



UNIVERSIDADE DO VALE DO TAQUARI
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

**VERIFICAÇÃO DA INFLUÊNCIA DA VARIAÇÃO DE RESISTÊNCIA
CARACTERÍSTICA DO CONCRETO À COMPRESSÃO EM RELAÇÃO
AO CONSUMO DE AÇO NOS PILARES DE UM EDIFÍCIO EM
CONCRETO ARMADO**

Wagner Arnholdt

Lajeado/RS, dezembro de 2023

Wagner Arnholdt

**VERIFICAÇÃO DA INFLUÊNCIA DA VARIAÇÃO DE RESISTÊNCIA
CARACTERÍSTICA DO CONCRETO À COMPRESSÃO EM RELAÇÃO
AO CONSUMO DE AÇO NOS PILARES DE UM EDIFÍCIO EM
CONCRETO ARMADO**

Projeto de monografia apresentado na disciplina de Trabalho de Conclusão II, do curso de Engenharia Civil, da Universidade do Vale do Taquari Univates, como parte da exigência para obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.

Orientadora: Profa Ma. Rebeca Jéssica Schmitz

Lajeado/RS, dezembro de 2023.

Wagner Arnholdt

**VERIFICAÇÃO DA INFLUÊNCIA DA VARIAÇÃO DE RESISTÊNCIA
CARACTERÍSTICA DO CONCRETO À COMPRESSÃO EM RELAÇÃO
AO CONSUMO DE AÇO NOS PILARES DE UM EDIFÍCIO EM
CONCRETO ARMADO**

A Banca examinadora abaixo aprova a Monografia apresentada na disciplina de Trabalho de Conclusão II, do curso de Engenharia Civil, da Universidade do Vale do Taquari – Univates, como parte da exigência para a obtenção do grau de Bacharel em Engenharia Civil:

Profa. Ma. Rebeca Jéssica Schmitz – orientadora
Universidade do Vale do Taquari – Univates

Prof. Me. Valmir Stani Fell Júnior
Universidade do Vale do Taquari – Univates

Profa. Dra. Bruna Manica Lazzari
Pontifícia Universidade Católica do Rio Grande do
Sul

Lajeado/RS, dezembro de 2023.

AGRADECIMENTOS

Agradeço a Deus por sempre me orientar pelo caminho da luz, me dar força e coragem para passar por mais uma etapa.

Agradeço à minha família, principalmente aos meus pais, Natalia Beuren Arnholdt e Enio Arnholdt, ao meu irmão Carlos Arnholdt, minha cunhada Bruna Finger Arnholdt e ao meu sobrinho afilhado Lucas Finger Arnholdt, por serem base, apoio e motivação em todos os momentos.

Agradeço à minha orientadora, Rebeca Jéssica Schmitz, pelo conhecimento transmitido, pela paciência e dedicação de me auxiliar sempre que precisei neste trabalho, fornecendo valiosas orientações.

Aos meus amigos e colegas, que de alguma forma estiveram presentes, contribuindo para este trabalho ou compreendendo meus momentos de ausência.

Agradeço a AltoQI Eberick, pelo fornecimento do *software*, sendo assim possível o desenvolvimento deste trabalho.

RESUMO

A engenharia civil é afetada diretamente pelas mudanças socioeconômicas em que muitas cidades vem tendo um grande aumento populacional, exigindo obras verticalizadas e cada vez maiores a fim de suprir as necessidades comerciais e residenciais. Neste contexto, o presente trabalho visa a verificação da influência da variação de resistência característica do concreto à compressão (f_{ck}) em relação ao consumo de aço nos pilares de um edifício em concreto armado de 20 pavimentos, dimensionado no *software* AltoQI Eberick. A partir dessa situação três modelos foram criados para também ser analisado a estabilidade global e o custo de cada insumo e modelo. O modelo I é caracterizado pela utilização do concreto de resistência característica de f_{ck} 30 MPa, também chamado de concreto C30, em toda a estrutura. O modelo II possui o concreto C30 nas lajes e vigas, e nos pilares o concreto C40. Já o modelo III, possui também concreto C30 nas lajes e vigas e nos pilares o concreto C50. Os insumos quantificados e orçados são o aço, o concreto e as formas, sendo que as formas ficaram com o custo igual para os três modelos pois não teve alteração de seção transversal dos pilares e demais formas entre os modelos. Sob o ponto de vista técnico e econômico os resultados obtidos foram benéficos, reduzindo em 33,70% o peso de aço consumido no modelo III em relação ao modelo I. E em relação ao custo global da estrutura o modelo III apresentou uma redução de 5,41% em relação ao modelo I.

Palavras-chave: Concreto armado, Pilares, F_{ck} , Estabilidade global, Custo.

ABSTRACT

Civil engineering is directly affected by socioeconomic changes in which many cities have seen a large increase in population, requiring vertical and increasingly larger works in order to meet commercial and residential needs. In this context, the present work aims to verify the influence of the variation in concrete's characteristic compressive strength (f_{ck}) in relation to steel consumption in the pillars of a 20-story reinforced concrete building, designed using the AltoQI Eberick software. From this situation, three models were created to also analyze the global stability and cost of each input and model. Model I is characterized by the use of concrete with a characteristic strength of $f_{ck}30$ MPa, also called C30 concrete, throughout the structure. Model II has C30 concrete in the slabs and beams, and C40 concrete in the columns. Model III also has C30 concrete in the slabs and beams and C50 concrete in the columns. The quantified and budgeted inputs are steel, concrete and formwork, with the formwork having the same cost for the three models as there was no change in the cross-section of the pillars and other pillars and other forms between the models. From a technical and economic point of view, the results obtained were beneficial, reducing the weight of steel consumed in model III by 33.70% in relation to the model I. And in relation to the overall cost of the structure, model III presented a reduction of 5.41% compared to model I.

Key-words: Reinforced concrete, Pillars, f_{ck} , Overall Stability, Cost.

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO.....	8
1.1 Problema de pesquisa.....	9
1.2 Objetivos.....	9
1.2.1 Objetivo geral.....	9
1.2.2 Objetivos específicos.....	9
1.3 Justificativa da pesquisa.....	10
1.4 Estrutura do trabalho.....	11
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	12
2.1 Estruturas de edifícios em concreto armado.....	12
2.1.1 Sistema estrutural de um edifício em concreto armado.....	13
2.1.2 Modelo estrutural desenvolvido em software.....	14
2.1.3 Concreto.....	16
2.2 Combinações de ações.....	17
2.3 Estados limites.....	17
2.3.1 Estado de Limite Último (ELU).....	17
2.3.2 Estado Limite de Serviço (ELS).....	18
2.4 Ações nas estruturas.....	18
2.4.1 Ações Permanentes.....	19
2.4.2 Ações Variáveis.....	19
2.4.3 Ações Excepcionais.....	20
2.4.4 Ação do Vento.....	20
2.5 Estabilidade das estruturas.....	26
2.5.1 Efeitos de 2ª Ordem.....	27
2.5.2 Parâmetro de Instabilidade α	29
2.5.3 Coeficiente Gama-Z (γ_z).....	30
2.5.4 Método P-Delta ($P-\Delta$).....	31
2.5.5 Deslocamentos Limites.....	32

2.6 Estudo da influência da resistência à compressão do concreto em pilares no dimensionamento de um edifício em concreto armado.....	34
3 PROCEDIMENTOS METODOLÓGICOS.....	36
3.1 Projeto Arquitetônico.....	37
3.2 Modelos Estruturais.....	39
3.3 Ações, Materiais e Cargas.....	39
3.4 Parâmetros de Análise.....	40
3.5 Dimensionamento dos Modelos.....	41
3.6 Orçamento dos Insumos.....	42
4 RESULTADOS E DISCUSSÃO.....	44
4.1 Estabilidade e deslocamentos da estrutura.....	46
4.2 Quantitativo de aço nos pilares.....	48
4.3 Relação de consumo de aço por metro cúbico de concreto (kg/m ³) nos modelos considerando toda a estrutura.....	50
4.4 Comparativo de consumo e custos.....	51
4.5 Comparativo geral de custo.....	54
4.6 Comparativo com outros trabalhos.....	55
5 CONCLUSÃO.....	58
REFERÊNCIAS.....	61
APÊNDICE.....	65

1 INTRODUÇÃO

A área da engenharia civil, tanto em sua perspectiva projetista, quanto executora, é afetada diretamente pelas mudanças socioeconômicas mundiais que alavancaram o aumento da população, especialmente nos grandes centros urbanos (STAMM, STADUTO; LIMA; WADI, 2015). Em muitas cidades, esse crescimento vem sendo exponencialmente elevado e sem planejamento, criando uma demanda cada vez maior por construções verticalizadas que deem conta de abarcar as necessidades de moradia e trabalho (RIOS VIANA; MORRONE, 2022).

O impacto destas construções afeta social e ambientalmente as regiões específicas, exigindo estudos e buscas por soluções na área da engenharia civil, como em demais áreas que envolvem o desenvolvimento demográfico. Tais questões vêm sendo verificadas com maior evidência desde o final do século XIX. A partir da Revolução Industrial, materiais como o concreto armado, aço e ferro fundido passaram a ser utilizados nas construções abrindo espaço para o campo da engenharia estrutural (MARTHA, 2017).

Vê-se as estruturas em concreto armado como um sistema construtivo utilizado com frequência em construções verticalizadas. Entende-se por concreto armado uma mistura resultante de concreto simples associado à armadura colocada de forma conveniente para que juntos tenham resistência aos esforços solicitantes (CARVALHO; FIGUEIREDO FILHO, 2017).

Desse modo, sendo esta uma realidade presente e constante na área da engenharia civil, buscou-se por meio da tecnologia e evolução maneiras de garantir maior solidez e segurança, bem como eficiência executiva e financeira nas construções. Assim, os *softwares* têm um papel importantíssimo na engenharia civil, influenciando diretamente na elaboração dos projetos estruturais (KIMURA, 2007).

O exposto até então coloca-se como o contexto de onde parte o presente trabalho. Pretende-se verificar a influência da variação de resistência característica do concreto à compressão aos 28 dias (f_{ck}) em relação ao consumo de aço nos pilares de um edifício em concreto armado por meio de simulações realizadas no *software* AltoQI - Eberick.

1.1 Problema de pesquisa

Qual a influência da variação de resistência característica do concreto à compressão em relação ao consumo de aço nos pilares de um edifício em concreto armado?

1.2 Objetivos

Nos itens a seguir serão apresentados os objetivos geral e específicos.

1.2.1 Objetivo geral

O objetivo geral deste trabalho é verificar a influência da variação de resistência característica do concreto à compressão em relação ao consumo de aço nos pilares de um edifício em concreto armado.

1.2.2 Objetivos específicos

Os objetivos específicos deste trabalho são:

- a) avaliar a estabilidade global em termos de coeficientes de estabilidade e deslocamento horizontal;
- b) comparar quantitativos de armadura e taxas considerando os modelos com a variação do f_{ck} nos pilares;

- c) analisar o impacto da variação do f_{ck} nos quantitativos e custos de aço, concreto e formas dos três modelos em estudo, a partir do resultados obtido pelo *software* Eberick.

1.3 Justificativa da pesquisa

A justificativa da presente pesquisa baseia-se no acompanhamento das reflexões em busca de melhorias assertivas nas práticas executivas, contemplando segurança, solidez e eficiências financeiras e técnico-práticas. De acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014), as estruturas de concreto armado devem atender a requisitos mínimos de qualidade relativos à capacidade resistente, desempenho em serviço e à durabilidade da estrutura, bem como requisitos adicionais estabelecidos entre autor do projeto estrutural e o contratante.

Para tanto, o projetista deve adotar uma solução estrutural que atenda a estes requisitos, considerando ainda aspectos práticos como condições impostas pela arquitetura da edificação, compatibilização com os demais projetos complementares (hidrossanitário, elétrico, etc). E a disponibilidade de materiais e mão-de-obra da região na qual a edificação será construída.

Do ponto de vista prático, principalmente, levando em conta as necessidades do contratante, o custo é sempre um dos fatores mais impactantes na viabilidade de uma obra. Sabe-se que, de acordo com Costa (1997), a estrutura de um edifício corresponde a cerca de 20% do seu custo global. Nesse sentido, fica evidente a importância do estudo dos custos que compõem uma estrutura de concreto armado e a busca por soluções estruturais que atendam os requisitos mínimos de qualidade exigidos em norma com os menores custos possíveis.

A pesquisa realizada por Ziem e Schmitz (2021), utilizou para o lançamento da estrutura o *software* CAD/TQS, onde foram analisados três modelos estruturais, em que modificaram a resistência característica do concreto (f_{ck}) dos pilares. O intuito da pesquisa foi analisar a estabilidade global bem como os quantitativos e o custo da estrutura, onde foi considerado o aço, concreto e formas. No estudo verificou-se que a utilização do concreto de maior resistência pode reduzir custos como também aumentar os espaços internos com a redução da seção transversal dos pilares.

Desse modo, o trabalho em questão justifica-se pela relevância do custo no totalizante contexto da obra: projeto, técnica, materiais, demanda e contexto. A análise será realizada com a utilização do *software* AltoQI - Eberick para o cálculo das estruturas verificando possibilidades diferentes de otimização do custo e da estrutura estudada. O trabalho deseja verificar e comparar a viabilidade financeira com o aumento da resistência característica do concreto (f_{ck}).

1.4 Estrutura do trabalho

O presente trabalho está organizado em 05 capítulos específicos. Todos os capítulos embasam, norteiam e contribuem com a pesquisa de modo a contextualizá-la e alcançar os objetivos pretendidos.

No Capítulo 01, por meio da introdução, contextualiza-se a temática da pesquisa e se apresenta o problema, objetivos geral e específicos e a justificativa para tal.

No Capítulo 02, encontra-se toda a referência bibliográfica que embasa a pesquisa em questão e aprofunda a temática escolhida. Está subdividido da seguinte maneira: Estruturas de edifícios em concreto armado; Estados limites; Ações nas estruturas; Estabilidade das estruturas; Estudo da influência da resistência à compressão do concreto em pilares no dimensionamento de um edifício em concreto armado, cada qual com suas especificidades descritas em composições dos subtítulos.

No Capítulo 03, apresenta-se a metodologia e os respectivos passos executados para o alcance dos objetivos.

No Capítulo 04, encontram-se os resultados obtidos e discussões relativas ao respectivo trabalho.

No Capítulo 05, são apresentados as considerações finais e a relevância deste trabalho.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Por meio da presente revisão bibliográfica, apresenta-se a fundamentação científica para a temática escolhida. Nos subtítulos organizados, abordar-se-á as temáticas Estruturas de edifícios em concreto armado; Estados limites; Ações nas estruturas; Estabilidade das estruturas; Estudo da influência da resistência à compressão do concreto em pilares no dimensionamento de um edifício em concreto armado.

2.1 Estruturas de edifícios em concreto armado

Conforme Clímaco (2016), o concreto é formado por: aglomerante, água, agregado miúdo e agregado graúdo, esse conjunto de materiais apresenta boa resistência à compressão. Com o crescimento da utilização do concreto na construção civil foi necessário encontrar uma alternativa para suprir a carência de resistência à tração do concreto, então foram adicionadas barras de aço de seção circular ao concreto, formando assim o concreto armado.

Segundo Clímaco (2016), o concreto armado constitui um único sólido quando sujeito a ações externas e gera um ótimo custo benefício. O concreto pode alcançar a resistência de 50 MPa à compressão utilizando a sílica como aditivo especial e os aços mais utilizados na construção civil oferecem uma resistência à tração e compressão de 500 e 600 MPa. Esses materiais em conjunto possuem boa aderência e o concreto serve como proteção à corrosão do aço.

Na construção de uma edificação de múltiplos pavimentos em concreto armado, os pavimentos recém concretados são sustentados por um período pelos pavimentos inferiores

por meio das fôrmas e de escoramento e também de escoramento metálico ou de madeira (PRADO, 1999).

2.1.1 Sistema estrutural de um edifício em concreto armado

Segundo Martha (2017), uma edificação poderá ser projetada com concreto, aço, blocos de pedra, madeira e outros novos materiais. Em que estes materiais devem resistir a todas as solicitações ao decorrer do seu tempo de vida útil.

O projeto estrutural tem como propósito uma estrutura que irá atender todas as solicitações e cumprir todas circunstâncias construtivas, de segurança, financeiras, ambientais e arquitetônicas. Também se faz necessário analisar o projeto estrutural e essa fase tem como finalidade estabelecer os esforços internos e externos, como as tensões, deslocamentos e deformações na estrutura (MARTHA, 2017).

De acordo Kimura (2007), as cargas das lajes da edificação são calculadas e distribuídas por sua área de influência para as vigas, onde são calculadas as flechas e os esforços solicitantes na viga, gerando uma carga concentrada para os pilares. Desta forma, demonstram um modelo simples do percurso das cargas da edificação.

As lajes são representadas por grelhas que possuem seus esforços perpendiculares ao plano, e distribuídas conforme sua área de influência, as vigas. As vigas e pilares são representados por meio de pórticos espaciais (MARTHA, 2017).

Para Carvalho e Figueiredo Filho (2017, pág. 46), “o cálculo, ou dimensionamento, de uma estrutura deve garantir que ela suporte, de forma segura, estável e sem deformações excessivas, todas as solicitações a que estará submetida durante sua execução e utilização”. Os autores ainda complementam sobre o dimensionamento, que tem o intuito de evitar o colapso da estrutura ou parte da própria, garantindo não só a segurança às pessoas que ali ocupam, como também ao estado de utilização, como deformações excessivas e fissuras (CARVALHO; FIGUEIREDO FILHO, 2017).

As vigas geralmente são apoiadas em pilares e descarregam as suas cargas para estes elementos. As vigas se caracterizam por serem estruturas horizontais e sofrem cargas que

atuam de forma vertical sendo estas concentradas ou distribuídas (BORGES, 2015). De acordo com Clímaco (2015), as cargas distribuídas oriundas de lajes, paredes, revestimentos e cargas pontuais com a chegada de outra viga, por exemplo, caracterizam o efeito de flexão no elemento estrutural.

Os pilares se caracterizam por serem lineares de eixo reto, posicionados de forma vertical, e com esforços predominantes à compressão. Os pilares sustentam e conseqüentemente recebem cargas de vigas, de outros pilares superiores e até mesmo de alguns tipos de laje, sendo estas cargas repassadas pelos pilares à fundação. Os pilares de edificações podem sofrer compressão simples e ou flexão composta (CLÍMACO, 2015).

2.1.2 Modelo estrutural desenvolvido em *software*

Nas últimas décadas, a revolução tecnológica da informática associada à globalização das informações por meio da internet, proporcionou, dentre tantas conquistas, o desenvolvimento de sistemas computacionais que favoreceram a engenharia civil em diversos aspectos (KIMURA, 2007). Para Martha (2017), desde a década de 1960 o computador vem sendo utilizado na análise estrutural e, a partir da criação de programas com gráficos interativos e ferramentas específicas, a análise estrutural vem sendo realizada com mais eficácia e assertividade.

O autor complementa que o trabalho que levava dias para ser realizado e utilizava uma sala inteira com materiais para cálculos diversos, hoje, por meio dos *softwares*, pode ser realizado de forma rápida e precisa. Todas as etapas, como por exemplo, lançamento dos dados, análise, dimensionamento e detalhamento e impressão são considerados e executados tecnologicamente (MARTHA, 2017).

Kimura (2007) complementa tais constatações afirmando que a informática, por meio dos *softwares*, trouxe grande melhoria e facilidade à engenharia estrutural. Porém, alerta que é necessário o engenheiro saber manipular a ferramenta, distinguindo os benefícios e as limitações dos programas e prevendo as análises necessárias para a otimização dos projetos.

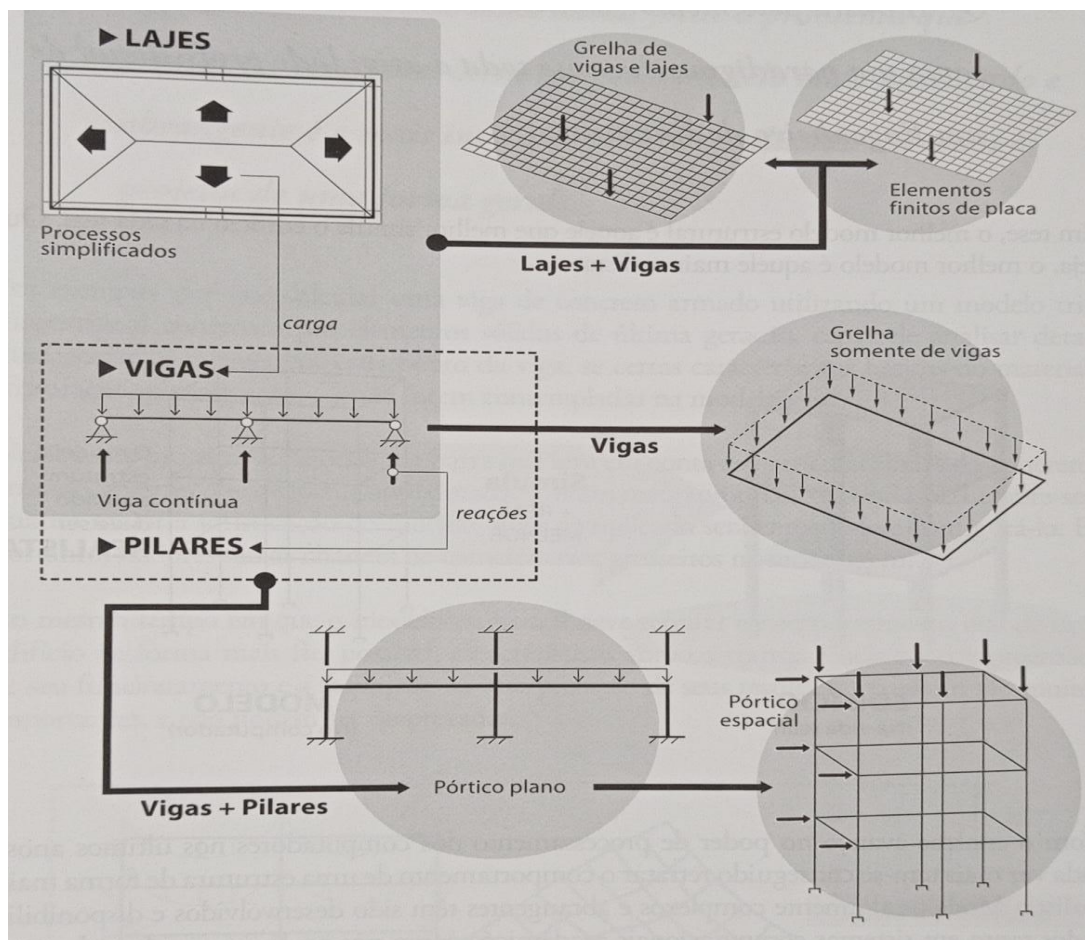
Para o autor, o engenheiro de estruturas precisa ter sensibilidade estrutural para visualizar a ordem de grandeza nos resultados dados pelo *software*. A má utilização do

software pode acarretar em graves consequências, inclusive para a segurança das vidas humanas.

O *software* aliado ao bom trabalho do engenheiro resultará na concepção estrutural, análise estrutural, dimensionamento e detalhamento, emissão de plantas garantindo que a estrutura "atende a três requisitos principais: capacidade resistente, desempenho em serviço e durabilidade" (KIMURA, 2007, pág 40).

De acordo com o autor, existem vários modelos estruturais possíveis a serem adotados na análise de edifícios em *softwares*, como pode-se ver na Figura 1, a evolução dos mesmos. O autor indica utilizar para a análise um modelo que já é conhecido pelo usuário, desta forma evitando surpresa no resultado final.

Figura 1 - Resumo da evolução dos modelos



Fonte: Kimura (2007, p 127).

2.1.3 Concreto

Conforme NBR 8953 (ABNT, 2015), a classificação dos concretos são de acordo com sua resistência característica à compressão (f_{ck}) em dois grupos para fins estruturais. Na Figura 2, vê-se que o grupo I abrange concretos com f_{ck} de 20 MPa a 50 MPa, já o grupo II abrange concretos de 55 MPa a 100 MPa.

Figura 2 - 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 (ABNT, 2015, p 2).

Carvalho e Figueiredo Filho (2017) consideram que o cimento é um material com o custo elevado, por isso são adicionados agregados graúdos para reduzir o custo e manter a qualidade do concreto. O concreto é uma mistura que possui cimento, agregado fino, agregado graúdo e água. Em situações que necessitam, poderão ser adicionados aditivos e outros produtos como polímeros e microssílica com o propósito de melhorar e aumentar a resistência, a trabalhabilidade ou postergar as reações químicas do concreto (CARVALHO; FIGUEIREDO FILHO, 2017).

A nomenclatura dos concretos foi se alterando no decorrer dos tempos, acompanhando os processos de evolução e tecnologia. Os concretos com resistência à compressão superior a 50 MPa, e até 90 MPa, já denominados de concreto de alta resistência, passaram a ser denominados como concreto de alto desempenho, pois possuem elementos melhorados

incorporados à mistura como microsilica e aditivos químicos que elevam o padrão e tornando as estruturas mais duráveis (CARVALHO; FIGUEIREDO FILHO, 2017).

O concreto armado vem sendo utilizado cada vez com mais ousadia, necessitando um desempenho cada vez melhor. Além de apresentar resistência elevada, ganha-se espaço nas edificações e baixa-se o custo da execução das mesmas (PAIVA, 1994).

2.2 Combinações de ações

Uma edificação é considerada segura nos preceitos da engenharia estrutural quando, de forma simultâneas atende os seguintes requisitos: custos de manutenção e execução razoáveis; não apresentar patologias aparentes que possam causar suspeitas em relação à segurança estrutural em situações de utilização normal e aparentes quando uso indevido da mesma (CLÍMACO, 2016).

Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014), a carga é determinada pela combinação das ações que possuem a probabilidade não desprezível de atuar conjuntamente na estrutura, durante certo tempo. A combinação das ações precisa ser realizada a fim de determinar os efeitos mais adversos na estrutura e verificar a segurança relativa aos estados limite último e ao estado limite de serviço que devem ser realizadas respectivamente as combinações últimas e de serviço. Nas combinações, as ações permanentes sempre serão consideradas totalmente e as ações variáveis devem ser consideradas as ações mais prejudiciais à estrutura. Sendo que cada combinação necessita ser multiplicada pelo seu respectivo valor de ponderação.

2.3 Estados limites

De acordo com Carvalho e Figueiredo Filho (2017) os estados limites que são considerados no cálculo das estruturas de concreto, são os estados limites últimos e os estados limites de serviço.

2.3.1 Estado de Limite Último (ELU)

Para Clímaco (2016), quando atingir o Estado Limite Último (ELU) a estrutura extenua sua capacidade resistente e a utilização posterior da edificação fica condicionada a obras de reforço, reparo ou até mesmo a substituição total ou parcial da estrutura. Para

Kimura (2018), o Estado de Limite Último (ELU) é alcançado quando um edifício possui o seu uso impossibilitado, pelo colapso de forma total ou parcial, da estrutura, que pode ser gerado pelo mal dimensionamento de lajes, vigas e pilares. E de acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014) o estado limite último ocorre quando esgota a capacidade resistente da estrutura, em parte ou no seu todo, devido às solicitações normais e tangenciais.

2.3.2 Estado Limite de Serviço (ELS)

Segundo NBR 6118 (ABNT, 2014, p.55) “os Estados Limites de Serviço são aqueles relacionados ao conforto do usuário e à durabilidade, aparência e boa utilização das estruturas, seja em relação aos usuários, seja em relação às máquinas e aos equipamentos suportados pelas estruturas”. Para Clímaco (2016), o Estado de Limite de Serviço (ELS) é alcançado quando uma estrutura apresentar o seu desempenho fora dos padrões preditos para normal utilização da edificação ou que seu comportamento seja inaceitável para a manutenção da estrutura, mas que não haja risco de ruína iminente da estrutura.

Para Kimura (2018), um ELS acontece quando um edifício deixa de ter o seu uso adequado e pleno sem que ocorra a ruína da mesma. Como, por exemplo, fissuras em vigas, trincas em alvenaria ou uma deformação excessiva que causa o emperramento de uma janela, são casos que podem gerar sensação de insegurança e desconforto para o usuário.

2.4 Ações nas estruturas

Conforme a NBR 6118 (ABNT, 2014), para uma análise estrutural é necessário considerar a influência de todas as ações com efeitos significativos para a segurança da estrutura em estudo, levando em consideração os estados limites últimos e os de serviço. De acordo com Carvalho e Figueiredo Filho (2017, p.53), “denomina-se ação qualquer influência, ou conjunto de influências, capaz de produzir estados de tensão ou de deformação em uma estrutura”. Segundo a NBR 8681 (ABNT, 2004), as ações classificam-se, de acordo com a variabilidade do tempo, como permanentes, variáveis e excepcionais.

2.4.1 Ações Permanentes

Denominam-se ações permanentes aquelas que atuam constantes por toda vida da estrutura e também aquelas que aumentam com o passar do tempo com valor máximo constante. Sempre deve ser considerada a pior situação a fim de segurança e são divididas em ações permanentes diretas e indiretas (CARVALHO; FIGUEIREDO FILHO, 2017).

Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014), são ações permanentes diretas o peso próprio da estrutura, os elementos construtivos, instalações fixas e o empuxo. Para Carvalho e Figueiredo Filho (2017), pode ser considerada a massa específica de 2.400 kg/m^3 para o concreto simples e para o concreto armado ou protendido a massa de 2.500 kg/m^3 . As demais massas específicas podem ser encontradas na NBR 6120 ou diretamente com os fornecedores dos materiais.

De acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014), às ações permanentes indiretas são caracterizadas pelas deformações causadas pela retração e fluência do concreto, pelos deslocamentos de apoio, às imperfeições geométricas e à protensão.

2.4.2 Ações Variáveis

A NBR 6118 (ABNT, 2014), menciona que as ações variáveis são classificadas como diretas e indiretas. As ações variáveis diretas são as cargas acidentais, vento, água e cargas no período de construção. Os autores Carvalho e Figueiredo Filho (2017), acrescentam que as cargas variáveis são chamadas também de cargas acidentais. E os autores mencionam como cargas variáveis diretas as cargas verticais de uso como o mobiliário, materiais diversos, as pessoas e as cargas de impacto lateral, como por exemplo o vento.

De acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014), ações variáveis Indiretas são variáveis uniformes da temperatura, variáveis não uniformes da temperatura e ações dinâmicas. Uma ação variável indireta uniforme acontece quando a variação da temperatura em toda a estrutura se dá pela variação da temperatura do clima. Já as ações variáveis indiretas não uniformes são quando há variação da temperatura de uma face para a outra. E quando a

estrutura passar por uma situação de vibrações ou de choque pela sua condição usual é uma ação variável indireta dinâmica, acrescenta a norma.

2.4.3 Ações Excepcionais

A NBR 8681 (ABNT, 2004) considera como ações excepcionais as que são decorrentes de explosões, choques de veículos, incêndios e enchentes. São situações específicas onde os efeitos de carga não podem ser controlados.

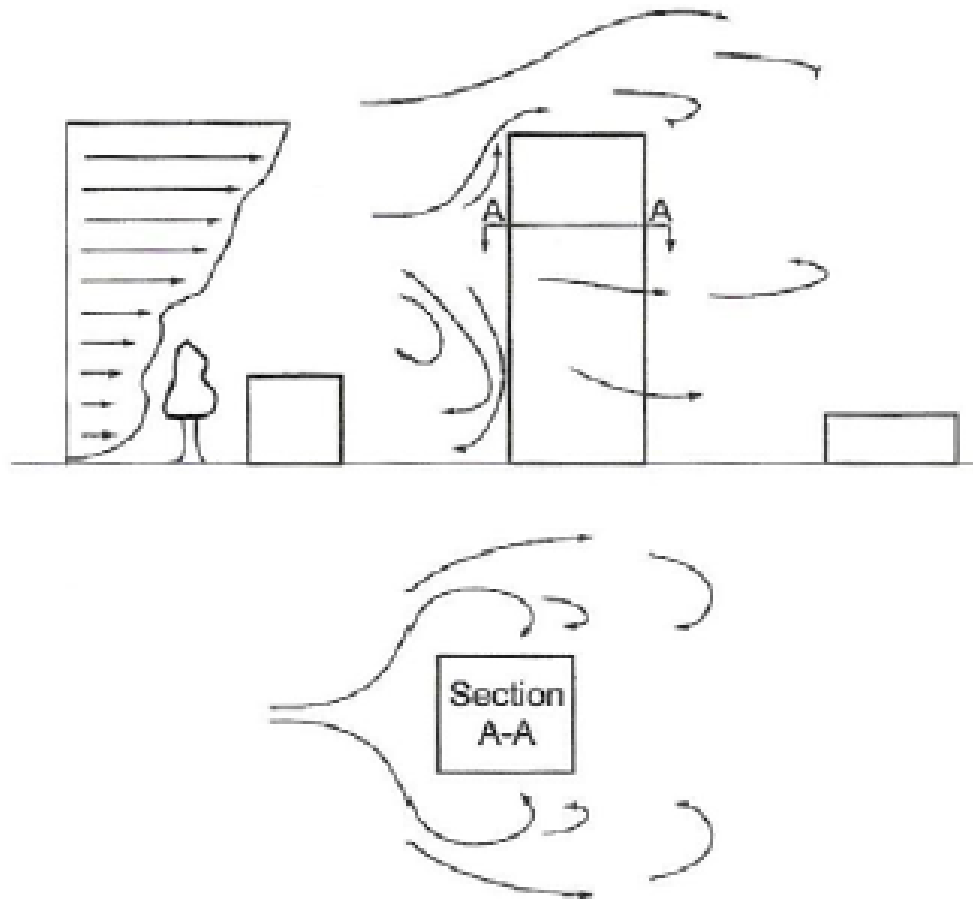
2.4.4 Ação do Vento

A construção de edifícios cada vez mais altos, esbeltos e flexíveis, torna fundamental a consideração das ações horizontais em um sistema estrutural, das ações horizontais que agem sobre as estruturas de edifícios, a ação do vento possui extrema importância considerando as forças de arrasto e de vorticidade geradas e associadas a bandas estreitas de frequência que podem levar a importantes fenômenos dinâmicos (FERREIRA, 2008).

Os efeitos do vento na estrutura, em edifícios altos, sempre é significativo, e para segurança é necessário considerá-lo (KIMURA, 2018). Ferreira (2008) complementa que edifícios altos estão sujeitos às ações turbulentas do vento, como mostrado na Figura 3, o comportamento do vento em torno da edificação, também denominado como escoamento do vento.

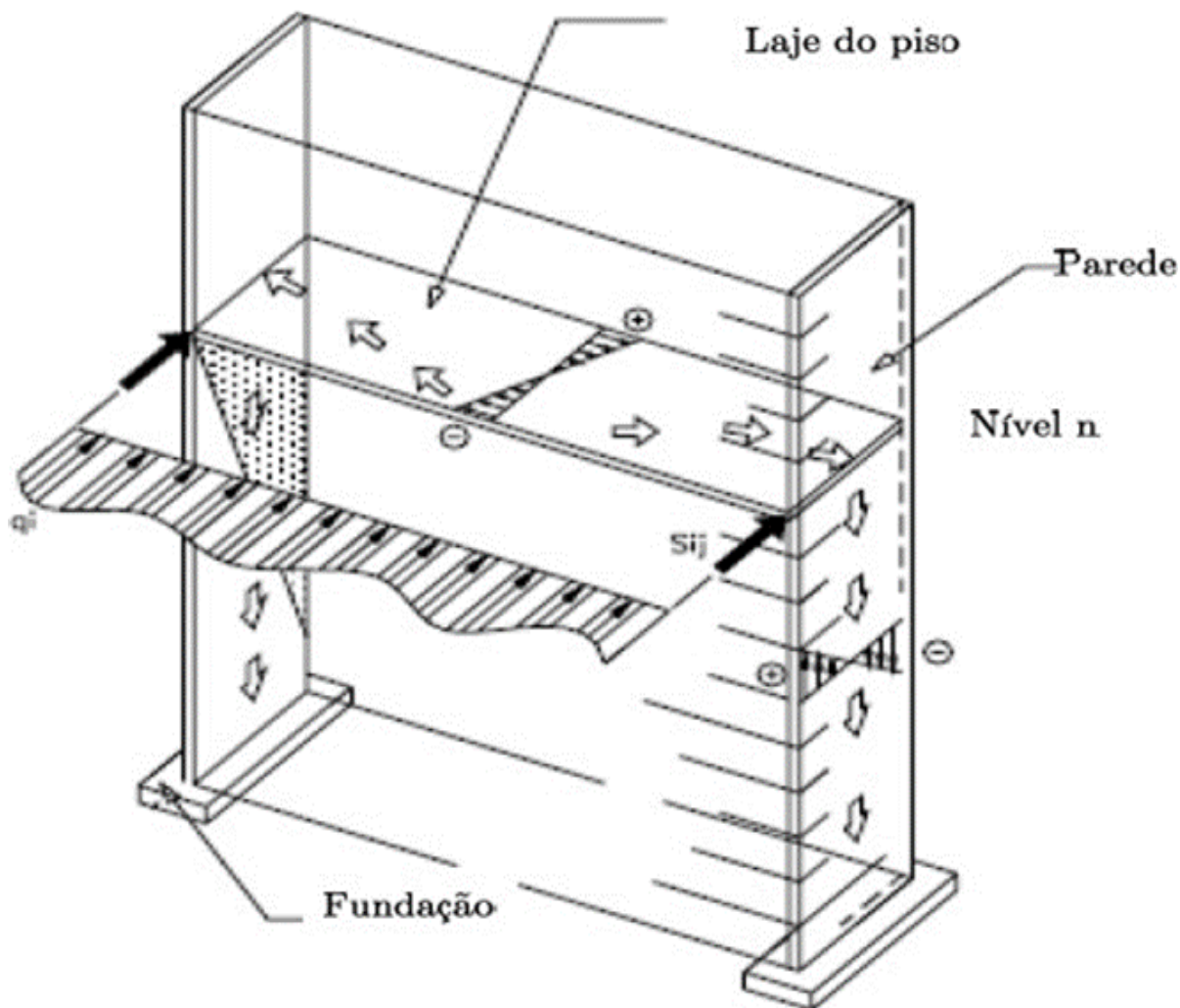
A ação do vento atua na edificação traduzindo uma pressão nas fachadas, que é transmitida para as vigas, lajes e pilares. Conforme apresentado na figura 4, o efeito da ação do vento na estrutura pode ser caracterizado como uma concentração de forças ao nível de cada andar (CARNEIRO; MARTINS, 2008).

Figura 3 - Comportamento do escoamento do vento em edifícios



Fonte: Ferreira (2008, p.25).

Figura 4 - Ação do vento nos elementos estruturais de edifícios

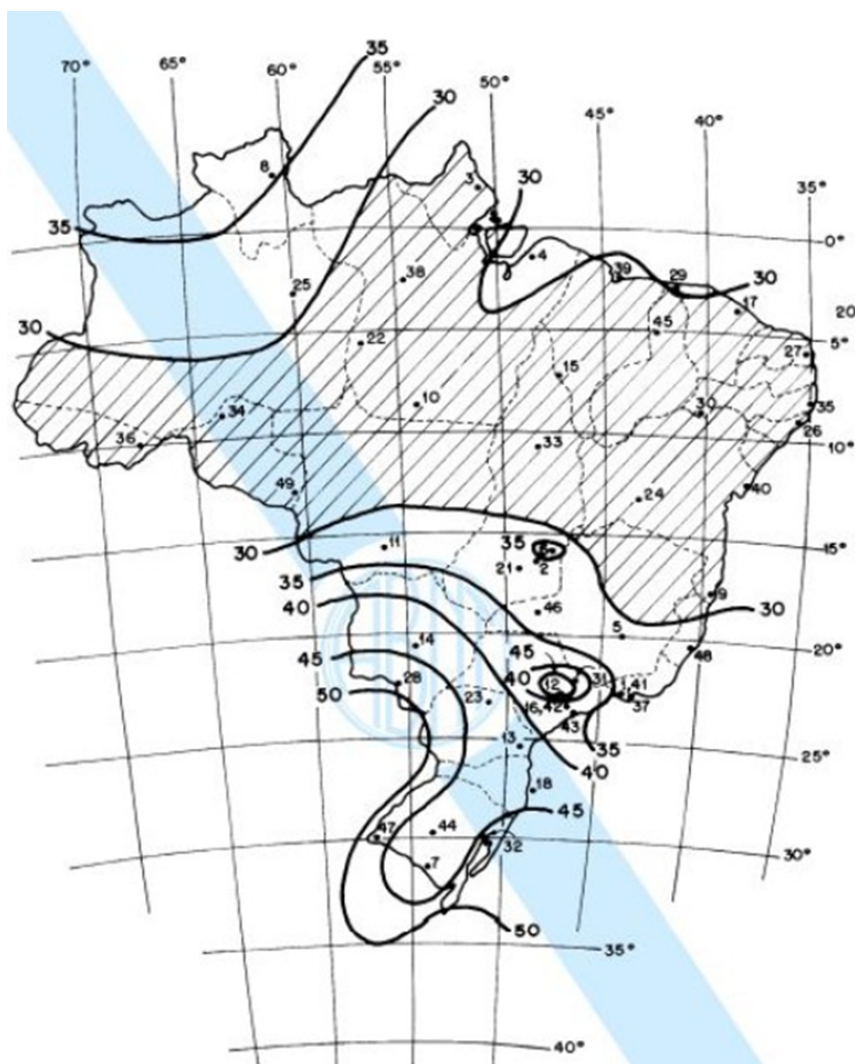


Fonte: Carneiro; Martins, (2008, p.13).

De acordo com a NBR 6123 (ABNT, 1988), a velocidade do vento que chega a estrutura é denominada de velocidade característica do vento (V_k), sendo esta obtida pela multiplicação da velocidade básica do vento (V_0) com os fatores: fator topográfico (S_1), fator relativo à rugosidade do terreno e dimensões da edificação (S_2) e fator estatístico (S_3).

Conforme a NBR 6123 (ABNT, 1988), a velocidade básica do vento (V_0) é dada pela velocidade de uma rajada de 3 s, recorrente em média uma vez a cada 50 anos, ao nível de 10 m acima do terreno em terreno livre e plano, admitido soprar de qualquer direção horizontal. No Brasil a velocidade básica do vento é dada conforme apresentado na Figura 5.

Figura 5 - Isopletas da velocidade básica do vento (V_0)



Fonte: NBR 6123 (ABNT, 1988, p.6)

De acordo com a NBR 6123 (ABNT, 1988), o fator S_1 considera as variações topográficas do terreno. Sendo que quando o terreno for plano ou pouco acidentado $S_1 = 1,0$; quando o relevo for de talude ou morro S_1 possui um cálculo especificado em na norma e quando o terreno for protegido dos ventos em qualquer direção como por exemplo um vale profundo o $S_1 = 0,9$.

A NBR 6123 (ABNT, 1988) sobre o fator S_2 , que se refere sobre a rugosidade do terreno, tamanho da edificação relacionado a altura sobre o terreno. Conforme apresentado na Figura 6, este fator leva em consideração a rugosidade do terreno dividida em cinco

categorias, de acordo com as dimensões da estrutura com a variação da velocidade do vento que possui três classes, em relação com a altura sobre o terreno.

Figura 6 – Fator S_2

z (m)	Categoria														
	I			II			III			IV			V		
	Classe			Classe			Classe			Classe			Classe		
	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C
≤ 5	1,06	1,04	1,01	0,94	0,92	0,89	0,88	0,86	0,82	0,79	0,76	0,73	0,74	0,72	0,67
10	1,10	1,09	1,06	1,00	0,98	0,95	0,94	0,92	0,88	0,86	0,83	0,80	0,74	0,72	0,67
15	1,13	1,12	1,09	1,04	1,02	0,99	0,98	0,96	0,93	0,90	0,88	0,84	0,79	0,76	0,72
20	1,15	1,14	1,12	1,06	1,04	1,02	1,01	0,99	0,96	0,93	0,91	0,88	0,82	0,80	0,76
30	1,17	1,17	1,15	1,10	1,08	1,06	1,05	1,03	1,00	0,98	0,96	0,93	0,87	0,85	0,82
40	1,20	1,19	1,17	1,13	1,11	1,09	1,08	1,06	1,04	1,01	0,99	0,96	0,91	0,89	0,86
50	1,21	1,21	1,19	1,15	1,13	1,12	1,10	1,09	1,06	1,04	1,02	0,99	0,94	0,93	0,89
60	1,22	1,22	1,21	1,16	1,15	1,14	1,12	1,11	1,09	1,07	1,04	1,02	0,97	0,95	0,92
80	1,25	1,24	1,23	1,19	1,18	1,17	1,16	1,14	1,12	1,10	1,08	1,06	1,01	1,00	0,97
100	1,26	1,26	1,25	1,22	1,21	1,20	1,18	1,17	1,15	1,13	1,11	1,09	1,05	1,03	1,01
120	1,28	1,28	1,27	1,24	1,23	1,22	1,20	1,20	1,18	1,16	1,14	1,12	1,07	1,06	1,04
140	1,29	1,29	1,28	1,25	1,24	1,24	1,22	1,22	1,20	1,18	1,16	1,14	1,10	1,09	1,07
160	1,30	1,30	1,29	1,27	1,26	1,25	1,24	1,23	1,22	1,20	1,18	1,16	1,12	1,11	1,10
180	1,31	1,31	1,31	1,28	1,27	1,27	1,26	1,25	1,23	1,22	1,20	1,18	1,14	1,14	1,12
200	1,32	1,32	1,32	1,29	1,28	1,28	1,27	1,26	1,25	1,23	1,21	1,20	1,16	1,16	1,14
250	1,34	1,34	1,33	1,31	1,31	1,31	1,30	1,29	1,28	1,27	1,25	1,23	1,20	1,20	1,18
300	-	-	-	1,34	1,33	1,33	1,32	1,32	1,31	1,29	1,27	1,26	1,23	1,23	1,22
350	-	-	-	-	-	-	1,34	1,34	1,33	1,32	1,30	1,29	1,26	1,26	1,26
400	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,34	1,32	1,32	1,29	1,29	1,29
420	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,35	1,35	1,33	1,30	1,30	1,30
450	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,32	1,32	1,32
500	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,34	1,34	1,34

Fonte: NBR 6123 (ABNT, 1988, p. 10).

Segundo a NBR 6123 (ABNT, 1988), o fator S_3 tem como base concepções estatísticas considerando o seu grau de segurança de uma edificação em relação à vida útil. Considerando a recorrência da velocidade básica de 50 anos, a probabilidade que essa velocidade seja alcançada ou ultrapassada no período é de 63 %, na figura 7, verifica-se alguns valores estatísticos mínimos.

Sendo que o grupo 1, que se refere a edificações de hospitais, quartéis, bombeiros e forças de segurança apresenta $S_3 = 1,10$, já o grupo 2 que se refere a edificações para hotéis, comércios, indústrias e residências apresenta $S_3 = 1,00$, o grupo 3 refere-se a construções

como edificações instalações industriais como depósitos, silo e construções rurais como silos, que apresentam baixa ocupação possui o fator $S_3 = 0,95$. O grupo 4 com referência a vedações como por exemplo telhas e vidros, possui o fator $S_3 = 0,88$, já o grupo 5 que se refere a edificações temporárias possui fator $S_3 = 0,83$.

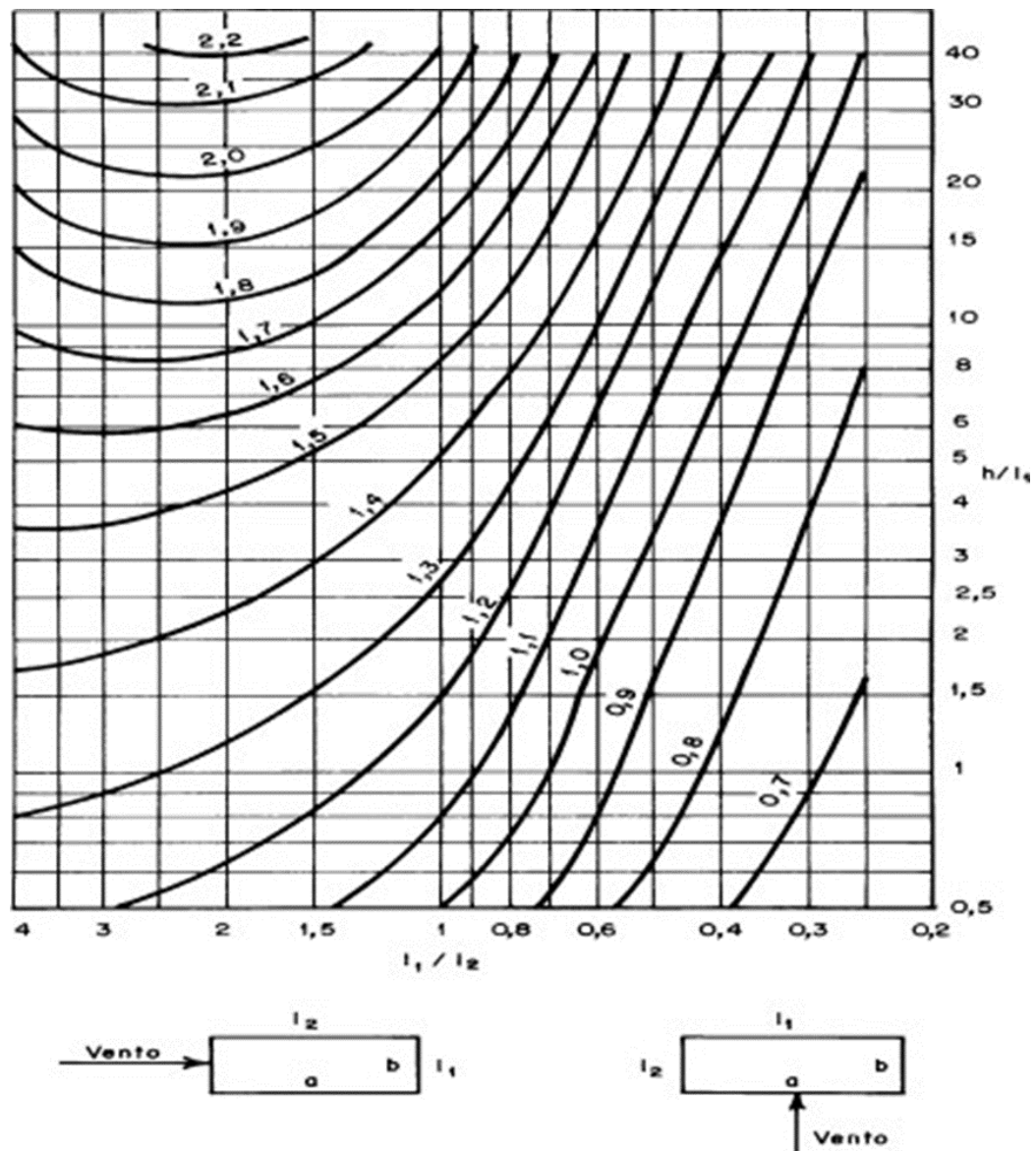
Figura 7 – Fator S_3

Grupo	Descrição	S_3
1	Edificações 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, centrais de comunicação, etc.)	1,10
2	Edificações para hotéis e residências. Edificações para comércio e indústria com alto fator de ocupação	1,00
3	Edificações e instalações industriais com baixo fator de ocupação (depósitos, silos, construções rurais, etc.)	0,95
4	Vedações (telhas, vidros, painéis de vedação, etc.)	0,88
5	Edificações temporárias. Estruturas dos grupos 1 a 3 durante a construção	0,83

Fonte: NBR 6123 (ABNT, 1988, p.10).

Sobre coeficientes de arrasto, a NBR 6123 (ABNT, 1988) traz que são aplicados em estruturas de seção permanente ou minimamente variável. Esses coeficientes são relacionados entre o comprimento ou altura do corpo (h) e o tamanho da edificação conforme o sentido do vento em estudo (l). O vento que incide de forma perpendicular à estrutura retangular em planta é considerado vento de baixa turbulência e utilizados os coeficientes encontrados na Figura 8, em caso raro com vento de alta turbulência, é necessário utilizar o gráfico da Figura 5 desta norma citada.

Figura 8 – Coeficiente de arrasto C_a , para vento de baixa turbulência



Fonte: NBR 6123 (ABNT, 1988, p.20).

2.5 Estabilidade das estruturas

A análise da estabilidade global das estruturas vem sendo cada vez mais importante e indispensável, de modo que estão sendo projetados prédios mais altos e esbeltos, e caracterizados pelo alto desempenho com a otimização no consumo de materiais e projetos estruturais que facilitam a execução garantindo a qualidade e segurança da estrutura de acordo com os estados limites (FREITAS *et al.*, 2016). Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014), os efeitos de primeira ordem são os efeitos estudados em que a estrutura se encontra com o

formato original, já os efeitos de 2ª ordem são os somados aos de 1ª ordem considerando a configuração deformada.

Ao elaborar um projeto de uma edificação qualquer faz se necessário a verificação da estabilidade global, ainda mais se o edifício tiver grande dimensão vertical relacionado a área de planta, desta forma ocasionando situações de instabilidade consideráveis. A instabilidade gerada na estrutura está associada com as imperfeições da geometria da estrutura, das ações horizontais e verticais e com a rigidez, estes fatores contribuem para que a estrutura se modifique em relação à forma inicial, passando a uma nova condição deformada, mas estável. Essa deformação é acompanhada pelos deslocamentos horizontais que são gerados pelas ações horizontais (LINS, 2013).

2.5.1 Efeitos de 2ª Ordem

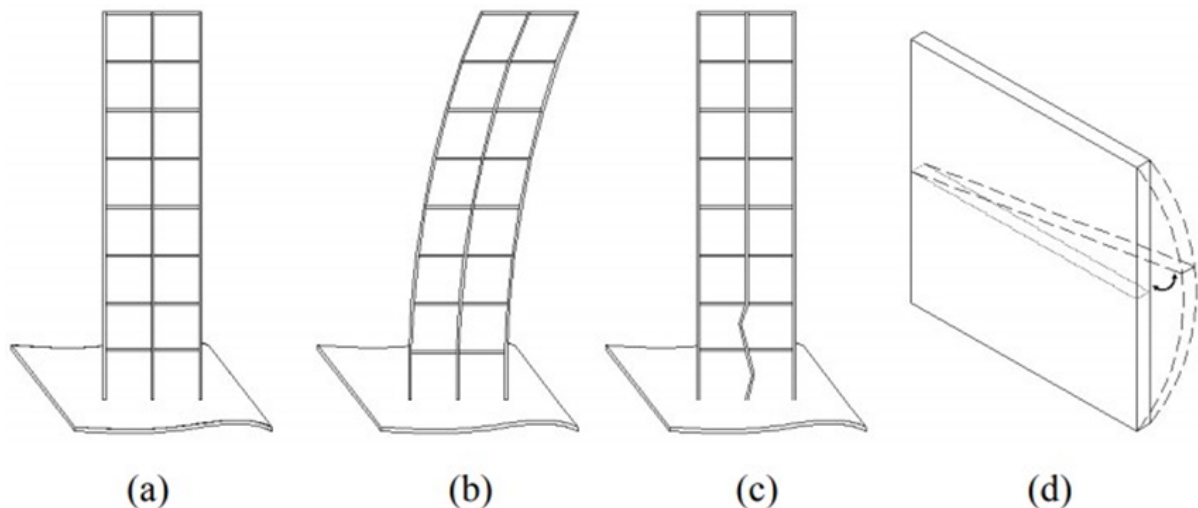
Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014), são efeitos de 2ª ordem os concebidos a partir da soma dos efeitos de primeira ordem que são caracterizados pelo estudo da geometria inicial e desta forma passa a ser analisado com a configuração deformada. Sendo que esta análise dos efeitos de 2ª ordem deve considerar as piores combinações de cálculo e mesmo assim garantir que a estrutura seja estável e resistente.

A NBR 6118 (ABNT, 2014), ainda acrescenta que para o cálculo de nós fixos em que os deslocamentos são inferiores a 10 % relacionado aos efeitos de 1ª ordem, os efeitos globais de 2ª não são consideráveis. Já para o cálculo de estruturas que possuem nós móveis, onde os deslocamentos são necessários considerar, pois os efeitos são superiores a 10 % dos efeitos de 1ª ordem, é necessário considerar os esforços de 2ª ordem globais, locais e localizados.

Os efeitos de 2ª ordem são classificados conforme o local de abrangência, e de maneira sucinta os efeitos são divididos em três principais classificações: global, local e localizado. É apresentado na Figura 9, no detalhamento (a) um modelo genérico estrutural. A Figura 9 (b), apresenta o efeito classificado como global que é caracterizado pelo efeito de deslocamento horizontal nos nós da estrutura devido a ações verticais e horizontais. Na Figura 9 (c), o efeito denominado local, por sua vez que afeta uma parte isolada da estrutura, é causado pelo motivo de dois pontos de extremidade do elemento não estarem alinhados

causando por causa de solicitações à compressão ou flexão composta provendo momento fletor. Observa-se na Figura 9 (d), ilustra um elemento estrutural que está sujeito à compressão ou flexão composta, sendo este mais comum em pilares tipo parede (LINS, 2013).

Figura 9 – Tipo de efeitos de 2ª ordem a partir de um modelo estrutural



Fonte: Carvalho e Pinheiro (2009) apud Lins (2013, p.30).

Para o efeitos de 2ª ordem é indispensável a consideração dos efeitos da não linearidade Física, esta que é definida a partir do concreto armado que é um material não linear, oriundo dos efeitos que são causados a partir da retração, fissuração e a fluência que acabam afetando o resultado final do módulo de elasticidade do concreto (FREITAS *et al.*, 2016).

De acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014), para analisar os efeitos globais de 2º ordem de maneira aproximada, de acordo com a não linearidade física considerando uma estrutura reticulada e possuindo no mínimo quatro pavimentos, que considera os esforços nas lajes, vigas e pilares pode ser determinado da seguinte forma:

a) lajes: $(EI)_{\text{sec}} = 0,3 E_c I_c$

b) vigas: $(EI)_{\text{sec}} = 0,4 E_c I_c$ para $A_s' \neq A_s$ e

$$(EI)_{\text{sec}} = 0,5 E_c I_c \text{ para } A_s' = A_s \text{ e}$$

c) pilares: $(EI)_{\text{sec}} = 0,8 E_c I_c$

onde:

I_c é o momento de inércia da seção bruta de concreto;

E_c é o valor representativo do módulo de deformação do concreto.

Importante levar em consideração os efeitos da não linearidade geométrica, este como o nome já diz está associada diretamente à geometria estrutural considerando cargas acrescidas na vertical e os deslocamentos horizontais (FREITAS *et al.*, 2016).

De acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014), há processos para analisar e verificar se é possível dispensar os efeitos de 2ª ordem, neste caso é feita uma avaliação para verificar se a estrutura pode ou não se classificar como de nós fixos, sem precisar fazer cálculos maiores.

2.5.2 Parâmetro de Instabilidade α

Parâmetro que foi idealizado por Beck e König em 1967, este parâmetro indica sobre a estabilidade estrutural baseado na rigidez e flexão equivalente (LINS, 2013). Esse parâmetro se refere a deslocabilidade lateral dos nós da estrutura, sendo considerado com análise de 2ª ordem, pois após ultrapassar certo valor limite pode-se classificar como estrutura de nós móveis (FREITAS *et al.*, 2016).

O parâmetro de instabilidade (α) é determinado, conforme a NBR 6118 (2014), segundo a Equação 1:

$$\alpha = H_{to} \sqrt{\frac{Nk}{(E_c I_c)}} \quad (1)$$

Onde:

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

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

Onde:

n = é o número níveis de barras horizontais acima da fundação;

α = parâmetro de instabilidade;

H_{tot} = altura total da estrutura a partir do topo da fundação ou de um nível pouco deslocável do subsolo (cm);

N_k = é o somatório das cargas verticais atuantes na estrutura a partir do nível considerado para o cálculo H_{tot} (kN);

$E_{cs}I_c$ = somatório dos valores de rigidez de todos os pilares na mesma direção considerada (kN.cm²).

A estrutura é considerada de nós fixos se seu parâmetro de instabilidade α for menor que α_1 . Sendo o valor limite $\alpha_1 = 0,6$ para $n \geq 4$, geralmente aplicado nas estruturas de edifícios, para pilares parede e associações entre pórticos e pilares parede, adota-se também $\alpha_1 = 0,6$, para estruturas de contraventamento formado apenas por pilares parede $\alpha_1 = 0,7$, e caso for pórticos simples adota-se $\alpha_1 = 0,5$, conforme NBR 6118 (ABNT, 2014).

2.5.3 Coeficiente Gama-Z (γ_z)

Conforme a NBR 6118 (ABNT, 2014), o coeficiente γ_z avalia os efeitos de 2ª ordem globais, considerando estruturas de quatro pavimentos de elementos estruturais reticuladas, sendo determinado por meio da Equação 2:

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}} \quad (2)$$

Onde:

γ_z = coeficiente adimensional;

$\Delta M_{tot,d}$ = é momento de tombamento, concebido pela soma dos momentos de todas as forças horizontais da combinação em consideração, com seus valores de cálculo, em relação à base da estrutura;

$M_{1,tot,d}$ = é a soma dos produtos de todas as forças verticais atuantes na estrutura, levando em consideração a combinação dos seus valores de cálculo, pelos deslocamentos horizontais de seus respectivos pontos de aplicação, adquiridos na análise de primeira ordem.

2.5.4 Método P-Delta ($P-\Delta$)

Considerado uma ação não linear de 2ª ordem o efeito P-Delta é caracterizado por um elemento de carga axial aplicada (P) e outro de deslocamento lateral (Δ). O $P-\Delta$ pode ser entendido como a excentricidade da carga a compressão (P) relacionado o topo da estrutura com a base, gerando o deslocamento lateral Δ . É apresentada uma ilustração do deslocamento na Figura 10 (CARNEIRO; MARTINS, 2008).

Figura 10 – Efeitos P-Delta em um edifício



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

Para Cunha (2017), as edificações ao serem concebidas carregamentos verticais e horizontais acabam resultando em deslocamentos horizontais, estes que em função de uma carga axial e um deslocamento gera momento fletor adicional à estrutura. O autor lista uma sequência de etapas do processo P-Delta:

- fazer análise de primeira ordem;
- realizar o cálculo dos deslocamentos laterais considerando os níveis da estrutura;
- calcular o esforços adicionais considerando o carregamentos axiais em relação aos deslocamentos laterais;

- d) cálculo para converter os esforços adicionais para cargas horizontais de equivalência, esta verificada na Equação 3:

$$Vi = \frac{P \times \Delta}{Hi} \quad (3)$$

Onde:

Vi = é a carga horizontal de equivalência;

P = é a ação vertical;

Δ = a diferença entre deslocamentos entre pavimentos;

Hi = altura do pavimento.

2.5.5 Deslocamentos Limites

É necessário considerar também os deslocamentos ocasionados pela ação da natureza em uma edificação, os chamados verticais e horizontais. Os deslocamentos verticais são denominados de flecha e tem relação com a fluência e fissuração do concreto. Essas flechas são verificadas nas lajes e vigas da edificação. Os deslocamentos horizontais ocasionados por ações horizontais, como pelo efeito do vento e ou desaprumo ocasionando excentricidade na edificação (KIMURA, 2018).

Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014), os deslocamentos limites são valores para verificar as excessivas deformações da edificação no estado limite de serviço. Este se encontra dividido em quatro classes, como a aceitabilidade sensorial, sendo limite especificado por efeito visual e ou vibrações indesejadas. Para efeitos específicos são considerados os deslocamentos que podem prejudicar o uso adequado da edificação. Considerando os efeitos em elementos não estruturais, mas o deslocamento da estrutura pode resignar um emperramento de janela por exemplo. Sobre os efeitos em elementos estruturais, o deslocamento pode afetar o elemento estrutural, sendo que se o deslocamento for significativo deve ser considerado em cálculo.

Conforme a NBR 6118 (ABNT, 2014), pode-se verificar na Figura 11, os valores limites de deslocamentos, que possuem por objetivo o bom funcionamento da estrutura em serviço.

Figura 11 – Limites para os deslocamentos

Tipo de efeito	Razão da limitação	Exemplo	Deslocamento a considerar	Deslocamento-limite
Aceitabilidade sensorial	Visual	Deslocamentos visíveis em elementos estruturais	Total	$l/250$
	Outro	Vibrações sentidas no piso	Devido a cargas acidentais	$l/350$
Efeitos estruturais em serviço	Superfícies que devem drenar água	Coberturas e varandas	Total	$l/250^a$
	Pavimentos que devem permanecer planos	Ginásios e pistas de boliche	Total	$l/350 + \text{contraflecha}^b$
			Ocorrido após a construção do piso	$l/600$
	Elementos que suportam equipamentos sensíveis	Laboratórios	Ocorrido após nivelamento do equipamento	De acordo com recomendação do fabricante do equipamento
Efeitos em elementos não estruturais	Paredes	Alvenaria, caixilhos e revestimentos	Após a construção da parede	$l/500^c$ e 10 mm e $\theta = 0,0017 \text{ rad}^d$
		Divisórias leves e caixilhos telescópicos	Ocorrido após a instalação da divisória	$l/250^c$ e 25 mm
		Movimento lateral de edifícios	Provocado pela ação do vento para combinação frequente ($\psi_1 = 0,30$)	$H/1700$ e $H/850^e$ entre pavimentos ^f
		Movimentos térmicos verticais	Provocado por diferença de temperatura	$l/400^g$ e 15 mm
Efeitos em elementos não estruturais	Forros	Movimentos térmicos horizontais	Provocado por diferença de temperatura	$H/500$
		Revestimentos colados	Ocorrido após a construção do forro	$l/350$
		Revestimentos pendurados ou com juntas	Deslocamento ocorrido após a construção do forro	$l/175$
	Pontes rolantes	Desalinhamento de trilhos	Deslocamento provocado pelas ações decorrentes da frenagem	$H/400$

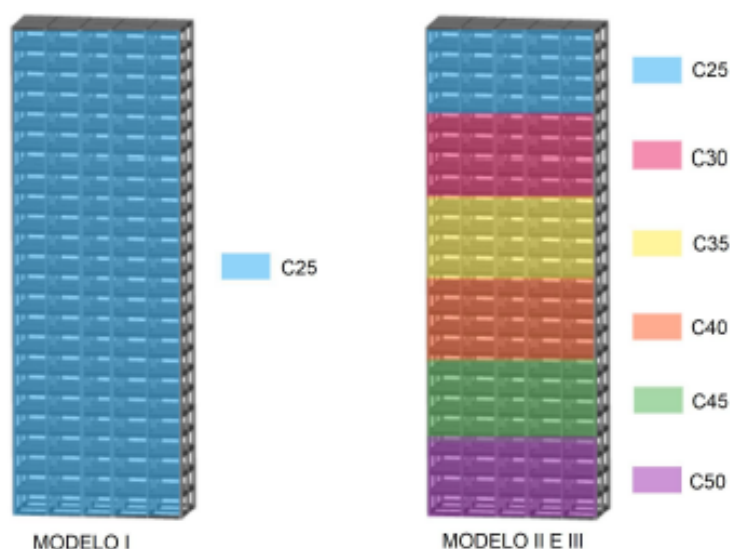
Fonte: Adaptado da NBR 6118 (ABNT, 2014, p.77).

2.6 Estudo da influência da resistência à compressão do concreto em pilares no dimensionamento de um edifício em concreto armado

A intenção de pesquisa de Ziem e Schmitz (2021), foi investigar a influência da resistência à compressão do concreto em pilares. Para esta análise utilizaram o *software* CAD/TQS, na qual consideraram um edifício de 24 andares, totalizando 72 metros de altura, e as dimensões de 25,35 m de comprimento e 10,90 m de largura, totalizando uma área total de 6.631,44 m².

Na análise foram verificados três modelos e avaliados os resultados de estabilidade global e quantitativos de insumos relacionados ao concreto, aço e fôrmas em madeira. O modelo I foi avaliado com a utilização do concreto com classe de resistência 25 MPa. No modelo II, as resistências dos pilares variaram 5 MPa a cada 4 pavimentos. E o modelo III seguiu a variação de resistência nos pilares do modelo II, e foi complementada com a redução da seção dos pilares, como pode ser observado na Figura 12, (ZIEM; SCHMITZ, 2021).

Figura 12 – 3D da edificação com as classes de resistência em pilares

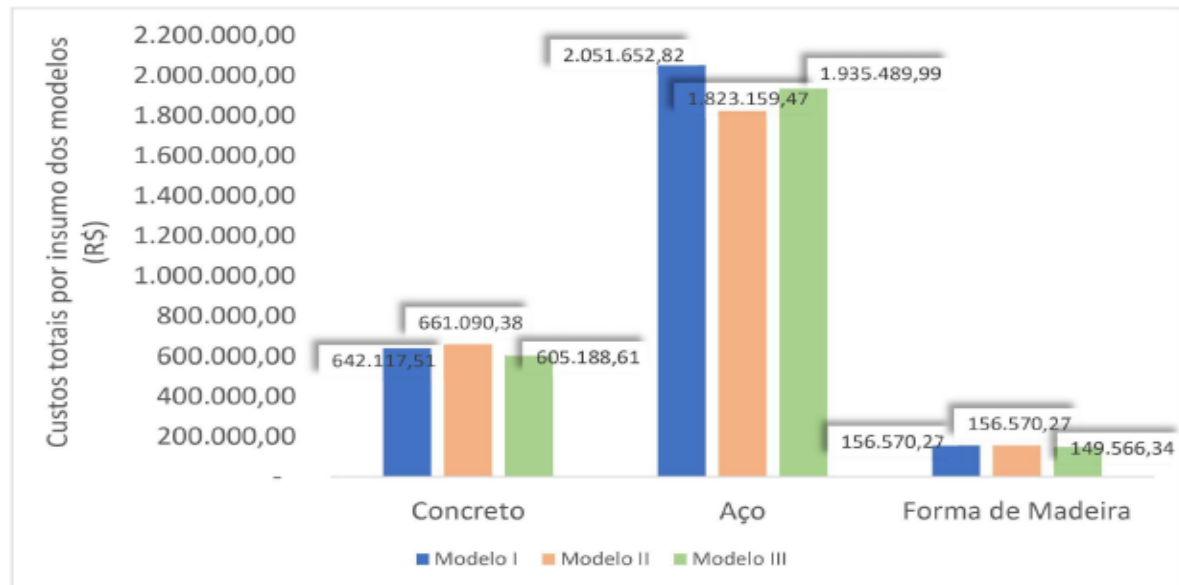


Fonte: Ziem e Schmitz (2021 p.5).

Considerando os três modelos analisados, os resultados obtidos foram uma redução de 23,70 % de área total dos pilares no Modelo III, bem como uma redução de 7,35 % nos custos

no Modelo II, ambos relacionados ao Modelo I. Na Figura 13, é apresentado os custos totais dos três modelos, considerando o concreto, aço e fôrmas.

Figura 13 – Custos totais por insumo dos modelos



Fonte: Ziem e Schmitz (2021 p.18).

3 PROCEDIMENTOS METODOLÓGICOS

Os procedimentos metodológicos para o desenvolvimento desta pesquisa baseiam-se em uma abordagem quantitativa (CHARMAZ, 2009) para que o pesquisador trabalhasse com informações específicas e dados exatos às simulações realizadas no *software*. Dessa forma, o pesquisador consegue contemplar de forma concisa as investigações realizadas no processo (FLICK, 2009).

Quanto aos fins, a pesquisa classificou-se como descritiva explicativa, uma vez que esclareceu “quais fatores contribuem, de alguma forma, para ocorrência de determinado fenômeno” (VERGARA, 2004, p. 42). Como intervencionista aplicada por “gerar conhecimentos para aplicação prática, dirigidos à solução de problemas específicos” (GERHARDT e SILVEIRA, 2009, p. 35).

Além disso, exploratória, por possibilitar a construção de hipóteses sobre o objeto de estudo a partir do fato de tornar o mesmo mais comum, familiarizando o contexto aos que estavam acompanhando a pesquisa (GIL, 2007).

Por meio de revisão bibliográfica, organizou-se um embasamento teórico para o tema em questão, orientando os procedimentos metodológicos abaixo descritos.

Este trabalho que possui o propósito de verificar a influência da variação de resistência característica do concreto à compressão em relação ao consumo de aço nos pilares considerando o custo do aço, concreto e fôrmas e também a análise da estabilidade global nos três modelos com classes de concreto C30, C40 e C50, onde considerou-se um edifício em

concreto armado, comercial de 20 pavimentos. Sendo dimensionado pelo *software* Eberick versão 2023 Infinity, fornecido pela empresa Alto QI.

3.1 Projeto Arquitetônico

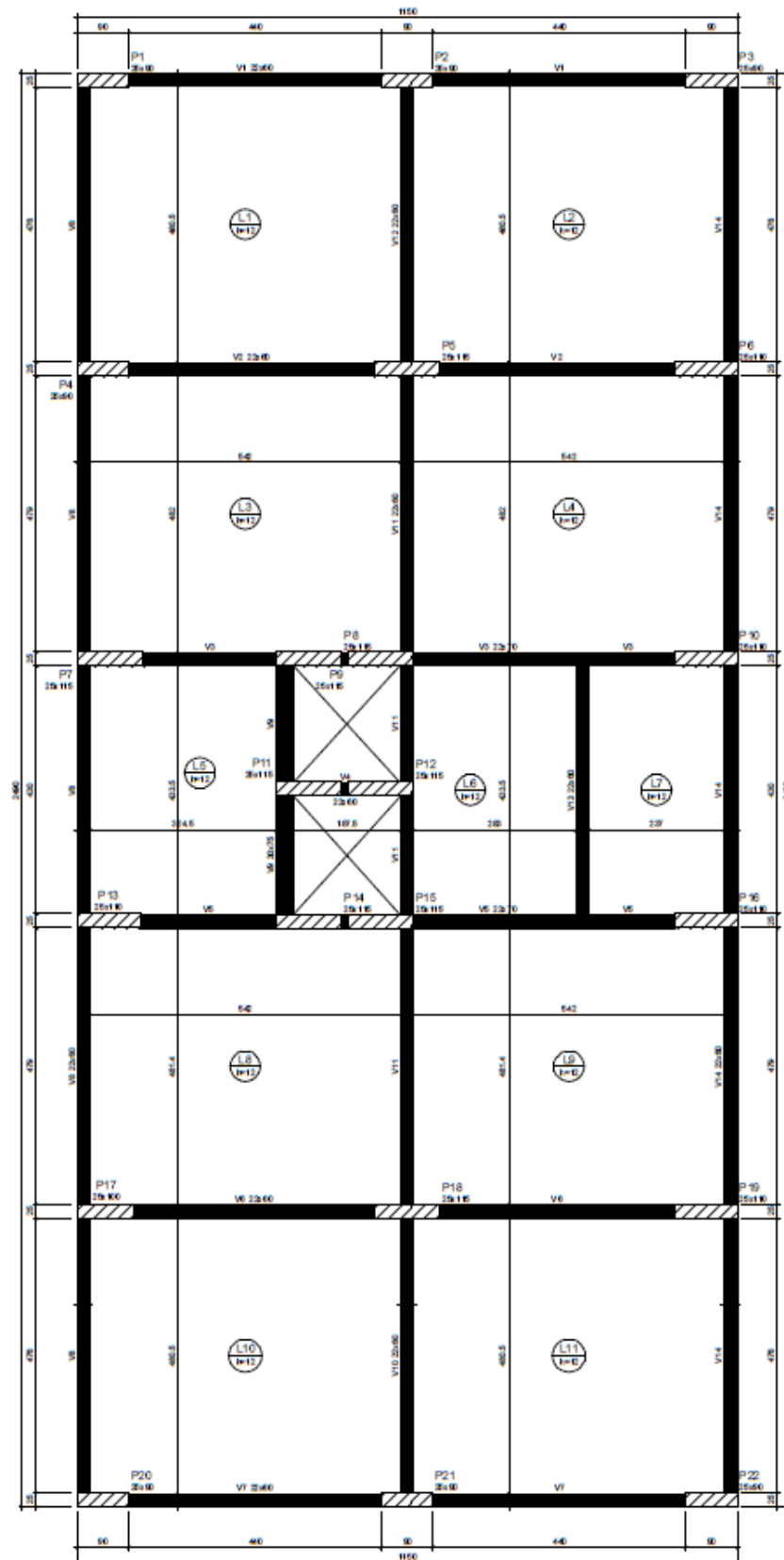
O modelo arquitetônico foi criado pelo autor como pode ser verificado na Figura 14. Trata-se de um edifício comercial hipoteticamente localizado na cidade de Lajeado/RS.

O edifício possui a planta tipo de formato retangular, com o tamanho de 11,50 m de largura e 24,90 m de comprimento, resultando em uma área de 286,35 m² por pavimento, sendo que este edifício foi projetado com 20 pavimentos, com pé direito de 3,0 m cada, totalizando a altura total de 60 m e uma área total de 5.727 m².

Considerando o edifício seja para utilização comercial, o mesmo foi projetado e designado um espaço para 2 elevadores, espaço para as escadas, essas que não serão dimensionadas neste trabalho, da mesma forma as fundações também não serão dimensionadas.

A estrutura é constituída no formato de pórticos sendo na direção x conta com um vão aproximado de 5,30 m e na direção y de 5,00 m. E na região central, local designado para os dois elevadores, foi adotado três conjunto de dois pilares com o intuito de dar maior rigidez à estrutura como se fossem pilares parede. Na planta baixa da estrutura na Figura 14, a face frontal que possui a menor dimensão é considerado o eixo x (horizontal) e a face lateral de maior dimensão é considerado o eixo y (vertical).

Figura 14 – Planta de formas pavimento tipo



Fonte: Autor (2023).

3.2 Modelos Estruturais

Para o dimensionamento do modelo estrutural foi adotado o modelo arquitetônico projetado pelo autor. Sendo no formato de pórtico espacial composto por vigas, pilares e também lajes.

A partir do modelo foi analisado o modelo I com toda a estrutura de concreto com classe de resistência C30 e após analisado foi analisado o modelo II com lajes e vigas com concreto C30 e pilares C40, e também o modelo III foi analisado com lajes e vigas C30 e pilares em C50. Para verificar variação da resistência característica do concreto à compressão em relação ao consumo do aço e a estabilidade da estrutura.

3.3 Ações, Materiais e Cargas

As ações horizontais provenientes do vento na estrutura, são os fatores de velocidade básica do vento, estes determinados por S_1 , S_2 e S_3 conforme a NBR 6123 (ABNT, 1988). Para calcular o vento na estrutura foram considerados os parâmetros abaixo:

- V_0 : 42 m/s, considerando a localização da edificação situada em Lajeado/RS.
- S_1 : 1,0, fator topográfico considerado terreno plano ou fracamente acidentado
- S_2 : rugosidade do terreno considerado categoria IV, terrenos cobertos por obstáculos numerosos e poucos espaçados, em zona florestal, industrial ou urbana. Nas dimensões da edificação se enquadra na categoria C, dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal exceda 50 m, sendo que a estrutura possui 60 m de dimensão vertical.
- S_3 : 1,0, edificações para comércio e indústria com alto fator de ocupação.

Para o cálculo das cargas ou ações verticais, as lajes foram adotadas do tipo maciças, que além do seu peso próprio dimensionado pelo *software* foi adotado uma carga permanente de 100 kg/m² (1,00 kN/m²) e uma carga acidental de 300 kg/m² (3,00 kN/m²). Já para as vigas foi considerado uma carga linear de uma parede de bloco vedação de 11,5 cm de espessura com 1,0 cm de revestimento por face gerando uma carga de 1.300 kg/m² (1.3 kN/m²), conforme NBR 6120 (ANBT, 2019).

Na Figura 15, é apresentado uma imagem da tela do *software* referente a classificações quanto a classe de agressividade adotada, dimensão do agregado, tipo de concreto e

cobrimento, imagem referente ao Modelo I, que possui em toda a sua estrutura o concreto C30.

Figura 15 – Materiais e durabilidade Modelo I

Materiais e durabilidade

Aplicação
☒ Projeto inteiro
☐ Por pavimento

Pavimento
 Pavimento 20
 Pavimento 19
 Pavimento 18
 Pavimento 17
 Pavimento 16
 Pavimento 15
 Pavimento 14
 Pavimento 13
 Pavimento 12
 Pavimento 11
 Pavimento 10
 Pavimento 9
 Pavimento 8
 Pavimento 7
 Pavimento 6
 Pavimento 5
 Pavimento 4
 Pavimento 3
 Pavimento 2
 Pavimento 1
 Pedra

Ávistos

Geral
 Classe de agressividade: II (moderada) ...
 Dimensão do agregado: 19 mm
☐ Controle rigoroso nas dimensões dos elementos
☐ Considerar redução no cobrimento para peças com fck acima do requerido para a classe de agressividade

Abertura máxima das fissuras
 Contato com o solo: 0.2 mm
 Contato com a água: 0.1 mm
 Demais peças: 0.3 mm
 Combinações: Frequentes

Elementos

	Concreto	Cobrimento (peças externas)	Cobrimento (peças internas)	Cobrimento (contato com o solo)	
Vigas	C-30	3 cm	3 cm	3 cm	Bitolas...
Pilares	C-30	3 cm	3 cm	4.5 cm	Bitolas...
Lajes	C-30	2.5 cm		3 cm	Bitolas...
Reservatórios	C-30	3 cm			Bitolas...
Blocos	C-30			4.5 cm	Bitolas...
Sapatas	C-30			4.5 cm	Bitolas...
Tubulões	C-30			4.5 cm	Bitolas...
Muros	C-30			4.5 cm	Bitolas...
Radier	C-30			4.5 cm	Bitolas...

Fonte: Autor (2023).

3.4 Parâmetros de Análise

Na Figura 16, são apresentados parâmetros importantes que são considerados para análise no processamento da estrutura. Na qual apresenta parâmetros gerais como a redução no engaste para nós semi rígidos e na redução à torção para as vigas, e também a consideração da não linearidade física. Para a não linearidade geométrica, ou para o cálculo dos efeitos de 2º ordem é considerado o processo P-Delta. Demonstra também às combinações vertical de cálculo e característica, e o processo de modelo integrado para o dimensionamento de lajes, vigas e pilares.

Figura 16 – Parâmetros de análise da estrutura

Análise

Geral Redução no engaste para nós semirrígidos: 15 % Redução na torção para os pilares: 0 % Redução na torção para as vigas: 85 % Aumento na rigidez axial dos pilares: 1 ... ☐ Salvar automaticamente o projeto após o processamento		Não linearidade geométrica ☒ Utilizar o processo P-Delta Número máximo de iterações: 10 Precisão mínima: 1 % Combinação vertical de cálculo: 1.4G1+1.4G2+1.1A+1.4Q ...	
Ligação viga-pilar ☒ Flexibilizar ligação com pilar equivalente Aplicar para relação h/b maior que: 5 ...		Imperfeições globais Tipo de estrutura: Estruturas usuais Combinação vertical característica: G1+G2+A+Q ...	
Não linearidade física Rigidez das vigas: 0.4 Ec.lc Rigidez dos pilares: 0.8 Ec.lc Rigidez das lajes: 0.3 Ec.lc Rigidez das estacas: 0.8 Ec.lc Rigidez alvenaria estrutural: 0.8 Ea.l		Processo ☐ Grelhas + pórtico espacial ☒ Modelo integrado Painéis de lajes... Modelo da fundação... Modelo ELS... Avançado... Análise dinâmica...	

Fonte: Autor (2023).

3.5 Dimensionamento dos Modelos

Para o dimensionamento da estrutura foi adotado a partir do pré-dimensionamento lajes maciças de 12 centímetros de espessura, sendo elas engastadas entre si e apoiadas nas vigas. Já as vigas partindo também do pré-dimensionamento foram determinadas inicialmente considerando a altura mínima da mesma com 10% do menor vão, sendo assim com 50 centímetros de altura e considerado 19 centímetros de largura.

O dimensionamento dos pilares partiu-se de um tamanho de seção transversal considerando a área de influência do pilar no pavimento. De acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014), a seção mínima de um pilar é 19x19 cm, com a área mínima de 360 cm². Deste modo foi inicialmente inserido no *software* pilares com seção de 19x80 cm.

O dimensionamento das vigas e pilares foram lançados conforme citado anteriormente de forma preliminar para serem alterados no processamento estrutural a fim de obter melhor otimização da mesma, considerando o Estado de Limite Último e o Estado de Limite de

Serviço, deslocamentos limites da estrutura em X e Y, também os parâmetros de estabilidade global a serem atendidos pela NBR 6118 (ABNT, 2014).

3.6 Orçamento dos Insumos

Para determinação do orçamento da estrutura foram considerados três insumos, o aço, concreto e a fôrma, sendo excluídos os custos de mão de obra e BDI. A obtenção do custo unitário de cada item foi baseado na tabela de Preços de Insumos do Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices da Construção Civil (SINAPI), considerando o Estado do Rio Grande do Sul, referente ao mês de setembro de 2023 e publicado no dia 17 de outubro de 2023.

No Quadro 1, abaixo, é apresentado o custo por kg de cada bitola de aço dentro do conjunto CA-50 constituído por barras com bitola de 6,3 mm até 32,0 mm, e o conjunto CA-60 constituído por barras de bitola de 4,2 mm até 7,0 mm, neste último conjunto as barras mais usuais são as de bitola 5,0 mm e 6,3 mm, utilizados como estribos. O custo é baseado apenas no insumo, desconsiderando a mão de obra e o BDI.

Quadro 1 – Custos insumos aço

Insumo	Unidade	Custo unitário R\$/kg
Aço CA-50, 6,3 mm, Vergalhão	kg	8,93
Aço CA-50, 8,0 mm, Vergalhão	kg	8,98
Aço CA-50, 10,0 mm, Vergalhão	kg	8,46
Aço CA-50, 12,5 mm ou 16,0 mm, Vergalhão	kg	7,33
Aço CA-50, 20,0 mm ou 25, mm, Vergalhão	kg	8,45
Aço CA-50, 32 mm, Vergalhão	kg	9,29
Aço CA-60, 4,2 mm ou 5,0mm ou 6,3 mm, ou 6,0 mm ou 7,0 mm Vergalhão	kg	8,01

Fonte: CAIXA (2023).

Outro material considerado no projeto é o concreto, para este trabalho foram consideradas três classes, que são os concretos com classe de resistência C30, C40 e C50, considerado concreto usinado, com agregado do tipo brita 0 e 1 e slump = 100 +/- 20. Também sendo considerado o bombeamento dos mesmos, e o custo determinado por metro cúbico, como pode ser verificado no Quadro 2.

Quadro 2 – Custo insumo concreto

Insumo	Unidade	Custo unitário R\$/m³
Concreto usinado bombeável, classe de resistência C30 , brita 0 e 1, slump = 100 +/- 20 mm, com bombeamento (disponibilização de bomba), sem o lançamento (NBR 8953)	m³	548,81
Concreto usinado bombeável, classe de resistência C40 , brita 0 e 1, slump = 100 +/- 20 mm, com bombeamento (disponibilização de bomba), sem o lançamento (NBR 8953)	m³	581,57
Concreto usinado bombeável, classe de resistência C50 , brita 0 e 1, slump = 100 +/- 20 mm, com bombeamento (disponibilização de bomba), sem o lançamento (NBR 8953)	m³	649,26

Fonte: CAIXA (2023).

De acordo com Müller (2016), a chapa de compensado plastificada possui as duas faces revestidas com um filme fenólico e nas bordas uma espécie de resina epóxi selando completamente a chapa e com resistência a prova de água, e assim permitindo um maior reaproveitamento, chegando até 15 utilizações por cada lado da chapa. Para o trabalho foi considerada a chapa de madeira compensada de espessura 17 mm e também considerado 8 utilizações, de acordo com a composição SINAPI da Quadro 3.

Quadro 3 – Custo insumo fôrma

Insumo	Utilizações	Custo unitário R\$/m²
Chapa/painel de madeira compensada plastificada (maderite plastificado) para forma de concreto, de 2,2 m x 1,1 m, E = 17 mm	8	17,33

Fonte: CAIXA (2023).

4 RESULTADOS E DISCUSSÃO

No presente capítulo, são apresentados os resultados obtidos a partir do lançamento e processamento da estrutura no *software* Eberick. Essa estrutura originou três modelos, sendo os mesmos chamados de Modelo I, II e III, respectivamente. No quadro 4, é apresentado a classe de resistência do concreto utilizado em cada elemento e modelo.

Quadro 4 – Classe de resistência do concreto e cada Modelo e elemento

MODELO	Lajes	Vigas	Pilares
I	C30	C30	C30
II	C30	C30	C40
III	C30	C30	C50

Fonte: CAIXA (2023).

O Modelo I, foi a primeira estrutura a ser dimensionada no *software*, na qual precisou-se fazer várias alterações como alterar seção de vigas e pilares a partir do projeto inicial proposto, a fim de viabilizar a estrutura e atender a NBR 6118 (ABNT, 2014). Após várias simulações adotou-se um tamanho de seções de pilares até o pavimento 10, e do pavimento 11 ao 20 adotou-se alguns pilares com seções menores.

No Quadro 5, é apresentado as seções dos pilares nos pavimentos, na qual a seção transversal do pavimento 1 até o pavimento 10, e a partir do pavimento 11 até o pavimento 20, a seção transversal dos pilares foram diminuídas a fim de dar mais área útil aos pavimentos superiores. Sendo que os pilares P8, P9, P11, P12, P13, P14 e P15, que estão localizados na região central da estrutura, possuem a sua seção mantida do início ao topo da

estrutura, para dar mais enrijecimento a mesma. Os tamanhos finais adotados de seção de vigas e pilares podem ser verificados nos apêndices do presente trabalho.

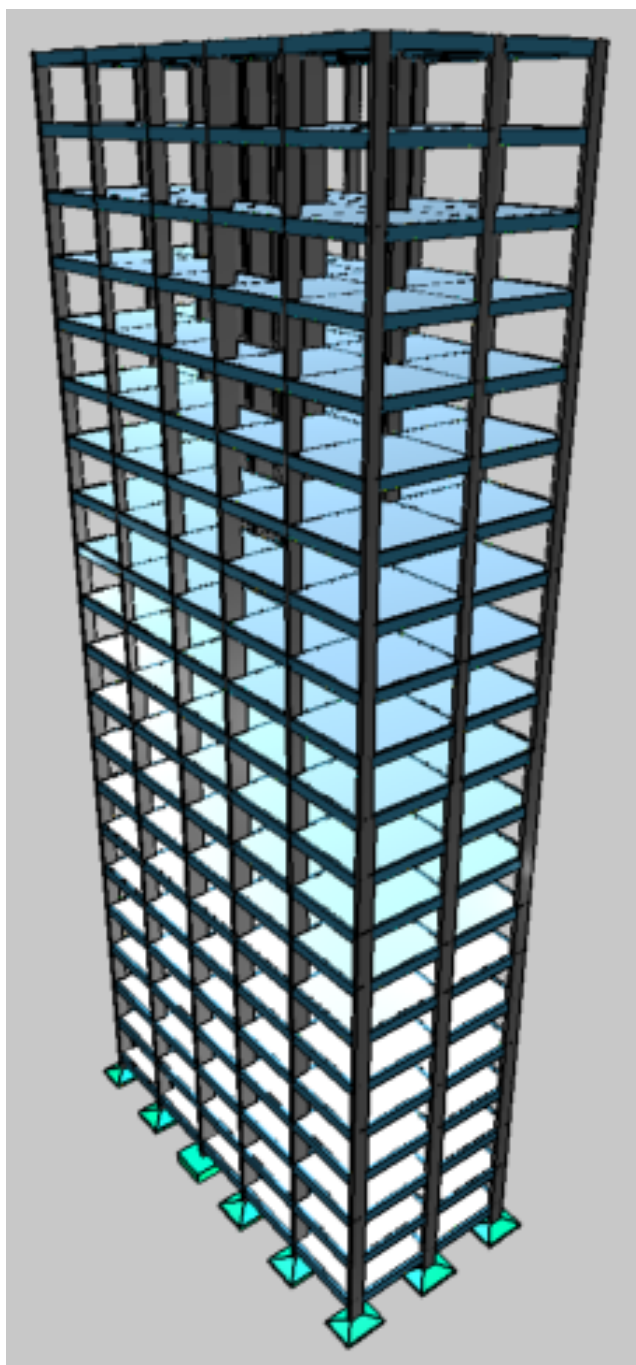
Quadro 5 - Seção do pilares nos pavimentos

Modelo	Pavimento	Pilar	Seção
I, II e III	1 a 10	P1, P2, P3, P4, P20, P21, P22	25x90
		P17	25x100
		P6, P10, P13, P16, P19	25x110
		P5, P7, P8, P9, P11, P12, P14, P15, P18	25x115
	11 a 20	P4	25x50
		P2, P6, P19, P21	25x60
		P1, P3, P5, P10, P16, P17, P20, P22	25x70
		P7, P18	25x80
		P13	25x110
		P8, P9, P11, P12, P14, P15,	25x115

Fonte: Autor (2023).

Como já dito anteriormente, o dimensionamento das escadas foi simplificado com o lançamento de uma laje nos mesmos locais. Na Figura 17, que se trata de uma ilustração do pórtico 3D da estrutura, a fim de ter percepção da estrutura como lajes, vigas e pilares e também verificar sua esbeltez. Na mesma figura é visível a presença das fundações, sendo que as mesmas foram desconsideradas para questão quantitativa e de orçamento do presente trabalho.

Figura 17 – Pórtico 3D



Fonte: Autor (2023).

4.1 Estabilidade e deslocamentos da estrutura

De acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014), a estrutura que atende o limite de 1,10 do coeficiente de estabilidade global γ_z , classifica a estrutura como de Nós Fixos e desta forma não sendo necessário calcular os efeitos de 2ª ordem.

Na Tabela 1, é apresentado os três modelos I, II e III desenvolvidos, na qual ambos superaram o limite do coeficiente γ_z , apresentando 1,18, 1,16 e 1,15 respectivamente, portanto, os três modelos foram classificados como de Nós Móveis, consequentemente foi necessário o dimensionamento pelo *software* dos efeitos de 2ª ordem com a análise P-Delta, que assegurou que as estruturas são estáveis e seguras. Na Tabela 2 é apresentada as combinações que geraram o maior Gama-Z em cada Modelo.

Tabela 1 - Coeficiente de estabilidade global da estrutura γ_z

	Direção	Gama-Z (γ_z)	Limite (γ_z)	Classificação da Estrutura
Modelo I	Y-	1,18	1,10	Nós móveis
Modelo II	Y-	1,16		Nós móveis
Modelo III	Y-	1,15		Nós móveis

Fonte: Autor (2023).

Tabela 2 - Combinações γ_z

	Gama-Z (γ_z)	Combinações
Modelo I	1,18	1.4G1+1.4G2+1.4S+0.9P+1.2R+1.4Q+1.2A+1.2AS+0.72T1+0.84V4b+0.32D4
Modelo II	1,16	1.4G1+1.4G2+1.4S+0.9P+1.2R+1.4Q+1.2A+1.2AS+0.72T1+0.84V4b+0.32D4
Modelo III	1,15	1.4G1+1.4G2+1.4S+0.9P+1.2R+1.4Q+1.2A+1.2AS+0.72T1+0.84V4b+0.32D4

Fonte: Autor (2023).

Em relação aos deslocamentos horizontais, conforme Tabela 2, verificou-se os deslocamentos horizontais em função do vento na estrutura, onde o modelo I, II e III apresentaram o deslocamento máximo em centímetros de 1,72, 1,58 e 1,48, respectivamente, considerando a não linearidade física. Sendo esses valores máximos relacionados ao eixo x, onde a estrutura é mais esbelta, sendo assim todos os valores encontrados estão dentro do limite de 3,71 cm de deslocamento.

Ainda na Tabela 3, são apresentados os dados referente ao deslocamento de pilares do último pavimento em centímetros, na qual apresentou para o modelo I - 2,62 cm, modelo II - 2,34 cm e para o modelo III - 2,15 cm.

Desta forma é possível relacionar a diminuição dos deslocamentos horizontais na estrutura com o aumento da resistência característica à compressão do concreto (f_{ck}) nos pilares, tornando a estrutura mais rígida. Pois o modelo I é constituído com concreto de f_{ck} 30

MPa, nos pilares e apresentou 1,72 cm de deslocamento, o Modelo II apresentou 1,58 cm de deslocamento, sendo 8,14% a menos em relação ao Modelo I, já o Modelo III, que possui fck 50 MPa nos pilares, apresentou 1,48 cm de deslocamento, resultando em 13,95% a menos em relação ao Modelo I. Os maiores deslocamentos são em relação ao eixo x.

Tabela 3 - Deslocamentos horizontais devido aos esforços do vento

	Deslocamento Horizontal (cm)		
	x	y	Limite
Modelo I	1,72	1,01	3,71
Modelo II	1,58	0,89	
Modelo III	1,48	0,81	

Fonte: Autor 2023).

4.2 Quantitativo de aço nos pilares

Na Figura 18, é apresentado o quantitativo de aço em quilos ao longo dos pavimentos, dos três modelos estudados. O Modelo I, com concreto de classificação C30 no pilares, resultou em um total de 37.396,30 kg de aço nos pilares, apresentando uma quantidade significativa de aproximadamente 5.600 kg no primeiro pavimento, onde o peso vai decrescendo ao longo do pavimento superiores, sendo que no pavimento 14, a quantidade de aço nos pilares baixa de 1.000 kg e segue decrescendo até o penúltimo pavimento.

Já o Modelo II, de concreto de classificação C40 nos pilares, apresentou o consumo total de aço nos pilares de 24.916,80 kg, sendo que 12.479,50 kg ou 33,37% a menos que o Modelo I. O Modelo II apresenta praticamente em todos os pavimentos um consumo de aço menor em relação ao modelo I, sendo que nos primeiros pavimentos uma diferença maior, aproximadamente 2.380 kg a menos, isso justificado pela maior resistência à compressão do concreto do Modelo II para o Modelo I.

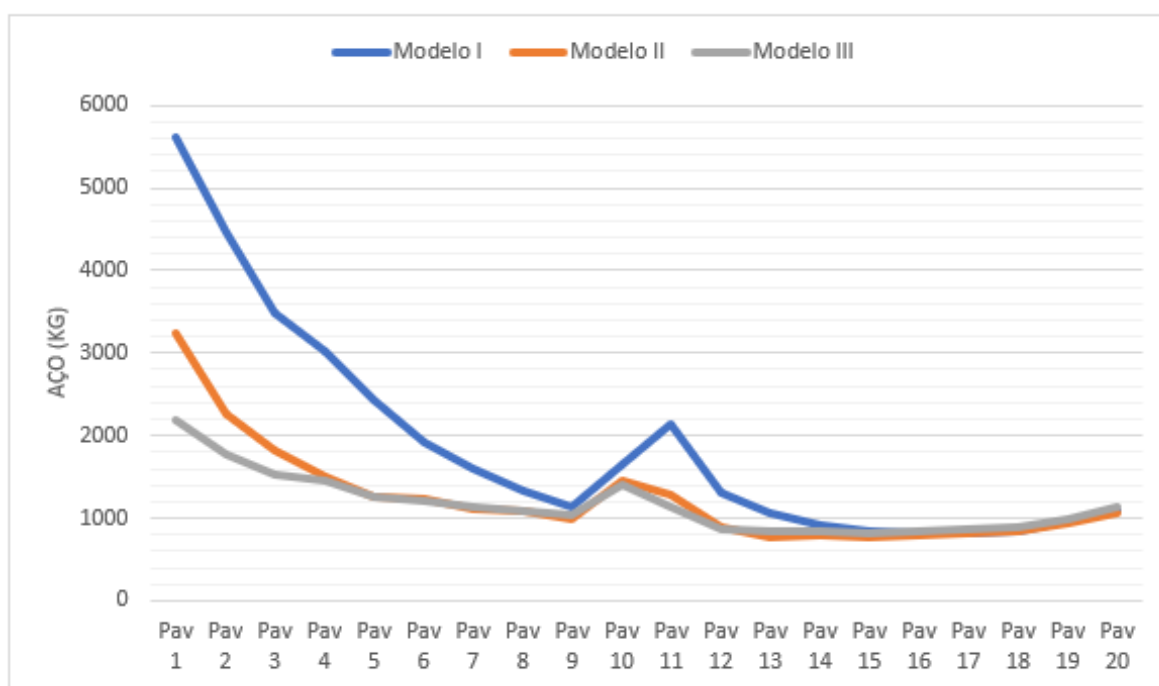
No Modelo III, este com a classificação do concreto C50 nos pilares da estrutura, demonstrou o resultado de 23.298,80 kg de aço no mesmo, em relação ao resultado apresenta o consumo menor ao Modelo I de 14.097,50 kg ou 37,70%, quantidade de economia de aço

impressionante, fato ocorrido pela maior resistência à compressão do concreto. Comparando o Modelo III ao Modelo II, constatou-se uma pequena economia de aço de 1.618 kg, representando 6,49% a menos.

Verificou-se também que o Modelo III, possui uma linearidade decrescente mais ampla e suave da armadura na estrutura ao longo dos seus pavimentos, considerando do primeiro até o último pavimento. Já o Modelo I apresenta uma taxa de armadura muito elevada nos primeiros pavimentos em relação ao Modelo III, visto que a resistência do concreto à compressão é menor.

O consumo de aço tende a diminuir com o aumento do fck nos pilares e também com o alívio da carga axial nos pilares ao decorrer dos pavimentos mais altos. Entre o pavimento 10 e 11 do edifício, houve uma redução da seção transversal dos pilares em que causou uma excentricidade nos mesmos resultando em um pico de aumento de consumo de aço, como apresentado na Figura 18.

Figura 18 - Quantitativo de aço nos pilares por pavimento e modelo



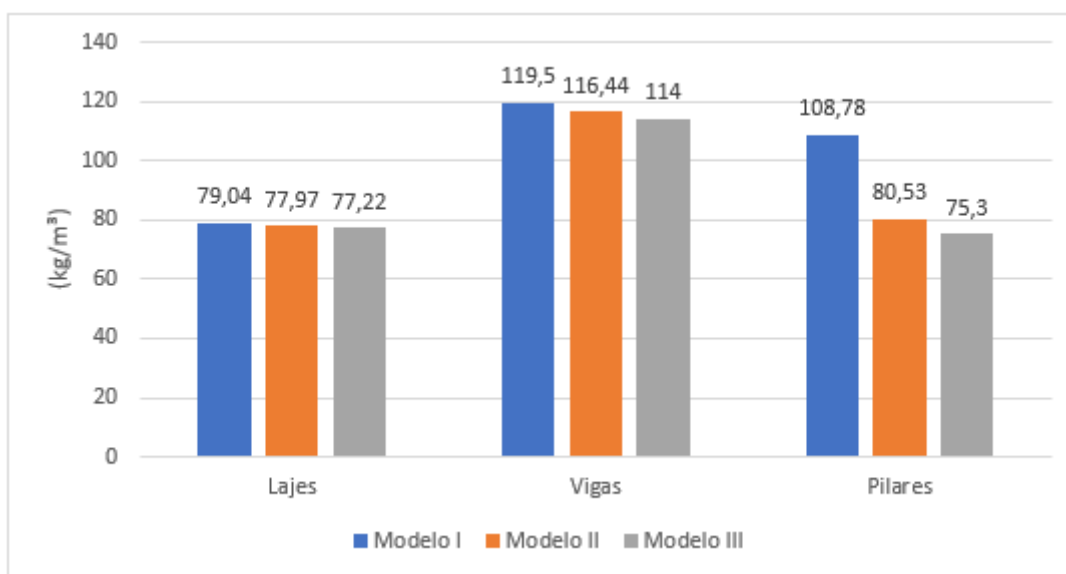
Fonte: Autor (2023).

4.3 Relação de consumo de aço por metro cúbico de concreto (kg/m³) nos modelos considerando toda a estrutura

Este item traz os resultados referentes ao consumo de aço em quilos em relação ao consumo de concreto em metros cúbicos, das lajes, vigas e pilares dos três modelos. O interessante neste comparativo é que a alteração da resistência característica à compressão nos pilares não só altera o consumo de aço por metro cúbico de concreto dos pilares, mas também nas lajes e vigas, como apresentado na Figura 19 a seguir.

O Modelo I apresentou nas lajes a relação aço/concreto de 79,04 kg/m³, nas vigas 119,50 kg/m³, e nos pilares 108,78 kg/m³. No Modelo II, apresentou nas lajes e vigas uma redução de aproximadamente 1 kg/m³ e 3 kg/m³, respectivamente, e nos pilares apresentou uma redução considerável de aço no concreto de 28,25 kg/m³, resultando em 88,95 kg/m³. Já no Modelo III, apresenta a relação de consumo de aço por concreto nas lajes de 77,22 kg/m³, nas vigas 114,00 kg/m³, e nos pilares 75,30 kg/m³. Considerando toda a estrutura (lajes, vigas e pilares), o Modelo III apresenta o consumo de 86,62 kg/m³, sendo menor consumo de aço por metro cúbico de concreto, o Modelo II apresentou o consumo de 88,95 kg/m³ e o Modelo I apresentou o consumo de 86,62 kg/m³, apresentando uma diferença considerável a menos do consumo de aço em relação ao Modelo I.

Figura 19 - Relação de consumo de aço por metro cúbico de concreto



Fonte: Autor (2023).

4.4 Comparativo de consumo e custos

Com o resultado quantitativo fornecido pelo *software* e com os preços dos insumos baseados na planilha Sinapi, foi possível desenvolver o custo dos três modelos estruturais considerando o aço, concreto e forma. Em relação ao aço, os relatórios gerados no *software* apresentaram 10% a mais em peso, estes foram decrescidos em todos os relatórios e análises deste trabalho.

Na Tabela 4, demonstra o custo total do aço por cada tipo de bitola e também o comparativo dos três modelos. O Modelo I apresentou o total de peso de aço na estrutura de 123.076,26 kg e um valor total de aço de R\$1.012.321,80. O Modelo II apresentou o peso de aço de 108.957,42 kg e o custo de R\$902.223,51, gerando a diferença a menos em relação ao Modelo I de 10,88%, que significa uma economia de valor de R\$110.098,29. Já o Modelo III, o consumo total de aço é de 106.100,55 kg e o custo de R\$879.651,56, apresentando uma economia de 13,11% e de valor R\$132.670,23 em relação ao Modelo I, e em relação ao Modelo II apresentou a economia de 2,50% e de R\$22.571,95 de custo.

Analisando os três modelos em relação ao consumo e custo de aço, verificou-se uma economia significativa no custo do aço nos modelos II e III em relação ao Modelo I, sendo ainda o Modelo III mais vantajoso que o modelo II.

Tabela 4 - Custo de aço global nos modelos

Aço Vergalhão	Valor Unitário (R\$/kg)	Modelo I		Modelo II		Modelo III	
		Quantidade (kg)	Subtotal (R\$)	Quantidade (kg)	Subtotal (R\$)	Quantidade (kg)	Subtotal (R\$)
CA-60, 5,0 mm	8,01	17.907,75	143.441,08	17.553,24	140.601,45	18.080,55	144.825,21
CA-50, 6,3 mm	8,93	14.103,00	125.939,79	13.086,18	116.859,59	13.301,46	118.782,04
CA-50, 8,0 mm	8,98	19.400,13	174.213,17	19.595,16	175.964,54	19.483,92	174.965,60
CA-50, 10,0 mm	8,46	26.330,85	222.758,99	25.731,90	217.691,87	25.299,00	214.029,54
CA-50, 12,5 mm	7,33	19.279,53	141.318,95	15.166,17	111.168,03	14.828,04	108.689,53
CA-50, 16,0 mm	7,33	13.852,62	101.539,70	9.536,85	69.905,11	8.303,04	60.861,28
CA-50, 20,0 mm	8,45	8.522,46	72.014,79	5.644,62	47.697,04	4.750,83	40.144,51
CA-50, 25,0 mm	8,45	3.679,92	31.095,32	2.643,30	22.335,89	2.053,71	17.353,85
		Total (kg)	123.076,26	Total (kg)	108.957,42	Total (kg)	106.100,55
		Total Geral (R\$)	1.012.321,80	Total Geral (R\$)	902.223,51	Total Geral (R\$)	879.651,56
				Diferença I para II		-10,88%	-R\$ 110.098,29
				Diferença I para III		-13,11%	-R\$ 132.670,23
				Diferença II para III		-2,50%	-R\$ 22.571,95

Fonte: Autor (2023).

O concreto também é um insumo de grande relevância na estrutura de concreto armado, na Tabela 5, verifica-se o consumo e o custo do tipo do concreto em cada modelo, sendo o custo baseado na tabela Sinapi e considerando o bombeamento do mesmo.

No Modelo I, toda estrutura (lajes, vigas e pilares) é composto pelo concreto de classificação C30, e apresenta o quantitativo de 1.224,90 m³ de concreto e um valor total de R\$672.373,31. No Modelo II, verifica-se o quantitativo de 915,50 m³, de concreto C30 nas lajes e vigas e nos pilares 309,40 m³ de concreto C40, resultando em um custo de R\$682.373,31, sendo 1,49% e R\$10.15,94 a mais caro que o Modelo I. Para o Modelo III, verificamos o quantitativo de concreto C30 de 915,50 m³, e nos pilares o concreto C50 com os mesmos 309,40 m³, iguais ao Modelo II, apresentando o custo em concreto de R\$703.316,60, gerando um custo maior em relação ao Modelo I de 4,42% e de R\$31.079,23, e em relação ao Modelo II um custo maior de 2,98% e R\$20.943,29.

Sendo este custo no concreto mais elevado nos modelo II e III, justificados pela maior resistência do concreto, ou seja, quanto maior a resistência do concreto, também é maior o custo unitário do mesmo.

Tabela 5 - Custo global do concreto nos modelos

MODELO	Concreto usado bombeável, brita 0 e 1, slump = 100 +/- 20 mm, com bombeamento	Quantidade (m ³)	Valor Unitário (R\$/m ³)	Subtotal (R\$)	Total Geral (R\$)
I	fck = 30 MPa	1.224,90	548,81	672.237,37	672.237,37
II	fck = 30 MPa	915,50	548,81	502.435,56	682.373,31
	fck = 40 MPa	309,40	581,57	179.937,76	
III	fck = 30 MPa	915,50	548,81	502.435,56	703.316,60
	fck = 50 MPa	309,40	649,26	200.881,04	
Diferença de I para II				1,49%	R\$ 10.135,94
Diferença de I para III				4,42%	R\$ 31.079,23
Diferença de II para III				2,98%	R\$ 20.943,29

Fonte: Autor (2023).

Referente ao insumo forma de chapa de madeira plastificada, o preço foi baseado no Sinapi e adotado o número de utilizações da mesma de 8 vezes, segundo Müller (2016), a chapa plastificada pode chegar até o número de 15 utilizações.

Como entre os modelos, não foi alterado a seção dos pilares, o quantitativo entre os mesmos permaneceu igual, com 11.125,20 m² de forma, considerando o número de utilizações ficou o custo de R\$17,33/m², totalizando o custo de forma em cada modelo de R\$192.799,72, conforme a Tabela 6.

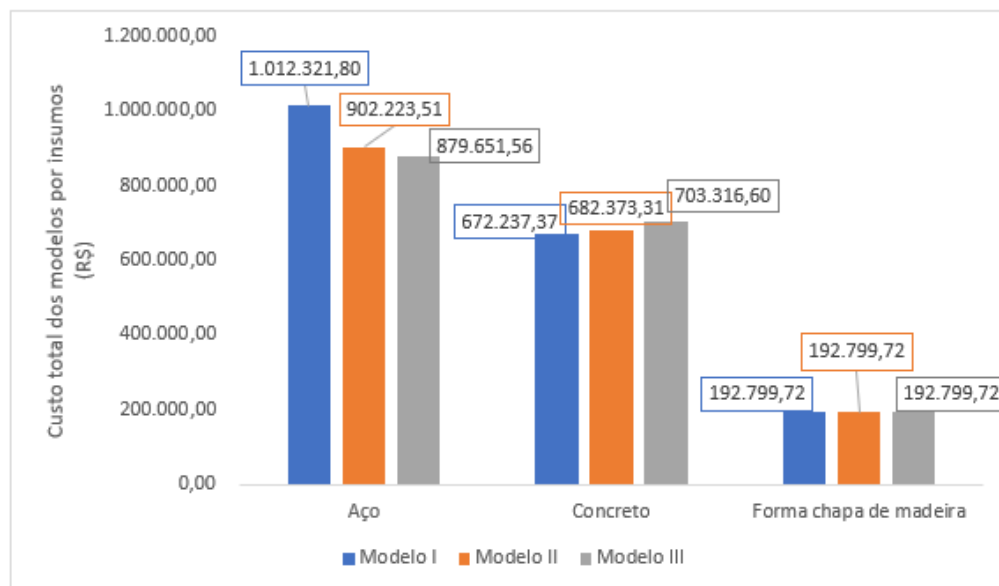
Tabela 6 - Custo global de formas nos modelos

MODELO	Quantidade (m ²)	Valor Unitário (R\$/m ²)	Total (R\$)
I	11.125,20	17,33	192.799,72
II	11.125,20	17,33	192.799,72
III	11.125,20	17,33	192.799,72

Fonte: Autor (2023).

Na Figura 20, é possível verificar a representatividade na forma gráfica, onde foi comparado cada insumo dos modelos entre si. A cor azul é referente ao Modelo I, a cor laranja se refere ao Modelo II e o Modelo III é representado pela cor cinza. Deste modo é possível relacionar que são inversamente proporcionais o custo de aço e o custo em concreto, pois o modelo que apresenta maior custo em aço apresenta o menor custo em concreto. O custo com formas permaneceu igual, pois não houve alteração de seção transversal dos pilares entre os modelos.

Figura 20 – Custos totais dos modelos por insumo



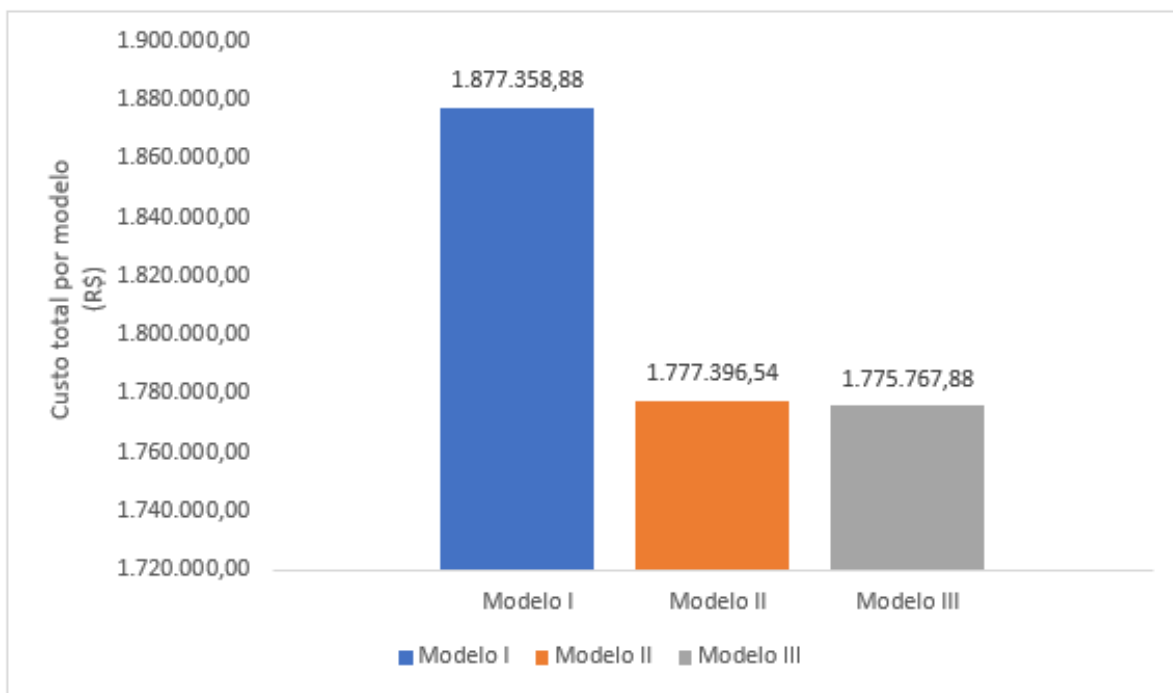
Fonte: Autor (2023).

4.5 Comparativo geral de custo

Comparando os três modelos estruturais de forma global, verifica-se na Figura 21, na qual foi considerado o custo dos três insumos do presente estudo (aço, concreto e forma). O Modelo I, que possui em toda a sua estrutura o concreto C30, apresentou o custo total de R\$1.877.358,88, já o Modelo II, que a estrutura possui concreto C30 nas lajes e vigas e o concreto C40 nos pilares, apresentou o custo total de R\$1.777.396,54, desta forma apresentou 5,32% a menos que o Modelo I. Para o Modelo III, verificamos o valor de custo total de R\$1.775.767,88, apresentando uma economia de 5,41% em relação ao modelo I, e minimamente mais em conta que o modelo II, com uma diferença de 0,09% a menos.

Desta forma, a estrutura de Modelo III, apresentou a redução de custo de R\$101.591,00 em relação ao Modelo I, e em relação ao Modelo II, apresentou uma redução de R\$1.628,66, sendo o modelo III a estrutura que apresentou menor custo global considerando os três insumos.

Figura 21 – Custo total global por modelo



Fonte: Autor (2023).

4.6 Comparativo com outros trabalhos

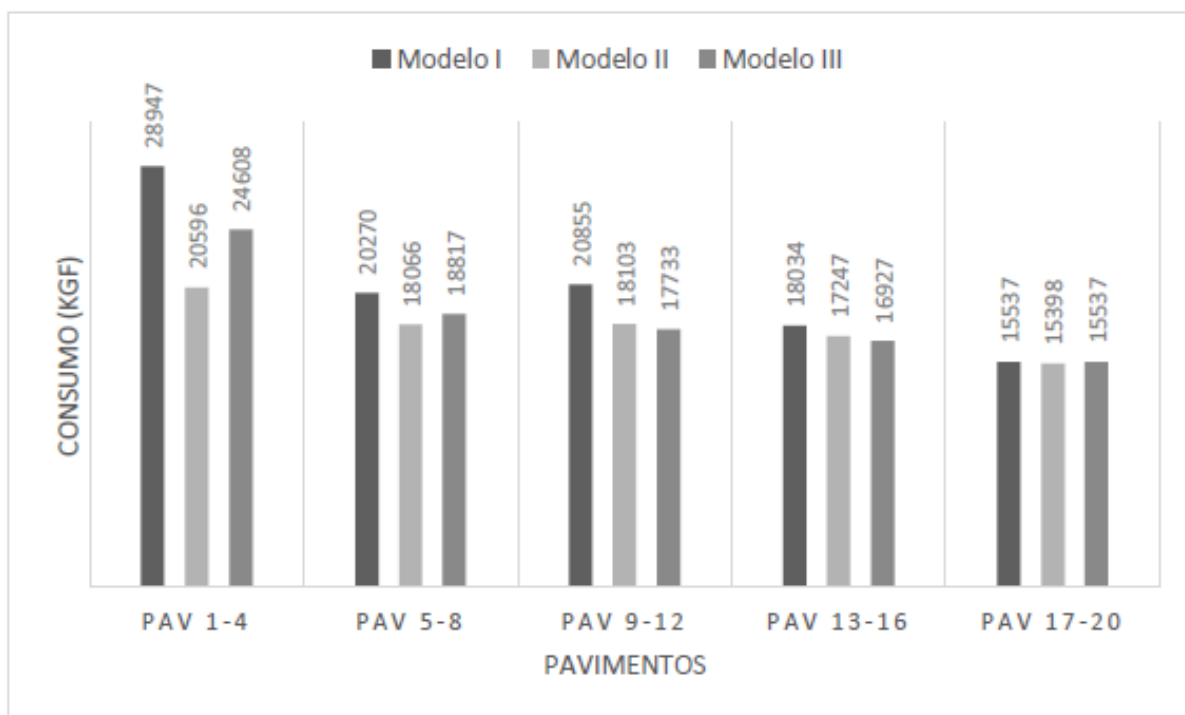
Conforme o trabalho desenvolvido por Spengler (2023), em que desenvolveu três Modelos para análise, em que o Modelo I é constituído em toda a sua estrutura por fck 30 MPa, onde alterou a dimensão dos pilares de acordo com o aumento de altura. O Modelo II possui a mesma seção transversal dos pilares do Modelo I, e possuindo a alteração do fck dos pilares considerando o uso de fck 30 MPa, 35 MPa, 40 MPa, 45 MPa e 50 MPa. Para o Modelo III foi considerado o uso dos fck dos pilares igual ao Modelo II, considerando alteração na seção dos pilares.

De acordo Spengler (2023), o Modelo II do seu trabalho, que possui a variação de fck 30 MPa à fck 50 MPa, apresentou menor consumo de aço, pois iniciou nos primeiros pavimentos o concreto com maior resistência, no caso de fck 50 MPa, e ao decorrer do pavimentos a resistência do concreto foi diminuída.

Considerando o custo da estrutura, o concreto de maior resistência possui o seu custo mais elevado em relação a concretos de menor resistência, sendo que o aço também possui consumo e valor significativo na estrutura, como a Autora não adentrou a custos no seu trabalho, enfatiza a importância de analisar o consumo dos materiais com seus respectivos custos a fim de um melhor resultado estrutural e financeiro para a estrutura (SPENGLER, 2023).

Na Figura 22, apresenta o consumo de aço ao longo dos pavimentos dos três modelos de Spengler (2023), sendo o Modelo I com concreto C30 em toda a estrutura e alterando a seção dos pilares ao longo da mesma, já o Modelo II possui concreto C30 até C50, sendo reduzida a resistência do mesmo ao longo da altura da edificação e a alteração da seção dos pilares com Modelo I, já no Modelo III, que possui o uso dos concreto igual ao modelo II, e alterações nas seções dos pilares.

Figura 22 – Consumo de aço nos pilares em (kg)



Fonte: Spengler (2023).

O trabalho de Ziem e Schmitz (2021), apresentou o Modelo I do seu trabalho com o custo total de R\$2.850.340,60 e o Modelo II com o custo de R\$2.640.820,12, que apresentou uma redução de 7,35% e o valor de R\$209.520,48 de economia em relação ao Modelo I. O Modelo III da autoras contemplou a redução da seção transversal dos pilares em relação aos outros dois modelos, onde obtiveram reduções nas seções dos pilares de até 45,45%, e uma redução de área total de pilares de até 23,70%.

O presente trabalho não considerou um modelo com a diferenciação de redução de seção de pilar, mas se tratando em custo global apresentou uma economia de R\$101.591,00 e de 5,41%. O Modelo II das autoras Ziem e Schmitz (2021), foi adotado concreto C50 nos primeiros 4 pavimentos, sendo diminuída a resistência de 5 MPa a cada 4 pavimentos, sendo que os últimos 4 pavimentos o concreto foi C25. Em função dessa solução adotada o Modelo II de Ziem e Schmitz (2021) pode ter obtido um melhor desempenho e resultado.

O concreto com maior resistência à compressão traz vantagens, por ser um material menos impermeável ele apresenta maior durabilidade e consequentemente maior vida útil à estrutura. O concreto de maior resistência permite que em edifícios altos possam ser

dimensionados projetos com seção transversal menores e assim aumentando a área útil do projeto arquitetônico. Utilizando um concreto de maior resistência também pode registrar um menor consumo de aço na estrutura (ZIEM E SCHMITZ, 2021).

5 CONCLUSÃO

O trabalho desenvolvido teve o objetivo de analisar a influência da variação da resistência característica do concreto à compressão em relação ao consumo de aço nos pilares de um edifício de 20 pavimentos, em estrutura de concreto armado. Foram estudados três modelos estruturais e dimensionados através do *software* AltoQI Eberick, estes modelos partiram do mesmo projeto arquitetônico, possuindo como diferencial o fck utilizado nos pilares de cada modelo.

Para o estudo foram dimensionados três modelos simétricos, ambos com a mesma seção transversal dos pilares e com a mesma alteração na seção transversal dos mesmos. No modelo I foi considerado concreto C30 em toda a estrutura, ou seja nas lajes, vigas e pilares, no entanto o Modelo II foi dimensionado com concreto C30 nas lajes e vigas, e nos pilares concreto C40, o Modelo III foi adotado a mesma condição do Modelo II, porém nos pilares concreto C50.

Ao analisar o quantitativo de aço no pilares de cada modelo é perceptível uma grande economia de 37,70 % em quilos de aço no Modelo III, na qual possui concreto com resistência de 50 MPa, em relação ao Modelo I, na qual a resistência do concreto nos pilares é de 30 MPa.

Outro ponto importante é a relação de quilos de aço por metro cúbico de concreto, considerando a estrutura por completa com lajes, vigas e pilares, verificou-se que o aumento da resistência característica do concreto gera diminuição na quantidade de aço em quilos, nos pilares os modelos I, II e III apresentaram 108,78 kg/m³, 80,53 kg/m³ e 75,30 kg/m³ de

concreto, respectivamente, o mais interessante que o aumento de resistência do concreto nos pilares acaba afetando de forma positiva uma diminuição no consumo de aço nas lajes e vigas também.

Para custos da estrutura global o Modelo I, resultou no valor de R\$1.012.321,80, o Modelo II, o valor de R\$902.223,51 e o Modelo III o valor de R\$879.651,56, resultando em uma economia de 13,11% em relação ao Modelo I. No entanto, no custo do concreto, sabe-se que quanto maior a resistência do mesmo, maior o seu valor de comercialização, mas como a variação do f_{ck} ocorreu apenas nos pilares não gerou uma diferença muito grande e significativa em consideração ao global. Na qual possuímos o valor de concreto de R\$672.237,37 para o Modelo I, de R\$682.373,31 para o Modelo II e o Modelo III, apresentou o custo mais elevado de R\$703.316,60, na qual o custo é 4,42% mais elevado que o modelo I. Como não possui alteração na seção transversal dos pilares de um modelo para outro, o valor das formas de madeira ficaram iguais para ambas no valor de R\$192.799,72.

Sobre o custo global das estruturas pode-se concluir que o Modelo I, apresentou o custo de R\$1.877.358,88, sendo o mais elevado, justificado pelo maior consumo de aço na estrutura. Os modelos II e III, apresentaram o custo de R\$1.777.396,54 e R\$1.775.767,88, respectivamente, valores bem próximos um do outro, mas o Modelo III se consagrando o modelo de estrutura com menor custo.

Em questão de estabilidade global e deslocamentos, os modelos com f_{ck} maior nos pilares apresentaram menores coeficientes e deslocamentos. O Modelo III apresentou em relação ao Modelo I uma redução de 13,95% ou de 2,54 cm nos deslocamentos devido aos esforços do vento. Para o Gama-Z o Modelo III apresentou uma redução de 2,54% para o Modelo I.

Por final, o presente estudo é conclusivo, que é importante sim utilizar concretos com resistência à compressão mais elevada nos pilares, tornando a estrutura com melhor estabilidade global, e também gerando benefício econômico à estrutura, mesmo que o concreto com maior resistência tenha um custo mais agregado. Não foi o caso do presente estudo, mas o aumento da resistência do concreto pode trazer benefícios arquitetônicos para a

obra, como mais área útil da planta, caso seja variado mais seções transversais e f_{ck} dos pilares entre pavimentos.

Fica a sugestão para trabalhos futuros analisar as estruturas com embasamento na NBR 6118 (ABNT, 2023), principalmente comparando o Modelo III deste trabalho, que possui o concreto de f_{ck} 50 MPa nos pilares, sendo que este com a atualização da norma passa a contar com um coeficiente de minoração de resistência (η_c).

REFERÊNCIAS

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 6123:** Forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro, 1988.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 6118:** Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. Rio de Janeiro, 2023.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 8681:** Ações e segurança nas estruturas - Procedimento. Rio de Janeiro, 2004.

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

ALTOQI - EBERICK - S3ENG - Tecnologia Aplicada à Engenharia Ltda. 2023. Site: <https://www.altoqi.com.br/> . Acesso em: 25 de maio de 2023.

CARNEIRO, F; MARTINS, J. **Análise de Estruturas - Contraventamento de Edifícios.** Série Estruturas. Porto: UFP, 2008.

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

CHARMAZ, Kathy. **A construção da teoria fundamentada: guia prático para análise qualitativa**. Porto Alegre: ARTMED, 2009.

CLÍMACO, João Carlos Teatini de Souza. **Estruturas de Concreto Armado: Fundamentos de Projeto, Dimensionamento e Verificação**. 2ª ed. Brasília/DF. Editora UnB, 2015.

CLÍMACO, João Carlos Teatini de Souza. **Estruturas de Concreto Armado: Fundamentos de Projeto, Dimensionamento e Verificação**. 3ª ed. Brasília/DF. Editora UnB, 2016.

COSTA, O. V. **Estudo de alternativas de projetos estruturais em concreto armado para uma mesma edificação**. Fortaleza. Dissertação (Mestrado). UFC, 1997.

CUNHA, Alexandre de M. **Análise Comparativa entre o Coeficiente Gama-Z e o Processo P-Delta em Estruturas de Concreto Armado**. 2017. 61p. Trabalho de Especialização em Análise e Dimensionamento de Estruturas de Concreto Armado e Aço (Engenharia Civil) - Escola de Engenharia Civil, Universidade Federal de Minas Gerais, Minas Gerais. 2017.

FERREIRA, Nuno.A.C. **Efeito do Vento em Edifícios Altos - Aplicação a Um Caso Concreto**. 2008, FEUP: Porto. pp. 179.

FLICK, Uwe. **Introdução à pesquisa qualitativa**. Porto Alegre: ARTMED, 2009.

FREITAS, F. C.; LUCHI, L. A. R.; FERREIRA, W.G. **Análise da estabilidade global das estruturas e ações de controle dos seus efeitos**. Scielo Brasil. V. 9, n. 2. Abr. 2016.

Disponível em:

<https://www.scielo.br/j/riem/a/WKyQXmcmR9h3rFSBmxggCHx/?lang=pt#:~:text=%A%20%C3%A9%20a%20soma%20da%20multiplica%C3%A7%C3%A3o,por%20a%C3%A1lise%20de%20primeira%20ordem>. Acesso em: 12 maio 2023.

GERHARDT, Tatiana Engel. SILVEIRA, Denise Tolfo. **Métodos de Pesquisa**. Porto Alegre: Editora UFRGS, 2009. Coordenado pela Universidade Aberta do Brasil UAB – UFRGS e pelo Curso de Graduação Tecnológica – Planejamento e Gestão para o Desenvolvimento Rural da SEAD/UFRGS.

GIL, A. C. **Como elaborar projetos de pesquisa**. São Paulo: Atlas, 2007.

KIMURA, Alio. **informática aplicada em estruturas de concreto armado: cálculos de edifícios com o uso de sistemas computacionais**. São Paulo: Pini, 2007.

KIMURA, Aliro. **Informática aplicada em estruturas de concreto armado**. 2 ed. São Paulo: Oficina de textos, 2018.

LINS, Fernando F. V. **Contribuição à avaliação da estabilidade global e pré-dimensionamento de pórticos planos em concreto pré-moldado**. 2013. 205 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Mestre em Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2013. Disponível em: <<http://www.teses.usp.br/teses/disponiveis/18/18134/tde-29082013-085703/pt-br.php>>. Acesso em: 09 maior. 2023.

MARTHA, Luiz Fernando. **análise de estruturas: conceitos e métodos básicos**. Rio de Janeiro: Elsevier, 2017.

MÜLLER, Guilherme Luiz. **Dimensionamento de fôrmas de madeira para estruturas de concreto armado: uma proposta teórica**. Universidade do Vale do Taquari. 87 p. Lajeado, 2016.

PAIVA, Nadjara M. B. **Pilares de concreto de alta resistência com seção transversal retangular solicitados à compressão simples**. 1994. 120p. Trabalho de Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) - Faculdade Estadual de Campinas, Campinas, SP.

PRADO, José F. M. de A. **Estruturas de Edifícios em Concreto Armado Submetidas a Ações de Construção**. USP: São Paulo. 184p. 1999.

RIOS, Lenimar Gonçalves. VIANA, Mônica Antonia. MORRONE, Alexandre Lukas. **Adensamento e verticalização nos municípios centrais da Região Metropolitana da Baixada Santista**. São Paulo, PUC - Caderno MetrÓpole, v. 24, n. 54, 2022. Disponível em <https://www.scielo.br/j/cm/a/CSxTyVHt9vsVZPRb4rjvz7R/?lang=pt> com acesso em 25.05.2023.

SPENGLER, Adriana Piffer. **Influência da alteração da resistência à compressão do concreto (fck) e da alteração da seção dos pilares no projeto de um edifício em concreto armado no sistema núcleo rígido**. Universidade do Vale do Taquari. 72 p. Lajeado, 2023.

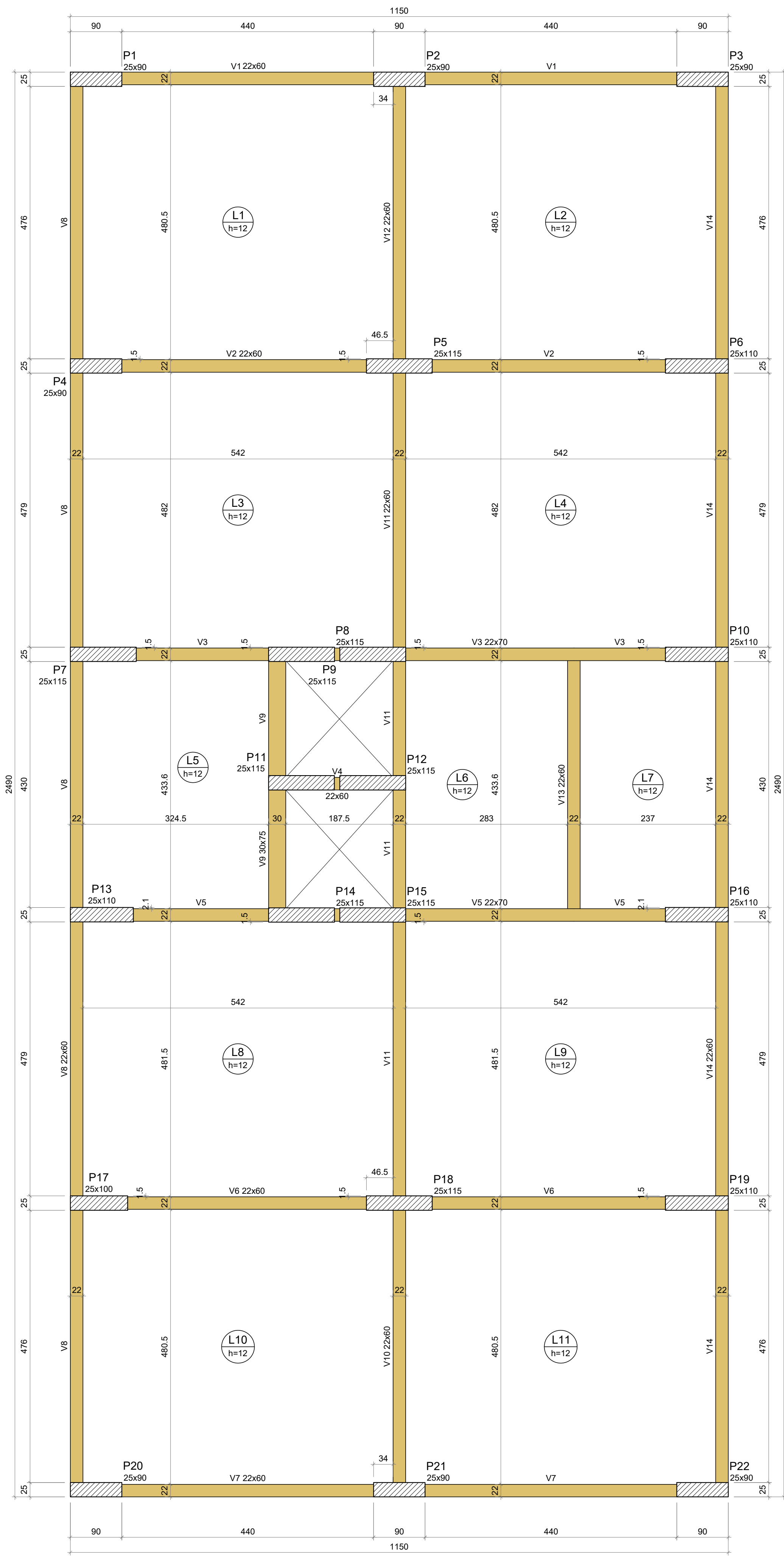
STAMM, C., STADUTO, J. A. R., LIMA, J. F. de, & WADI, Y. M. . **A população urbana e a difusão das cidades de porte médio no Brasil**. Interações (Campo Grande), 14(2), 2015.

Disponível em <https://www.interacoes.ucdb.br/interacoes/article/view/210> com acesso em 25.05.2023.

VERGARA, Sylvia Constant. **Projetos e relatórios de pesquisa em administração**. 5. ed. São Paulo: Atlas, 2004.

ZIEM, A. C.; SCHMITZ, R. J. **Estudo da influência da resistência à compressão do concreto em pilares no dimensionamento de um edifício em concreto armado**. Universidade do Vale do Taquari. 21 p. Lajeado, 2021.

APÊNDICE



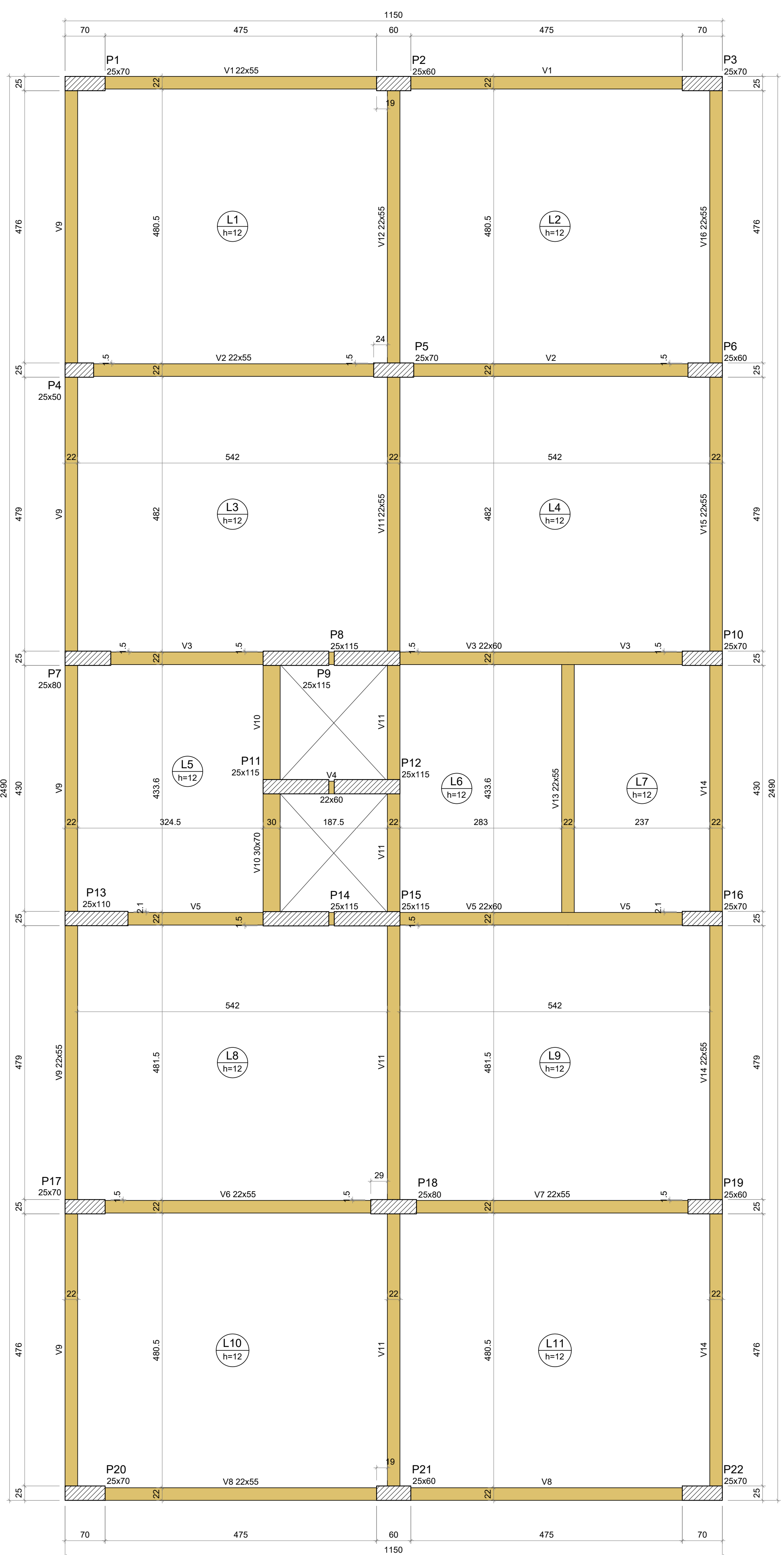
Forma do pavimento Pavimento 1 (Nível 300)

escala 1:50

Lajes							
Nome	Tipo	Altura (cm)	Dados			Sobrecarga (kgf/m²)	
			Elevação (cm)	Nível (cm)	Peso próprio (kgf/m²)	Adicional	Acidental Localizada
L1	Maciça	12	0	300	300	100	300 -
L2	Maciça	12	0	300	300	100	300 -
L3	Maciça	12	0	300	300	100	300 -
L4	Maciça	12	0	300	300	100	300 -
L5	Maciça	12	0	300	300	100	300 -
L6	Maciça	12	0	300	300	100	300 -
L7	Maciça	12	0	300	300	100	300 -
L8	Maciça	12	0	300	300	100	300 -
L9	Maciça	12	0	300	300	100	300 -
L10	Maciça	12	0	300	300	100	300 -
L11	Maciça	12	0	300	300	100	300 -

Vigas			
Nome	Seção (cm)	Elevação (cm)	Nível (cm)
V1	22x60	0	300
V2	22x60	0	300
V3	22x70	0	300
V4	22x60	0	300
V5	22x70	0	300
V6	22x60	0	300
V7	22x60	0	300
V8	22x90	0	300
V9	30x75	0	300
V10	22x60	0	300
V11	22x60	0	300
V12	22x60	0	300
V13	22x60	0	300
V14	22x60	0	300

Pilares			
Nome	Seção (cm)	Elevação (cm)	Nível (cm)
P1	25x90	0	300
P2	25x90	0	300
P3	25x90	0	300
P4	25x90	0	300
P5	25x115	0	300
P6	25x110	0	300
P7	25x115	0	300
P8	25x115	0	300
P9	25x115	0	300
P10	25x110	0	300
P11	25x115	0	300
P12	25x115	0	300
P13	25x110	0	300
P14	25x115	0	300
P15	25x115	0	300
P16	25x110	0	300
P17	25x100	0	300
P18	25x115	0	300
P19	25x110	0	300
P20	25x90	0	300
P21	25x90	0	300
P22	25x90	0	300



Forma do pavimento Pavimento 11

escala 1:50

Lajes							
Nome	Tipo	Altura (cm)	Dados			Sobrecarga (kgf/m²)	
			Elevação (cm)	Nível (cm)	Peso próprio (kgf/m²)	Adicional	Acidental Localizada
L1	Maciça	12	0	3300	300	100	300 -
L2	Maciça	12	0	3300	300	100	300 -
L3	Maciça	12	0	3300	300	100	300 -
L4	Maciça	12	0	3300	300	100	300 -
L5	Maciça	12	0	3300	300	100	300 -
L6	Maciça	12	0	3300	300	100	300 -
L7	Maciça	12	0	3300	300	100	300 -
L8	Maciça	12	0	3300	300	100	300 -
L9	Maciça	12	0	3300	300	100	300 -
L10	Maciça	12	0	3300	300	100	300 -
L11	Maciça	12	0	3300	300	100	300 -

Vigas			
Nome	Seção (cm)	Elevação (cm)	Nível (cm)
V1	22x55	0	3300
V2	22x55	0	3300
V3	22x60	0	3300
V4	22x60	0	3300
V5	22x60	0	3300
V6	22x55	0	3300
V7	22x55	0	3300
V8	22x55	0	3300
V9	22x55	0	3300
V10	30x70	0	3300
V11	22x55	0	3300
V12	22x55	0	3300
V13	22x55	0	3300
V14	22x55	0	3300
V15	22x55	0	3300
V16	22x55	0	3300

Pilares			
Nome	Seção (cm)	Elevação (cm)	Nível (cm)
P1	25x70	0	3300
P2	25x60	0	3300
P3	25x70	0	3300
P4	25x50	0	3300
P5	25x70	0	3300
P6	25x60	0	3300
P7	25x80	0	3300
P8	25x115	0	3300
P9	25x115	0	3300
P10	25x70	0	3300
P11	25x115	0	3300
P12	25x115	0	3300
P13	25x110	0	3300
P14	25x115	0	3300
P15	25x115	0	3300
P16	25x70	0	3300
P17	25x70	0	3300
P18	25x80	0	3300
P19	25x60	0	3300
P20	25x70	0	3300
P21	25x60	0	3300
P22	25x70	0	3300

EST. COMERCIAL - LAJEADO/RS

Cliente: UNIVATES
OBRA: TCC II

Nº Prancha

01/01

TÍTULO:

FÓRMAS PAV. 1 E PAV. 11

Desenho: Wagner

Data: dezembro/2023

Escala: 1:50



UNIVATES

R. Avelino Talini, 171 | Bairro Universitário | Lajeado | RS | Brasil
CEP 95914.014 | Cx. Postal 155 | Fone: (51) 3714.7000
www.univates.br | 0800 7 07 08 09