



UNIVERSIDADE FEDERAL DO TOCANTINS
CAMPUS DE PALMAS
CURSO DE GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

PEDRO VITOR MORAES DE CASTRO

**INFLUÊNCIA DA GEOMETRIA DO NÚCLEO RÍGIDO NA
SUA EFICIÊNCIA COMO ESTRUTURA DE
CONTRAVENTAMENTO**

Palmas/TO
2022

PEDRO VITOR MORAES DE CASTRO

**INFLUÊNCIA DA GEOMETRIA DO NÚCLEO RÍGIDO NA
SUA EFICIÊNCIA COMO ESTRUTURA DE
CONTRAVENTAMENTO**

Monografia elaborada e apresentada à UFT –
Universidade Federal do Tocantins – Campus
Universitário de Palmas, Curso de Engenharia Civil
para obtenção do título de bacharel em Engenharia Civil
e aprovada em sua forma final pelo Orientador e pela
Banca Examinadora.

Orientador: Prof. Dr. Roldão Pimentel de Araujo Junior

Palmas/TO
2022

Dados Internacionais de Catalogação na Publicação (CIP)
Sistema de Bibliotecas da Universidade Federal do Tocantins

C355i Castro, Pedro Vitor Moraes de.
Influência da geometria do núcleo rígido na sua eficiência como estrutura de contraventamento. / Pedro Vitor Moraes de Castro. – Palmas, TO, 2022.
98 f.

Monografia Graduação - Universidade Federal do Tocantins – Câmpus Universitário de Palmas - Curso de Engenharia Civil, 2022.
Orientador: Roldão Pimentel de Araujo Junior

1. Estruturas de concreto armado. 2. Núcleo Rígido. 3. Estabilidade Global. 4. Contraventamento de estruturas. I. Título

CDD 624

TODOS OS DIREITOS RESERVADOS – A reprodução total ou parcial, de qualquer forma ou por qualquer meio deste documento é autorizado desde que citada a fonte. A violação dos direitos do autor (Lei nº 9.610/98) é crime estabelecido pelo artigo 184 do Código Penal.

Elaborado pelo sistema de geração automática de ficha catalográfica da UFT com os dados fornecidos pelo(a) autor(a).

FOLHA DE APROVAÇÃO

PEDRO VITOR MORAES DE CASTRO

INFLUÊNCIA DA GEOMETRIA DO NÚCLEO RÍGIDO NA SUA EFICIÊNCIA COMO ESTRUTURA DE CONTRAVENTAMENTO

Monografia foi avaliada e apresentada à UFT – Universidade Federal do Tocantins – Campus Universitário de Palmas, Curso de Engenharia Civil para obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil, e aprovada em sua forma final pelo Orientador e pela Banca Examinadora.

Data de aprovação: 17/03/2022

Banca Examinadora



Prof. Dr. Roldão Pimentel de Araújo Júnior
Matrícula 1783498
Eng. Civil/UFT

Prof. Dr. Roldão Pimentel de Araújo Júnior (Orientador)
Universidade Federal do Tocantins



Prof.ª Dra. Orieta Soto Izquierdo
Matrícula 2228025
Eng. Civil / UFT

Prof.ª. Dr.ª. Orieta Soto Izquierdo
Universidade Federal do Tocantins



Prof. Me. Rafael Alves Amorim
Universidade Federal do Tocantins

Palmas/TO, 2022

A Deus, que me deu a vida e possibilitou todas as conquistas que me trouxeram até aqui, e aos meus pais, Rosalino Castro da Silva e Rosany Andrade Moraes, pelo apoio e confiança durante toda essa jornada.

AGRADECIMENTOS

Agradeço, em primeiro lugar, a Deus, pelo dom da vida e por sempre se fazer presente, estando ao meu lado e me concedendo a sua benção e cuidado, e a Nossa Senhora, minha mãe, por sua interseção a Ele.

Aos meus pais, Rosalino Castro da Silva e Rosany Andrade Moraes, por apoiarem os meus estudos, confiarem no meu esforço, e por todo amor e carinho recebido. Também os agradeço por serem meu maior exemplo de dedicação, fé e vida.

A minha avó materna, Raimunda Andrade Moraes, por sua presença tão carinhosa em minha vida, e por ter me acolhido em sua casa durante os anos em que me preparei para ingressar na faculdade.

Aos meus irmãos (*in memoriam*) e demais familiares que partiram dessa vida, que apesar de não estarem fisicamente presentes durante essa jornada, eu creio que estiveram olhando e torcendo por mim durante todo este percurso.

A todo o corpo docente do colegiado de Engenharia Civil da Universidade Federal do Tocantins, pelos ensinamentos e por me prepararem para as novas etapas da minha vida que estão por vir. Em especial, agradeço ao meu orientador, o professor Roldão Pimentel de Araújo Júnior, por sua paciência e dedicação em me conduzir na execução do presente trabalho.

Enfim, desejo que minha gratidão alcance a todos que fizeram parte da minha vida durante a minha formação acadêmica, e que de alguma forma contribuíram para que essa conquista fosse possível.

RESUMO

A utilização de núcleos de rigidez em edifícios esbeltos de múltiplos pavimentos, executados em concreto armado, é uma solução muito usual quando há a necessidade da aplicação de artifícios para propiciar a estabilidade global da estrutura. O presente trabalho, fez uma avaliação da influência exercida na eficiência dessa estrutura de contraventamento, pela sua utilização com diferentes geometrias. Foi, portanto, dimensionada a estrutura de um edifício de 23 pavimentos, em 4 situações diferentes, onde variou-se apenas a geometria de seu núcleo rígido entre os modelos em C, E, F e T. O intuito desse processo, foi verificar o quanto essa característica se mostra relevante para a estabilidade global da estrutura, e se este é um fator a ser levado em consideração durante a sua concepção. Após realizados os procedimentos de pré-dimensionamento dos elementos que compõem a estrutura, utilizou-se o *software* Eberick, para efetuar a sua análise e cálculo estrutural. Foi proposta, então, segundo a metodologia, a avaliação de alguns parâmetros de comparação entre os modelos. Verificou-se os deslocamentos laterais observados, os valores do coeficiente γ_z , indicado pela norma, e os esforços atuantes nos elementos de fundação. Estes resultados também foram correlacionados com uma estimativa de consumo de insumos, aço e concreto. Baseando-se nos conceitos verificados na revisão bibliográfica, foi possível apontar uma variação dos parâmetros avaliados entre os modelos de estudo considerados. Observou-se que ao mesmo tempo em que o enrijecimento da estrutura favorece a sua estabilidade global, pode acarretar em um maior consumo de materiais, levando à necessidade de uma avaliação que envolva alguns fatores para a determinação dessa característica do núcleo de rigidez. Para o modelo arquitetônico adotado foi possível inclusive determinar uma das geometrias em que a estabilidade estrutural foi ao encontro da vantagem econômico em relação a estimativa do quantitativo de materiais.

Palavras-chaves: Estruturas de concreto armado. Núcleo rígido. Estabilidade global. Contraventamento. Análise estrutural.

ABSTRACT

The use of rigid cores in slender multi-storey buildings, executed in reinforced concrete, is a very usual solution when there is a need to apply artifices to provide the structure global stability. This work evaluated the influence exerted on this bracing-system efficiency, due to its use with different geometries. Therefore, the structure of a 23-story building was dimensioned, in 4 different situations, where only the geometry of its rigid core was varied between the models in C, E, F and T. The purpose of this process was to verify how relevant this attribute is to the structure global stability, and whether this is a factor to be taken into consideration during its design. After carrying out the pre-dimensioning procedures of the elements that make up the structure, the software named Eberick was used to carry out its analysis and structural calculation. Then it was proposed, according to the methodology, the evaluation of some comparison parameters between the models. The observed lateral displacements, the coefficient γ_z values, indicated by the standard, and the forces acting on the foundation elements were verified. These results were also correlated with an estimate of consumption of inputs, steel and concrete. Based on the concepts verified in the literature review, it was possible to point out a variation in the parameters evaluated between the study models considered. It was observed that at the same time that the stiffening of the structure favors its global stability, it can lead to a greater consumption of materials, leading to the need for an evaluation that involves some factors to determine this characteristic of the rigid core. For the architectural model adopted, it was even possible to determine one of the geometries in which the structural stability met the economic advantage in relation to the estimation of the quantity of materials.

Key-words: Reinforced concrete structures. Rigid core. Global stability. Bracing-system. Structural analysis.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1	Elementos contraventados e subestrutura de contraventamento.....	23
Figura 2	Exemplos de estruturas de contraventamento.....	24
Figura 3	Representação de estruturas de núcleo rígido.....	24
Figura 4	Isopetas de velocidade básica $V0$ (m/s).....	27
Figura 5	Efeitos de segunda ordem significativos (A e B) e desprezíveis (C).....	30
Figura 6	Desaprumo de elementos verticais.....	31
Figura 7	Analogia entre o comportamento do edifício e um pilar engastado na base..	33
Figura 8	Cálculo do coeficiente γ_z	35
Figura 9	Deslocamentos no topo e entre pavimentos de edifícios.....	37
Figura 10	Pórtico 3D de estrutura no Eberick.....	40
Figura 11	Configurações das características dos materiais.....	41
Figura 12	Planta baixa do pavimento tipo.....	47
Figura 13	Planta baixa do pavimento térreo.....	47
Figura 14	Núcleo rígido em C.....	48
Figura 15	Núcleo rígido em E.....	49
Figura 16	Núcleo rígido em F.....	49
Figura 17	Núcleo rígido em T.....	50
Figura 18	Configuração das propriedades dos materiais no Eberick.....	54
Figura 19	Vigas entre os pavimentos.....	56
Figura 20	Estimativa da altura das vigas.....	57
Figura 21	Inserção de cargas permanentes.....	59
Figura 22	Inserção direta de cargas acidentais segundo a NBR 6120 no Eberick.....	60
Figura 23	Menu de cálculo de forças devidas ao vento no Eberick.....	61
Figura 24	Deslocamento lateral causado por forças horizontais.....	62
Figura 25	Exemplo de pórtico unifilar gerado pelo Eberick.....	63
Figura 26	Exemplo de relatório com os valores de γ_z para diferentes combinações gerado pelo Eberick.....	64
Figura 27	Geração da planta de cargas na fundação pelo Eberick.....	65
Figura 28	Fluxograma da metodologia.....	66
Figura 29	Seção dos elementos nos modelos com o núcleo em C e em E.....	67
Figura 30	Seção dos elementos nos modelos com o núcleo em F e em T.....	68
Figura 31	Aviso do <i>software</i> sobre a verificação dos efeitos de 2ª ordem.....	71
Figura 32	Resultado do processamento do modelo com núcleo em C.....	71
Figura 33	Resultado do processamento do modelo com núcleo em E.....	72
Figura 34	Resultado do processamento do modelo com núcleo em F.....	73
Figura 35	Resultado do processamento do modelo com núcleo em T.....	74

LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 1	Comparativo dos deslocamentos horizontais nas duas direções.....	69
Gráfico 2	Comparativo dos valores de γ_z nas duas direções.....	75
Gráfico 3	Comparativo do somatório de cargas máximas na fundação.....	81
Gráfico 4	Comparativo dos momentos fletores nos dois eixos da fundação.....	82
Gráfico 5	Estimativa de consumo de aço nos 4 modelos.....	84
Gráfico 6	Estimativa de consumo de concreto nos 4 modelos.....	85
Gráfico 7	Comparação entre a estimativa de consumo de aço e concreto nos 4 modelos.....	86
Gráfico 8	Comparação entre os valores do coeficiente γ_z e da estimativa de materiais.	87

LISTA DE TABELAS

Tabela 1	Valores mínimos do fator estatístico S_3	28
Tabela 2	Critérios para definição da Classe de agressividade ambiental.....	51
Tabela 3	Determinação do cobrimento dos elementos estruturais.....	52
Tabela 4	Correspondência entre a classe de agressividade e a qualidade do concreto..	53
Tabela 5	Valores do coeficiente adicional γ_n para pilares e pilares-parede.....	57
Tabela 6	Cargas acidentais segundo a NBR 6120.....	60
Tabela 7	Resultado dos deslocamentos laterais para cada caso estudado.....	69
Tabela 8	Esforços na fundação: Modelo com núcleo em C.....	77
Tabela 9	Esforços na fundação: Modelo com núcleo em E.....	78
Tabela 10	Esforços na fundação: Modelo com núcleo em F.....	79
Tabela 11	Esforços na fundação: Modelo com núcleo em T.....	80
Tabela 12	Estimativa de consumo de aço e concreto nos 4 modelos.....	83
Tabela 13	Resumo dos parâmetros de comparação.....	86

LISTA DE SÍMBOLOS

α	Parâmetro de estabilidade alfa
A_e	Área frontal efetiva
a_i	Deslocamentos horizontais dos respectivos pontos de aplicação em relação a base
b	Parâmetro de correção da classe de edificação apresentado em tabela pela 6123
C_a	Coefficiente de arrasto
c_{nom}	Cobrimento nominal
$c_{mín}$	Cobrimento mínimo
Δ_c	Tolerância de execução
$d_{máx}$	Dimensão máxima característica do agregado graúdo
$\Delta M_{tot,d}$	Soma dos produtos de todas as forças verticais atuantes na estrutura
$E_{cs} \cdot I_c$	Somatório dos valores de rigidez de todos os pilares na direção considerada
F_a	Força de arrasto
f_{ck}	Resistência característica do concreto
F_r	Fator de rajada correspondente a Classe B, categoria II
H_i	Força horizontal no pavimento i devido ao vento
H_{tot}	Altura total da estrutura
$M_{1,tot,d}$	Momento de tombamento
N_k	Somatório de todas as cargas verticais atuantes na estrutura
P_i	Forças verticais que atuam na estrutura em cada pavimento i
S_1	Fator topográfico
S_2	Fator que considera a influência da rugosidade do terreno
S_3	Fator estatístico
V_0	Velocidade básica do vento
V_k	Velocidade característica do vento
y_i	Altura do pavimento i em relação à base da edificação
γ_z	Coefficiente gama-z
$\delta_{hi+1} - \delta_{hi}$	Deslocamento relativo entre dois pavimentos
$\delta_{h,tot}$	Deslocamento no topo da estrutura

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO.....	15
1.1	Problema de pesquisa.....	16
1.1.1	Hipótese.....	17
1.1.2	Delimitação de Escopo.....	18
1.1.3	Justificativa.....	18
1.2	Objetivos.....	20
1.2.1	Objetivo geral.....	20
1.2.2	Objetivos específicos.....	20
1.3	Estrutura da monografia.....	20
2	FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA.....	22
2.1	Estruturas de contraventamento.....	22
2.2	Núcleo Rígido.....	24
2.3	Ações atuantes na estrutura.....	25
2.3.1	Ação do vento.....	26
2.3.1.1	<i>Velocidade básica do vento (V_0).....</i>	<i>26</i>
2.3.1.2	<i>Velocidade característica do vento (V_k).....</i>	<i>27</i>
2.3.1.3	<i>Coefficientes de força.....</i>	<i>29</i>
2.4	Estabilidade global em estruturas de concreto armado.....	29
2.4.1	Parâmetro α	32
2.4.2	Coefficiente γ_z	34
2.4.3	Deslocamentos laterais.....	36
2.4.4	Esforços na fundação.....	37
2.5	Uso de tecnologias na engenharia de estruturas.....	38
2.5.1	Programa EBERICK.....	39
2.6	Trabalhos relacionados com o tema.....	42

2.6.1	Trabalho sobre a utilização de diferentes estruturas de contraventamento.....	42
2.6.2	Trabalho sobre o posicionamento do núcleo rígido.....	43
2.6.3	Trabalho sobre os parâmetros de estabilidade global apresentados pela norma ABNT NBR 6118:2014.....	44
3	METODOLOGIA.....	46
3.1	Modelo de estudo.....	46
3.2	Geometrias do núcleo rígido.....	48
3.3	Definição de materiais e parâmetros iniciais.....	50
3.3.1	Classe de agressividade ambiental.....	50
3.3.2	Cobrimento das armaduras.....	51
3.3.3	Propriedades dos materiais.....	53
3.4	Etapa do Pré-dimensionamento.....	54
3.4.1	Lajes.....	55
3.4.2	Vigas.....	55
3.4.3	Pilares.....	57
3.5	Carregamentos atuantes na estrutura.....	58
3.5.1	Carregamentos verticais.....	59
3.5.2	Carregamentos horizontais.....	61
3.6	Geração dos parâmetros de avaliação.....	61
3.6.1	Análise dos deslocamentos laterais.....	62
3.6.2	Avaliação do coeficiente γ_z	63
3.6.3	Verificação dos esforços atuantes na fundação.....	64
3.6.4	Identificação da estimativa de consumo de insumos.....	65
3.7	Fluxograma.....	65
4	RESULTADOS E ANÁLISE.....	67
4.1	Deslocamentos horizontais.....	68

4.2	Coeficiente γz.....	70
4.2.1	Modelo com Núcleo Rígido em C.....	71
4.2.2	Modelo com Núcleo Rígido em E.....	72
4.2.3	Modelo com Núcleo Rígido em F.....	73
4.2.4	Modelo com Núcleo Rígido em T.....	74
4.2.5	Comparativo entre os modelos adotados.....	75
4.3	Esforços atuantes na fundação.....	77
4.3.1	Modelo com Núcleo Rígido em C.....	77
4.3.2	Modelo com Núcleo Rígido em E.....	78
4.3.3	Modelo com Núcleo Rígido em F.....	79
4.3.4	Modelo com Núcleo Rígido em T.....	80
4.3.5	Comparativo entre os modelos adotados.....	81
4.4	Estimativa de consumo de insumos.....	83
4.5	Resumo das comparações.....	86
5	CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	88
5.1	Sugestões para trabalhos futuros.....	89
	REFERÊNCIAS.....	90
	ANEXOS.....	94
	ANEXO A – PLANTA DE FORMA DO MODELO COM NÚCLEO	
	EM C.....	95
	ANEXO B – PLANTA DE FORMA DO MODELO COM NÚCLEO	
	EM E.....	96
	ANEXO C – PLANTA DE FORMA DO MODELO COM NÚCLEO	
	EM F.....	97
	ANEXO D – PLANTA DE FORMA DO MODELO COM NÚCLEO	
	EM T.....	98

1 INTRODUÇÃO

Desde que se tem conhecimento, a engenharia sempre esteve na posição de propor alternativas que viabilizassem a resolução de problemas surgidos na sociedade, contribuindo para a formação das cidades como são conhecidas hoje. Se o trabalho dos engenheiros é importante para o progresso de uma sociedade, estes profissionais são considerados elementos fundamentais para o desenvolvimento de soluções para a efetivação de ideias, assim como para a administração dos serviços para a materialização dos produtos (KAWANO, 2016).

Uma situação na qual a engenharia atuou de maneira clara e efetiva foi no processo de verticalização que ocorreu em todo o mundo, e se tornou um padrão em muitos lugares. A verticalização das cidades é um processo espacial que produz como formas espaciais os edifícios altos e os arranha-céus que são espaços verticais com funções residenciais ou terciárias (de comércio ou serviços) (QUEIROZ, 2017).

Com o aumento da população e a concentração cada vez maior de pessoas nos grandes centros urbanos, a construção de edifícios com um grande número de pavimentos para a finalidade de habitação se tornou algo crescente. Com isso, a engenharia passou a ser solicitada em apresentar estruturas que suportassem maiores cargas e efeitos que para edificações térreas muitas vezes eram desconsideradas. Os edifícios altos, muitas vezes classificados como estruturas esbeltas, necessitam de um sistema estrutural onde a rigidez e a estabilidade sejam considerados como fatores prioritários durante a concepção do seu projeto (SANTO, 2018). Isso porque, além dos carregamentos verticais, uma edificação recebe solicitações horizontais, tais como a ação do vento, que também podem influenciar na estabilidade dos seus elementos e nela como um todo.

Uma estrutura alta e esbelta, ao receber um carregamento horizontal se deforma de tal maneira que as cargas verticais geram momentos adicionais significativos, que não existiam na geometria original, ou seja, esses momentos são gerados a partir da condição deformada, o que caracteriza o efeito de segunda ordem (REIS, 2013). Assim, uma edificação com essas características, precisa de elementos em sua estrutura que sejam capazes de absorver essas ações, conferindo a mesma, a rigidez e a estabilidade necessárias.

Tais elementos são conhecidos como estruturas de contraventamento, e são definidos por Carneiro & Martins (2008) como subestruturas que atuam garantindo que alguns tipos de forças sejam absorvidos, diminuindo na estrutura principal a ocorrência de deslocamentos consideravelmente grandes. São citados por Fusco (1986) como elementos de contraventamento, os pilares de grandes dimensões, as paredes estruturais e as treliças ou

pórticos de grande rigidez. São diversas as formas de realizar essa estruturação da edificação, e a escolha de qual tipo de subestrutura a ser utilizada, faz parte do processo de tomada de decisão do profissional de engenharia, que irá optar por aquela solução que apresente maior eficiência, contribuindo para a estabilidade global da edificação.

Os núcleos rígidos, são soluções comumente adotadas por engenheiros, por serem facilmente englobadas a arquitetura da edificação, ocupando a função de hospedar a caixa dos elevadores e escadas. Segundo Pereira (1997), os núcleos estruturais podem ser definidos como “a combinação tridimensional de pilares-paredes formando uma seção aberta”, e são uma das estruturas mais eficientes e econômicas para resistir a carregamento lateral (CHEN, 1990 apud PEREIRA, 1997).

Para verificar a estabilidade global da edificação, a ABNT NBR 6118:2014 apresenta os parâmetros α e γ_z , que também nos permite verificar a necessidade da consideração dos efeitos de 2º ordem. Atualmente, o engenheiro possui o auxílio de ferramentas computacionais muito eficientes, que realizam o cálculo das estruturas considerando diferentes situações, permitindo que o profissional avalie o melhor caminho a seguir desde as suas tomadas de decisões iniciais até a definição da estrutura com maior eficiência em relação a estabilidade e economia.

Dessa maneira, se torna possível a utilização do software de cálculo estrutural Eberick, para avaliar um edifício esbelto de múltiplos pavimentos, com o núcleo rígido apresentando diferentes geometrias, de forma a verificar se essa mudança afeta a estabilidade global da edificação, apontando uma influência na eficiência dessa subestrutura em relação ao contraventamento do edifício.

1.1 Problema de pesquisa

Ao longo da história, muitas construções já foram danificadas, ou até mesmo chegaram ao colapso, por conta de forças horizontais como aquelas advindas da ação do vento, seja pela não consideração das mesmas, por conta de sua minoração, ou ainda pela falta de uma estrutura adequada para absorve-las.

No processo de dimensionamento é importante que se avalie diferentes possibilidades para o modelo da estrutura afim de chegar na melhor alternativa em relação a segurança, conforto, eficiência e economia. No caso das estruturas que fazem esse papel de contraventar a edificação, não deve ser diferente, pois deve se pensar no modelo que melhor irá se encaixar

na arquitetura proposta, garantindo a estabilidade do edifício e de preferência minorando os custos.

Uma vez que se opte pela utilização do sistema de núcleo rígido, surge a decisão em relação a sua geometria. Diferentes formatos, com diferentes quantidades de pilares paredes, podem exigir um quantitativo maior ou menor de insumos, mas esse fator pode ser o único a ser considerado nessa definição? Essa mudança de geometria altera de maneira significativa os parâmetros de estabilidade da edificação? Existe alguma opção que pode chegar a comprometer a segurança e a resistência aos esforços causados por forças horizontais da estrutura?

Esses questionamentos são importantes, pois é necessário conhecer o funcionamento do sistema estrutural, para que esse conhecimento possa guiar o calculista nas tomadas de decisão ao utilizar as ferramentas computacionais que auxiliam o processo de dimensionamento.

1.1.1 Hipótese

Sendo o núcleo rígido uma subestrutura composta por um conjunto de pilares-paredes em uma seção aberta, a sua geometria e a quantidade de pilares-paredes podem variar de acordo com o modelo adotado. Ao dimensionar uma mesma estrutura, com as mesmas características, variando apenas essa geometria, se faz possível verificar a influência dessa característica na rigidez do edifício, e conseqüentemente na eficiência do núcleo rígido como estrutura de contraventamento.

É esperado que os procedimentos do presente trabalho demonstrem que ao variar a geometria do núcleo rígido do edifício de múltiplos pavimentos em concreto armado aqui dimensionado, a sua rigidez também seja alterada, de forma que os parâmetros de estabilidade apresentados pela norma ABNT NBR 6118:2014 sofram mudanças consideráveis. Isso demonstraria que o formato dessa subestrutura, é um fator importante no processo de tomada de decisão do engenheiro calculista, podendo haver alguma geometria que não satisfaça os objetivos da estrutura, ou que apresente eficiência muito superior as demais.

1.1.2 Delimitação de Escopo

O presente trabalho, primeiramente apresenta uma revisão bibliográfica a respeito dos principais assuntos relacionados ao tema, desde a importância das estruturas de contraventamento em edificações de concreto armado, passando por uma explanação a respeito especificamente dos núcleos rígidos, até a utilidade do uso das ferramentas computacionais para fins de dimensionamento estrutural.

Também foi abordado os principais parâmetros de avaliação da estabilidade global de um edifício de múltiplos pavimentos, para que a partir desses conceitos possa ser desenvolvida a avaliação desejada. Foi modelado e dimensionado um prédio para fins de habitação em concreto armado, com 22 pavimentos tipo e mais o térreo, e com a presença de um núcleo rígido que terá a sua geometria variada em 4 diferentes formatos, a fim de verificar a influência dessa característica na eficiência do núcleo rígido como estrutura de contraventamento.

Após realizado o cálculo da estrutura pelo programa Eberick, foi feita a análise do parâmetro de estabilidade, γ_z , além da aplicação do processo P-Delta quando houver a necessidade da consideração dos efeitos de 2ª ordem. Também foram avaliados os deslocamentos laterais da estrutura bem como os esforços atuantes na fundação. Para fins de uma projeção da avaliação econômica, será também analisado o consumo dos insumos.

1.1.3 Justificativa

O uso de ferramentas computacionais para o cálculo e dimensionamento de estruturas é um grande avanço para a engenharia, pois viabilizam uma produtividade e rapidez que eram inviáveis quando esse procedimento era realizado de forma manual. Isso porque, como apontado por Kimura (2007), elas permitem que sejam feitas “diversas simulações de um mesmo projeto, resultando numa estrutura muito mais eficiente e otimizada”, além de dispensar o uso de simplificações que muitas vezes precisavam ser adotadas.

No entanto, o que o programa faz é automatizar os cálculos, cabe ao engenheiro realizar a concepção da estrutura, executando todas as funções que exijam o conhecimento e a expertise que o profissional deve ter. Dentre estas funções está a tomada de decisões em relação a todos os elementos estruturais, inclusive em relação ao contraventamento da edificação quando se mostrar necessário. Os núcleos rígidos são soluções muito usuais, pois

são elementos de grande rigidez e segundo Pereira (1997) “estruturalmente são capazes de resistir a todos os principais tipos de ações atuantes no edifício”.

As cargas resultantes da ação do vento em estruturas de concreto armado podem ser de magnitude considerável, principalmente em edifícios com grande diferença entre a altura e demais dimensões, que dessa forma apresentam alto índice de esbeltez. O colapso de estruturas por conta dos esforços resultantes de ações horizontais, já aconteceu algumas vezes em diversos lugares, e o fato da ocorrência desses acidentes coincidirem com o processo de verticalização das cidades, demonstra a importância da consideração desse tipo de efeito em edificações com características que dificultem que as mesmas absorvam essas ações e consigam redistribuir os deslocamentos causados.

A própria ABNT NBR 6118:2014 em sua versão mais recente, estabelece com rigor que “os esforços solicitantes relativos à ação do vento devem ser considerados e recomenda-se que sejam determinados de acordo com o prescrito pela ABNT NBR 6123:2013”.

Esse acréscimo de cargas pode afetar a rigidez da estrutura como um todo, e o núcleo de rigidez apresenta a função justamente de absorver esses esforços contribuindo para a estabilidade global da estrutura. Ocorre que, como em todo o processo de concepção de uma edificação, é interessante que se avalie todas as possibilidades para se obter a alternativa que apresente dentre outros fatores, maior segurança e economia para o projeto. No caso do núcleo rígido, para fundamentar essa decisão é importante que se tenha conhecimento se as suas diferentes possibilidades de geometria alteram de forma significativa os parâmetros de estabilidade e se, portanto, devem ser consideradas nessa escolha.

Os parâmetros de estabilidade apontados pela ABNT NBR 6118:2014, permitem conhecer as características de rigidez da edificação, e conseqüentemente a sua capacidade de absorver as solicitações horizontais. Caso esses valores não variem de forma significativa com a mudança da geometria do núcleo de rigidez da estrutura, há um indicativo de que a escolha desse formato pode se dar apenas por questões de economia, por conta do consumo de insumos, ou pela opção que melhor se adapte a arquitetura proposta. No entanto, é possível que a análise desses parâmetros, leve a identificar uma grande diferença na eficiência do contraventamento efetuado pelo núcleo rígido em cada uma das situações analisadas, podendo apontar um modelo que não alcance a eficiência mínima, ou um modelo que se destaque com maior segurança.

1.2 Objetivos

1.2.1 Objetivo Geral

Verificar a influência da geometria do núcleo rígido nos parâmetros de estabilidade, e consequentemente na eficiência dessa estrutura de contraventamento, a partir do dimensionamento de um edifício de 23 pavimentos em concreto armado com 4 diferentes geometrias de núcleo rígido, utilizando a ferramenta computacional Eberick.

1.2.2 Objetivos Específicos

1. Identificar e analisar os deslocamentos laterais sofridos pela estrutura, por meio da ferramenta computacional Eberick;
2. Avaliar a estabilidade global do edifício dimensionado, a partir do parâmetro de instabilidade apresentado pela norma, o γ_z ;
3. Verificar a alteração nos esforços atuantes na fundação, cargas e momentos fletores, com a alteração da geometria do núcleo rígido;
4. Estimar e comparar o consumo de concreto e aço em cada um dos modelos analisados, para relacionar a eficiência estrutural e econômica do projeto.

1.3 Estrutura da monografia

O presente trabalho é composto por 5 capítulos os quais fazem uma abordagem do tema, desde a sua contextualização, passando pela apresentação do problema de pesquisa, pelo levantamento de hipóteses e pelos objetivos do projeto.

O Capítulo 1 traz uma abordagem inicial, onde são expostos conceitos importantes relacionados ao tema, que ajudam a demonstrar a relevância da presente pesquisa, bem como o que se espera alcançar com os resultados que poderão ser apresentados. No segundo capítulo, é feita uma revisão consequente de uma pesquisa bibliográfica, realizada a partir de artigos científicos, livros, periódicos e demais fontes relevantes, afim de conceder embasamento às análises e as conclusões que serão tiradas a partir deste trabalho.

O capítulo 3 é de extrema importância para a execução e entendimento deste trabalho, pois nele é demonstrada a metodologia que será seguida na execução do projeto. Todos os procedimentos que serão executados para a obtenção de resultados, estão previstos nesse

capítulo. O quarto capítulo será desenvolvido após a aplicação prática dos processos descritos no capítulo anterior, já que este será responsável por apresentar os resultados obtidos neste trabalho. Aqui é demonstrado o ocorrido na execução de cada etapa da metodologia e o que se pôde observar a partir disso.

Por fim, o capítulo de número 5, busca expor as conclusões que puderam ser verificadas a partir dos resultados. É feita uma análise de tudo o que foi apontado como esperado no Capítulo 1, verificando o cumprimento de hipóteses e a realização dos objetivos.

2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

Neste capítulo, é realizado um estudo a respeito dos principais conceitos relacionados aos procedimentos metodológicos a serem realizados no presente trabalho. A abordagem é feita a fim de gerar o conhecimento prévio necessário ao entendimento de todas as etapas do projeto.

2.1 Estruturas de contraventamento

Quando se pensa nas cargas atuantes sobre um edifício, a primeira situação imaginada são ações verticais, como o peso próprio da estrutura e demais cargas acidentais, no entanto, os efeitos ocasionados por forças horizontais e a sua combinação com as demais, são um fator importante a ser analisado em um projeto estrutural, pois causam um impacto na estrutura que exige o uso de ferramentas e elementos capazes de resistir a tais esforços.

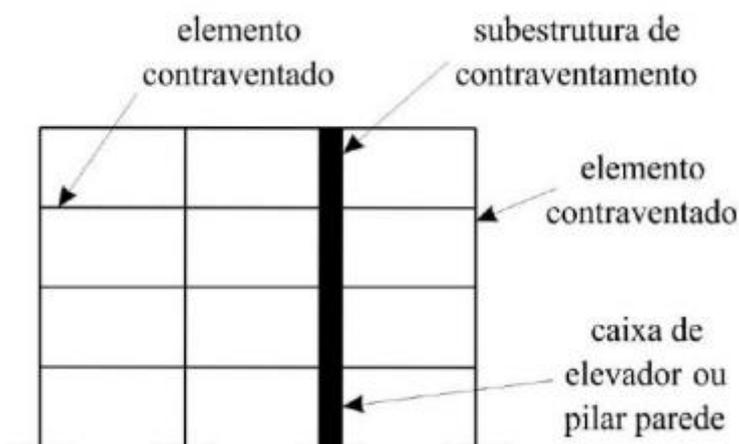
O contraventamento é uma estrutura auxiliar presente nos edifícios que tem como objetivo reduzir os deslocamentos presentes na estrutura através do aumento da rigidez da edificação (LORENZETTI, 2018). Através da utilização dessa subestrutura, é possível realizar uma redução dos efeitos de segunda ordem atuantes de forma global na estrutura, pois a mesma consegue absorver de maneira mais eficiente as ações horizontais e excepcionais

A ABNT NBR 6118:2014 faz a seguinte abordagem a respeito desse tipo de estrutura:

Por conveniência de análise, é possível identificar, dentro da estrutura, subestruturas que, devido à sua grande rigidez a ações horizontais, resistem à maior parte dos esforços decorrentes dessas ações. Essas subestruturas são chamadas subestruturas de contraventamento.

A norma ainda nomeia como elementos contraventados todos aqueles que não participam da subestrutura de contraventamento, conforme demonstrado na Figura 1:

Figura 1- Elementos contraventados e subestrutura de contraventamento



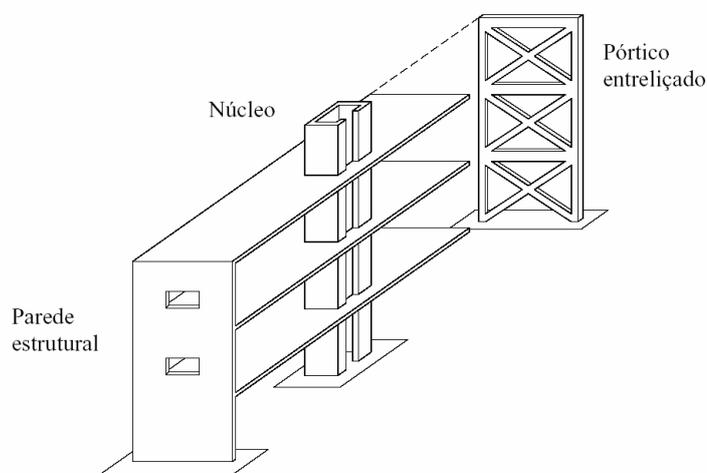
Fonte: MARINO (2006).

Carneiro & Martins (2008) apontam duas questões como as principais razões de ser desse tipo de subestrutura. A primeira delas é a necessidade de limitar os deslocamentos das estruturas, seja para restringir os efeitos de segunda ordem, ou para verificar os Estados Limites de Utilização. Em segundo lugar, também é necessário que sejam absorvidas as forças excepcionais para as quais a estrutura principal não está habilitada. A respeito da maneira como essas ações horizontais são dissipadas, Ellwanger (2002) resume que, “as forças laterais são absorvidas pelos pavimentos que transmitem os esforços para os sistemas de contraventamento que, por sua vez, levam estes esforços até a fundação da edificação”.

Diversas soluções podem ser pensadas para realizar este processo de contraventamento das edificações, e o engenheiro precisa estar apto para identificar a que mais se enquadra na situação projetada em questão de segurança, eficiência e economia. As subestruturas utilizadas para este fim mais comuns são os pórticos viga-pilar, pilares parede, núcleos de rigidez e pórticos treliçados. Alguns destes estão demonstrados na Figura 2.

Um fator importante nessa tomada de decisão é o material empregado, já que apesar de não ser uma regra é comum que com estruturas metálicas, utilize-se para o contraventamento estruturas treliçadas vertical ou horizontalmente, enquanto no concreto armado, o mais comum é execução de pilares-paredes ou núcleos rígidos.

Figura 2- Exemplos de estruturas de contraventamento



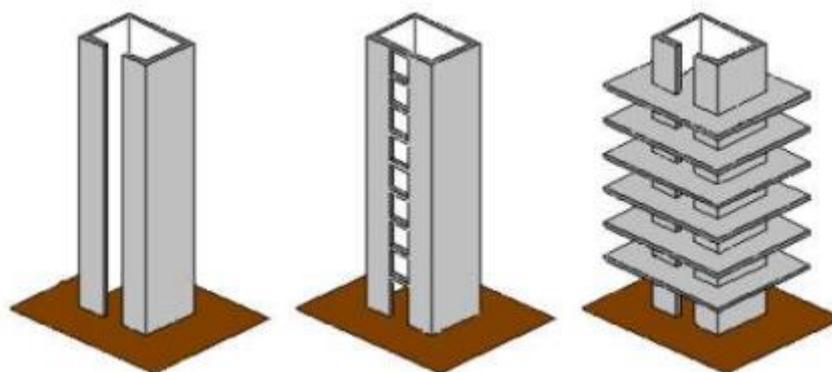
Fonte: CARNEIRO & MARTINS (2008).

2.2 Núcleo Rígido

Como citado no subitem anterior, em estruturas de concreto armado, é muito comum que se adote como solução para realizar o contraventamento de edificações com alto índice de esbeltez, o uso de núcleos de rigidez. Isso ocorre, dentre outros fatores, pela sua eficiência e facilidade na compatibilização com a arquitetura, já que geralmente aparece abrangendo a caixa dos elevadores e escadas.

Como colocado por Lorenzetti (2018), os núcleos rígidos são formados pela associação tridimensional de paredes estruturais retas ou curvas, formando seções transversais abertas ou fechadas, como pode ser observado na Figura 3:

Figura 3- Representação de estruturas de núcleo rígido



Fonte: PEREIRA (2000).

Estes elementos aumentam a rigidez da estrutura por possuírem dimensões bem superiores aos outros componentes desta, ditos elementos contraventados, e dessa forma permitem um ganho na estabilidade global da edificação como um todo. Taranath (2010) apud Schneider (2016), destaca ainda que “o núcleo é capaz de resistir às forças de cisalhamento e momentos fletores em duas direções, além de apresentar boa resistência à torção, particularmente quando vigas adicionais são posicionadas ligando os maiores vãos entre as paredes ou quando as paredes formam um núcleo fechado ou muito próximo disso”.

Foi identificada, a utilização muito frequente em estruturas desse tipo, de núcleos de rigidez com geometria em C, E e T, elementos compostos respectivamente por um conjunto de 3, 4 e 2 pilares-parede.

Estes, no entanto, podem possuir diferentes geometrias, o que pode ser definido previamente de acordo com as questões arquitetônicas do projeto. No entanto, pretende-se avaliar a necessidade da utilização de critérios de eficiência na definição do formato dessa subestrutura.

2.3 Ações atuantes na estrutura

As ações podem ser definidas segundo a ABNT NBR 8681:2002 como “as causas que provocam o aparecimento de esforços solicitantes ou deformações nas estruturas”. Carvalho & Figueiredo Filho (2010) também apresentaram uma definição para as ações, colocando-as como “qualquer influência ou conjunto de influencias, capaz de produzir estados de tensão ou de deformação em uma estrutura”.

É sempre necessário que se faça o levantamento de todas as cargas sob as quais a estrutura será submetida, pois só dessa maneira será possível garantir que a mesma alcance os critérios exigidos de segurança e utilização. A ABNT NBR 6118:2014 faz uma colocação que diz que “na análise estrutural deve ser considerada a influência de todas as ações que possam produzir efeitos significativos para a segurança da estrutura em exame, levando-se em conta os possíveis estados limites últimos e os de serviço”.

A norma ABNT NBR 8681:2002 também realiza uma classificação das ações em relação a maneira como elas variam no tempo:

- a) Ações permanentes: ações que ocorrem com valores constantes ou de pequena variação em torno de sua média, durante praticamente toda a vida da construção.

- b) Ações variáveis: Ações que ocorrem com valores que apresentam variações significativas em torno de sua média, durante a vida da construção
- c) Ações excepcionais: Ações excepcionais são as que têm duração extremamente curta e muito baixa probabilidade de ocorrência durante a vida da construção, mas que devem ser consideradas nos projetos de determinadas estruturas.

Um exemplo das cargas permanentes é o peso próprio da edificação e de todos os elementos construtivos fixo. Em relação as ações variáveis, é possível citar as cargas acidentais e aquelas advindas do efeito do vento. Por fim, ações que decorrem de choques de veículos ou incêndios, por exemplo, que possuem curta duração e baixa probabilidade de ocorrer, são classificadas como ações excepcionais.

2.3.1 Ação do vento

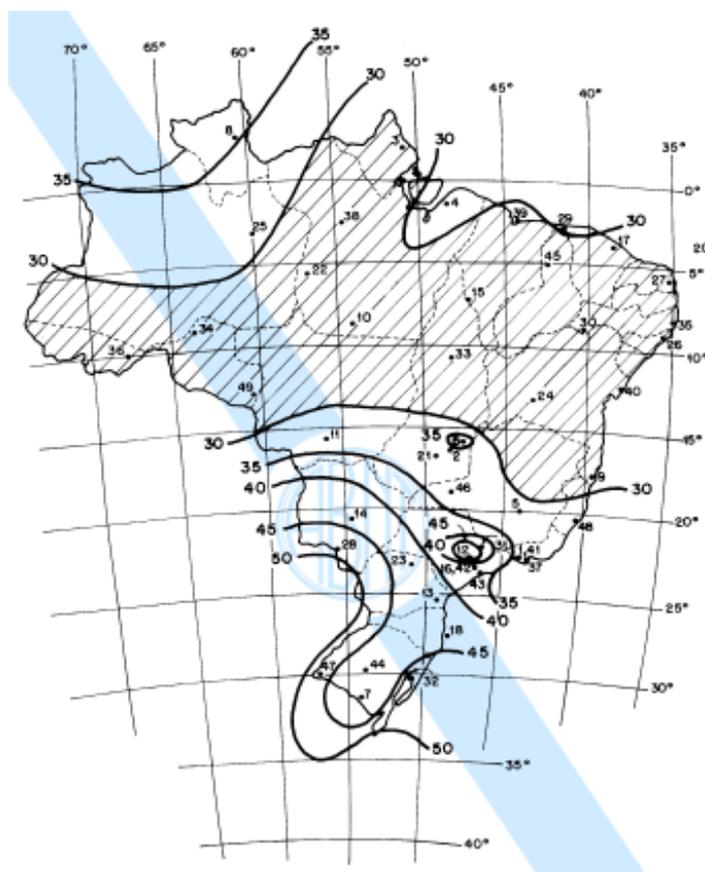
As forças que atuam nas edificações devido a ação do vento, são de bastante relevância no cálculo estrutural, e a ABNT NBR 6118:2014 faz referência a elas citando que “na análise estrutural deve ser considerada a influência de todas as ações que possam produzir efeitos significativos para a segurança da estrutura em exame, levando-se em conta os possíveis estados-limite últimos e os de serviço”.

A norma classifica o efeito do vento como uma ação variável, que é aquela que apresenta valores que não são constantes durante a vida da estrutura, e recomenda que os seus esforços sejam determinados de acordo com procedimento prescrito pela ABNT NBR 6123:2013, porém permite-se ainda o emprego de regras simplificadas, desde que sejam previstas em Normas Brasileiras específicas.

2.3.1.1 *Velocidade básica do vento (V_0)*

É apresentado pela norma ABNT NBR 6123:2013 um conceito de Velocidade básica do vento, que é “a velocidade de uma rajada de 3 segundos, excedida em média uma vez em 50 anos, a 10 metros acima do terreno, em campo aberto e plano”. Dessa forma fica claro perceber que a mesma possui valores diferentes de acordo com a região do país onde está localizada a edificação. Para essa definição a norma nos apresenta um mapa de isopetas de velocidade com intervalos de 5 m/s, e este pode ser visto na Figura 4.

Figura 4- Isopetas de velocidade básica V_0 (m/s)



Fonte: ABNT, NBR 6123 (2013).

2.3.1.2 Velocidade característica do vento (V_k)

A velocidade característica do vento é determinada a partir da multiplicação da velocidade básica por três fatores, S_1 , S_2 e S_3 , como apresentado na equação 1 a seguir:

$$V_k = V_0 \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3 \quad (1)$$

O primeiro fator é o S_1 , dito fator topográfico e está relacionado as variações do relevo do terreno. Para ele, são apresentadas três situações onde cada um recebe um valor aproximado e que, portanto, segundo a própria norma devem ser usados com precaução, o que significa que se for necessário um conhecimento mais preciso da influência do relevo, é recomendado o recurso a ensaios de modelos topográficos em túnel de vento. As situações são

terreno plano ou fracamente acidentado, taludes e morros, ou ainda vales profundos, protegidos de ventos de qualquer direção;

Já o fator S_2 , corresponde a uma análise combinada da rugosidade do terreno, dimensões da edificação e altura sobre o terreno. Ao determinar todas estas características, o S_2 , é calculado a partir da equação 2:

$$S_2 = b \cdot F_r \cdot (z/10)^p \quad (2)$$

Onde:

b: parâmetro de correção da classe de edificação apresentado em tabela pela norma;

Fr: fator de rajada correspondente a Classe B, categoria II;

z: altura acima do terreno;

p: parâmetro meteorológico apresentado em tabela pela norma.

E o fator S_3 , conhecido como fator estatístico, considera o grau de segurança requerido e a vida útil da edificação. A norma ABNT NBR 6123:2013 estabelece que “na falta de uma norma específica sobre segurança nas edificações ou de indicações correspondentes na norma estrutura”, deve-se utilizar os valores mínimos da Tabela 1 a seguir, para determinar o fator S_3 :

Tabela 1- Valores mínimos do fator estatístico 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: ABNT, NBR 6123 (2003).

2.3.1.3 Coeficientes de força

A norma ABNT NBR 6123:2013, que trata sobre a força devido ao vento nas edificações estabelece que “a força global do vento sobre uma edificação ou parte dela, F_g , é obtida pela soma vetorial das forças do vento que aí atuam”. Também expõe que a força de arrasto, que é a componente que representa a força global na direção do vento, pode ser dada pela equação 3:

$$F_a = C_a \cdot q \cdot A_e \quad (3)$$

Na qual:

F_a : força de arrasto;

C_a : coeficiente de arrasto;

q : pressão dinâmica;

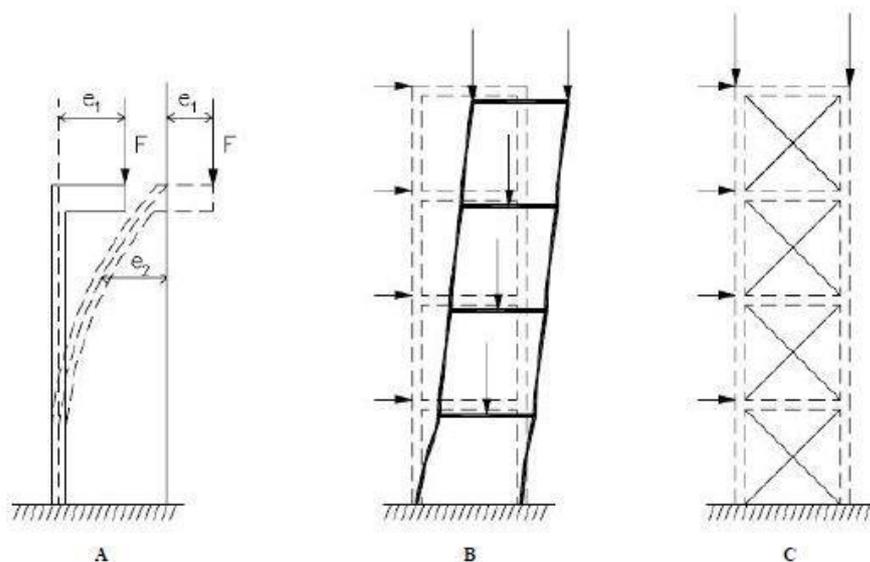
A_e : área frontal efetiva, ou seja, área da projeção ortogonal da edificação, estrutura ou elemento estrutural sobre um plano perpendicular à direção do vento.

2.4 Estabilidade global em estruturas de concreto armado

Uma das etapas dos procedimentos de um projeto de estruturas é a análise estrutural, onde se verifica como a edificação irá se comportar diante dos esforços aplicados sobre a mesma. Esse é um processo que permite que sejam estabelecidas as distribuições de tensões, deslocamento e deformações em cada elemento da estrutura, ou nela como um todo. A ABNT NBR 6118:2014 aponta que a análise estrutural objetiva verificar os efeitos das ações nas estruturas afim de observar os estados-limites últimos e de serviço.

Segundo Oliveira (2002), quanto mais alto e esbelto o edifício, maiores são as solicitações presentes, principalmente as decorrentes das ações laterais. Ainda segundo ele, “nestes casos, a análise da estabilidade e a avaliação dos efeitos de segunda ordem passam a assumir fundamental importância no projeto estrutural”. Os efeitos de primeira ordem, são os efeitos que atuam na estrutura na sua geometria original, já os de segunda ordem são aqueles que advém das ações as quais a estrutura é submetida já em sua condição deformada. Em alguns casos específicos, dependendo da sua dimensão, estes efeitos podem ou não serem considerados significativos, como demonstra a Figura 5.

Figura 5- Efeitos de segunda ordem significativos (A e B) e desprezíveis (C)



Fonte: FUSCO (1995).

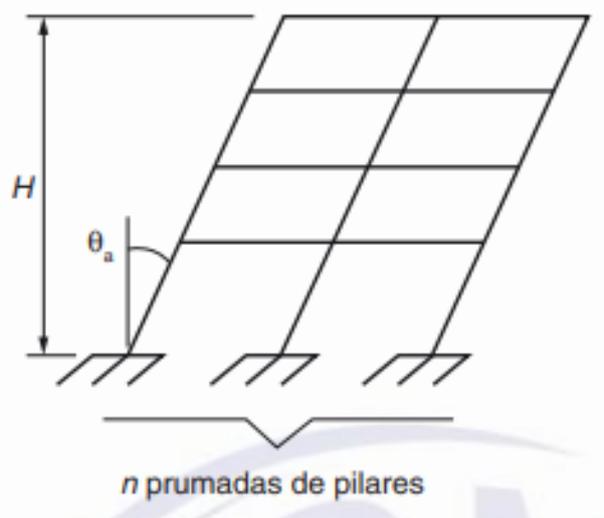
A estrutura é considerada estável de acordo com a capacidade da mesma em absorver os efeitos provocados pela deslocabilidade de seus nós, ou seja, em absorver os efeitos de segunda ordem (SANTOS, 2018). Dessa forma, evidencia-se a importância da verificação da estabilidade em edifícios altos e esbeltos, já que como explanado no capítulo anterior, nesses casos as cargas causadas pelo efeito do vento têm maior efetividade e maior probabilidade de combinadas as cargas verticais resultem em efeitos de segunda ordem.

Leonhardt & Monnig (1979) apontaram que dentre diversos fatores que influenciam a estabilidade global de um edifício, aqueles que possuem maior relevância são a rigidez de cada elemento estrutural (lajes, vigas, pilares e caixa do elevador) e as cargas atuantes (verticais e horizontais). Além disso, é importante ressaltar que além da atuação combinada das cargas verticais e horizontais, as imperfeições geométricas das estruturas também podem acarretar no surgimento de efeitos de segunda ordem que prejudiquem sua a estabilidade global.

Santos (2018) realizou um apontamento de que desvios de ordem construtiva que resultam em desalinhamentos verticais ou desaprumos, e falta de retilineidade ao longo do eixo dos pilares, se mostram comuns na fase de execução dos projetos. Isso é um fator que faz com que a estabilidade global seja afetada, mesmo com a não existência de esforços horizontais, pois por natureza, a estrutura já se encontra em uma condição fora da sua geometria originalmente projetada. A própria ABNT NBR 6118:2014 faz menção a essas imperfeições, estabelecendo que na análise global de estruturas reticuladas, sendo elas

contraventadas ou não, deve ser considerado o desaprumo dos elementos verticais, conforme se pode verificar na Figura 6:

Figura 6- Desaprumo de elementos verticais



Fonte: NBR 6118 (2014) adaptado.

São basicamente esses dois fatores que ocasionam o surgimento de efeitos de segunda ordem em uma edificação. No caso das ações horizontais, Pinheiro (2007), ressaltou que a estrutura as absorve e as conduz até o solo, e que este caminho tem início nas paredes do edifício, onde esta ação é resistida por elementos estruturais de grande rigidez, como por exemplo, as paredes estruturais e os núcleos de rigidez, que fazem parte do sistema de contraventamento. No caso de edifícios altos contraventados por núcleo rígidos, a ação do vento sempre corresponde à ação mais desfavorável, uma vez que o núcleo é normalmente contínuo, eliminando os desaprumos entre os pavimentos (SANTOS, 2018).

Sabendo assim da importância de se verificar a estabilidade global de estruturas altas e esbeltas em concreto armado, a ABNT NBR 6118:2014, apresenta parâmetros que permitem classificar a estrutura como sendo de nós fixos ou nós móveis. Uma estrutura pode ser considerada de nó fixo, quando os deslocamentos horizontais são muito pequenos, a ponto de tornar os efeitos de segunda ordem desprezíveis, o que acontece, segundo a norma, quando estes são 10% inferiores aos efeitos de primeira ordem. Já quando uma estrutura é dita como de nós móveis, significa que os deslocamentos que estão ocorrendo horizontalmente na mesma são de grande proporção, causando a obrigatoriedade da consideração dos efeitos de segunda ordem. Os valores do parâmetro α e do coeficiente γ_z que são apresentados pela

ABNT NBR 6118:2014, permitem realizar esta classificação, e desta forma mensurar a estabilidade da estrutura.

2.4.1 Parâmetro α

Nos anos 60, Hubert Beck e Gert Köning após analisarem pórticos rotulados contraventados por parede, se basearam na teoria de Euler para criar o parâmetro α . Bueno (2009) identifica esta como a primeira vez em que o conhecido parâmetro da equação de flambagem para uma barra foi estendido para a estrutura de um edifício regular.

Hoje em dia apresentado pela ABNT NBR 6118:2014 desde a revisão de 2003, este parâmetro teve sua primeira menção na norma alemã DIN, e em seguida foi inserida no CEB-FIB Model Code 90 que depois de um tempo abandonou seu uso, sendo este parâmetro ainda citado pelo Eurocode EC-2.

A ABNT NBR 6118:2014 estabelece que uma estrutura pode ser considerada como de nós fixos, caso a condição da equação 4 a seguir seja obedecida:

$$\alpha = H_{tot} \sqrt{\frac{N_k}{(E_{CS} I_C)}} \leq \alpha_1 \quad (4)$$

Sendo que:

$$\alpha_1 = 0,2 + 0,1n \text{ se: } n \leq 3 \quad (5)$$

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

No qual:

n : número de pavimentos acima da fundação ou de um nível pouco deslocável do subsolo;

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

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

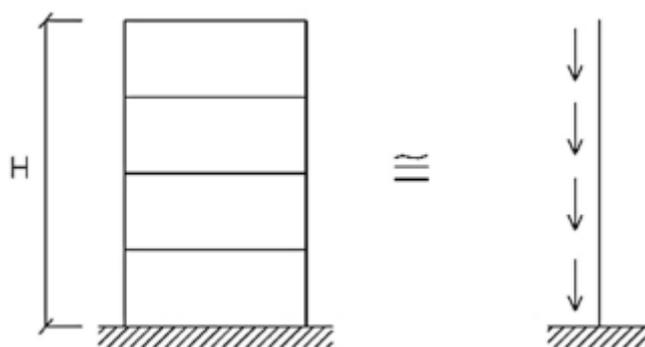
$E_{cs}I_c$: somatório dos valores de rigidez de todos os pilares na direção considerada. No caso de estruturas de pórticos, de treliças ou mistas, ou com pilares de rigidez variável ao longo da altura, pode ser considerado o valor da expressão $E_{cs}I_c$ de um pilar equivalente de seção constante.

Deve-se considerar a seção bruta dos pilares para o cálculo do I_c , e dessa forma o pilar equivalente tem sua rigidez calculada, segundo a ABNT NBR 6118:2014 com o seguinte procedimento:

- Calcular o deslocamento do topo da estrutura de contraventamento, sob a ação do carregamento horizontal na direção considerada;
- Calcular a rigidez de um pilar equivalente de seção constante, engastado na base e livre no topo, de mesma altura H_{tot} , tal que, sob a ação do mesmo carregamento, sofra o mesmo deslocamento no topo.

A formulação relacionada a este parâmetro, segundo Oliveira (2002), é baseada na analogia entre o comportamento do edifício e o de um pilar engastado na base e livre no topo, de seção constante e material elástico linear, submetido a uma carga axial uniformemente distribuída ao longo de sua altura. Esta analogia é demonstrada na Figura 7:

Figura 7- Analogia entre o comportamento do edifício e um pilar engastado na base



Fonte: OLIVEIRA (2002).

Diversos estudos já apontaram algumas vantagens e desvantagens no uso desse parâmetro, em relação principalmente a outras maneiras de verificação da estabilidade global das estruturas. Ele é apontado por Silveira (2018) como um parâmetro amplamente utilizado por projetistas estruturais pois oferece uma resposta satisfatória sobre a rigidez da estrutura analisada, e ainda possui uma facilidade em ser calculado. Por outro lado, a ABNT NBR 6118:2014 só aconselha o seu uso para estruturas que possam ser consideradas simétricas.

Além disso, a principal questão levantada como desvantagem a respeito desse parâmetro é o fato de que ele não objetiva estimar quantitativamente os efeitos de segunda ordem, e sim, como colocado por Wordell (2003), fornecer ao projetista uma avaliação da sensibilidade da estrutura a estes efeitos. No caso dessa análise apontar a necessidade dessa consideração, deverá ser utilizado um majorador ou ainda utilizar-se de algum outro processo para a quantificação desses esforços.

2.4.2 Coeficiente γ_z

Um outro parâmetro utilizado para a verificação dos esforços de segunda ordem é o coeficiente γ_z , que foi enunciado por engenheiros brasileiros. Em 1991, Mário Franco e Augusto Carlos Vasconcelos, propuseram essa alternativa com a finalidade de estabelecer, de maneira simples, a mobilidade da estrutura e ao mesmo tempo obter uma estimativa da magnitude dos efeitos de segunda ordem na estrutura.

Chinem (2010), destaca que além de indicar o mesmo que o parâmetro α , este coeficiente é empregado como um majorador dos esforços de primeira ordem, viabilizando assim a determinação dos esforços finais de cálculo, os quais já contêm os esforços de segunda ordem. Os engenheiros que deram origem a esse estudo, Franco & Vasconcelos (1991), apontaram que a utilização do γ_z como majorador dos momentos de primeira ordem fornece uma boa estimativa dos resultados da análise de segunda ordem.

O procedimento de cálculo do coeficiente γ_z se dá segundo a norma ABNT NBR 6118:2014, que em seu item 15.5.3, informa que o mesmo é válido para estruturas reticuladas de no mínimo quatro pavimentos e que ele pode ser determinado a partir dos resultados de uma análise linear de primeira ordem. Para o seu cálculo, a norma apresenta a formulação da equação 7 aqui apresentada:

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}} \quad (7)$$

Onde identifica-se:

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

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

Kimura (2007) tentou contribuir com o entendimento dessa equação colocando que “[...] o termo $\Delta M_{tot,d}$ procura retratar a magnitude do esforço de segunda ordem inicial, enquanto o termo $M_{1,tot,d}$ representa a magnitude do esforço de primeira ordem”. O momento de tombamento $M_{1,tot,d}$, pode também ser definido como a soma dos momentos resultantes de todas as força horizontais da combinação considerada, com seus valores de cálculo, em relação à base da estrutura, como apontado por Santos (2018) e visto na equação 8. Para fins de clareza, a Figura 8, também demonstra o raciocínio utilizado neste cálculo.

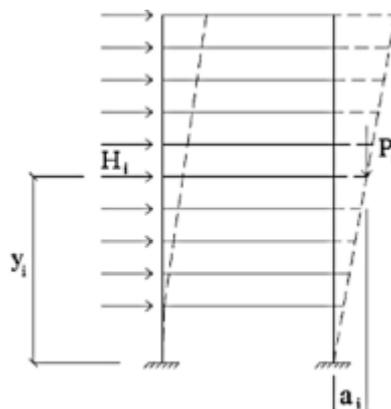
$$M_{1,tot,d} = \sum H_i \cdot y_i \quad (8)$$

Em que:

H_i : força horizontal no pavimento i devido ao vento;

y_i : altura do pavimento i em relação à base da edificação.

Figura 8- Cálculo do coeficiente γ_z



Fonte: BERNARDI (2010)

Já o $\Delta M_{tot,d}$ é calculado a partir do somatório dos produtos de todas as forças verticais que atuam na estrutura em cada pavimento i (P_i), pelos deslocamentos horizontais dos respectivos pontos de aplicação em relação a base (a_i), da seguinte maneira:

$$\Delta M_{tot,d} = \sum P_i \cdot \alpha_i \quad (9)$$

Em relação a classificação da estrutura enquanto a condição de seus nós, a ABNT NBR 6118:2014 propõe que para valores de $\gamma z \leq 1,1$ a mesma pode ser considerada como de nós fixos, já no caso do $\gamma z > 1,1$ exige-se a consideração dos efeitos de segunda ordem, já que esta é considerada como possuindo nós móveis. Ocorre aqui, que diferente do parâmetro α , o próprio coeficiente γz pode ser usado para estimar os efeitos de segunda ordem.

Este procedimento é feito com a majoração adicional dos esforços horizontais da combinação de carregamento considerada por $0,95\gamma z$, obtendo-se assim, uma boa estimativa dos esforços globais totais da estrutura, considerando primeira e segunda ordem, respeitando-se um limite normalizado de $\gamma z \leq 1,3$.

2.4.3 Deslocamentos laterais

Como visto nos itens anteriores, a análise dos deslocamentos horizontais é de suma importância para o projeto de estruturas, pois permite identificar a necessidade da consideração dos efeitos globais de segunda ordem. A AltoQI aponta que o seu *software* Eberick permite a identificação desses deslocamentos, como sendo aqueles causados pela ação do vento nas direções x e y. Ainda são apresentados relatórios com os valores dos deslocamentos no topo da estrutura e entre os pavimentos.

A ABNT NBR 6118:2014 apresenta valores de deslocamentos limites utilizados para realizar uma verificação em serviço do estado limite de deformações excessivas na estrutura, e a partir disso podem ser feitas comparações com os valores obtidos pela ferramenta computacional a fim de verificar a eficiência e segurança da estrutura que está sendo dimensionada. Dessa forma, é importante que seja feita essa análise logo após o pré-dimensionamento.

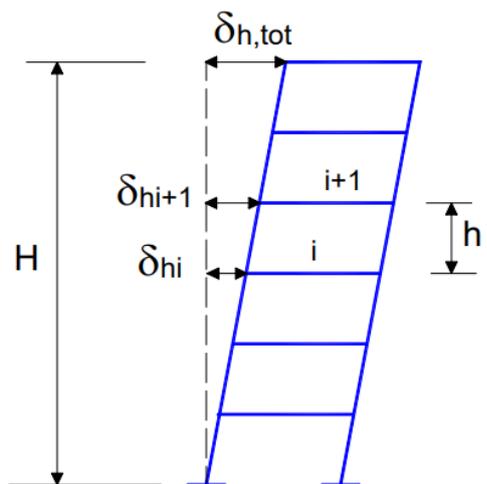
Em relação aos deslocamentos no topo da estrutura, a norma estabelece a equação 10 a seguir:

$$\delta_{h,tot} \leq H/1700 \quad (10)$$

Já no caso do deslocamento relativo entre dois pavimentos, se tem a equação 11, que também é demonstrada através da Figura 9:

$$\delta_{hi+1} - \delta_{hi} \leq h_i/850 \quad (11)$$

Figura 9- Deslocamentos no topo e entre pavimentos de edifícios



Fonte: ALVA (2014)

Silva (2013) cita que quando ocorre de ser identificado que os deslocamentos laterais observados durante o dimensionamento ultrapassam os valores mínimos da norma, faz-se necessárias medidas que aumentem a rigidez da estrutura. Diversas são as opções para isso, podendo-se destacar o aumento da seção dos pilares, o giro de alguns deles propiciando que a sua maior inércia fique na direção de menor inércia do edifício, ou a utilização de estruturas de contraventamento como o núcleo rígido.

2.4.4 Esforços na fundação

É comum que se realize de maneira separada os projetos da supraestrutura e da fundação de uma edificação, no entanto, isso acarreta em uma análise que não reflete bem o comportamento das reações de apoio, já que não é observada a interação entre esses elementos. Segundo Moncayo (2011), pode-se dizer que o dimensionamento considera a interação solo-estrutura, quando a análise global da supraestrutura e a infraestrutura são realizadas em conjunto, sendo assim considerados um corpo único, e levando em conta também as características do solo em que a edificação está apoiada.

Hoje já se sabe que é de grande importância a consideração dos esforços atuantes na fundação para determinação das características de estabilidade global da estrutura. Os estudos realizados por Delalibera et al (2005) mostraram que “os deslocamentos horizontais nos edifícios são maiores quando as deformações existentes nas fundações são consideradas”. A consequência disso, é o aumento dos esforços de segunda ordem, deixando claro a influência da consideração desse fator, na estabilidade global do edifício.

2.5 Uso de tecnologias na engenharia de estruturas

O processo de informatização transformou a forma como os processos são executados na engenharia de estruturas. Os cálculos levavam muito tempo para ser feitos e dentro dos procedimentos de dimensionamento, era necessário que fossem feitas muitas simplificações para que se chegasse em resultados satisfatórios. Tudo isso resultava em um processo extremamente complexo, onde muitas vezes não era possível realizar a análise de diferentes possibilidades, fazendo com que o dimensionamento fosse não só lento, como também muito menos eficiente do que o que se pode observar nos dias de hoje, após a implementação do uso das ferramentas computacionais.

Estes *softwares* mudaram de forma tão drástica a maneira como se projeta estruturas, que como apontado por Kimura (2007), atualmente é praticamente impossível elaborar projetos sem o uso de um sistema desse tipo, já que o nível de produtividade exigido no mercado é muito grande. E também se adiciona o fato de que a facilidade propiciada por estas ferramentas permitiu a concepção de estruturas com maior complexidade, as quais exigiriam um processo de dimensionamento muito mais dificultoso, caso este fosse feito de maneira manual.

Além disso, até os normativos já começaram a fazer apontamentos e exigências que corroboram para a necessidade da utilização dessas ferramentas. A própria ABNT NBR 6118:2014 que trata sobre os procedimentos para o projeto de estruturas de concreto, já em sua versão do ano de 2003 possui exemplos disso. Como já tratado neste trabalho, essa norma coloca como uma necessidade a análise global das estruturas. A respeito disso, Faria (2009) coloca que:

A NBR 6118:2003 define que as edificações necessitam ser analisadas com teoria de segunda ordem, ou seja, precisam ter sua instabilidade global verificada. Também a análise da ação do vento é obrigatória na elaboração de

projetos estruturais. Esta análise mesmo para estruturas simples somente pode ser feita com a consideração da interação viga-pilar, portanto minimamente pórticos planos, que mesmo para estruturas simples tem elevado grau de hiperestaticidade (grande número de equações de compatibilidade e de equilíbrio para serem resolvidas).

Dessa forma, o uso dessas ferramentas permite que o profissional consiga realizar a análise de um número maior de possibilidades, e simular modelos mais próximos do que será apresentado na realidade, permitindo-o definir com maior clareza uma estrutura que atenda os requisitos que se espera de um projeto eficiente. É possível destacar dentre estes requisitos, a segurança, tendo em vista que a estrutura possua todas as características que a permitam apresentar estabilidade e rigidez, a durabilidade para que a mesma não se danifique em um curto período de tempo, além da funcionalidade, de forma que ela desempenha com eficiência a função para a qual foi dimensionada. Problemas cuja solução só era possível mediante uso de modelos físicos que simulassem a estrutura verdadeira, cujos resultados deveriam ser traduzidos pelas leis de semelhança, para o protótipo, são resolvidos por meio do computador com mais rapidez do que a própria confecção do modelo (VASCONCELOS, 2003).

Apesar da facilitação do processo de dimensionamento de estruturas permitido por esse avanço tecnológico, é muito importante salientar que não houve alteração na importância do papel do engenheiro e do seu conhecimento técnico. Todo o processo de concepção e análise exige que o profissional saiba cada passo que a máquina está tomando, de forma a realizar a correta interpretação dos resultados. Pessoas sem um suficiente conhecimento e experiência na área de engenharia estrutural não devem ter permissão para utilizar um software de estruturas sem uma cuidadosa supervisão de um competente, experiente e qualificado engenheiro (EMKIN, 1998). Isso também aponta para a importância da escolha de um *software* que faça uma correta aplicação das normas nacionais e permita a obtenção de uma estrutura que se encaixe em todos os padrões exigidos.

2.5.1 Programa EBERICK

O Eberick é uma ferramenta computacional desenvolvida pela empresa nacional AltoQi, a qual é especializada no desenvolvimento de *softwares* do ramo engenharia. O mesmo é destinado substancialmente para a criação de projetos estruturais em concreto

armado, sendo que atualmente já conta com módulos de alvenaria estrutural, estruturas mistas, paredes estruturais, entre outros.

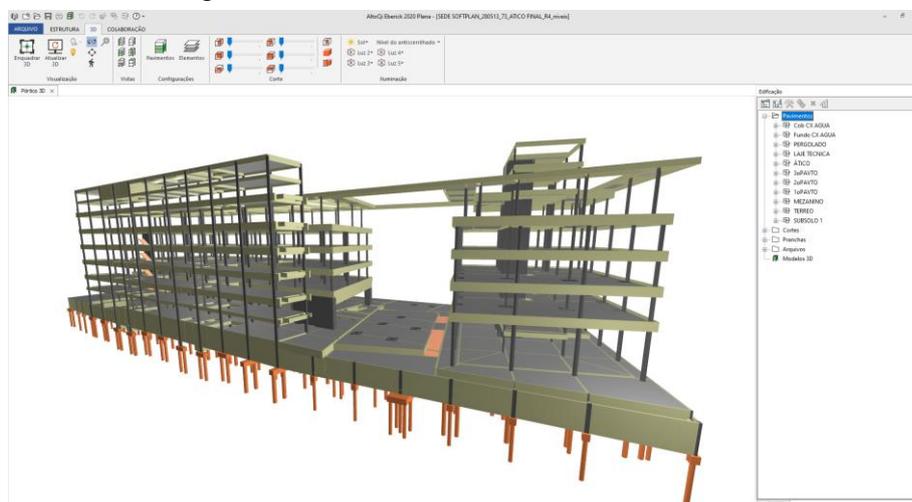
Além disso, o Eberick é uma ferramenta que permite a execução de diferentes etapas do projeto de estruturas de concreto armado, já que possui recursos de modelagem, análise, dimensionamento e detalhamento desse tipo de estrutura. O Eberick possui um conjunto de configurações que oferecem ao usuário flexibilidade na análise, dimensionamento e detalhamento da estrutura. Com isso, é possível aproximar o Eberick das necessidades de projeto e das preferências de cada usuário (CARNEIRO, 2007).

Sendo uma ferramenta de uma empresa nacional também tem como ponto positivo o fato de que as análises feitas pelo mesmo, são baseadas nos procedimentos da norma ABNT NBR 6118:2014. Tudo isso faz que o mesmo seja uma ferramenta muito utilizada pelos profissionais de engenharia de estruturas no país, sendo considerado por alguns uma das melhores soluções do mercado nessa área.

O AltoQi Eberick hoje em dia, é uma plataforma BIM que permite a compatibilização de projetos, o que possibilita a inserção de projetos de outras disciplinas como arquitetônicos e instalações diversas, fazendo com que o projetista possa verificar as condições de compatibilidade entre a estrutura e demais componentes da edificação.

O processo de dimensionamento através do Eberick é geralmente iniciado com a inserção de uma arquitetura importada para o programa em formato DWG/DXF que servirá como base para a concepção e posicionamento dos elementos estruturais. O lançamento desses elementos é feito de maneira gráfica, sendo que o usuário visualiza a estrutura de maneira tridimensional para melhorar a percepção, como pode ser visto na Figura 10:

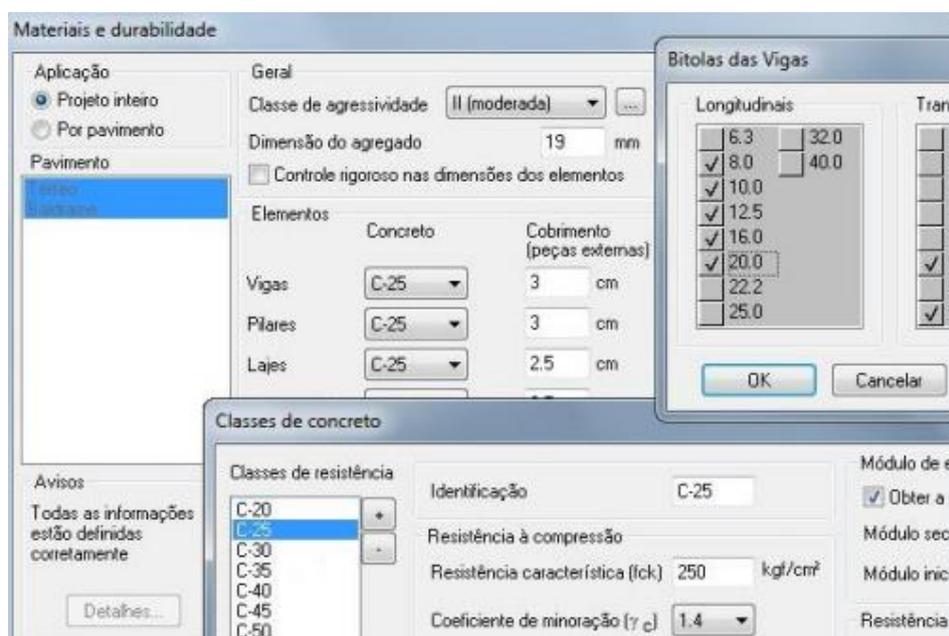
Figura 10- Pórtico 3D de estrutura no Eberick



Fonte: AltoQi (2019).

Esta ferramenta ainda permite que sejam feitas as configurações em relação as propriedades dos materiais, de forma que o profissional poderá, de acordo com as características específicas do projeto determinar critérios importantes de dimensionamento, como por exemplo as classes do concreto e a classe de agressividade do ambiente. Isso pode ser visto no menu apresentado na Figura 11. Tudo isso, demonstra a necessidade supracitada do conhecimento técnico do engenheiro.

Figura 11- Configurações das características dos materiais



Fonte: MARIANO (2014).

Com base nessas configurações feitas pelo calculista, e na modelagem dos elementos estruturais, o Eberick realiza então, a análise da estrutura fazendo a verificação destes elementos. Segundo Kimura (2007), nesta etapa, “calculam-se os efeitos das ações ou cargas sobre a estrutura. Em outras palavras, significa calcular os deslocamentos e os esforços solicitantes por meio de um modelo que simulará a estrutura real”.

Após esse processo, o programa além de apresentar o dimensionamento e detalhamento dos pilares, vigas, lajes e demais elementos da estrutura, fornece alguns relatórios que permitem uma avaliação do comportamento da edificação, com dados a respeito dos esforços solicitantes, deslocamentos e comportamento global da estrutura, a partir do qual o engenheiro poderá atestar a eficiência ou a necessidade de alteração de alguma característica da mesma afim de aperfeiçoá-la.

2.6 Trabalhos relacionados com o tema

Para melhor entendimento dos assuntos abordados nesta revisão bibliográfica, e para fundamentar as tomadas de decisões e escolhas de parâmetros efetuadas na metodologia do presente projeto, é importante que se analise o que foi realizado por demais autores em trabalhos cujos temas se relacionem ao que aqui está sendo abordado.

2.6.1 Trabalho sobre a utilização de diferentes estruturas de contraventamento

Diversos trabalhos já foram realizados a fim de apontar a eficiência das diferentes soluções adotadas para contraventar uma edificação. Dentre estes, na Universidade Tecnológica Federal do Paraná (UTFPR), em 2018, Caetano Alberto Del Carpio Lorenzetti, desenvolveu um projeto chamado “Estudo da estabilidade global de um edifício para diferentes subestruturas de contraventamento”.

Este estudo objetivou a verificação e análise da estabilidade global de um edifício a ser construído em concreto armado, porém com 3 diferentes estruturas de contraventamento, sendo estas, pórticos viga-pilar, pilares-parede e núcleo rígido. Dentre os objetivos do trabalho, estavam o cálculo dos parâmetros de estabilidade, permitindo-se obter uma estimativa dos efeitos de segunda ordem; avaliar o quanto essas diferentes subestruturas influenciam nos deslocamentos da estrutura e esforços apresentados em seus elementos; e levantar uma discussão a respeito da modelagem estrutural através da utilização de softwares, já que foi utilizado nesse dimensionamento a ferramenta computacional Eberick. Lorenzetti (2018) aponta sobre a utilização do *software*:

Este estudo torna-se viável com a modelagem estrutural do projeto estudo de caso no software AltoQI Eberick V8, o qual utiliza os critérios vigentes na NBR 6118:2014 – Projetos de Estruturas de Concreto - e considera diversos parâmetros de influência na estabilidade global dos edifícios [...]

Ainda sobre a utilização do *software*, a mesma é justificada por Scandelai (2004) pela obrigatoriedade da análise da estabilidade global dos edifícios através da influência dos efeitos globais de segunda ordem, o que é facilitado e realizado com muito mais eficiência através destas ferramentas computacionais.

Em sua metodologia, o autor utiliza o parâmetro de estabilidade global γ_z para mensurar a rigidez de cada estrutura dimensionada, e avalia seu valor para diferentes combinações de ações de forma a identificar situações consideradas críticas. Além disso foi realizada a análise das cargas e deslocamentos horizontais nos dois eixos.

A partir das análises realizadas e aqui descritas, o autor faz em sua conclusão apontamentos de que a estabilidade global das edificações é interferida diretamente pela consideração de determinados parâmetros, indicando a necessidade de o projetista conhecer de maneira detalhada os critérios adotados pelo programa computacional utilizado. Sabendo disso, o mesmo conclui que as três soluções avaliadas apresentam resultados satisfatórios quanto a sua eficiência, no entanto destaca que com o uso dos pilares-parede houve um aumento na rigidez do sistema, diminuindo expressivamente os esforços nos demais pilares, enquanto o núcleo rígido além de apresentar grande rigidez ainda se apresentou como uma solução menos onerosa já que permitiu uma maior redução nos demais elementos.

Santana (2017), chegou a conclusões muito semelhantes que foram corroboradas pelo apresentado por Lozenzetti. A autora destacou em seu texto que “[...] o núcleo rígido por apresentar uma rigidez ainda maior, permitiu uma maior redução dos demais elementos, tornando a estrutura menos onerosa economicamente”.

2.6.2 Trabalho sobre o posicionamento do núcleo rígido na estrutura

No ano de 2016, foi desenvolvido na Universidade Federal de Santa Maria (UFSM) um trabalho com o tema “Análise de esforços em edifícios altos de concreto armado considerando diferentes distribuições do núcleo rígido” escrito por Eduardo Schneider. O projeto faz uma avaliação do comportamento de diferentes edifícios, com a presença do núcleo rígido como estrutura de contraventamento, em relação aos esforços atuantes e consequentes deformações.

O trabalho é justificado pelo fato de ser comum a utilização desse tipo de subestrutura, sendo geralmente optado pelo seu posicionamento ao centro da edificação como caixa dos elevadores e escadas. No entanto, o autor aponta que muitas vezes, por conta de questões arquitetônicas, se torna necessário que os núcleos sejam alocados de forma não simétrica e com excentricidades.

Dessa forma, Schneider (2016) se sustenta nos parâmetros apresentados pela ABNT NBR 6118:2014 para fazer uma avaliação da estabilidade do global dos edifícios projetados. Em sua metodologia, o autor optou pela adoção de modelos com 12, 18 e 24 pavimentos,

sendo que para cada um destes seria posicionado um núcleo rígido em três localizações diferentes:

- A) Edifício com núcleo rígido de concreto fixado em planta no centro, simétrico em ambos os eixos da estrutura;
- B) Edifício com núcleo rígido de concreto fixado na extremidade do eixo Y e no centro em relação ao eixo X;
- C) Edifício com núcleo rígido de concreto na extremidade do eixo Y e na extremidade do eixo X. SCHNEIDER (2016).

Esta metodologia, levou-o a concluir que a disposição dessa subestrutura possui uma grande influência nos esforços sofridos pela estrutura. Foi observado que nos modelos em que haviam excentricidades, os deslocamentos possuíam um comportamento não uniforme em relação aos eixos o que faziam com que estes passassem por um processo de torção que foi evidenciado pelos deslocamentos no topo dos pilares externos e pelos momentos gerados na base dos pilares paredes que compunham os núcleos rígidos. Dessa maneira, o trabalho descrito conclui que a eficiência maior dessa subestrutura é observada quando o mesmo está posicionado ao centro da edificação, já que as excentricidades causam outros esforços indesejados.

Assim como Schneider (2016), a autora Silva (2017) em seu trabalho intitulado “Influência da localização do núcleo rígido de edifícios de múltiplos pavimentos no comportamento global das estruturas”, buscou fazer uma análise dessa característica, objetivando fazer uma análise do núcleo rígido nas seguintes posições: “central e excêntrico, disposto inicialmente no maior lado e em seguida no menor lado da edificação”.

No mesmo sentido, Silva (2017), apontou através de seus resultados que na análise da estrutura completa, considerando as direções X e Y em conjunto, a estrutura resiste melhor ao giro quando posicionada ao centro, já que em comparação com os demais modelos estudados, este apresentou critérios de estabilidade global superior aos demais.

2.6.3 Trabalho sobre os parâmetros de estabilidade global apresentados pela norma ABNT NBR 6118:2014

A norma ABNT NBR 6118:2014 apresenta dois parâmetros que permitem avaliar a estabilidade global de uma estrutura, sendo estes o α e o γ_z . Cada um deles foi desenvolvido considerando diferentes metodologias e fazem a avaliação dessa

característica de formas diferentes. A partir disso, a engenheira civil Mônica Maria Emerenciano Bueno realizou a produção do trabalho “Avaliação dos parâmetros de instabilidade global em estruturas de concreto armado”, no ano de 2009, na Faculdade de Tecnologia da Universidade de Brasília (FT/UnB) para obtenção do título de mestrado.

A autora justifica sua pesquisa considerando que os projetos arquitetônicos passaram a exigir estruturas cada vez mais esbeltas e conseqüentemente, menos rígidas, sendo que nesses casos surgem na análise estrutural, preocupações quanto a estabilidade da edificação. A mesma aponta que a norma coloca os parâmetros citados como responsáveis por classificar a estrutura em relação a deslocabilidade dos seus nós, sendo estes fixos ou móveis, e dessa maneira é definido se os efeitos de segunda ordem podem ou não serem desprezados.

É destacada a dificuldade que se tem em parear o que é desenvolvido na teoria com o que ocorre com um projeto real executado, já que no segundo observa-se que as edificações não possuem simetria perfeita, contêm deformabilidade em suas fundações, apresentam cargas excêntricas e modificações de rigidez ao longo da altura. Por conta disso, segundo Bueno (2009), ao não entender o real funcionamento desses parâmetros, bem como realizar a correta utilização dos mesmos, pode-se obter resultados equivocados.

O projeto é feito a partir de quatro exemplos de edificações sendo o primeiro retirado de França (1985), e os demais da cidade de Brasília cedidos por profissionais de engenharia estrutural. O processamento das estruturas foi feito a partir da ferramenta computacional CAD/TQS onde adotou-se o modelo integrado e flexibilizado de pórtico espacial e grelha de lajes planas ou nervuradas para a se considerar os carregamentos horizontais e verticais.

A dissertação em questão, em sua conclusão indica que os exemplos desenvolvidos permitem avaliar algumas características que devem ser consideradas na análise da estabilidade de uma edificação a fim de aproximar o modelo computacional da situação real. O parâmetro α não faz uma mensuração numérica da rigidez da edificação, apenas indica a necessidade ou não da consideração dos efeitos de segunda ordem, diferente do γ_z , que por conta disso é mais difundido. A autora aponta por fim, que a análise do γ_z é uma ferramenta bastante prática que conduz a bons resultados se aplicada corretamente, sendo que por exemplo, quando a assimetria da estrutura é muito acentuada, o uso desse parâmetro deve ser limitado.

3 METODOLOGIA

O método científico é definido por Gil (2007), como “o conjunto de procedimentos intelectuais e técnicos adotados para se atingir o conhecimento”. É importante em qualquer trabalho acadêmico que se estabeleça uma metodologia coerente a ser seguida para fim da obtenção de resultados válidos para a ciência.

Foi utilizado o método dedutivo, a partir do qual hipóteses foram estabelecidas, e foram confirmadas ou negadas a partir da análise de resultados comparáveis entre si. Esta pesquisa pode ser classificada em relação a sua natureza como aplicada, uma vez que ao se determinar a influência da geometria dos núcleos rígidos na sua eficiência, pode-se determinar um parâmetro para a escolha do formato dessa subestrutura já na fase de concepção.

Quanto a forma de abordagem, neste caso foi qualitativa-quantitativa, pois foram obtidos inicialmente resultados numéricos, mas que uma vez interpretados apresentaram um significado que pôde explicar aspectos importantes a respeito do comportamento dos núcleos rígidos de concreto. Por fim, do ponto de vista dos objetivos, essa é uma pesquisa explicativa, na qual foi buscado conceber entendimento a respeito desse tipo de subestrutura, podendo assim possibilitar maiores informações sobre o fenômeno de contraventamento proporcionado por ela.

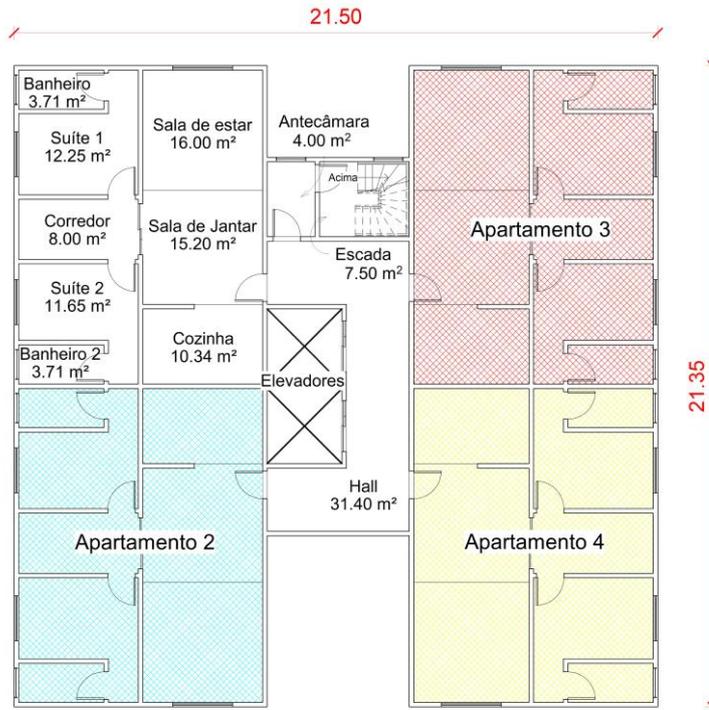
3.1 Modelo de estudo

A arquitetura foi definida utilizando critérios que contribuíssem para o estudo em questão. Foi determinado que o edifício estudado seria construído na cidade de Palmas-TO e teria 22 pavimentos tipo, mais o térreo, destinado a fins residenciais, considerando que quanto mais alto o prédio, maiores as chances do surgimento de efeitos globais de segunda ordem que possam afetar a estabilidade global da estrutura, exigindo soluções como a utilização de subestruturas de contraventamento.

Além disso, a arquitetura foi pensada de forma a apresentar um formato em planta simples e sem grandes variações geométricas, que pudessem contribuir para o aparecimento de efeitos de segunda ordem, de forma que esses efeitos surjam principalmente por conta de ações horizontais, como a ação do vento, já que o trabalho busca avaliar a eficiência das diferentes geometrias de núcleo rígido como estrutura de contraventamento. A altura de piso a piso inicialmente foi definida como 3,00 metros no térreo e 2,80 metros nos demais

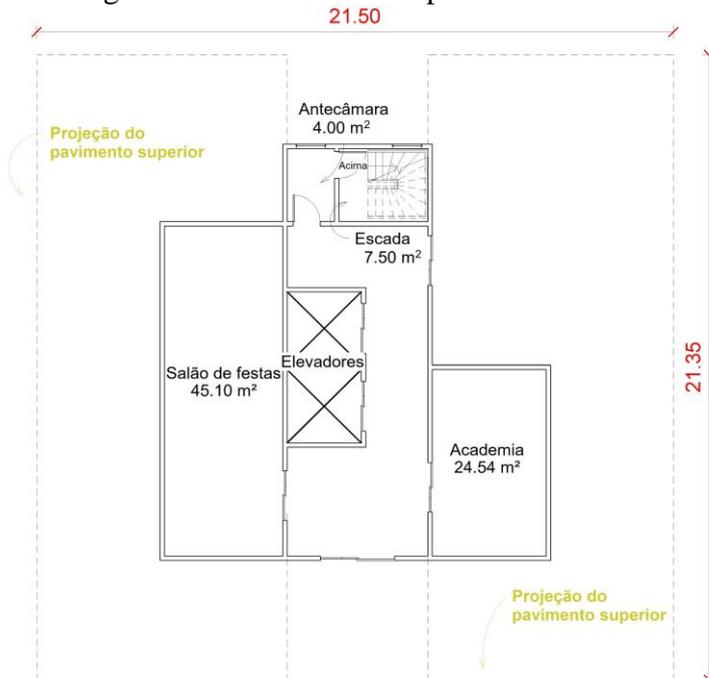
pavimentos, totalizando uma altura de 64,60 metros da edificação. As plantas dos pavimentos são apresentadas nas Figuras 12 e 13 a seguir:

Figura 12- Planta baixa do pavimento tipo



Fonte: O autor (2021).

Figura 13- Planta baixa do pavimento térreo



Fonte: O autor (2021).

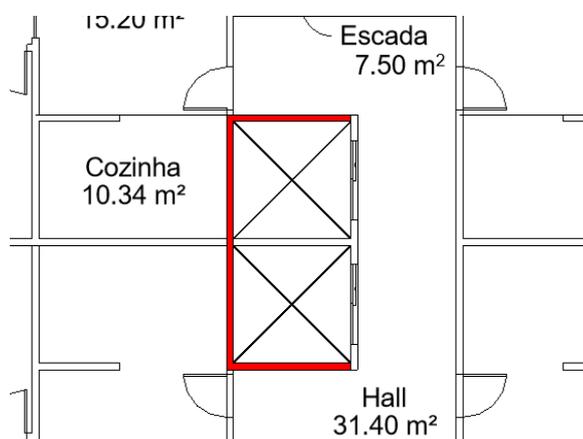
3.2 Geometrias do núcleo rígido

O trabalho consiste na avaliação da eficiência do núcleo rígido com diferentes geometrias, como estrutura de contraventamento. Para isso, é necessário determinar essas geometrias. O núcleo rígido foi considerado posicionado envolvendo a caixa dos elevadores, aproximadamente no centro da edificação. Estudos como os que foram citados na revisão bibliográfica, já apontaram que quanto mais o núcleo de rigidez se aproxima do centro da estrutura, mais ele contribui para a estabilidade global, já que ao se distanciar dessa posição, costuma aparecer efeitos de torção. Schneider (2016) afirma que:

[...] é possível afirmar que a disposição do núcleo tem grande influência sobre os esforços da estrutura. [...] Nos casos de núcleo central os deslocamentos são uniformes e simétricos e não há torção proeminente na estrutura. No entanto, nos modelos com excentricidade entre o núcleo rígido e os eixos de simetria da estrutura, comprovaram-se variações não uniformes dos deslocamentos, conseqüentemente, a torção da estrutura.

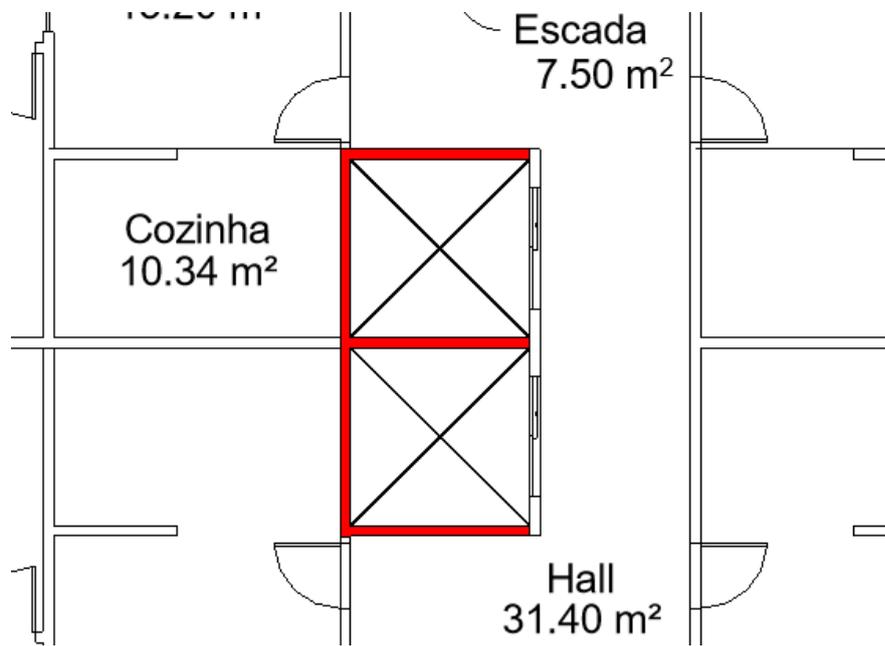
Portanto, nesse estudo, foram avaliadas 4 diferentes geometrias para o núcleo rígido utilizado na estrutura dimensionada, sendo eles em C, E, F e T, como mostra as figuras 14, 15, 16 e 17. Estas foram definidas, considerando os modelos mais comuns nos projetos observados na pesquisa (C, E e T), e um quarto modelo menos comum (F) que também se encaixasse na arquitetura, podendo demonstrar a necessidade de se avaliar diferentes possibilidades.

Figura 14- Núcleo rígido em C



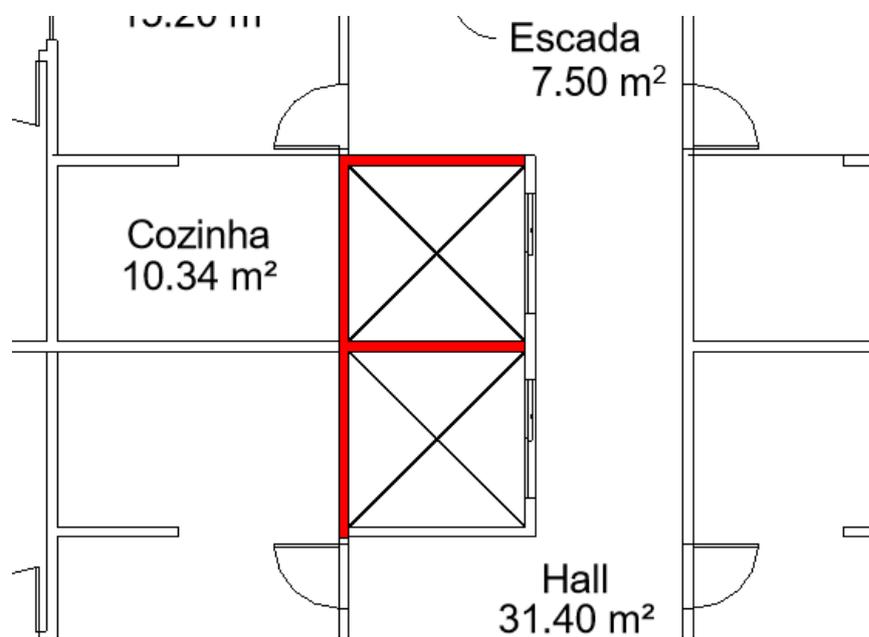
Fonte: O autor (2021).

Figura 15- Núcleo rígido em E



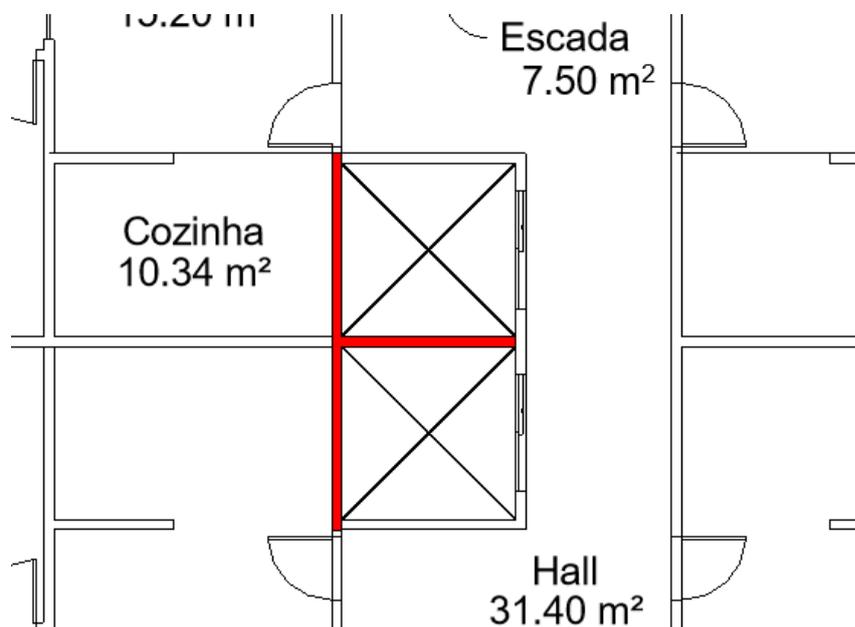
Fonte: O autor (2021).

Figura 16- Núcleo rígido em F



Fonte: O autor (2021).

Figura 17- Núcleo rígido em T



Fonte: O autor (2021).

3.3 Definição de materiais e parâmetros iniciais

As características dos materiais foram estabelecidas de acordo com a norma ABNT NBR 6118:2014 e demais relacionadas, sem fazer adaptações ou majorações mesmo que a favor da segurança, afim de isolar os efeitos apenas da mudança da geometria do núcleo rígido na estabilidade global da edificação. Para a determinação dos materiais, define-se que a edificação em questão será construída na cidade de Palmas-TO.

3.3.1 Classe de agressividade ambiental

Segundo a norma supracitada, a classe de agressividade ambiental “está relacionada às ações físicas e químicas que atuam sobre as estruturas de concreto, independentemente das ações mecânicas, das variações volumétricas de origem térmica, da retração hidráulica e outras previstas no dimensionamento das estruturas”.

Definir a classe de agressividade ambiental deve ser feito através de uma análise coerente do ambiente onde será executada a construção da edificação, visto que através dessa classificação serão definidos critérios de projeto importantes como a classe do concreto e cobrimento nominal a ser utilizado. A norma permite que essa definição seja feita através da Tabela 2:

Tabela 2 - Critérios para definição da Classe de agressividade ambiental

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

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

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

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

Fonte: ABNT NBR 6118 (2014).

Para o presente projeto, foi adotada a situação na qual a classificação geral do tipo de ambiente para efeito de projeto seria Urbana e, portanto, a classe de agressividade ambiental a ser utilizada é a II.

3.3.2 Cobrimento das armaduras

A ABNT NBR 6118:2014 em seu item 7.4.7 faz recomendações a serem observadas na definição do cobrimento. Primeiro é estabelecido o conceito de cobrimento mínimo ($c_{\text{mín}}$), como sendo o menor valor a ser respeitado ao longo de todo o elemento considerado. No entanto, ainda é determinado que para garantir o seu valor, nos processos de projeto e execução é necessário considerar o cobrimento nominal (c_{nom}), que aquele que recebe o acréscimo da chamada tolerância de execução (Δ_c). Dessa forma, na equação 12, tem-se que:

$$c_{\text{nom}} = c_{\text{mín}} + \Delta_c \quad (12)$$

Nas obras correntes a tolerância de execução (Δ_c) precisa ter valor igual ou maior a 10 mm, enquanto nas situações em que se tem maior controle de qualidade e limites rígidos de tolerância da variabilidade das medidas durante a execução, a norma permite a adoção de $\Delta_c = 5$ mm, contanto que este rigor do controle seja explicitada nos projetos.

E como já citado no item referente a classe de agressividade ambiental, essa classificação é utilizada para determinar os cobrimentos. A norma apresenta Tabela 3, que relaciona a classe de agressividade do ambiente com o cobrimento nominal para $\Delta_c = 10$ mm.

Tabela 3 - Determinação do cobrimento dos elementos estruturais

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

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

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

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

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

Fonte: NBR 6118 (2014).

Dessa maneira pôde-se determinar a partir da adoção da classe de agressividade II, que o cobrimento para este projeto, deverá ser de 25 mm para as lajes e de 30 mm para as vigas e pilares.

3.3.3 Propriedades dos materiais

As propriedades dos materiais usados na execução da estrutura precisam ser determinadas afim de inseri-los como dados de entrada na ferramenta computacional utilizada. Já foi definido que a classe de agressividade ambiental adotada foi a II, e por conta disso como apontado no item 3.1.2, o cobrimento das lajes será de 25 mm, enquanto para as vigas e pilares será utilizado o valor de 30 mm. Em relação a isso, a ABNT NBR 6118:2014 indica que “a dimensão máxima característica do agregado graúdo utilizado no concreto não pode superar em 20 % a espessura nominal do cobrimento”. Dessa forma tem-se que:

$$d_{\text{máx}} \leq 1,2 \cdot c_{\text{nom}} \quad (13)$$

Assim foi definida a adoção do diâmetro máximo característico do agregado graúdo com o valor de 19 mm. Opta-se também neste projeto pela utilização de aço CA-50. Em relação ao concreto, a sua classe também pode ser definida, assim como o cobrimento, relacionando-a com a classe de agressividade do ambiente. Isso é feito de acordo com a Tabela 4 apresentada pela norma e disposta a seguir:

Tabela 4- Correspondência entre a classe de agressividade e a qualidade do concreto

Concreto ^a	Tipo ^{b, c}	Classe de agressividade (Tabela 6.1)			
		I	II	III	IV
Relação água/cimento em massa	CA	≤ 0,65	≤ 0,60	≤ 0,55	≤ 0,45
	CP	≤ 0,60	≤ 0,55	≤ 0,50	≤ 0,45
Classe de concreto (ABNT NBR 8953)	CA	≥ C20	≥ C25	≥ C30	≥ C40
	CP	≥ C25	≥ C30	≥ C35	≥ C40
^a O concreto empregado na execução das estruturas deve cumprir com os requisitos estabelecidos na ABNT NBR 12655. ^b CA corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto armado. ^c CP corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto protendido.					

Fonte: NBR 6118 (2014).

Dessa forma, é possível definir a utilização do concreto C25, o que significa que o mesmo deve apresentar resistência de 25 MPa. Para realizar o dimensionamento no *software*, todas essas propriedades dos materiais, devem ser inseridas nas configurações do Eberick, o

que é feito através da aba “Materiais e durabilidade” que pode ser encontrada no item “Projeto” do menu de configurações. Este menu pode ser visto na Figura 18:

Figura 18- Configuração das propriedades dos materiais no Eberick

Materiais e durabilidade

Aplicação
 Projeto inteiro
 Por pavimento

Pavimento
 Pavimento 22
 Pavimento 21
 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

Avisos
 Existe 1 problema nas propriedades definidas
 Detalhes...

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)	Bitolas...
Vigas	C-25	3 cm	3 cm	3 cm	Bitolas...
Pilares	C-25	3 cm	3 cm	4.5 cm	Bitolas...
Lajes	C-25	2.5 cm		3 cm	Bitolas...
Reservatórios	C-25	3 cm			Bitolas...
Blocos	C-25			4.5 cm	Bitolas...
Sapatas	C-25			4.5 cm	Bitolas...
Tubulões	C-20			4.5 cm	Bitolas...
Muros	C-25			4.5 cm	Bitolas...
Radier	C-25			4.5 cm	Bitolas...

Elementos pré-moldados

Elementos	Concreto	Cobrimento (peças externas)	Bitolas...
Vigas	C-25	3 cm	Bitolas...
Pilares	C-25	3 cm	Bitolas...

 Etapas... Tipo: Pré-moldado

Fluência... Barras... Classes... OK Cancelar Ajuda

Fonte: O Autor (2021).

3.4 Etapa do Pré-dimensionamento

Para elaborar o projeto do prédio de múltiplos pavimentos em questão, alguns parâmetros e dados precisam ser estabelecidos, e isso ocorre na fase de pré-dimensionamento da estrutura. Alva (2014) aponta que a ferramenta computacional não define sozinha as dimensões das seções dos elementos estruturais, mas sim fazem testes que exigem que o usuário escolha dimensões preliminares.

3.4.1 Lajes

A norma ABNT NBR 6118:2014 estabelece alguns limites mínimos de espessura a serem respeitados, no caso de lajes maciças:

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

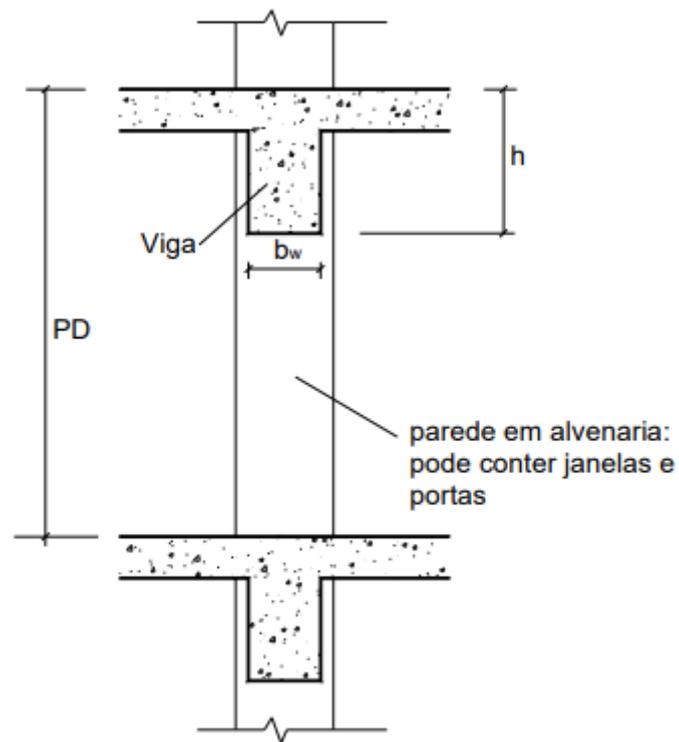
Uma estimativa comumente utilizada para estimar a espessura das lajes maciças é a fornecida pela seguinte equação que relaciona a espessura da laje (h) com comprimento do menor vão (L_x).

$$H = L_x/40 \quad (14)$$

3.4.2 Vigas

Segundo a ABNT NBR 6118:2014, alguns critérios mínimos devem ser seguidos para o dimensionamento das vigas. A norma impõe que “a seção transversal das vigas não pode apresentar largura menor que 12 cm”, e além disso também possui um valor mínimo para a altura que é de 25 cm. Bastos (2017) ainda aponta que a modulação dessa altura deve ser feita preferencialmente de 5 em 5 cm. Segundo Pinheiro (2004), em edifícios residenciais, é conveniente que as alturas das vigas não ultrapassem 60 centímetros, afim de não interferir nos vãos de portas e janelas. Enquanto Alva (2014) lembra que o valor máximo dessa altura está condicionado à altura do pé direito, como mostra a Figura 19:

Figura 19- Vigas entre os pavimentos



Fonte: ALVA (2014).

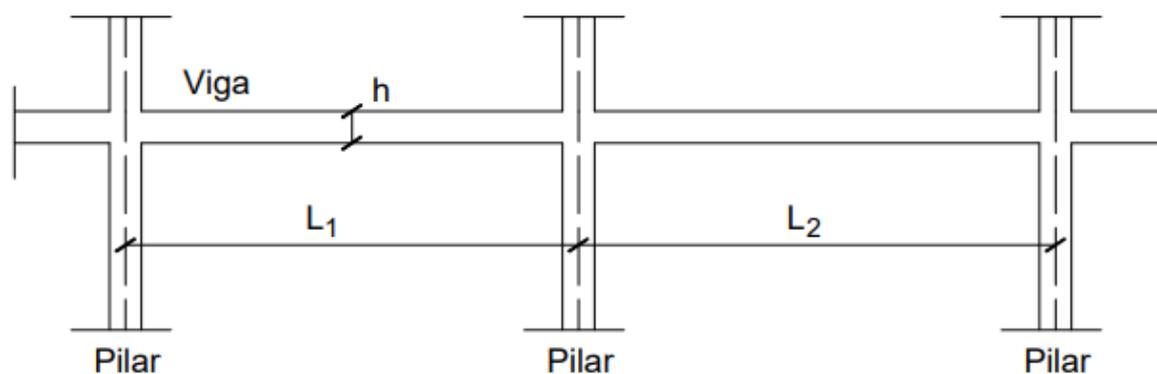
Sendo L o vão do trecho da viga analisado, para vigas isostáticas pode-se estimar a sua altura como sendo:

$$h \cong L/12 \text{ à } L/10 \quad (15)$$

No caso de a viga ser contínua, também existe uma estimativa no caso de vãos comparáveis, que é dada pela equação 16 e demonstrada na Figura 20:

$$\text{Se, } \frac{2}{3} \leq \frac{L_1}{L_2} \leq \frac{3}{2}; \quad h \cong L_m/10 \text{ à } L_m/12; \quad L_m = (L_1 + L_2)/2 \quad (16)$$

Figura 20- Estimativa da altura das vigas



Fonte: ALVA (2014).

3.4.3 Pilares

O processo de pré-dimensionamento dos pilares é um pouco mais complexo que o dos outros elementos. A ABNT NBR 6118:2014 define que a seção transversal dos pilares e pilares-parede maciços, qualquer que seja sua forma, não podem apresentar dimensão menor que 19 cm. Apesar disso, a norma permite uma exceção contanto que seja considerado o coeficiente de majoração da Tabela 5:

Em casos especiais, permite-se a consideração de dimensões entre 19 cm e 14 cm, desde que se multipliquem os esforços solicitantes de cálculo a serem considerados no dimensionamento por um coeficiente adicional γ_n [...] Em qualquer caso, não se permite pilar com seção transversal de área inferior a 360 cm².

Tabela 5– Valores do coeficiente adicional γ_n para pilares e pilares-parede

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

onde

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

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

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

Fonte: NBR 6118 (2014).

Sabe-se, porém, que dimensões maiores que as mínimas podem ser necessárias. Dimensões menores muitas vezes são escolhidas em função da arquitetura, mas em muitos casos as cargas verticais estimadas exigem o uso de dimensões maiores. Para isso utiliza-se o processo das áreas de influência que é um processo geométrico que tem como intenção estimar as cargas verticais.

Primeiramente são definidas as áreas de influência de cada pilar, o que segundo Pinheiro et al (2003) pode ser feito usando o seguinte critério:

0,45L: pilar de extremidade e de canto, na direção da sua menor dimensão;

0,55L: complementos dos vãos do caso anterior;

0,50L: pilar de extremidade e de canto, na direção da sua maior dimensão.

Posteriormente, define-se também o coeficiente de majoração da força normal (α) que leva em conta as excentricidades da carga, sendo considerados os valores:

$\alpha = 1,3$: pilares internos ou de extremidade, na direção da maior dimensão;

$\alpha = 1,5$: pilares de extremidade, na direção da menor dimensão;

$\alpha = 1,8$: pilares de canto.

É feito então a estimativa da área da seção bruta de concreto do pilar, A_c , através da equação:

$$A_c = \frac{30 \cdot \alpha \cdot A \cdot (n + 0,7)}{f_{ck} + 0,01 \cdot (69,2 - f_{ck})} \quad (17)$$

Sendo:

α : coeficiente que leva em conta as excentricidades da carga;

A: área de influência do pilar (m^2);

n: número de pavimentos tipo;

(n+0,7): número que considera a cobertura, com carga estimada em 70% da relativa ao pavimento-tipo;

f_{ck} : resistência característica do concreto (kN/cm^2);

3.5 Carregamentos atuantes na estrutura

É essencial durante o processo de projeto de estruturas, mesmo que utilizando de uma ferramenta computacional, que se faça uma correta determinação das cargas que irão atuar na

mesma, de forma a se aproximar da realidade, e não permitir que estas cargas sejam subestimadas indo contra segurança, nem superestimadas contrariando os fatores econômicos.

3.5.1 Carregamentos verticais

A norma ABNT NBR 6120:2019 apresenta “as condições exigíveis para determinação dos valores das cargas que devem ser consideradas no projeto de estrutura de edificações”. Ela determina classifica estas cargas em permanentes e acidentais. As cargas permanentes são aquelas constituídas pelo peso próprio da estrutura, que é calculada pelo a partir das propriedades dos materiais, e por todos os elementos construtivos fixos e instalações permanentes. O Eberick permite que seja feita a inserção de cargas de paredes no momento do lançamento das vigas, como mostra a Figura 21:

Figura 21- Inserção de cargas permanentes

Viga

Dados da viga

Nome

Ambiente

Seção do trecho

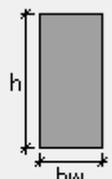
Tipo

bw cm h cm

bf cm hf cm

Obter elevação para viga invertida

Elevação cm



Cargas

Parede	<input type="text" value="0.00"/> kgf/m	<input type="button" value="Lançar..."/>	<input type="button" value="Remover"/>
Carga extra	<input type="text" value="0"/> kgf/m	<input type="button" value="Editar..."/>	<input type="button" value="Remover"/>
Temperatura e retração	<input type="text" value="0"/> °C	<input type="button" value="Editar..."/>	<input type="button" value="Remover"/>

Fonte: O Autor (2021).

Já as cargas acidentais, segundo a norma supracitada, são aquelas podem “atuar sobre a estrutura de edificações em função do seu uso (pessoas, móveis, materiais diversos, veículos etc.)”. Ainda na ABNT NBR 6120:2019 é apresentada a Tabela 6, onde são indicados valores mínimos de cargas acidentais a serem acrescentados nos pavimentos, de acordo com a

utilização do local. O Eberick permite que essa consideração seja feita de maneira direta no lançamento das lajes, conforme mostra a Figura 22.

Tabela 6- Cargas acidentais segundo a NBR 6120

Edifícios residenciais	Dormitórios	1,5	–
	Sala, copa, cozinha	1,5	–
	Sanitários	1,5	–
	Dispensa, área de serviço e lavanderia	2	–
	Quadras esportivas	5 ^a	–
	Salão de festas, salão de jogos	3 ^a	–
	Áreas de uso comum	3 ^a	–
	Academia	3 ^a	–
	Forro acessíveis apenas para manutenção e sem estoque de materiais	0,1 ^{a,r}	–
	Sótão	2 ^a	–
	Corredores dentro de unidades autônomas	1,5	–
	Corredores de uso comum	3	–
	Depósitos	3	–
	Áreas técnicas (ver item nesta Tabela)		
	Jardins (ver item nesta Tabela)		

Fonte: NBR 6120 (2019).

Figura 22- Inserção direta de cargas acidentais segundo a NBR 6120 no Eberick

The screenshot shows the 'Laje' (Slab) properties dialog box in the Eberick software. The 'Cargas' (Loads) section is expanded, showing a list of accidental loads (Acidental) from 000 to 028. The 'Grupo' (Group) is set to 'Nenhum' (None). The 'Espessura' (Thickness) is set to 12 cm. The 'ec' (effective depth) is 4 cm, 'ee' (effective depth) is 9 cm, 'enx' (effective depth) is 8 cm, and 'eny' (effective depth) is 8 cm. The 'OK' button is highlighted.

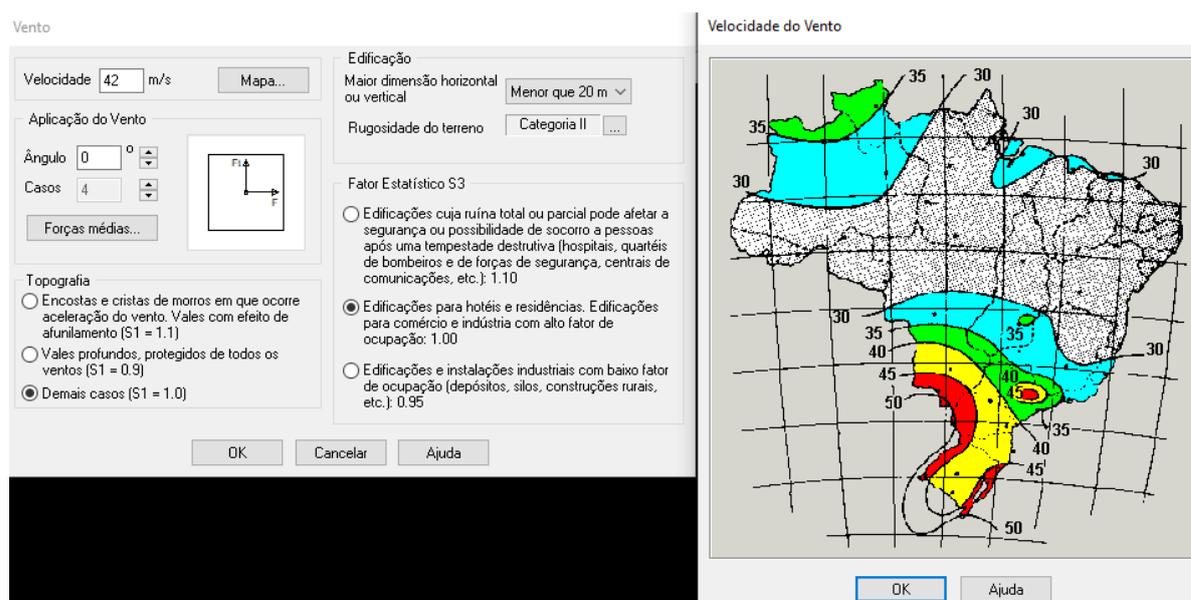
Fonte: O autor (2021).

3.5.2 Carregamentos horizontais

Apesar do mais comum ao se pensar nas cargas atuantes em uma edificação serem as advindas das ações verticais, é de grande importância que se dê a devida atenção aos carregamentos horizontais. Estes são um dos principais fatores que afetam a estabilidade global de um edifício através, por exemplo das forças devidas ao vento. Para considerá-las são seguidos os procedimentos descritos pela norma ABNT NBR 6123:2013 como abordado no item 2.3.1 do Capítulo 2 deste trabalho.

O Eberick também permite que sejam configuradas as características necessárias para o cálculo das forças devidas a ação do vento na estrutura por meio do menu apresentado na Figura 23:

Figura 23- Menu de cálculo de forças devidas ao vento no Eberick



Fonte: O autor (2021).

3.6 Geração dos parâmetros de avaliação

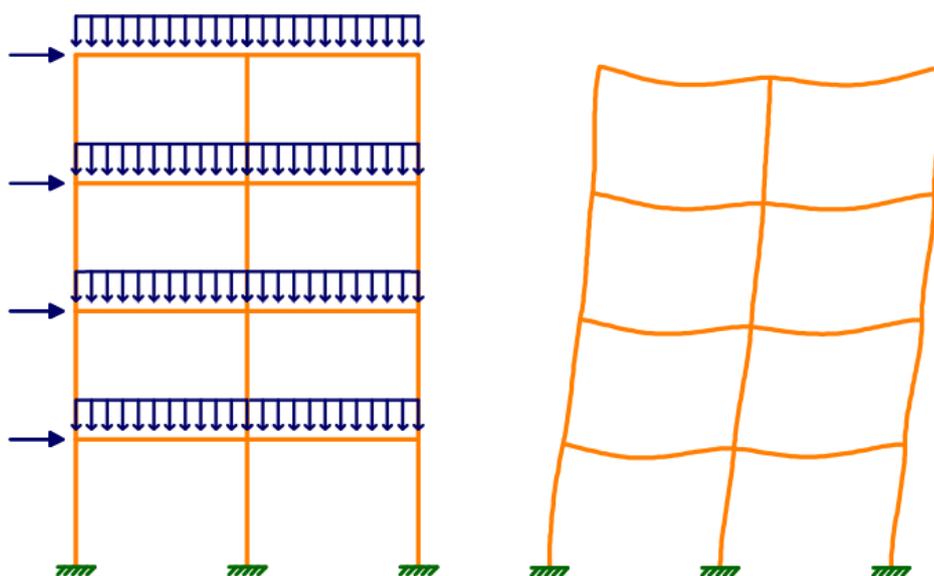
Por fim, uma vez que a estrutura é modelada e lançada no *software*, bem como são aplicadas todas as cargas e configuradas todas as características dos materiais, é possível obter os relatórios e parâmetros que serão utilizados para fazer análise da estabilidade global em cada um dos casos estudados, a fim de tirar conclusões a respeito da eficiência de cada um dos núcleos rígidos como estrutura de contraventamento.

O Eberick permite a visualização de um pórtico unifilar tridimensional que faz uma representação dos deslocamentos sofridos em cada parte da estrutura. Isto, junto ao relatório de deslocamentos, será usado como objeto de comparação entre as situações analisadas. Também será objeto de comparação o coeficiente γ_z , além dos esforços na fundação, cargas e momentos, os quais serão obtidos através dos relatórios fornecidos pelo programa e colocados sob análise comparativa.

3.6.1 Análise dos deslocamentos laterais

Os deslocamentos laterais, demonstrados na Figura 24, podem ser analisados de forma visual no Eberick através de um pórtico unifilar 3D que demonstra as deformações sofridas pela estrutura. Além disso, o programa oferece um relatório com os valores de deslocamentos em cada eixo que permitem que seja feita a análise do comportamento dos seus elementos.

Figura 24- Deslocamento lateral causado por forças horizontais

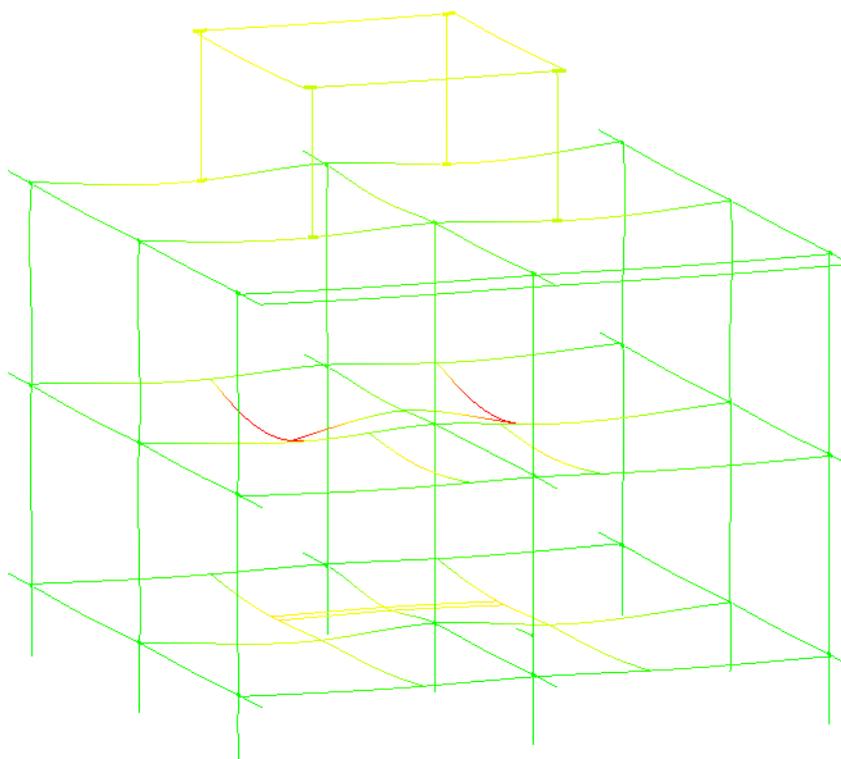


Fonte: AutoQi (2021).

O pórtico unifilar, no Eberick, pode ser acessado através do item “Análise” do menu “Estrutura”, selecionando a opção “ELU-Deslocamentos”. Segundo a AutoQi (2021) estes comandos permitirão verificar o comportamento geral da estrutura, identificando os elementos que apresentem maiores deslocamentos. Um exemplo de pórtico unifilar é apresentado na Figura 25. É importante também, que seja feita a avaliação dos deslocamentos sofridos pelos

pilares do topo da estrutura que serão fornecidos pelo programa através da janela de dimensionamento dos pilares, ao selecionar a opção “Deslocamentos”.

Figura 25- Exemplo de pórtico unifilar gerado pelo Eberick



Fonte: AutoQi (2021).

3.6.2 Avaliação do coeficiente γ_z

O coeficiente γ_z é um dos parâmetros mais utilizados para avaliar a estabilidade global de uma edificação. O mesmo além de ser recomendado pela norma, geralmente é preferido pois além de classificar a estrutura em relação a deslocabilidade de seus nós, ele já faz uma mensuração dos esforços de segunda ordem, possuindo um valor numérica que pode ser usado como majorador dos efeitos de primeira ordem.

Assim, este trabalho utilizará deste coeficiente para analisar a estabilidade global apresentada pelo edifício em cada uma das situações estudadas, através da verificação do seu valor numérico obtido no processamento da estrutura pelo Eberick. Isso será feito com base no que é preconizado pela ABNT NBR 6118:2014, sendo assim, caso o valor do parâmetro seja menor ou igual a 1,1, a estrutura pode ser considerada como de nós fixos. Caso contrário, a mesma é dita como de nós móveis, e neste caso é necessário que se considere os efeitos de segunda ordem, o que no Eberick pode ser feito através do processo P-Delta.

O relatório com os valores de γ_z será obtido através do Eberick com a seguinte sequência de comandos: "Estrutura – Relatórios - Relatórios da análise - Verificação de estabilidade (Gama-Z)". Um exemplo de como este relatório é apresentado, pode ser visto na Figura 26:

Figura 26- Exemplo de relatório com os valores de γ_z para diferentes combinações gerado pelo Eberick

Gama-Z por Combinação						
Combinação	Momento de tombamento de cálculo (tf.m)		Momento de 2a. ordem de cálculo (tf.m)		Gama-Z	
	Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y
1.3G1+1.4G2+1.4S+0.84V1+1.4D1	1.73	3.03	0.32	0.03	1.23	1.01
1.3G1+1.4G2+1.4S+0.84V2+1.4D2	1.73	3.03	0.32	0.03	1.23	1.01
1.3G1+1.4G2+1.4S+0.84V3+1.4D3	1.73	3.03	0.28	0.05	1.20	1.02
1.3G1+1.4G2+1.4S+0.84V4+1.4D4	1.73	3.03	0.28	0.05	1.20	1.02
1.3G1+1.4G2+1.4S+0.98Q+1.1A+0.84V1+1.4D1	1.73	3.03	0.40	0.03	1.30	1.01
1.3G1+1.4G2+1.4S+0.98Q+1.1A+0.84V2+1.4D2	1.73	3.03	0.40	0.03	1.30	1.01
1.3G1+1.4G2+1.4S+0.98Q+1.1A+0.84V3+1.4D3	1.73	3.03	0.35	0.06	1.26	1.02
1.3G1+1.4G2+1.4S+0.98Q+1.1A+0.84V4+1.4D4	1.73	3.03	0.35	0.06	1.26	1.02

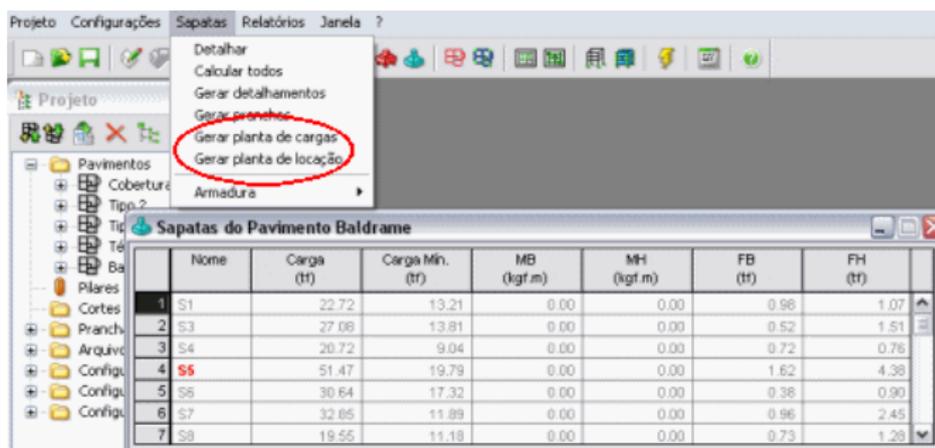
Fonte: AutoQi (2021).

3.6.3 Verificação dos esforços atuantes na fundação

É de grande importância que sejam verificados os esforços sofridos pela fundação, pois como visto na fundamentação teórica deste trabalho, uma vez considerados as deformações sofridas pela fundação, os deslocamentos horizontais que se observa na edificação como um todo são maiores.

O Eberick também fornece os valores que serão analisados, que são de cargas máximas e momentos fletores, e estes podem ser acessados aos gerar a planta de cargas no menu “Estrutura”, como visto na Figura 27:

Figura 27- Geração da planta de cargas na fundação pelo Eberick



Fonte: AltoQi (2011).

3.6.4 Identificação da estimativa de consumo de insumos

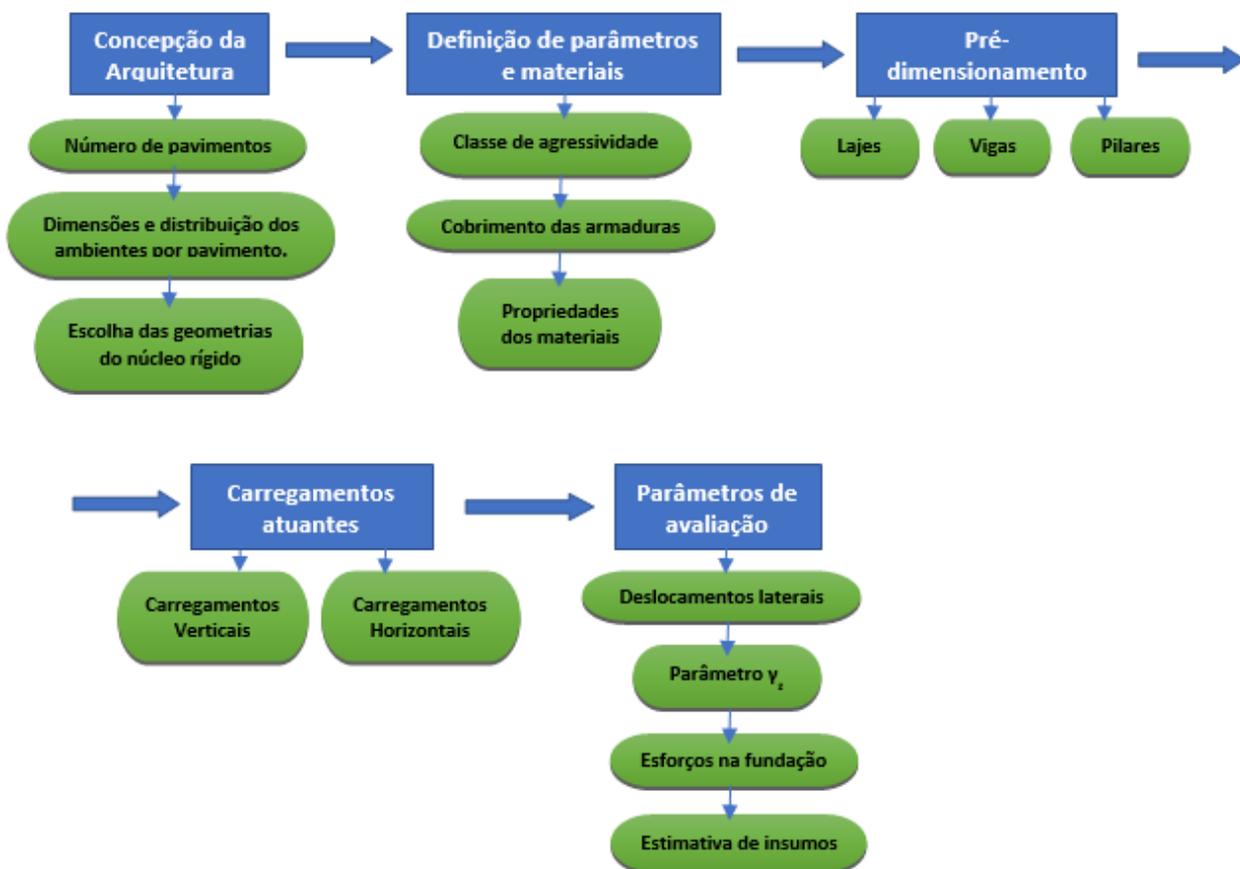
Por fim, serão levantados os quantitativos de concreto e aço necessários para a execução de cada um dos modelos estudados. Esta avaliação permitirá que seja feita uma análise comparativa entre a eficiência estrutural advinda dos parâmetros de estabilidade e rigidez da edificação, e a eficiência econômica.

Dessa forma, poderá ser feito um apontamento que indique se os critérios de definição da geometria do núcleo rígido, que atualmente estão relacionados, dentre outros fatores, a questões de custo, são equivalentes a possíveis critérios de eficiência quanto a estabilidade global dos mesmos. É possível, no entanto, que se demonstre que estes dois critérios estejam em desencontro, o que leva a análise de qual fator tem maior peso na tomada de decisão realizada na fase de concepção do projeto.

3.7 Fluxograma da metodologia

A Figura 28 a seguir, apresenta um resumo, em forma de fluxograma dos passos adotados na presente metodologia, a fim de melhorar o entendimento da sequência de procedimentos adotados:

Figura 28- Fluxograma da metodologia



Fonte: O autor (2021).

4 RESULTADOS E ANÁLISE

Após a concepção da estrutura e o seu pré-dimensionamento, foi realizado o lançamento da mesma no *software* Eberick, com as quatro diferentes geometrias definidas para o núcleo rígido que abriga a caixa dos elevadores.

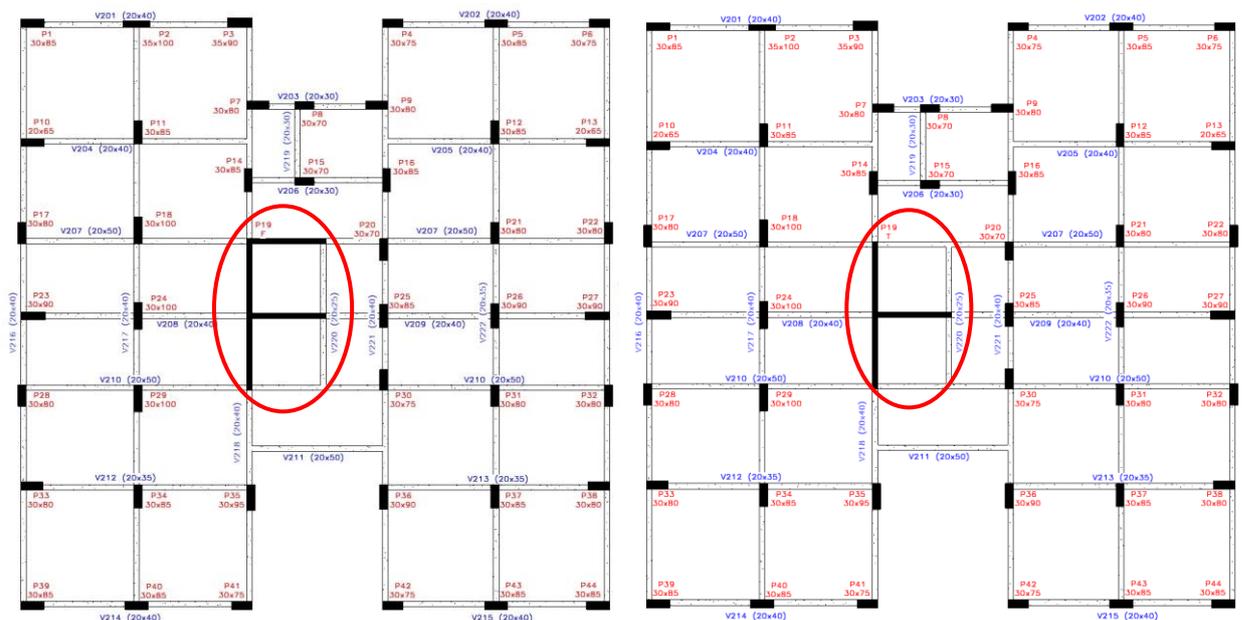
Como discutido, o pré-dimensionamento fornece apenas valores de entrada no programa, já que o método de cálculo é iterativo, dessa forma as seções e até mesmo a concepção da estrutura podem ser alteradas para que esta apresente a devida eficiência. As figuras 29 e 30 mostram como ficaram a distribuição dos elementos e as suas respectivas dimensões, para o caso no qual se utilizou cada um dos modelos de núcleo rígido, os quais estão circulado nas figuras. O detalhamento pode ser visto através dos Anexos deste trabalho.

Figura 29 – Seção dos elementos nos modelos com o núcleo em C e em E



Fonte: O autor (2021).

Figura 30 – Seção dos elementos nos modelos com o núcleo em F e em T



Fonte: O autor (2021).

Como pode ser observado, a estrutura é essencialmente a mesma, sendo variada apenas a geometria do núcleo de rigidez, e consequentemente o comprimento de algumas vigas no entorno do núcleo, as quais precisam ter continuidade em alguns dos modelos, sendo o caso das vigas V207, V208 e V210. Isso explicita que as alterações apresentadas nos parâmetros de mensuração da estabilidade global, tem como fator causal especificamente a mudança dessa característica.

É importante ressaltar que, o fato de o objeto de estudo ter sido planejado para fins residenciais, com divisões dos ambientes preexistentes, dá um direcionamento para a concepção, de forma que a mesma precisou ser pensada para que não haja uma incompatibilidade entre a estrutura e os elementos arquitetônicos.

Com a definição final de todos os elementos, se torna possível gerar os relatórios do *software*, com os parâmetros de comparação entre os casos estudados.

4.1 Deslocamentos horizontais

O relatório de deslocamentos horizontais do Eberick permite que sejam conhecidas as movimentações na edificação ocasionadas pela ação do vento nas direções X e Y. Estes valores são comparados com aqueles conhecidos como deslocamentos limites, que segundo a ABNT NBR 6118:2014 “são valores práticos utilizados para verificação em serviço do estado

limite de deformações excessivas da estrutura”. Os resultados para cada um dos casos podem ser observados na Tabela 7:

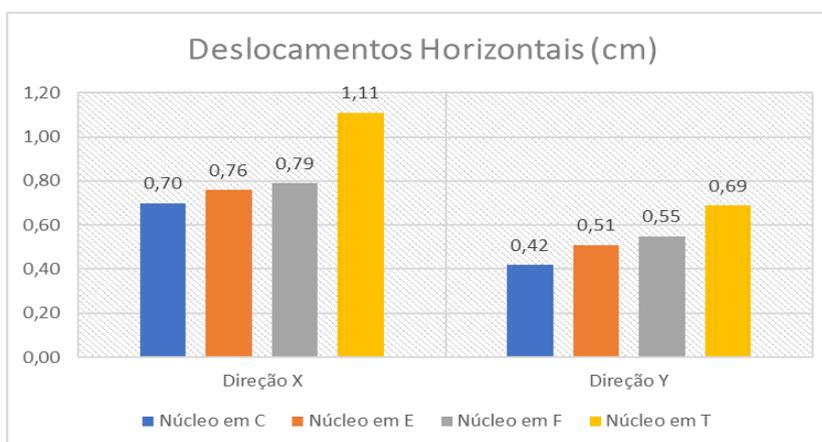
Tabela 7 – Resultado dos deslocamentos laterais para cada caso estudado

DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS	
Núcleo em C	Núcleo em E
X+ = 0.70 cm (limite 3.89)	X+ = 0.76 cm (limite 3.89)
X- = 0.70 cm (limite 3.89)	X- = 0.76 cm (limite 3.89)
Y+ = 0.42 cm (limite 3.89)	Y+ = 0.51 cm (limite 3.89)
Y- = 0.42 cm (limite 3.89)	Y- = 0.51 cm (limite 3.89)
Núcleo em F	Núcleo em T
X+ = 0.79 cm (limite 3.89)	X+ = 1.11 cm (limite 3.89)
X- = 0.79 cm (limite 3.89)	X- = 1.11 cm (limite 3.89)
Y+ = 0.55 cm (limite 3.89)	Y+ = 0.69 cm (limite 3.89)
Y- = 0.55 cm (limite 3.89)	Y- = 0.69 cm (limite 3.89)

Fonte: O autor (2021).

Como visto, todos os modelos apresentaram valores de deslocamentos dentro do limite estabelecido nas duas direções. Em relação a este quesito todos satisfazem a necessidade da estrutura, porém fica claro que a eficiência varia em cada modelo, apresentando um deslocamento horizontal ocasionado pela ação do vento, que cresce nas duas direções na mesma sequência. O núcleo rígido com geometria em C apresentou os menores valores nas duas direções, enquanto o núcleo em T, também nas duas direções, apresentou os valores maiores. A partir do Gráfico 1, é possível levantar algumas comparações:

Gráfico 1 – Comparativo dos deslocamentos horizontais nas duas direções



Fonte: O autor (2021).

Comparando de forma percentual, em relação ao modelo que apresentou menores deslocamentos, o núcleo em C, é possível mensurar de forma ainda mais clara a diferença na resistência aos deslocamentos horizontais apresentadas em cada caso. Na direção X, a diferença entre os três primeiros modelos é bastante discreta, sendo o núcleo em E, 8,57% maior que o núcleo em C, e o modelo em F, 12,86%. Já o modelo no qual foi utilizado o núcleo rígido com geometria T, apresentou um deslocamento 58,57% maior que o modelo com menor deslocamento na direção considerada.

Já na direção Y, os deslocamentos apresentados pelos modelos em E e em F, foram bem próximos entre si, porém com uma diferença já maior em relação ao núcleo em C, tendo apresentando respectivamente, uma diferença percentual de 21,43% e 30,95%, em relação a este. O núcleo em T, também nessa direção, apresentou uma diferença maior ao ser comparado com o modelo de menor deslocamento, tendo um valor 64,29% maior.

Os resultados deixam claro, para este modelo, uma maior eficiência em relação aos deslocamentos horizontais causados pela ação do vento nas duas direções, do modelo no qual foi adotado o núcleo rígido com geometria em C, enquanto o modelo em T e destacou com os maiores valores de deslocamento. Os outros dois modelos, nas duas direções apresentaram valores muito próximos entre si. Isso pode ser explicado pelo fato de que o núcleo de rigidez em T é menos robusto que os demais, sendo composto apenas por 2 pilares-parede, o que faz com que ele seja menos rígido, e possibilitando assim, que a estrutura seja mais deslocável.

4.2 Coeficiente γ_z

O principal parâmetro utilizado pelos engenheiros para que se verifique a estabilidade global de uma estrutura é o γ_z . O seu valor é calculado segundo a norma de projeto de estruturas de concreto, a ABNT NBR 6118:2014, e além de apontar a necessidade da consideração dos efeitos de segunda ordem, ele permite estimar numericamente esses esforços.

No caso do *software* em questão, a consideração desses efeitos, não é feita a partir dessa estimativa, e sim com o uso do método de análise P-delta, que é aplicado nas estruturas que apresentam um $\gamma_z > 1,10$, como indica a mensagem apresentada no relatório de análise global do programa que pode ser vista na Figura 31.

Figura 31 – Aviso do *software* sobre a verificação dos efeitos de 2ª ordem

Limitações

Em estruturas com Gama-Z maior que 1.10 é necessário fazer a verificação dos efeitos de 2ª ordem com a análise P-Delta.

O Gama-Z é um parâmetro de estabilidade para avaliação de estruturas simétricas (tanto geometria quanto carregamento) e edificações com mais de 4 pavimentos. Nos demais casos, recomenda-se a verificação dos efeitos de 2ª ordem com a análise P-Delta.

Fonte: O autor (2021).

4.2.1 Modelo com Núcleo Rígido em C

A Figura 32, mostra o resultado da análise da estrutura feita pelo programa, para o modelo com o núcleo rígido em geometria C. Na direção Y, pode ser observado que o γ_z se encontra dentro do limite normatizado, já na direção X, os efeitos de segunda ordem se mostram 22% maiores que os de primeira em um dos sentidos, e 13% no outro.

Figura 32 – Resultado do processamento do modelo com núcleo em C

Resultados
<p>Cargas verticais: Peso próprio = 5710.05 tf Adicional = 4472.77 tf Acidental = 1489.13 tf Total = 11671.95 tf Área aproximada = 9046.29 m² Relação = 1290.25 kgf/m²</p> <p>Deslocamento horizontal: X+ = 0.70 cm (limite 3.89) X- = 0.70 cm (limite 3.89) Y+ = 0.42 cm (limite 3.89) Y- = 0.42 cm (limite 3.89)</p> <p>Verificação de estabilidade (Gama-Z): X+ = 1.22 (limite 1.10) X- = 1.13 (limite 1.10) Y+ = 1.09 (limite 1.10) Y- = 1.10 (limite 1.10)</p> <p>Análise de 2ª ordem: Processo P-Delta Deslocamentos no topo da edificação: Acidental: 0.34 » 0.40 (+15.38%) Vento X+: 5.30 » 6.31 (+19.01%) Vento X-: 5.30 » 6.31 (+19.01%) Vento Y+: 3.18 » 3.51 (+10.59%) Vento Y-: 3.18 » 3.51 (+10.59%) Desaprumo X+: 1.69 » 2.01 (+19.11%) Desaprumo X-: 1.69 » 2.01 (+19.11%) Desaprumo Y+: 0.98 » 1.08 (+10.59%) Desaprumo Y-: 0.98 » 1.08 (+10.58%)</p>

Fonte: O autor (2021).

Como esses valores superam o limite de 1,10, a análise de segunda ordem é realizada, a partir do processo P-delta, e o *software* então fornece o relatório de deslocamentos no topo da edificação com o incremento ocasionado por estes efeitos.

4.2.2 Modelo com Núcleo Rígido em E

Podem ser observados na Figura 33, os resultados do processamento da estrutura do modelo no qual o núcleo rígido apresenta a geometria em E. É possível perceber que os valores de γ_z na direção Y, foram os mesmos do modelo 1, porém nos sentidos opostos. Ainda assim, se encontram dentro do limite estabelecido.

Figura 33 – Resultado do processamento do modelo com núcleo em E

Resultados
<p>Cargas verticais: Peso próprio = 6070.27 tf Adicional = 4476.61 tf Acidental = 1376.46 tf Total = 11923.34 tf Área aproximada = 9038.81 m² Relação = 1319.13 kgf/m²</p> <p>Deslocamento horizontal: X+ = 0.76 cm (limite 3.89) X- = 0.76 cm (limite 3.89) Y+ = 0.51 cm (limite 3.89) Y- = 0.51 cm (limite 3.89)</p> <p>Verificação de estabilidade (Gama-Z): X+ = 1.20 (limite 1.10) X- = 1.11 (limite 1.10) Y+ = 1.10 (limite 1.10) Y- = 1.09 (limite 1.10)</p> <p>Análise de 2ª ordem: Processo P-Delta Deslocamentos no topo da edificação: Acidental: 0.43 »» 0.48 (+13.28%) Vento X+: 5.30 »» 6.14 (+15.85%) Vento X-: 5.30 »» 6.14 (+15.85%) Vento Y+: 3.70 »» 4.08 (+10.39%) Vento Y-: 3.70 »» 4.08 (+10.39%) Desaprumo X+: 1.61 »» 1.87 (+15.89%) Desaprumo X-: 1.61 »» 1.87 (+15.89%) Desaprumo Y+: 1.09 »» 1.20 (+10.37%) Desaprumo Y-: 1.09 »» 1.20 (+10.37%)</p>

Fonte: O autor (2021).

Já na direção X, o γ_z também continua ultrapassando o valor de 1,10, indicando a necessidade da consideração dos efeitos de segunda ordem, porém são menores que os observados no primeiro modelo. Estes ultrapassam os efeitos de primeira ordem, em 20% em um sentido, e em 11% no outro.

4.2.3 Modelo com Núcleo Rígido em F

É possível mais uma vez, observar na Figura 34, os resultados da análise da estrutura, dessa vez para o terceiro modelo estudado, com a geometria do núcleo rígido em F. O único valor de γ_z obtido dentro do limite normatizado foi em um dos sentidos da direção Y, que apresentou o próprio valor limite.

Figura 34 – Resultado do processamento do modelo com núcleo em F

Resultados
<p>Cargas verticais: Peso próprio = 5977.39 tf Adicional = 4481.45 tf Acidental = 1374.08 tf Total = 11832.91 tf Área aproximada = 9038.81 m² Relação = 1309.12 kgf/m²</p> <p>Deslocamento horizontal: X+ = 0.79 cm (limite 3.89) X- = 0.79 cm (limite 3.89) Y+ = 0.55 cm (limite 3.89) Y- = 0.55 cm (limite 3.89)</p> <p>Verificação de estabilidade (Gama-Z): X+ = 1.26 (limite 1.10) X- = 1.17 (limite 1.10) Y+ = 1.10 (limite 1.10) Y- = 1.16 (limite 1.10)</p> <p>Análise de 2ª ordem: Processo P-Delta Deslocamentos no topo da edificação: Acidental: 0.34 »» 0.39 (+14.90%) Vento X+: 5.98 »» 7.19 (+20.28%) Vento X-: 5.98 »» 7.19 (+20.28%) Vento Y+: 4.25 »» 4.81 (+13.16%) Vento Y-: 4.25 »» 4.81 (+13.16%) Desaprumo X+: 1.94 »» 2.33 (+20.42%) Desaprumo X-: 1.94 »» 2.33 (+20.42%) Desaprumo Y+: 1.34 »» 1.51 (+13.19%) Desaprumo Y-: 1.34 »» 1.51 (+13.19%)</p>

Fonte: O autor (2021).

Ainda assim, no sentido oposto os efeitos de segunda ordem se mostraram 16% maiores que os de primeira ordem, fazendo com que seja necessária a sua consideração. Também na direção X, o γ_z mostrou essa necessidade, com valores de 1,26 e 1,17 respectivamente em cada sentido, valores estes que já se destacam em relação aos modelos anteriores.

4.2.4 Modelo com Núcleo Rígido em T

Por fim, são apresentados os resultados da análise da estrutura com o núcleo rígido com geometria em T, o qual é o quarto e último modelo estudado. Neste caso, o valor de γ_z ultrapassou o limite para o qual os efeitos de segunda ordem podem ser desconsiderados, nos dois sentidos das direções X e Y, como pode ser visto na Figura 35:

Figura 35 – Resultado do processamento do modelo com núcleo em T

Resultados
<p>Cargas verticais: Peso próprio = 5807.69 tf Adicional = 4514.55 tf Acidental = 1373.58 tf Total = 11695.83 tf Área aproximada = 9035.83 m² Relação = 1294.38 kgf/m²</p> <p>Deslocamento horizontal: X+ = 1.11 cm (limite 3.89) X- = 1.11 cm (limite 3.89) Y+ = 0.69 cm (limite 3.89) Y- = 0.69 cm (limite 3.89)</p> <p>Verificação de estabilidade (Gama-Z): X+ = 1.23 (limite 1.10) X- = 1.27 (limite 1.10) Y+ = 1.14 (limite 1.10) Y- = 1.15 (limite 1.10)</p> <p>Análise de 2ª ordem: Processo P-Delta Deslocamentos no topo da edificação: Acidental: 0.09 »» 0.10 (+15.64%) Vento X+: 8.43 »» 10.85 (+28.67%) Vento X-: 8.43 »» 10.85 (+28.67%) Vento Y+: 5.61 »» 6.56 (+17.00%) Vento Y-: 5.61 »» 6.56 (+17.01%) Desaprumo X+: 2.49 »» 3.21 (+28.82%) Desaprumo X-: 2.49 »» 3.21 (+28.82%) Desaprumo Y+: 1.61 »» 1.89 (+17.05%) Desaprumo Y-: 1.61 »» 1.89 (+17.05%)</p>

Fonte: O autor (2021).

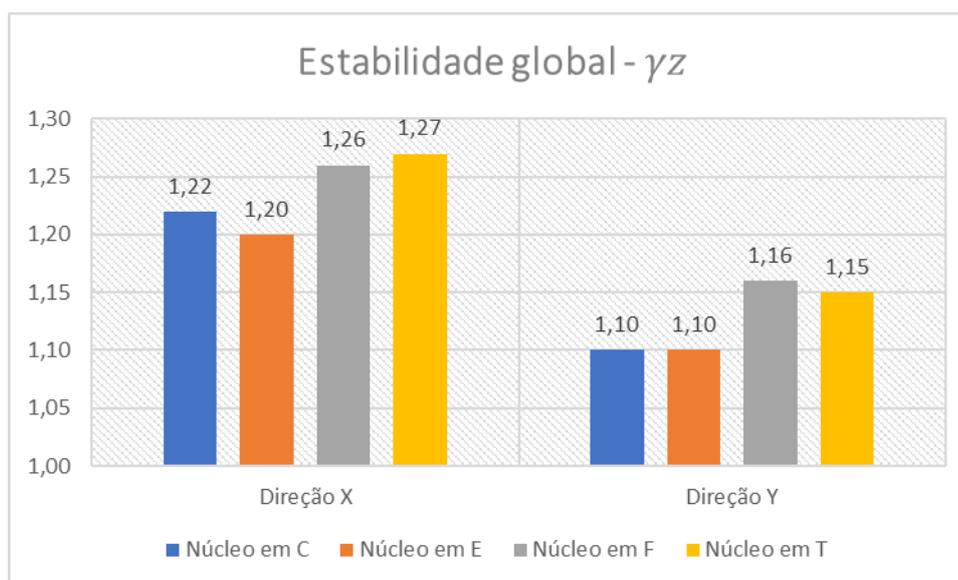
Na direção Y, o sentido com maior valor de γ_z apontou para efeitos de segunda ordem 15% maiores que os de primeira, enquanto na direção X, este número é de 27%. Com isso, o processo P-delta é mais uma vez utilizado para que seja feita a majoração dos efeitos de primeira ordem.

4.2.5 Comparativo entre os modelos adotados

Como observado nos tópicos anteriores, o valor de γ_z ultrapassou o limite de 1,10 estabelecido pela ABNT NBR 6118:2014 nos quatro modelos estudados. A partir de então o dimensionamento seguiu considerando a aplicação de cargas na estrutura em sua situação deformada, o que caracteriza os efeitos de segunda ordem, que foram mensurados a partir do processo P-delta.

É importante então, que seja realizada uma comparação entre o comportamento da estabilidade global da estrutura em relação a este parâmetro, em cada um dos casos estudados. Para tanto, o Gráfico 2 apresenta um resumo dos valores de γ_z da estrutura com as quatro diferentes geometrias do núcleo rígido nas duas direções. Para cada direção, foi considerado o sentido com maior valor.

Gráfico 2 – Comparativo dos valores de γ_z nas duas direções



Fonte: O autor (2021).

Na direção Y, os modelos com o núcleo rígido em C e em E apresentaram o mesmo valor para o coeficiente γ_z , enquanto o que possui a geometria em F obteve a maior porcentagem de efeitos de segunda ordem atuando nessa direção. Intermediário a estes ficou o modelo com o núcleo de rigidez em T.

Na direção X, o comportamento foi semelhante, com os dois primeiros modelos se mostrando com uma melhor estabilidade global, sendo o menor valor do γ_z o da estrutura

com núcleo rígido em E. Dentre os dois maiores valores, no entanto, nessa direção foi o núcleo em T que fez com que a estrutura apresentasse o maior γ_z .

Dentro dos tópicos de pesquisa do presente trabalho, 3 das geometrias foram definidas por serem comumente adotadas em grande parte das estruturas que atualmente utilizam o núcleo rígido como ferramenta de contraventamento e enrijecimento de edificações com alto índice de esbeltez. Estas foram as geometrias em C, E e T. Nestas observou-se que quanto maior o número de pilares-paredes combinados para formar o núcleo de rigidez, assim como o seu comprimento total, maior também a estabilidade global e conseqüentemente a resistência apresentada pela estrutura em relação ao surgimento dos efeitos de segunda ordem.

Observa-se esta afirmação já que nas duas direções o comportamento entre esses 3 modelos seguiu a mesma seqüência de eficiência. O núcleo em E, que combina quatro pilares-parede sendo o modelo que concedeu maior rigidez a estrutura, seguido do núcleo em C, composto por três pilares-parede, e por fim o núcleo em T, composto apenas por dois pilares-parede.

O modelo 3, com o núcleo rígido em F, foi escolhido para essa pesquisa afim de verificar a necessidade da avaliação de diferentes geometrias no momento da concepção da estrutura. As dimensões desse modelo são, de forma geral, as mesmas do núcleo rígido em C, apenas com o deslocamento de um dos pilares-parede para a parede central entre os elevadores, porém essa mudança foi suficiente para o aumento significativo do valor de γ_z , nas duas direções.

Acontece que, diferente dos outros modelos adotados, este elemento não possui simetria em nenhum de seus eixos, nem em relação a arquitetura da edificação, o que pode afetar o seu comportamento fazendo com que apresente maior eficiência em uma das direções, como pode ser observado ao compará-lo com o modelo 4. É possível, no entanto, que haja situações nas quais se busque justamente enrijecer a estrutura especificamente em uma das direções.

4.3 Esforços atuantes na fundação

Dentre os relatórios fornecidos pelo Eberick, também está o relatório de esforços na fundação, por meio do qual é possível verificar as cargas máximas e os momentos fletores que irão atuar nestes elementos. Essa informação é de extrema importância já que a partir dela se torna possível o correto dimensionamento desse componente da estrutura.

As cargas máximas serão apresentadas na unidade de medida tonelada-força (tf), enquanto os momentos fletores que são verificados no *software* em quilograma-força vezes metro (kgf.m), será também apresentado aqui em tonelada-força vezes metro (tf.m), para que esteja em uma magnitude que favoreça a comparação.

4.3.1 Modelo com Núcleo Rígido em C

Na Tabela 8, é possível verificar os resultados das cargas máximas e momentos fletores, em cada um dos elementos de fundação da estrutura na qual foi adotado o núcleo rígido com geometria em C. Está incluído ainda, um somatório destes valores a fim de possibilitar uma comparação entre os modelos estudados no presente trabalho.

Os valores de N, são referentes a carga máxima, enquanto os de Mx e My, representam os momentos fletores atuantes em torno dos respectivos eixos X e Y.

Tabela 8 – Esforços na fundação: Modelo com núcleo em C

Pilares	N (tf)	Mx (tf.m)	My (tf.m)	Pilares	N (tf)	Mx (tf.m)	My (tf.m)
P1	209,11	2,19	10,05	P23	242,02	0,18	2,49
P2	250,24	4,04	11,95	P24	305,76	1,48	0,23
P3	192,18	0,48	11,95	P25	238,86	0,30	0,29
P4	170,44	0,17	1,02	P26	308,31	0,78	0,13
P5	252,12	0,23	1,42	P27	261,17	0,29	1,46
P6	204,41	0,36	6,64	P28	312,69	1,33	0,30
P7	187,79	0,11	0,79	P29	226,44	0,24	0,41
P8	156,42	0,09	0,70	P30	288,88	0,53	0,15
P9	242,43	0,11	1,06	P31	231,82	0,63	0,25
P10	272,48	0,14	1,74	P32	245,99	1,37	0,24
P11	347,65	0,65	0,30	P33	262,95	0,17	0,96
P12	375,00	0,81	0,24	P34	332,40	0,86	0,19
P13	289,07	0,26	1,40	P35	275,54	0,77	0,13
P14	192,08	0,94	0,20	P36	274,21	0,33	0,13
P15	170,38	0,07	0,85	P37	343,59	0,62	0,12

P16	261,18	0,56	0,17	P38	270,21	0,30	0,99
P17	231,35	0,71	0,26	P39	199,92	0,33	3,26
P18	252,84	1,19	0,22	P40	254,87	0,26	1,50
P19	1.332,80	1.420,65	1.626,52	P41	182,26	0,20	1,11
P20	312,19	1,51	0,27	P42	176,19	0,20	1,05
P21	199,35	0,22	0,40	P43	249,46	0,19	1,43
P22	291,66	0,56	0,14	P44	206,70	0,33	3,38
				TOTAL	12083,41	1447,73	1698,46

Fonte: O autor (2021).

4.3.2 Modelo com Núcleo Rígido em E

A Tabela 9, também aponta os valores de carga máxima (N) e momentos fletores nos dois eixos (Mx e My), para cada um dos elementos de fundação, porém dessa vez, para o segundo modelo adotado, no qual o núcleo rígido apresenta geometria em E.

É possível notar valores que se destacam, os quais são justamente os elementos de fundação do núcleo rígido, por conta das suas grandes dimensões.

Tabela 9 – Esforços na fundação: Modelo com núcleo em E

Pilares	N (tf)	Mx (tf.m)	My (tf.m)	Pilares	N (tf)	Mx (tf.m)	My (tf.m)
P1	198,61	0,10	5,50	P23	233,31	0,07	5,76
P2	272,97	0,32	10,53	P24	301,27	1,59	0,80
P3	181,69	0,41	7,66	P25	228,65	3,51	0,74
P4	168,36	0,44	3,76	P26	304,34	5,45	0,83
P5	253,34	0,71	5,51	P27	254,44	0,78	6,43
P6	202,29	0,72	3,81	P28	224,81	2,55	0,75
P7	193,83	0,33	4,63	P29	221,98	0,52	0,72
P8	155,17	0,30	3,13	P30	309,28	1,51	0,91
P9	245,43	0,53	4,50	P31	285,18	3,90	0,64
P10	360,71	1,26	0,69	P32	240,79	4,89	0,85
P11	378,50	4,67	0,69	P33	259,86	0,09	3,92
P12	272,21	0,14	5,29	P34	338,59	1,01	0,57
P13	285,68	0,76	5,67	P35	278,01	3,25	0,86
P14	193,19	2,37	0,67	P36	269,37	4,18	0,72
P15	170,22	0,30	2,91	P37	344,56	4,70	0,59
P16	259,57	3,84	0,74	P38	267,21	0,77	4,60
P17	222,07	0,45	0,76	P39	204,42	0,14	4,74
P18	309,07	1,63	0,96	P40	247,63	0,25	4,85
P19	1.747,11	1.774,07	1.779,65	P41	176,27	0,28	3,30
P20	289,22	3,79	0,69	P42	170,03	0,46	3,28
P21	248,39	4,95	0,90	P43	246,62	0,70	4,75

P22	199,08	2,02	0,74	P44	213,45	0,76	4,79
				TOTAL:	12426,78	1845,49	1904,76

Fonte: O autor (2021).

4.3.3 Modelo com Núcleo Rígido em F

Os resultados dos esforços na fundação verificados através do relatório do Eberick para o núcleo rígido com geometria em F, estão apresentados na Tabela 10. O somatório destes esforços também está presente, pois a partir desta informação, é que será realizada a análise comparativa entre os modelos estudados.

Como definido, as cargas máximas são os valores de N, medidos em tonelada-força (tf), enquanto os momentos fletores em cada eixo, Mx e My, são verificados em tonelada-força vezes metro (tf.m).

Tabela 10 – Esforços na fundação: Modelo com núcleo em F

Pilares	N (tf)	Mx (tf.m)	My (tf.m)	Pilares	N (tf)	Mx (tf.m)	My (tf.m)
P1	203,63	0,28	4,72	P23	238,41	0,14	4,75
P2	273,81	0,35	9,21	P24	302,59	1,36	0,87
P3	183,80	0,49	6,67	P25	234,30	4,92	0,92
P4	172,70	0,70	3,54	P26	307,48	6,72	0,73
P5	252,55	0,89	5,14	P27	256,83	1,36	5,04
P6	205,05	1,13	3,51	P28	251,17	3,56	1,15
P7	194,58	0,32	4,41	P29	229,94	0,86	0,65
P8	156,88	0,40	3,03	P30	312,97	1,39	1,21
P9	241,32	0,72	4,18	P31	293,69	4,82	0,91
P10	352,76	0,73	0,92	P32	242,80	6,97	0,82
P11	373,46	5,74	0,95	P33	262,28	0,12	4,43
P12	273,77	0,21	5,23	P34	336,90	0,88	0,92
P13	285,68	1,29	5,44	P35	283,96	2,48	0,91
P14	193,92	2,12	0,72	P36	282,90	5,61	0,91
P15	171,41	0,41	2,94	P37	344,22	5,60	0,85
P16	259,08	5,32	0,74	P38	268,46	1,23	4,40
P17	228,89	1,08	0,68	P39	213,98	0,35	5,58
P18	306,20	1,42	1,07	P40	250,07	0,27	5,99
P19	1.525,10	2.201,83	1.880,95	P41	185,51	0,38	4,12
P20	290,86	4,78	0,80	P42	182,43	0,75	3,87
P21	248,23	6,98	0,75	P43	249,43	0,88	5,86
P22	203,36	2,98	1,21	P44	221,69	1,25	5,83
				TOTAL:	12349,05	2292,09	2007,55

Fonte: O autor (2021).

4.3.4 Modelo com Núcleo Rígido em T

Por fim, tem-se na Tabela 11, os resultados dos esforços na fundação para o modelo no qual o núcleo rígido apresenta geometria em T. As informações constantes, mais uma vez, são a carga máxima (N) em tonelada-força (tf) e os momentos fletores nos dois eixos Mx e My em tonelada-força vezes metro (tf.m).

Tendo então o valor do somatório dessas grandezas para os quatro casos estudados neste trabalho, se torna possível a realização de um comparativo dos modelos em questão, em relação a essa característica.

Tabela 11 – Esforços na fundação: Modelo com núcleo em T

Pilares	N (tf)	Mx (tf.m)	My (tf.m)	Pilares	N (tf)	Mx (tf.m)	My (tf.m)
P1	221,73	0,74	4,91	P23	251,02	0,65	3,25
P2	281,54	0,74	9,28	P24	307,63	3,95	0,31
P3	195,24	0,45	6,72	P25	262,94	2,54	0,20
P4	185,02	0,45	3,57	P26	315,79	4,52	0,06
P5	258,26	0,66	5,18	P27	262,08	1,14	0,99
P6	214,52	0,96	3,47	P28	271,80	1,79	0,27
P7	212,09	0,12	3,19	P29	245,98	3,81	0,37
P8	164,82	0,12	2,15	P30	316,66	3,90	0,43
P9	257,56	0,43	3,02	P31	300,85	3,20	0,29
P10	359,30	2,59	0,63	P32	249,88	5,80	0,40
P11	382,81	3,94	0,63	P33	270,08	0,63	2,41
P12	285,77	0,68	3,32	P34	341,24	2,44	0,53
P13	291,29	1,08	3,46	P35	294,25	2,18	0,53
P14	212,20	1,95	0,33	P36	297,04	2,78	0,50
P15	179,14	0,10	1,38	P37	348,48	3,74	0,47
P16	270,54	2,78	0,34	P38	270,57	1,04	2,49
P17	245,95	3,89	0,25	P39	229,62	0,75	4,94
P18	256,89	5,66	0,23	P40	252,39	0,43	5,16
P19	1.053,37	1.015,11	877,92	P41	190,41	0,31	3,57
P20	316,20	3,89	0,38	P42	196,91	0,47	3,46
P21	302,59	3,24	0,20	P43	252,76	0,63	5,04
P22	222,28	1,60	0,19	P44	227,79	1,05	5,08
TOTAL:					12325,28	1098,90	971,49

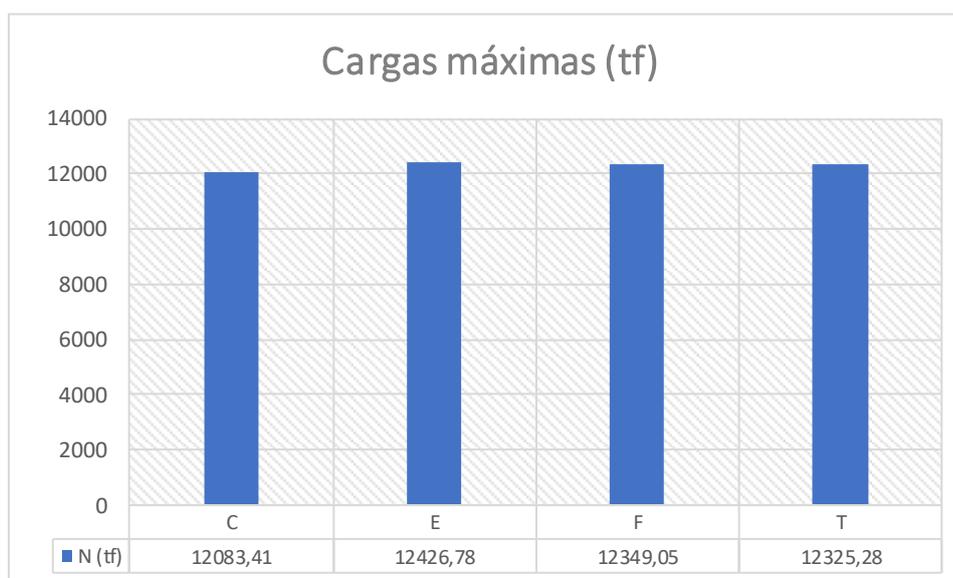
Fonte: O autor (2021).

4.3.5 Comparativo entre os modelos adotados

A comparação entre os valores apresentados no relatório de esforços na fundação em cada um dos modelos adotados, é de grande importância, já que a deformação destes elementos pode influenciar no comportamento global da estrutura em relação aos deslocamentos horizontais apresentados. Estes valores influenciam na definição e dimensionamento dos elementos da fundação.

Sendo assim, ao se avaliar a rigidez da estrutura, é de grande valia que se leve em consideração este fator, de forma a ter um panorama completo do quanto a mudança da geometria do núcleo de rigidez afeta o comportamento da estrutura como um todo. No Gráfico 3, podem ser observados os resultados da comparação das cargas máximas.

Gráfico 3 – Comparativo do somatório de cargas máximas na fundação



Fonte: O autor (2021).

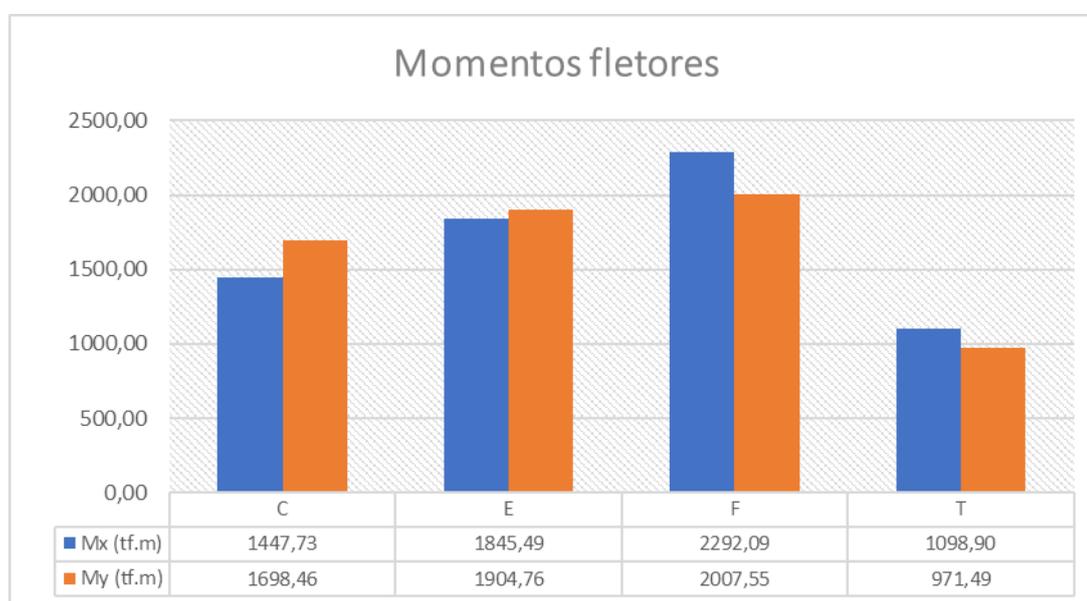
Como se pode notar, o modelo com o núcleo rígido em E, foi o que apresentou maiores cargas nos elementos da fundação, enquanto o núcleo com geometria em C propiciou uma estrutura que provocasse menores cargas nestes elementos. A diferença entre estes dois extremos foi de apenas 2,84%.

Os outros dois modelos, com núcleos rígidos em F e em T, apresentaram valores de cargas máximas intermediários aos demais, e ainda mais próximos entre si. É possível, portanto apontar, que a mudança da geometria desse elemento de rigidez não impactou de maneira expressiva nesse parâmetro de avaliação.

É interessante também destacar, que no modelo com o núcleo em C, mesmo sendo mais robusto que o último modelo, obteve-se menores cargas. Isso pode ser explicado pelo fato de que mesmo que o núcleo em T transmita menores cargas para o seu elemento de fundação, ele leva a uma estrutura na qual as cargas se distribuem para os demais elementos, fazendo com que o somatório total de cargas em toda a fundação seja maior, do que o que se obterá em um modelo que tenha maior eficiência na estabilização global da estrutura.

Já os valores dos momentos fletores, também podem ser observados e comparados através do Gráfico 4:

Gráfico 4 – Comparativo dos momentos fletores nos dois eixos da fundação



Fonte: O autor (2021).

Os momentos fletores obtiveram um comportamento semelhante, nos dois eixos, diante da mudança da geometria do núcleo rígido. Neste caso os maiores momentos surgiram no modelo no qual foi adotada a geometria em F, enquanto o modelo com o núcleo com geometria em T se posicionou na ponta inferior desta comparação.

Diferente, das cargas máximas, os momentos fletores na fundação tiveram uma variação grande com a mudança da geometria do núcleo de rigidez. No eixo X, a diferença entre os momentos do terceiro e quarto modelo, respectivamente os casos com maior e menor valores, foi de 108,58%, portanto um caso apresentou mais que duas vezes os momentos provocados pela outra estrutura. Já no eixo Y, a diferença também foi expressiva, inclusive de ordem próxima, com um percentual de 106,64%, do modelo com núcleo em F em relação ao modelo com núcleo em T.

No primeiro e segundo modelo, observou-se que os momentos fletores foram maiores em torno do eixo Y, enquanto nos outros dois, foram superiores em torno do eixo X. Interessante destacar que o segundo modelo, foi o caso que apresentou momentos mais próximos nos dois eixos, com uma diferença percentual de 3,21% de um ao outro. Já a maior diferença entre os momentos nos dois eixos, ocorreu no primeiro, com 17,31% de diferença.

O comportamento da estrutura diante dos momentos fletores, está diretamente relacionada ao que foi observado quanto as cargas máximas, já que os modelos que receberam menores carregamentos, apresentaram conseqüentemente elementos de fundação com menores momentos fletores.

4.4 Estimativa de consumo de insumos

O fator econômico também tem grande peso nas tomadas de decisões que ocorrem durante o processo de concepção de uma estrutura. Por conta disso, ao comparar a eficiência de diferentes modelos, é importante que também seja verificado o quanto as alternativas são viáveis economicamente, e vantajosas em relação umas às outras.

O Eberick fornece um resumo de materiais, por meio do qual é possível que seja realizada a análise em questão. Na Tabela 12, estão apresentadas as estimativas de consumo de aço com o acréscimo de 10%, percentual comumente adotado relativo as perdas, em quilograma (kg), e de volume de concreto em metros cúbicos (m³).

Estes dados foram divididos em cada modelo, por elemento, sendo as vigas, pilares e lajes, contendo ao fim um somatório, de forma a permitir a comparação dos casos estudados.

Tabela 12 – Estimativa de consumo de aço e concreto nos 4 modelos

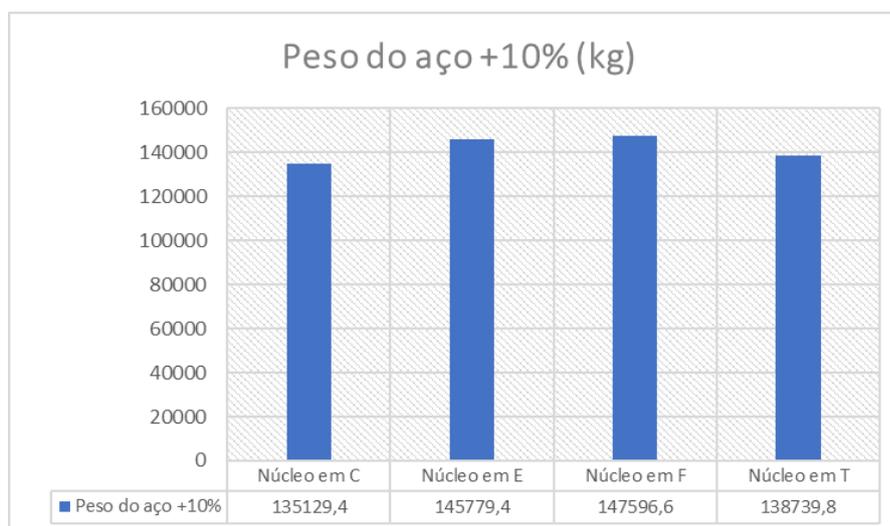
Núcleo em C			Núcleo em E		
Elemento	Peso do aço +10 % (kg)	Volume de concreto (m ³)	Elemento	Peso do aço +10 % (kg)	Volume de concreto (m ³)
Vigas	33224,6	549,4	Vigas	33640,5	541,1
Pilares	55497	837,1	Pilares	65968,5	1.042,3
Lajes	46407,8	816,4	Lajes	46170,4	815,4
TOTAL	135129,4	2202,9	TOTAL	145779,4	2398,8

Núcleo em F			Núcleo em T		
Elemento	Peso do aço +10 % (kg)	Volume de concreto (m ³)	Elemento	Peso do aço +10 % (kg)	Volume de concreto (m ³)
Vigas	36166,0	541,4	Vigas	38804,1	528,6
Pilares	65269,1	966,3	Pilares	56762,1	866,6
Lajes	46161,5	814,9	Lajes	43173,6	815,0
TOTAL	147596,6	2322,6	TOTAL	138739,8	2210,2

Fonte: Eberick adaptado pelo autor (2021).

A partir dessa informação, é possível o desenvolvimento dos gráficos 5 e 6, que objetivam evidenciar as diferenças apresentadas por cada modelo.

Gráfico 5 – Estimativa de consumo de aço nos 4 modelos

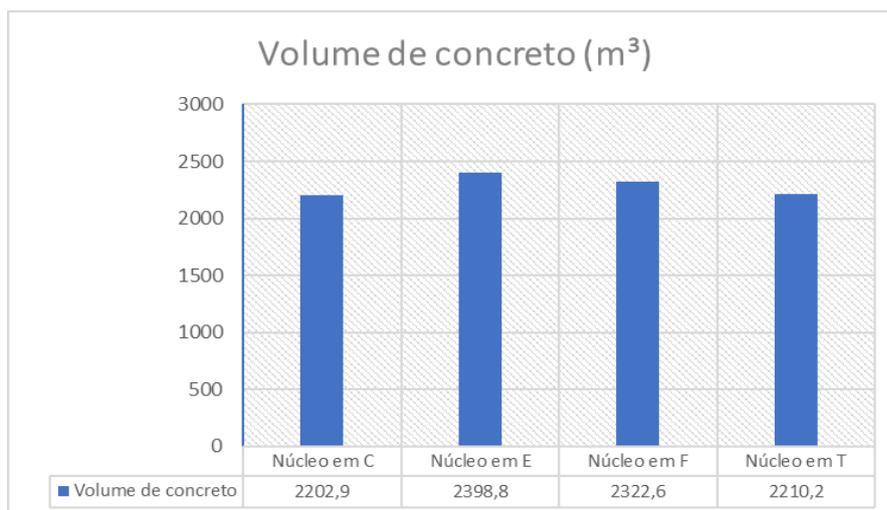


Fonte: O autor (2021).

Em relação ao aço, se pode notar que o modelo em que foi adotado o núcleo rígido com geometria em F, apresentou um consumo maior que os demais, enquanto a estrutura com o modelo em C permitiu a maior redução neste quantitativo. A diferença percentual entre estes extremos foi de 9,23%.

O modelo com núcleo em E se mostrou 7,88% maior que o caso mais econômico, enquanto no modelo com núcleo em T, esta diferença foi de 2,67%. A menor diferença se encontra entre o segundo e o terceiro modelo, com um valor percentual de 1,25%. Isso permite confirmar que a escolha da geometria deste elemento de rigidez, tem consequências consideráveis em relação ao fator econômico.

Gráfico 6 – Estimativa de consumo de concreto nos 4 modelos



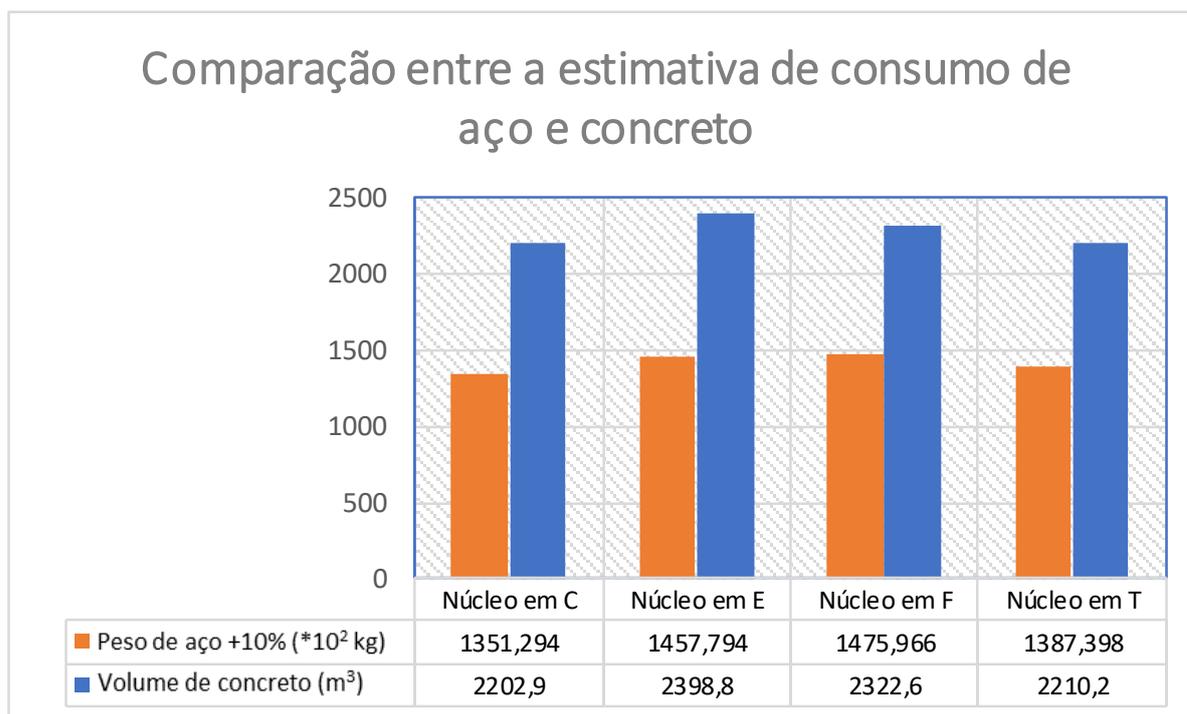
Fonte: O autor (2021).

Em relação ao concreto, os casos estudados com núcleo rígido em E e F, continuaram sendo os menos econômicos, porém neste caso, o modelo com núcleo em E foi quem se mostrou superior. O núcleo rígido em C apresentou menor consumo de insumos também em relação a este material. A diferença entre os extremos para o concreto foi de 8,89%.

O núcleo em F resultou em uma estrutura com um consumo de concreto 5,43% maior que o modelo mais econômico. Já no modelo com o núcleo em T, a diferença para o modelo com núcleo em C foi bem mais discreta, de apenas 0,33%.

O comportamento da diferença de consumo de materiais entre os modelos foi semelhante para o aço e para o concreto, como mostra o Gráfico 7, diferindo apenas entre o segundo e terceiro modelo, que variaram como o caso com maior quantitativo. Com isso, fica claro que a escolha da geometria do núcleo rígido faz parte de um processo de tomada de decisões importante, que impacta não somente o comportamento da estrutura, como também a sua viabilidade econômica.

Gráfico 7 – Comparação entre a estimativa de consumo de aço e concreto nos 4 modelos



Fonte: O autor (2021).

4.5 Resumo das comparações

A fim de melhor esclarecer o comportamento dos 4 modelos estudados diante dos parâmetros de comparação, foi desenvolvida a Tabela 13 com um resumo dos resultados apresentados por cada um dos casos em questão. Em verde estão os modelos que apresentaram maior vantagem em relação aquele parâmetro, e em vermelho estão os menos vantajosos.

Tabela 13 – Resumo dos parâmetros de comparação

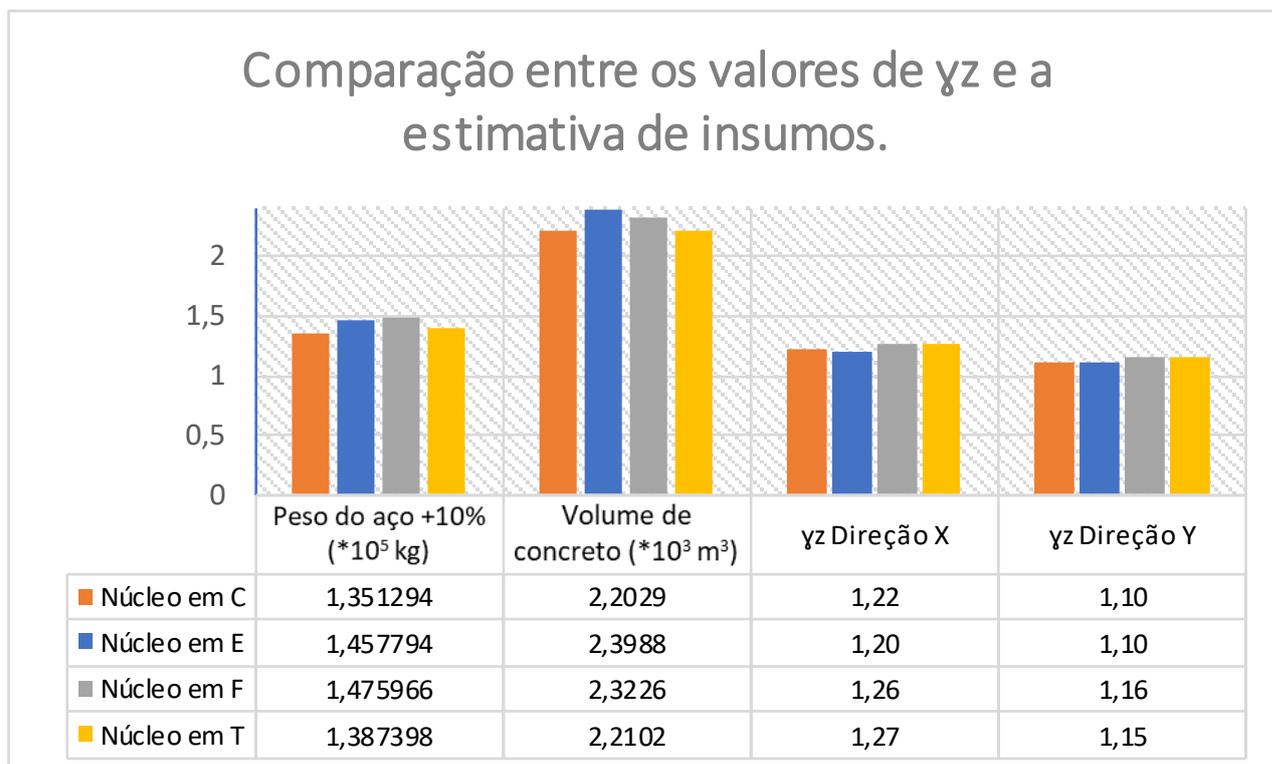
	Deslocamentos Horizontais		Coeficiente γ_z		Esforços na fundação			Consumo de materiais	
	Direção X (cm)	Direção Y (cm)	Direção X	Direção Y	Cargas máximas (tf)	Mx (tf.m)	My (tf.m)	Aço +10% (kg)	Concreto (m ³)
Núcleo em C	0,70	0,42	1,22	1,10	12083,41	1447,73	1698,46	135129,4	2202,9
Núcleo em E	0,76	0,51	1,20	1,10	12426,78	1845,49	1904,76	145779,4	2398,8
Núcleo em F	0,79	0,55	1,26	1,16	12349,05	2292,09	2007,55	147596,6	2322,6
Núcleo em T	1,11	0,69	1,27	1,15	12325,28	1098,90	971,49	138739,8	2210,2

■	Maior vantagem
■	Menor vantagem

Fonte: O autor (2021).

O Gráfico 8, explicita a comparação entre eficiência dos modelos em relação aos fatores estruturais e econômicos através, respectivamente, do coeficiente γ_z , e da estimativa de consumo dos materiais.

Gráfico 8 – Comparação entre os valores do coeficiente γ_z e da estimativa de materiais



Fonte: O autor (2021).

Com isso, foi possível identificar uma relação entre a estabilidade global da estrutura e o seu comportamento diante do consumo de materiais. A medida em que a edificação utiliza de elementos mais robustos, ela tende a apresentar maior rigidez, no entanto, isso possivelmente acarretará em um consumo maior de insumos.

Apesar disso, para este modelo arquitetônico, foi possível identificar um modelo com maior eficiência nos dois aspectos, que foi o modelo com núcleo em geometria C. Isso porque mesmo o modelo com núcleo em T sendo o menos robusto, ele apresentou uma estimativa de consumo de materiais um pouco acima do primeiro modelo, mesmo com valores próximos.

Isso pode ser explicado pelo fato, de que sendo menos eficiente na tarefa de enrijecer a estrutura, esse papel acaba se distribuindo para os demais elementos estruturais, fazendo com que esses, por sua vez, precisem apresentar maior resistência e conseqüentemente consumam um quantitativo maior de insumos.

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Ao projetar estruturas em concreto armado, diversos fatores devem ser levados em consideração, dentre estes, o comportamento da edificação em relação aos carregamentos horizontais, sobretudo a ação do vento, é uma questão que tem bastante relevância em seu dimensionamento. Isso se torna ainda mais importante, no caso dos prédios altos, de múltiplos pavimentos, e conseqüentemente com grande índice de esbeltez que são cada vez mais comuns em grande parte das cidades.

Levando isso em consideração, o presente trabalho objetivou avaliar o comportamento de um elemento que é muito utilizado com a finalidade de absorver estas ações horizontais, o núcleo rígido, uma das mais empregadas soluções de contraventamento para estruturas desse porte. Sabe-se que o mesmo pode apresentar-se com diferentes geometrias, e por conta disso levantou-se o questionamento a respeito do quanto essa característica poderia influenciar na sua eficiência em promover a estabilidade global da estrutura.

Ao projetar o edifício com 23 pavimentos, utilizando o *software* Eberick, e variando apenas a geometria do núcleo de rigidez, que foi posicionado ao centro da edificação, abrigando a caixa dos elevadores, foi possível perceber uma variação nos parâmetros avaliados.

Os deslocamentos horizontais, se mostraram todos dentro do limite normatizado, no entanto, nas duas direções o modelo em que se adotou o núcleo rígido com geometria em C, apresentou menores deslocamentos ocasionados pela ação do vento, enquanto o que possuía a geometria em T obteve os valores mais altos. Isso aponta para o fato de que o primeiro modelo, concedeu maior rigidez a estrutura em relação aos demais.

O coeficiente γz , um dos parâmetro indicados pela norma ABNT NBR 6118:2014, e que é utilizado pelo Eberick para mensurar a estabilidade global de uma edificação, confirmou o comportamento desfavorável do modelo 4 em comparação com os demais, já que este apresentou a maior porcentagem de efeitos de segunda ordem, se aproximando inclusive do valor normatizado de 1,30. Os 4 casos precisaram da avaliação destes efeitos, a qual foi feita através do processo P-delta, já que o coeficiente para todos, se mostrou acima de 1,10, limite a partir do qual a norma considera a estrutura como de nós móveis.

Pôde-se perceber que o aumento das dimensões do núcleo de rigidez, com o acréscimo de pilares-paredes formando o conjunto, é favorável ao enrijecimento da estrutura como um todo, no entanto, há um aumento nos esforços na fundação. Os momentos fletores por exemplo, foram menores nos dois eixos na estrutura que utilizou o núcleo rígido em T, que

até então notou-se apresentar a menor estabilidade global. Em relação a carga máxima na fundação, neste modelo foi obtido o segundo menor valor, enquanto o modelo com a geometria em E, que apresentou o mais favorável γ_z , alcançou as maiores cargas nestes elementos.

A estimativa do consumo de materiais, levou a um caminho ao encontro do que se verificou como mais vantajoso em relação aos deslocamentos horizontais, já que o menor quantitativo necessário, tanto de aço quanto de concreto, demonstrou-se ser o do modelo com o núcleo rígido com geometria em C. Visto que este caso também apresentou bons resultados em relação ao coeficiente γ_z , tem-se que para o arranjo estrutural elaborado neste projeto, o mesmo apresentou um melhor comportamento tanto estrutural, quanto economicamente.

Dessa forma, é possível concluir que a alteração da geometria do núcleo rígido de uma edificação esbelta, tem importante influência na sua eficiência como estrutura de contraventamento. Percebe-se assim, que há uma necessidade de se avaliar as diferentes possibilidades no momento da concepção da estrutura, já que essa mudança pode propiciar ou prejudicar o comportamento da mesma em relação a sua estabilidade global.

5.1 Sugestões para trabalhos futuros

Após as conclusões obtidas no presente trabalho, torna-se possível a sugestão de possíveis trabalhos a serem realizados no futuro. A seguir, alguns destes:

- a) Ampliação do presente assunto, com a análise de edificações com diferentes arquiteturas, número de pavimentos e geometrias dos núcleos.
- b) Estudo de edificações que utilizem em sua estrutura, o sistema misto, com a associação de perfis de aço e concreto armado.
- c) Realizar a comparação de eficiência do núcleo rígido com diferentes sistemas de contraventamento.
- d) Utilizar o núcleo rígido, posicionado na arquitetura, de forma excêntrica em relação ao centro da edificação.

REFERÊNCIAS

- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118:** Projeto de estruturas de concreto – Procedimentos. Rio de Janeiro, 2014.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6120:** Cargas para o cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro, 2019.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6123:** Forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro, 1988.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7480:** Aço destinado a armaduras para estruturas de concreto armado - Especificação. Rio de Janeiro, 2007.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8681:** Ações e segurança nas estruturas - Procedimento. Rio de Janeiro, 2004.
- ALVA, Gerson Moacyr S. **Pré dimensionamento da estrutura.** Santa Maria: Estruturas de concreto armado, notas de aula, Universidade Federal de Santa Maria: 2014.
- AUTOQI. ZIMERMANN, Maria Caroline. **Softwares BIM:** veja quais são as plataformas disponíveis no mercado. 2019. Disponível em <<https://maisengenharia.altoqi.com.br/bim/softwares-bim-veja-quais-sao-as-plataformas-disponiveis-no-mercado/>>. Acesso em 10 de maio de 2021.
- BUENO, M. M. E. **Avaliação dos parâmetros de instabilidade global em estruturas de concreto armado.** Brasília: Departamento de Engenharia Civil e Ambiental da Faculdade de Tecnologia, Universidade de Brasília, 2009.
- CARNEIRO, F.; MARTINS, J. G. **Análise de estruturas:** contraventamento de edifícios. Porto, Portugal: Série Estruturas, Universidade de Porto, 2008.
- CARNEIRO, Fabiana. **Avaliação crítica dos resultados obtidos com o “software” Eberick para vigas e lajes em concreto armado.** Rio de Janeiro: Universidade Federal do Rio de Janeiro – UFRJ, 2007.
- CARVALHO, Roberto Chust; FIGUEIREDO, Jasson Rodrigues de. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado segundo a NBR 6118:2003.** São Carlos: PINI, 2007.
- CHINEM, Rodolpho M. **Avaliação da estabilidade global de edifícios.** Goiânia: Universidade Federal de Goiás, 2010.
- CUNHA, Carlos Elson. **Pré-dimensionamento de estruturas de Concreto Armado.** 2021. Disponível em <<https://upcarreira.zendesk.com/hc/pt-br/articles/205468295-Pr%C3%A9-dimensionamento-de-estruturas-de-Concreto-Armado>> Acesso em 13 de maio de 2021.

DELALIBERA, Rodrigo Gustavo; BUTTLER, Alexandre Marques; NOGUEIRA, Caio Gorla; CORRÊA, Márcio Roberto Silva; GIONGO, José Samuel. **Estabilidade global de edifícios de concreto armado: análise dos métodos P-'delta' e 'gama'z considerando a deformabilidade da fundação.** São Paulo: IBRACON, 2005.

ELLWANGER, R. J. **Estruturas de edifícios altos.** Porto Alegre: Escola de Engenharia, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2002.

EMKIN, L. Z.; **Misuse of computers by structural engineers – a clear and presente danger.** Califórnia (EUA): Structural Engineers World Congress, 1998.

FARIA, Antônio de. **Uma nova abordagem na utilização de ferramentas computacionais no ensino de conteúdos da disciplina estruturas de concreto em cursos de Engenharia Civil.** São Carlos: UFSCar, 2009.

FRANCO, M. VASCONCELOS, A. C. **Practical assessment of second order effects in tall buildings.** Rio de Janeiro: COPPE/UFRJ, 1991.

FUSCO, Péricles Brasiliense. **Estruturas de concreto: Solicitações normais.** Rio de Janeiro: Guanabara Dois, 1981.

GIL, Antonio Carlos. **Métodos e técnicas de pesquisa social.** São Paulo: Atlas, 2008.

IGLESIA, SOCRATE MUÑOZ. **Modelação estrutural de pilares parede.** Florianópolis: AltoQi, 2017.

KAWANO, Bruno Rogora; BATISTA, Eliza D. Woloszyn; ZONTA, Giovanni Renato. **Introdução a Engenharia.** Indaial: UNIASSELVI, 2016.

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

KOERICH, Rodrigo Broering. **Projeto Estrutural em Concreto Armado.** Florianópolis: MN Tecnologia e Treinamento Ltda, 2009.

LEONHARDT, F.; MONNIG, E. **Construções de concreto: verificação da capacidade de utilização.** Rio de Janeiro: Interciência, 1979.

LORENZETTI, C. A. D. Carpio. **Estudo da estabilidade global de um edifício em concreto armado para diferentes subestruturas de contraventamento.** Pato Branco: Universidade Tecnológica Federal do Paraná, 2018.

MARIANO, Mayara Aparecida da Cunha. **Aplicação e análise da utilização do software Eberick em um projeto residencial popular.** Guaratinguetá: Universidade Estadual Paulista, 2014.

MARINO, M. A. **Concreto Armado – Apostila UFPR.** Curitiba: Universidade Federal do Paraná, 2006.

MONCAYO, Winston J. Z. **Análise de segunda ordem global em edifícios com estrutura de concreto armado.** São Carlos: Escola de Engenharia de São Carlos, USP, 2011.

OLIVEIRA, D. M. **Parâmetros de instabilidade global das estruturas de concreto armado segundo a nova NBR 6118**. Belo Horizonte: Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, 2002.

PEREIRA, Gustavo Souza. **Contribuições à análise de estruturas de contraventamento de edifícios em concreto armado**. São Carlos: Escola de Engenharia de São Carlos, EESC-USP, 1997.

PINHEIRO, Libânio M.; MUZARDO, Cassiane D.; SANTOS, Sandro P. **Fundamentos do concreto e projeto de edifícios**. São Carlos: Departamento de Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos, 2004.

QUEIROZ, Thiago A. Nogueira; COSTA, Ademir Araújo da. As pesquisas sobre a verticalização das cidades: Breve histórico e dimensões de análise. **Sociedade e Território**, Natal, v. 29, n. 1, p. 31-49, Jan./Jun. de 2017.

REIS, Jasmine de Jesus. **Estabilidade global em edifícios altos**. Florianópolis: UFSC, Centro Tecnológico, 2013.

SALES, José Jairo de. MALITE, Maximiliano. GONÇALVES, Roberto Martins. **Ação do vento nas edificações: Teoria e exemplos**. São Carlos: Departamento de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos, USP, 1994.

SANTANA, S. L. S. **Análise computacional de um edifício de 30 pavimentos em concreto armado com diferentes sistemas de contraventamento**. Palmas: Centro Universitário Luterano de Palmas - CEULPULBRA, 2017.

SANTOS, Tatyane Pacífico dos. **Comportamento do sistema estrutural em edifícios altos de concreto armado considerando a influência das modelagens do núcleo rígido**. Maceió: UFAL, Centro de Tecnologia, 2018.

SCANDELAI, Murilo Alessandro. **Dimensionamento de Pilares de acordo com a NBR 6118:2003**. São Carlos: Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 2004.

SCHNEIDER, Eduardo. **Análise de esforços em edifícios altos de concreto armado considerando diferentes distribuições do núcleo rígido**. Santa Maria: Universidade Federal de Santa Maria, 2016.

SILVA, Carla Beatriz Pereira da. **Influência da localização do núcleo rígido de edifícios de múltiplos pavimentos no comportamento global das estruturas**. Palmas: Universidade Federal do Tocantins, 2017.

SILVEIRA, Gabriela Wolan. **Análise do ganho de estabilidade global de edificação multifamiliar com emprego de núcleo rígido**. Palhoça: Universidade do Sul de Santa Catarina, 2018.

TARANATH, B. S. **Reinforced concrete design of tall building**. Boca Raton: CRC Press, 2010.

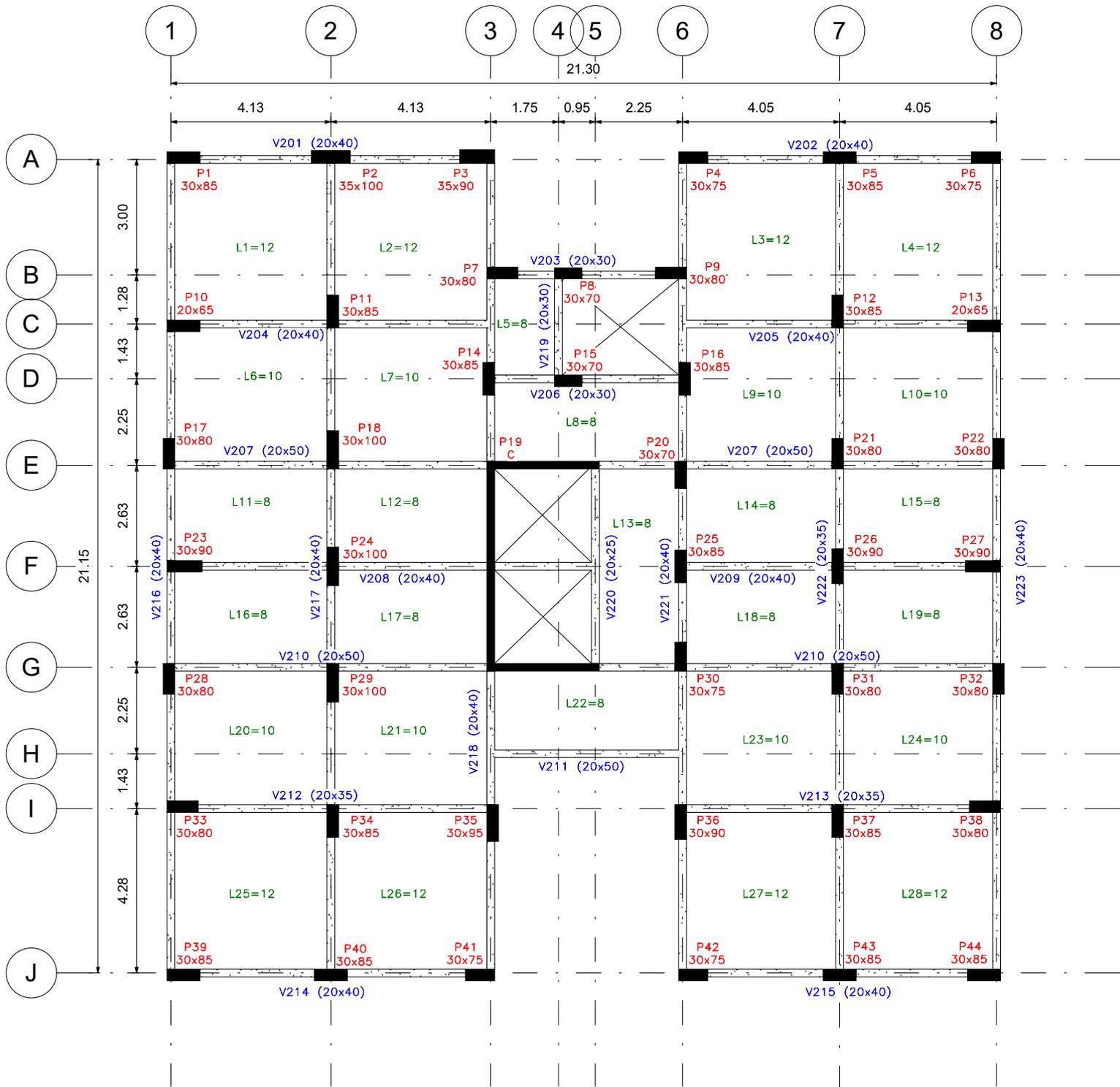
VASCONCELOS, A.C. **O engenheiro de estruturas se beneficia com o computador?** São Paulo. São Paulo: TQSNews nº 18, 2003.

WEIZENMANN, Rodrigo Nicolini. **Estudo sobre a influência da variação da dimensão máxima característica do agregado graúdo sobre o módulo de elasticidade do concreto.** Lajeado: Centro Universitário Univates, 2017.

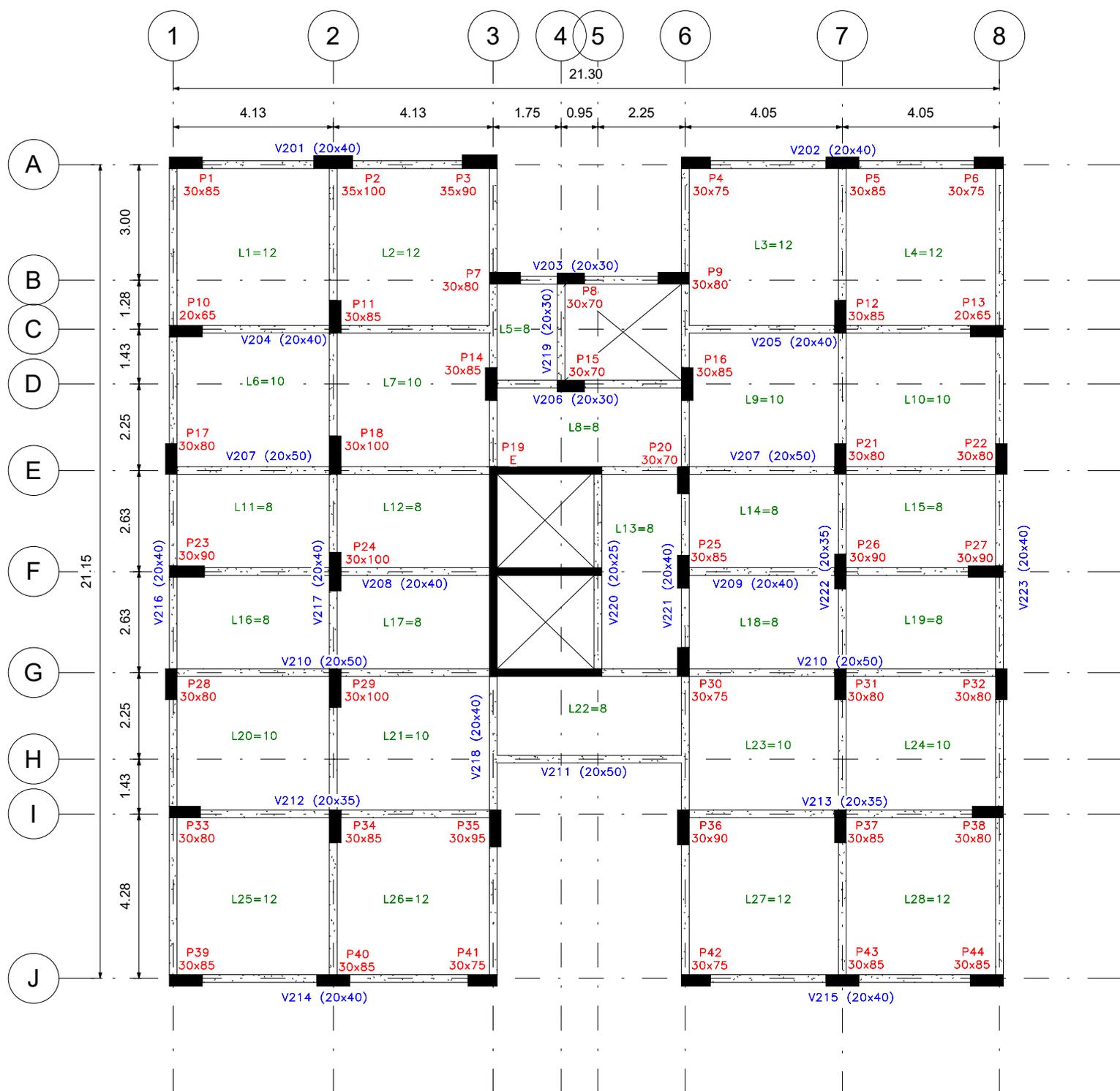
WORDELL, F. **Avaliação da instabilidade global de edifícios altos.** Porto Alegre: Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade federal do Rio Grande do Sul, 2003.

ANEXOS

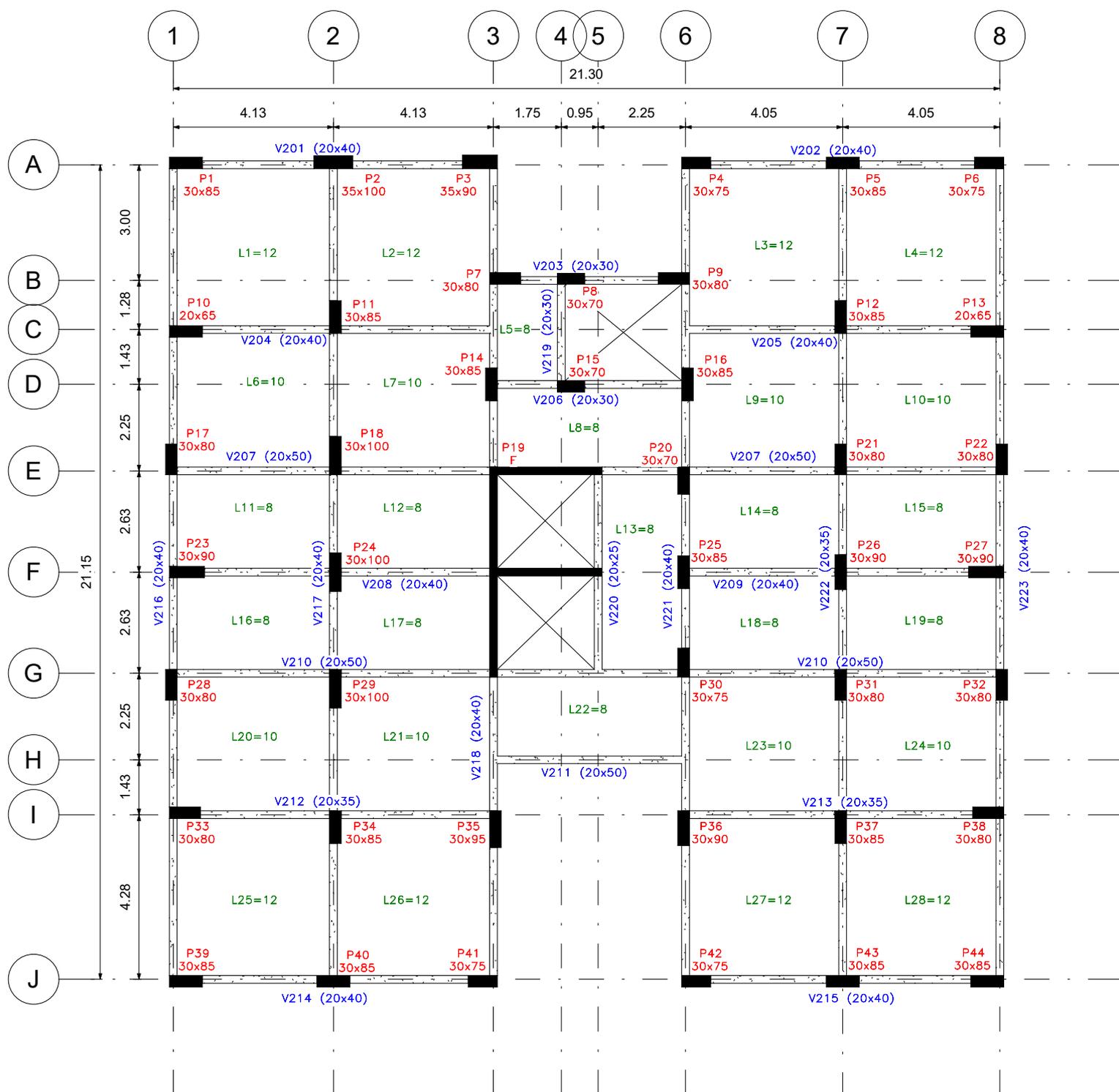
ANEXO A – PLANTA DE FORMA DO MODELO COM NÚCLEO EM C



ANEXO B – PLANTA DE FORMA DO MODELO COM NÚCLEO EM E



ANEXO C – PLANTA DE FORMA DO MODELO COM NÚCLEO EM F



ANEXO D – PLANTA DE FORMA DO MODELO COM NÚCLEO EM T

