno de receitas concreto armado: pilares**. v. 2. Rio de Janeiro: LTC, 2017. *E-book*. Disponível em: <https://integrada.minhabiblioteca.com.br/reader/books/9788521634676/>. Acesso em: 08 maio 2025.

PINHEIRO, Libânio M. **Fundamentos do concreto e projeto de edifícios**. In: Apostila. São Carlos: Universidade de São Paulo, 2007, 380 p. Disponível em:

[/https://arquitetonica.wordpress.com/wp-content/uploads/2011/11/fundamentos-do-concreto-eesc-usp.pdf](https://arquitetonica.wordpress.com/wp-content/uploads/2011/11/fundamentos-do-concreto-eesc-usp.pdf). Acesso em: 14 jun. 2025.

PORTO, Thiago Bomjardim; FERNANDES, Danielle Stefane Gualberto. **Curso básico de concreto armado: conforme NBR 6118/2014**. Porto Alegre: Oficina de Texto, 2025. *E-book*. Disponível em: <https://integrada.minhabiblioteca.com.br/reader/books/9788579751868/>. Acessos em: 12 maio 2025; 14 jun. 2025.

SANTOS, Sérgio dos. **Desconstruindo o projeto estrutural de edifícios**. 1. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2019. *E-book*. Disponível em: <https://plataforma.bvirtual.com.br>. Acesso em: 13 maio 2025.

TAS, Elcin; YAMAN, Hakan. A building cost estimation model based on cost significant work packages. **Engineering Construction and Architectural Management**. Emerald Group Publishing Limited, v. 12, n. 3, p. 251-263, 2005. Disponível em: emerald.com/ecam/article/12/3/251/47190/A-building-cost-estimation-model-based-on-cost. Acesso em: 18 jun. 2025.

TEATINI, João Carlos. **Estruturas de concreto armado**. 3. ed. Rio de Janeiro: GEN LTC, 2016. *E-book*. Disponível em: <https://integrada.minhabiblioteca.com.br/reader/books/9788595155213/>. Acesso em: 26 abr. 2025.