



CENTRO FEDERAL DE EDUCAÇÃO TECNOLÓGICA DE MINAS GERAIS
DEPARTAMENTO DE COMPUTAÇÃO E ENGENHARIA CIVIL
GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

**ANÁLISE DE ESTABILIDADE GLOBAL DE ESTRUTURA DE CONCRETO
ARMADO COM NÚCLEO RÍGIDO UTILIZANDO O COEFICIENTE γ_z : ESTUDO DE
CASO**

JHONNATAN PEREIRA

VARGINHA
2022

JHONNATAN PEREIRA

**ANÁLISE DE ESTABILIDADE GLOBAL DE ESTRUTURA DE CONCRETO
ARMADO COM NÚCLEO RÍGIDO UTILIZANDO O COEFICIENTE γ_z : ESTUDO DE
CASO**

Trabalho de conclusão de curso apresentado
ao Centro Federal de Educação Tecnológica
de Minas Gerais como requisito parcial para
obtenção do título de Engenheiro Civil.

Orientador: Prof. Dr. Aellington Freire de Araújo

VARGINHA

2022

JHONNATAN PEREIRA

**ANÁLISE DE ESTABILIDADE GLOBAL DE ESTRUTURA DE CONCRETO
ARMADO COM NÚCLEO RÍGIDO UTILIZANDO O COEFICIENTE γ_z : ESTUDO DE
CASO**

Trabalho de conclusão de curso apresentado
ao Centro Federal de Educação Tecnológica
de Minas Gerais como requisito parcial para
obtenção do título de Engenheiro Civil.

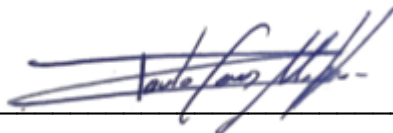
Data de aprovação: 14 de dezembro de 2022.

Banca examinadora:



Prof. Dr. Aellington Freire de Araújo

Centro Federal de Educação Tecnológica de Minas Gerais - Campus Varginha



Prof. Dr. Paulo César Mappa

Centro Federal de Educação Tecnológica de Minas Gerais - Campus Varginha



Prof^a. Ma. Lorena Cristine Soares

Centro Federal de Educação Tecnológica de Minas Gerais - Campus Varginha

DEDICATÓRIA

Dedico este trabalho especialmente à minha mãe, que sempre me apoiou em todos os momentos de estudo da minha vida. Gostaria de dedicar também às minhas filhas, que agora estão perto de ver o resultado final desta caminhada; aos amigos e colegas de curso, que muito torceram por mim; e à minha namorada, parceira fiel e presente em todos os momentos, sempre incentivando e ajudando nessa longa jornada.

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente a Deus por sempre estar comigo nessa longa jornada, me iluminando, conduzindo e dando forças para lutar todas as batalhas, que não foram fáceis. Mas a vida me ensinou que Deus não nos dá uma mochila maior do que podemos carregar e que cada obstáculo nos torna mais fortes para o próximo.

Em segundo lugar, agradeço à minha família. Meus pais e irmãos, por sempre acreditarem em mim. À minhas filhas, Ana Flávia e Maria Isabela, peço desculpas pelo tempo em que estive longe. Muitas vezes tive que abdicar dos momentos de estar fisicamente presente, mas sempre estive com vocês na minha cabeça e no meu coração. Agradeço o apoio e o amor de vocês e contem sempre comigo, minhas Princesas.

Em terceiro, agradeço aos meus demais familiares, que sempre me incentivaram. Tia Palmira, não tinha como deixar de citar a Senhora, um obrigado especial pelas minhas primeiras lições escolares na sua casa. Também cito aqui meu avô, Zé Peixe, exemplo de homem e pessoa: "Vô, o senhor é o melhor ser humano que conheci na minha vida". Obrigado.

Agradeço também aos amigos do CEFET-MG Varginha, que ombrearam os difíceis momentos nessa jornada, me ajudando e socorrendo em várias situações. Sem vocês eu não conseguiria. Um abraço especial aos amigos da FATAL, que viraram irmãos: Bruno, Christian, Daniel, Pedrinho, Rafael e Thalles: amigos nos bons momentos e nas grandes dificuldades e irmãos que levarei para a vida toda.

Isabela, amiga e agora companheira, meu muito obrigado especial, pelo carinho, ajuda, atenção e amor de sempre.

Agradecimento especial aos professores do CEFET-MG Varginha. Obrigado por me ensinarem coisas que eu achei que não conseguiria aprender. A profissão Professor é inspiradora e foi um grande privilégio poder aprender com vocês! Um abraço especial ao professor Dr. Aellington Freire de Araújo, que aceitou me orientar nesse trabalho, sempre disposto a ensinar e ajudar.

Por fim, agradeço a todos que estiveram nessa longa caminhada comigo. Não posso deixar de agradecer ao Exército Brasileiro, que possibilitou que concluísse o curso de Engenharia Civil, me permitindo servir tempo suficiente nas cidades de Três Corações e Varginha.

Muito obrigado. E que Deus continue a abençoar todos nós!

*“Aprender é a única coisa de que a mente
nunca se cansa, nunca tem medo e nunca se
arrepende.”*

Leonardo da Vinci.

RESUMO

Devido ao avanço de técnicas construtivas juntamente com programas de análise estrutural cada vez mais modernos, as edificações atuais estão cada vez mais altas e consequentemente mais esbeltas. E nessas construções esbeltas é fundamental a análise dos parâmetros de estabilidade global, a fim de permitir, além do correto dimensionamento da edificação para atender ao Estado Limite Último e ao Estado Limite de Serviço, um menor gasto de materiais e redução de custos. Neste estudo tomou-se uma edificação arbitrada, escolhida aleatoriamente, e realizou-se o dimensionamento dessa edificação variando-se o número de pavimentos e o lançamento estrutural dos pilares, analisando-se o coeficiente γ_z (que classifica a deslocabilidade da estrutura) para todos tipos de dimensionamento. Como resultado parcial do estudo, verificou-se que para a edificação arbitrada com 10 pavimentos e lançamento estrutural padrão dos pilares, não seria necessário o núcleo rígido para manter a sua indeslocabilidade. Após tal observação, tomou-se uma edificação de 10 pavimentos, construída originalmente com núcleo rígido e realizou-se o dimensionamento computacional da referida edificação, com e sem o núcleo rígido. Por fim, realizou-se um levantamento de materiais construtivos do pilar parede (concreto e aço), nos dois casos.

PALAVRAS-CHAVE: Estabilidade global; Coeficiente γ_z ; Concreto armado; Núcleo rígido; Pilar parede.

ABSTRACT

Due to the advancement of construction techniques along with increasingly modern structural analysis programs, current buildings are increasingly taller and consequently more slender. And in these slender constructions, it is fundamental to analyze the parameters of global stability, in order to allow, in addition to the correct dimensioning of the building to meet the Ultimate Limit State and the Service Limit State, a lower expenditure of materials and cost reduction. In this study, an arbitrary building was chosen, chosen at random, and the dimensioning of this building was carried out by varying the number of floors and the structural launch of the pillars, analyzing the coefficient γ_z (which classifies the displaceability of the structure) to all types of dimensioning. As a partial result of the study, it was verified that for the arbitrated building with 10 floors and standard structural launch of the pillars, the rigid core would not be necessary to maintain its incompatibility. After such observation, a 10-story building was taken, originally built with a rigid core, and the computational dimensioning of said building was carried out, with and without the rigid core. Finally, a survey of building materials for the wall pillar (concrete and steel) was carried out in both cases.

KEYWORDS: Overall stability; Coefficient γ_z ; Reinforced concrete; Rigid core; Pillar wall.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Estrutura indeslocável.....	19
Figura 2 - Estrutura deslocável.....	19
Figura 3 - Relação momento-curvatura.....	30
Figura 4 - Mapa de isopletas da velocidade básica ventos	21
Figura 5 - Fator S_1 : terreno plano ou fracamente acidentado.....	22
Figura 6 - Fator S_1 : taludes e morros	22
Figura 7 - Fator S_1 : vales profundos protegidos de ventos.....	23
Figura 8 - Exemplos de sistemas de contraventamento.....	28
Figura 9 - Analogia parâmetro α	33
Figura 10 - Processo $P\Delta$ do software	37
Figura 11 - Edificação comercial arbitrada com 5 pavimentos	38
Figura 12 - Carregamento linear da alvenaria	43
Figura 13 - Modelo 1 – lançamento padrão dos pilares	45
Figura 14 - Modelo 2 - pilares com maior inércia em "x"	46
Figura 15 - Modelo 3 - pilares com maior inércia em "y"	46
Figura 16 – Planta do modelo 1 com pilar parede e 5 pavimentos.....	47
Figura 17 - Modelo 1 com pilar parede e 5 pavimentos (3D)	48
Figura 18 - Modelo 1 com 10 pavimentos sem pilar parede.....	49
Figura 19 - Modelo 1 com 10 pavimentos e pilar parede	50
Figura 20 - Modelo 1 com 15 pavimentos sem pilar parede.....	52
Figura 21 - Gráfico γ_z edificação com 5 pavimentos	54
Figura 22 - Gráfico γ_z edificação com 10 pavimentos	55
Figura 23 - Gráfico γ_z edificação com 15 pavimentos	56
Figura 24 – Gráfico γ_z edificação com 20 pavimentos	57
Figura 25 - Planta baixa pavimento tipo edificação 10 pavimentos.....	58
Figura 26 - Corte e fachada da edificação de 10 pavimentos	58
Figura 27 - Dimensionamento da edificação com núcleo rígido	59
Figura 28 - Dimensionamento da edificação sem o núcleo rígido	60
Figura 29 - Valores finais de γ_z da edificação arbitrada	61
Figura 30 – Valores γ_z do modelo 1 (Padrão)	61
Figura 31 - Valores γ_z do modelo 2 (Pilares inércia em 'x').....	62

Figura 32 - Valores γ_z do modelo 3 (Pilares inércia em 'y')	63
Figura 33 - Valores γ_z do modelo 1 (Padrão) com núcleo rígido	64
Figura 34 - Valores γ_z do modelo 2 (Pilares com inércia em 'x') com núcleo rígido ..	65
Figura 35 - Valores γ_z do modelo 3 (Pilares com inércia em 'y') com núcleo rígido ..	66

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Categorias do fator S_2	23
Tabela 2 - Classes do fator S_2	24
Tabela 3 - Fator S_2	25
Tabela 4 - Fator estatístico S_3	26
Tabela 5 - Classes de resistência de concretos estruturais	39
Tabela 6 - Características Aço CA-50	39
Tabela 7 - Determinação da altura de uma viga.....	41
Tabela 8 - Valores característicos nominais das cargas variáveis	44
Tabela 9 - Valores de γ_z para modelos 1, 2 e 3 com 5 pavimentos	47
Tabela 10 - Valores de γ_z para modelos 1, 2 e 3 com 5 pavimentos e núcleo rígido	48
Tabela 11 - Valores de γ_z para modelos 1, 2 e 3 com 10 pavimentos (com e sem núcleo rígido).....	51
Tabela 12 - Valores de γ_z para modelos 1, 2 e 3 com 15 pavimentos (com e sem núcleo rígido).....	53
Tabela 13 - Valores de γ_z para modelos 1, 2 e 3 com 20 pavimentos com núcleo rígido	53
Tabela 14 - Valores de γ_z obtidos em todos os dimensionamentos da estrutura arbitrada	54
Tabela 15 - Valores γ_z da edificação construída	67
Tabela 16 - Quantitativos de materiais.....	68
Tabela 17 – Valores de aço e concreto C25 (SINAPI)	69
Tabela 18 - Custo de aço e concreto	69
Tabela 19 - Diferença custo dos materiais	69

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO.....	13
1.1	OBJETIVOS	14
1.1.1	Objetivo Geral	14
1.1.2	Objetivos Específicos	15
1.2	Justificativa.....	15
1.3	Estrutura do trabalho.....	15
2	REFERENCIAL TEÓRICO	17
2.1	Estabilidade global de edificações de concreto armado.....	17
2.2	Classificação das estruturas	18
2.3	Ação dos ventos.....	20
2.4	Análise estrutural	26
2.4.1	Sistemas estruturais	27
2.4.2	Não linearidades	28
2.4.2.1	Não linearidade física (NLF)	29
2.4.2.2	Não linearidade geométrica (NLG)	31
2.5	Parâmetros de estabilidade e efeitos de segunda ordem	32
2.5.1	Parâmetro de instabilidade α	32
2.5.2	Coeficiente γ_z	34
2.5.3	Processo P-Delta	36
3	METODOLOGIA DE PESQUISA.....	38
3.1	Considerações sobre a estrutura arbitrada	39
3.1.1	Materiais	39
3.1.2	Lajes	40
3.1.3	Vigas	40
3.1.4	Pilares	41
3.1.5	Fundação	42

3.1.6	Carregamentos	43
3.1.6.1	Carregamento permanente.....	43
3.1.6.2	Carregamento variável	44
3.1.7	Caracterização do local de construção da estrutura	44
3.1.7.1	Solo	44
3.1.7.2	Vento	44
3.2	Dimensionamentos da estrutura arbitrada	45
3.3	Análise dos coeficientes γ_z obtidos nos dimensionamentos da estrutura arbitrada.....	54
4	DIMENSIONAMENTO DA ESTRUTURA DE 10 PAVIMENTOS CONSTRUÍDA COM PILAR PAREDE.....	57
5	RESULTADOS E DISCUSSÕES.....	60
5.1	Coeficiente γ_z da estrutura arbitrada.....	60
5.2	Coeficiente γ_z da estrutura 10 pavimentos construída com núcleo rígido....	67
5.3	Custos e consumo de material na edificação construída	68
6	CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	70
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	71

1 INTRODUÇÃO

Os primeiros registros de construção civil no Brasil datam do século XVII, de autoria do Frei Bernardo de São Bento. Segundo Pacheco Júnior (2020), as denominadas Declarações de Obras foram redigidas pelo religioso por ocasião da reforma de um mosteiro na cidade do Rio de Janeiro, nas quais foram descritas, de maneira detalhada, todas as atividades práticas, processos técnicos e problemas na obra, complementado com as soluções encontradas para eles. Tais registros são considerados como o primeiro Diário de Obras brasileiro.

Já no século XIX foi publicado o “Manual do engenheiro ou elementos de geometria prática”, de autoria de Briche (1812) e apoio do governador geral da capitania da Bahia, o Conde dos Arcos. A publicação, ainda não abordando muito sobre as práticas de engenharia e construção, trazia grandes contribuições sobre o que era feito no processo de fortificação militar de construções existentes.

Embora tenham surgido as primeiras escolas de Engenharia Civil no século XIX, a construção civil manteve-se de certa forma estagnada até os anos de 1940, quando se iniciou a tecnologia do concreto armado. A criação da Companhia Siderúrgica Nacional teve importante destaque nessa época, impulsionando a produção de aço, cimento, petróleo e energia no país (HAAG, 2011).

O próximo momento que merece destaque na construção civil brasileira é a construção de Brasília, entre 1957 e 1960. Apesar de grande parte da construção ser atribuída a Oscar Niemeyer, arquiteto do projeto, tem-se que destacar nomes como o do engenheiro Joaquim Cardozo, responsável pelos projetos estruturais dos edifícios mais complexos, como os palácios e a catedral, e do urbanista Lúcio Costa, responsável pelos projetos de pavimentação da capital.

Denomina-se sistema construtivo a maneira bem definida de execução que contemple, pelo menos, estrutura portante, vedações, aberturas, cobertura e instalações básicas (ARAÚJO, 2014). Dos sistemas construtivos utilizados no Brasil, o concreto armado é um dos mais empregado, devido as suas vantagens sobre os outros processos, como grande disponibilidade de mão de obra e materiais e possibilidade de reformas.

Grandes avanços na Engenharia Civil, como as técnicas de otimização no que diz respeito ao “peso” e à forma, o desenvolvimento de modelagens numéricas eficientes

e equipamentos de teste e computacionais, tornam as construções cada vez mais econômicas e esbeltas, sendo os edifícios mais altos e arrojados.

Assim, a questão das construções mais esbeltas merece grande destaque, sendo necessário estudos detalhados sobre o comportamento das mesmas, como a análise da estabilidade global, a avaliação dos efeitos de segunda ordem e a utilização de estruturas de contraventamento.

Segundo Ramalho e Correia (2003), a verificação da estabilidade global de uma estrutura de contraventamento é recomendável para qualquer edificação e indispensável para edifícios em que, em razão do número de pavimentos ou outro motivo qualquer, haja suspeita sobre sua condição de deslocabilidade. Com isso, os parâmetros determinantes da estabilidade global dos edifícios de múltiplos pavimentos tornaram-se de extrema importância no que diz respeito ao cálculo estrutural destes edifícios.

A norma ABNT NBR 6118 (2014) Projeto de estruturas de concreto - Procedimento (2014) define dois importantes parâmetros de análise de estabilidade global, o parâmetro de instabilidade α e o coeficiente γ_z .

Ainda segundo a ABNT NBR 6118 (2014), o parâmetro α (alfa) avalia o sistema de contraventamento da edificação, determinando se a mesma é classificada como de nós fixos ou móveis, que implica na consideração ou não dos efeitos de segunda ordem. Já o coeficiente γ_z avalia a importância dos esforços de segunda ordem globais, e é válido para estruturas reticuladas de no mínimo quatro pavimentos. Segundo Araújo (2016), a importância do coeficiente γ_z reside no fato de que ele permite prever, com boa aproximação, a magnitude dos efeitos de segunda ordem na estrutura.

1.1 OBJETIVOS

1.1.1 Objetivo Geral

Este trabalho tem por objetivo realizar a análise de uma edificação de concreto armado, construída com núcleo rígido, e verificar a necessidade de tal elemento de contraventamento, com base no coeficiente γ_z .

1.1.2 Objetivos Específicos

- Dimensionamento computacional de uma estrutura arbitrada de concreto armado, alternando-se a disposição estrutural dos pilares, inserindo-se núcleo rígido e variando-se o número de pavimentos (5, 10, 15 e 20 pavimentos).
- Determinação e análise do coeficiente γ_z em todas as combinações analisadas.
- Dimensionamento computacional de uma edificação de concreto armado de 10 pavimentos, construída com um núcleo rígido.
- Comparativo de custo de materiais (concreto e aço) da estrutura de 10 pavimentos, construída com um núcleo rígido de elevador e sem o núcleo.

1.2 Justificativa

Edificações esbeltas estão cada vez mais frequentes atualmente, em especial em grandes centros e cidades em desenvolvimento. A tendência de construções cada vez mais verticalizadas é consequência da busca por um melhor aproveitamento do espaço para construção, cada vez mais escasso. Com tais edificações surge a necessidade de uma análise estrutural mais profunda, levando-se em conta, além das ações que as edificações estão submetidas, como o peso próprio, das forças de vento atuantes. Para dimensionamento dessas edificações é fundamental a observação do coeficiente γ_z .

Com a necessidade de indeslocabilidade associada aos valores do coeficiente γ_z obtidos da estrutura, é importante não superdimensionar a edificação. Assim, este trabalho visa realizar um estudo de uma estrutura de concreto armado esbelta, construída com um núcleo rígido de elevador, analisando a real necessidade desse elemento construtivo.

1.3 Estrutura do trabalho

O presente trabalho está estruturado da seguinte forma:

Capítulo 2: realizou-se uma revisão bibliográfica abordando conceitos importantes inerentes à estabilidade global de edificações de concreto armado, sistemas estruturais, ações e solicitações atuantes em edificações, além de parâmetros de estabilidade, em particular o coeficiente γ_z , utilizado neste estudo para verificar a deslocabilidade da estrutura.

Capítulo 3: Tomou-se uma edificação aleatória arbitrada e realizou-se o seu dimensionamento computacional, com e sem um núcleo rígido de elevador (pilar parede), variando-se o número de pavimentos (5, 10, 15 e 20 pavimentos) e o lançamento estrutural dos pilares, seguindo 3 modelos: modelo 1 (Padrão), com pilares lançados como recomendado, intercalando os eixos de maior inércia nas duas direções e observando-se os maiores vãos e maiores solicitações para o posicionamento correto; modelo 2 (Pilares com maior inércia no eixo “x”); modelo 3 (Pilares com maior inércia em “y”).

Capítulo 4: Após a conclusão parcial do Capítulo 3, tomou-se uma edificação de 10 pavimentos, construída com um núcleo rígido de elevador, e realizou-se o dimensionamento dessa edificação com e sem o núcleo rígido, observando-se os valores do coeficiente γ_z .

Capítulo 5: apresentou-se os resultados obtidos nos dimensionamentos da estrutura arbitrada e da estrutura de 10 pavimentos construída com pilar parede, e debateu-se sobre os mesmos. Realizou-se também um comparativo de quantidade e de custos de concreto e aço para a construção da edificação de 10 pavimentos, com e sem núcleo rígido.

Por fim, apresenta-se as considerações finais do presente trabalho, sugestões de trabalhos futuros e as referências bibliográficas que subsidiaram o presente estudo.

2 REFERENCIAL TEÓRICO

Visando a fundamentação para realização do presente trabalho, procedeu-se a revisão da literatura atinente aos assuntos relacionados aos parâmetros globais de estabilidade. Abordou-se definições sobre a estabilidade global de edificações de concreto armado, classificação das estruturas, conceituação das não linearidades física e geométricas, ação dos ventos, sistema de contraventamento, coeficiente γ_z e o processo P-Delta do *software*.

2.1 Estabilidade global de edificações de concreto armado

A análise da estabilidade global das edificações de concreto armado é uma das etapas cruciais no dimensionamento de qualquer estrutura. A importância dessa análise cresce vertiginosamente ao observar-se que, na engenharia contemporânea, as edificações tendem a ser cada vez mais altas e consequentemente mais esbeltas. Segundo Bueno (2009), a realidade dos projetos da atualidade revela uma tendência de estruturas cada vez mais altas, esbeltas e menos rígidas, gerando novas preocupações que antes só eram consideradas em estruturas muito altas.

O objetivo da realização da análise estrutural consiste em determinar os efeitos das ações na estrutura, com a finalidade de realizar as verificações do Estado Limite de Serviço (ELS) e do Estado Limite Último (ELU). Assim a análise estrutural permite estabelecer as distribuições de esforços internos, tensões, deformações e deslocamentos, em uma parte ou em toda a estrutura (ABNT NBR 6118, 2014).

Um fator crucial a ser observado na análise estrutural de edificações esbeltas é a ação do vento. Lacerda et. al. (2014) afirma que em estruturas dessa magnitude, a ação do vento provoca grandes efeitos, produzindo esforços adicionais quando aplicados simultaneamente com as demais ações atuantes na estrutura.

Dessa maneira, cresce a importância de avaliação da estabilidade global no dimensionamento de edificações, pois a mesma está diretamente ligada à segurança da estrutura. Uma estrutura que não está dimensionada corretamente em função da estabilidade global pode não ser segura, ocasionando deslocamentos horizontais excessivos e aumento considerável das solicitações em seus elementos, sendo

fundamental a análise dos efeitos de segunda ordem com a consideração da não-linearidade geométrica. (LACERDA et. al., 2014).

2.2 Classificação das estruturas

Toda estrutura, ao ser submetidas às solicitações verticais e horizontais, sofre um deslocamento de seus nós. Tais deslocamentos são determinantes para a tomada de decisão quanto à necessidade de se considerar ou não, os efeitos de segunda ordem.

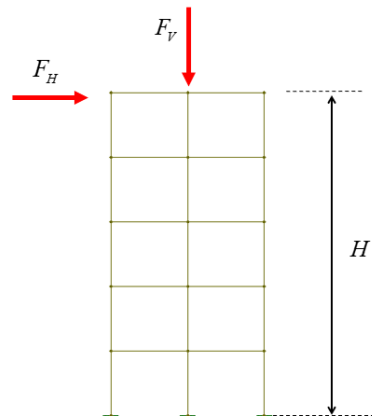
Para tal análise, a ABNT NBR 6118 (2014) classifica as estruturas quanto à deslocabilidade de seus nós:

As estruturas são consideradas, para efeito de cálculo, de nós fixos, quando os deslocamentos horizontais dos nós são pequenos e, por decorrência, os efeitos globais de 2ª ordem são desprezíveis (inferiores a 10% dos respectivos esforços de 1ª ordem). Nessas estruturas, basta considerar os efeitos locais e localizados de 2ª ordem.

As estruturas de nós móveis são aquelas onde os deslocamentos horizontais não são pequenos e, em decorrência, os efeitos globais de 2ª ordem são importantes (superiores a 10% dos respectivos esforços de 1ª ordem). Nessas estruturas devem ser considerados tanto os esforços de 2ª ordem globais como os locais e localizados (ABNT NBR 6118, 2014, p. 103).

Assim, quando uma estrutura possui rigidez suficiente para garantir que os deslocamentos horizontais sejam de pequena magnitude, classifica-se a edificação como de nós fixos ou estrutura indeslocável (ARAÚJO, 2014). De maneira mais rigorosa, pode-se citar uma a estrutura de nós fixos como uma estrutura “quase indeslocável” (Figura 1). Nessa situação, os esforços solicitantes podem ser obtidos a partir da análise de primeira ordem (linearidade geométrica), desprezando-se a não linearidade física. Os assuntos de não linearidade física e geométrica serão objetos de discussão nas seções 2.4.2.1 e 2.4.2.2.

Figura 1 - Estrutura indeslocável



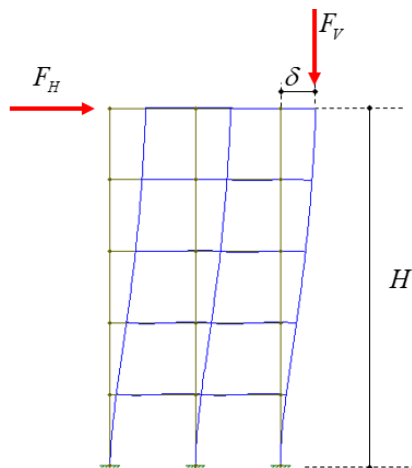
Fonte: do autor.

Na estrutura de nós fixos representada na Figura 1, de altura H , atuam uma força vertical F_V e uma força horizontal F_H . Como trata-se de uma estrutura indeslocável, pode-se calcular os momentos fletores de primeira ordem $M_{1^{\text{a}}\text{ordem}}$ por meio da Equação (1).

$$M_{1^{\text{a}}\text{ordem}} = F_H \cdot H \quad \text{Equação (1)}$$

Da mesma forma, quando a rigidez da estrutura não for suficiente para limitar o deslocamento de seus nós, a mesma é considerada uma estrutura de nós móveis ou deslocável. Nessa situação, Araújo (2014) afirma que a estrutura, como um todo, deve ser analisada considerando-se os efeitos de segunda ordem. Tal análise é bastante complexa, requerendo técnicas numéricas apropriadas para a consideração da não linearidade física (item 2.4.2.1) e não linearidade geométrica (item 2.4.2.2).

Figura 2 - Estrutura deslocável



Fonte: do autor.

Assim, na estrutura de nós móveis representada na Figura 2, de altura H , atuam as mesmas F_v e F_H . Como trata-se de uma estrutura deslocável, ocorre um deslocamento horizontal δ , e o cálculo dos momentos fletores de segunda ordem $M_{2^a\text{ordem}}$ por meio da Equação (2).

$$M_{2^a\text{ordem}} = F_H \cdot H + F_v \cdot \delta \quad \text{Equação (2)}$$

Como já abordado anteriormente, é impossível afirmar que estrutura esbeltas, mesmo sendo consideradas de nós fixos, não sofrem deslocamento horizontal. Devido a isso, a ABNT NBR 6118 (2014) estipula que as estruturas que possuírem acréscimo de segunda ordem de no máximo 10% do momento de primeira ordem $M_{1^a\text{ordem}}$, são classificadas como indeslocáveis (Equação (3)).

$$F_v \cdot \delta \leq 0,1 \cdot M_{1^a\text{ordem}} \quad \text{Equação (3)}$$

2.3 Ação dos ventos

A ação de ventos é a principal causa dos esforços horizontais em estruturas esbeltas. Wordell (2003) afirma que igual atenção deve ser dispensada às cargas verticais nos pilares e na ação horizontal dos ventos, intimamente ligada à estabilidade global da edificação. Assim, os esforços aos quais a estrutura é submetida devido à ação dos ventos devem ter especial atenção, pois podem causar patologias na edificação, podendo chegar, em casos extremos, ao colapso da mesma.

Moncayo (2011) relata que a ação dos ventos em estruturas é condicionada a dois fatores: fatores meteorológicos que determinam a velocidade do vento de acordo com as condições do local, terreno, ocupação, rugosidade e altura da edificação; fatores aerodinâmicos que considera a disposição da edificação, com ênfase no comportamento do vento em relação ao tipo do obstáculo a ser vencido, no caso a estrutura.

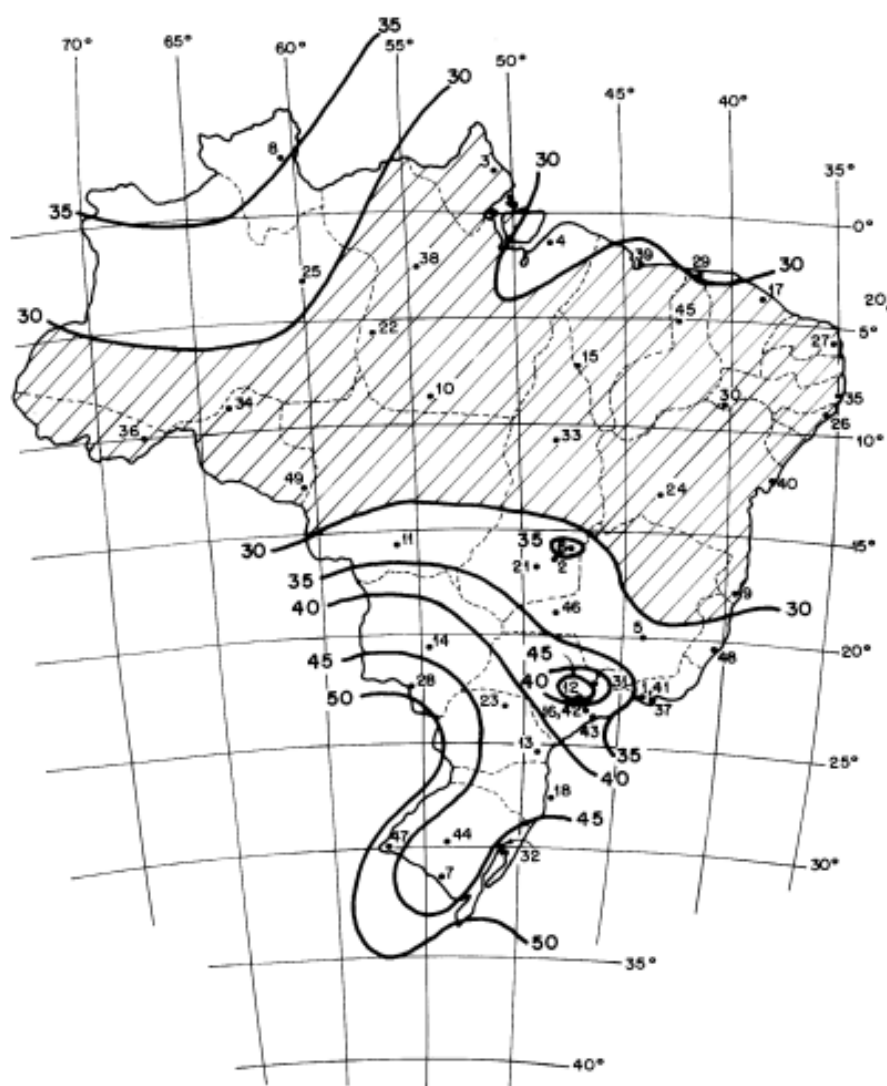
A ABNT NBR 6123 - Forças devidas ao vento em edificações (1988) preconiza as condições exigíveis na consideração das forças devidas à ação estática e dinâmica do vento, para efeitos de cálculo de edificações. Para a análise das forças horizontais devido ao vento deve-se analisar a direção, a velocidade e o sentido do mesmo.

Para determinação das forças estáticas devidas ao vento, a ABNT NBR 6123 (1988) determina que a velocidade básica do vento V_0 é a velocidade de uma rajada

de três segundos, excedida em média uma vez em cinquenta anos, a dez metros acima do terreno, em campo aberto e plano.

Segundo Blessman (2005) a análise probabilística refere-se ao período de utilização da estrutura, partindo do princípio da recorrência. Por exemplo, se um edifício é projetado para uma vida útil de 50 anos, deve-se buscar a maior velocidade do vento ocorrida no local da edificação nos últimos 50 anos, assumindo que não ocorrerão velocidades maiores nos próximos 50 anos. Assim, a velocidade básica do vento depende da localização geográfica, e é definida por meio do mapa de isopletas, dada em m/s (Figura 3).

Figura 3 - Mapa de isopletas da velocidade básica ventos



Fonte: ABNT NBR 6123 (1988).

De posse da velocidade básica do vento no local da edificação, utiliza-se da Equação (4) para determinação da velocidade característica do vento V_k .

$$V_k = V_0 \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3$$

Equação (4)

Onde:

V_k : velocidade característica do vento (m/s)

V_0 : velocidade básica do vento (m/s)

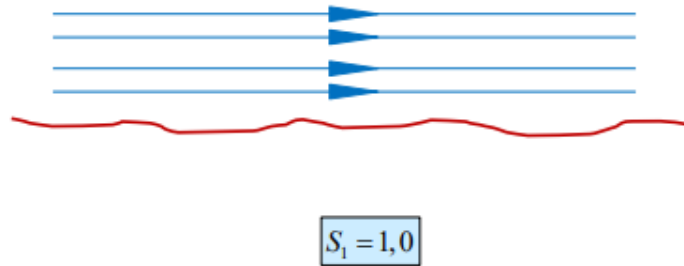
S_1 : fator topográfico

S_2 : fator de rugosidade do terreno e de dimensões da edificação

S_3 : fator estatístico

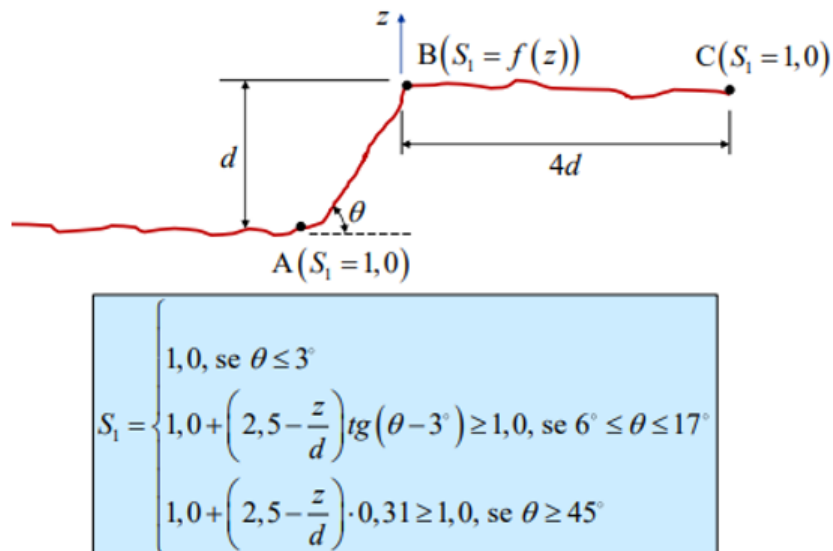
O fator topográfico S_1 leva em consideração as variações do relevo no terreno, sendo determinado conforme a Figura 4, Figura 5 e Figura 6, a seguir:

Figura 4 - Fator S_1 : terreno plano ou fracamente acidentado

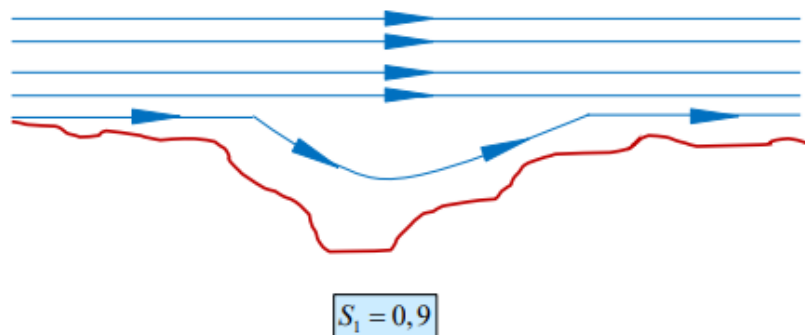


Fonte: TEIXEIRA (2021).

Figura 5 - Fator S_1 : taludes e morros



Fonte: TEIXEIRA (2021).

Figura 6 - Fator S_1 : vales profundos protegidos de ventos

Fonte: TEIXEIRA (2021).

O fator de rugosidade S_2 considera o efeito em conjunto da aspereza do terreno, da variação da velocidade do vento e das dimensões da edificação. A ABNT NBR 6123 (1988) cita que, em ventos fortes em estabilidade neutra, a velocidade do vento aumenta com a altura acima do terreno. Tal aumento depende da rugosidade do terreno e do intervalo de tempo considerado na determinação da velocidade. Este intervalo de tempo está relacionado com as dimensões da edificação, pois edificações pequenas são mais afetadas por rajadas de curta duração do que as grandes. Para estas, é mais adequado considerar o vento médio calculado com um intervalo de tempo maior.

Para determinação do fator de rugosidade do terreno é necessário classificar a edificação referente à classe e à categoria, de acordo com a Tabela 1 e Tabela 2 a seguir.

Tabela 1 - Categorias do fator S_2

Categoria	Descrição	Exemplos
I	Superfícies lisas de grandes dimensões, com mais de 5 km de extensão, medida na direção e sentido do vento incidente.	Mar calmo, lagos e rios, pântanos sem vegetação.
II	Terrenos abertos em nível ou aproximadamente em nível, com poucos obstáculos isolados, tais como árvores e edificações baixas. A cota média do topo dos obstáculos é considerada inferior ou igual a 1,0 m.	Zonas costeiras planas, pântanos com vegetação rala, campos de aviação, pradarias e charnecas, fazendas sem sebes ou muros.
III	Terrenos planos ou ondulados com obstáculos, tais como sebes e muros,	Granjas e casas de campo, com exceção das partes com

Categoria	Descrição	Exemplos
	poucos quebra-ventos de árvores, edificações baixas e esparsas. A cota média do topo dos obstáculos é considerada igual a 3,0 m.	matos, fazendas com sebes e/ou muros, subúrbios a considerável distância do centro, com casas baixas e esparsas.
IV	Terrenos cobertos por obstáculos numerosos e pouco espaçados, em zona florestal, industrial ou urbanizada. A cota média do topo dos obstáculos é considerada igual a 10 m. Esta categoria também inclui zonas com obstáculos maiores e que ainda não possam ser consideradas na categoria V.	Zonas de parques e bosques com muitas árvores, cidades pequenas e seus arredores, subúrbios densamente construídos de grandes cidades, áreas industriais plenas ou parcialmente desenvolvidas.
V	Terrenos cobertos por obstáculos numerosos, grandes, altos e pouco espaçados. A cota média do topo dos obstáculos é considerada igual ou superior a 25 m.	Florestas com árvores altas, de copas isoladas, centros de grandes cidades, complexos industriais bem desenvolvidos.

Fonte: ABNT NBR 6123 (1988).

Tabela 2 - Classes do fator S_2

Classes	Descrição
A	Todas as unidades de vedação, seus elementos de fixação e peças individuais de estruturas sem vedação. Toda edificação na qual a maior dimensão horizontal ou vertical não exceda 20 m.
B	Toda edificação ou parte de edificação para a qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal esteja entre 20 m e 50 m.
C	Toda edificação ou parte de edificação para a qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal exceda 50 m.

Fonte: ABNT NBR 6123 (1988).

Após o enquadramento da estrutura na respectiva classe e categoria, pode-se aplicar a Equação (5) para determinação do fator S_2 , ou ainda por meio da Tabela 3, na qual a altura z da edificação é definida em faixas.

$$S_2 = b \cdot F_r \cdot \left(\frac{z}{10}\right)^p \quad \text{Equação (5)}$$

Onde:

z : altura da edificação (m)

F_r : fator de rajada aplicável somente à categoria II

b e p : parâmetros determinísticos

Tabela 3 - Fator S_2

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

Fonte: ABNT NBR 6123 (1988).

O fator estatístico S_3 é baseado em conceitos estatísticos, e segundo a ABNT NBR 6123 (1988), considera o grau de segurança requerido e a vida útil da edificação. Os valores mínimos do fator estatístico S_3 constam da Tabela 4.

Tabela 4 - 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 (1988).

Determinada a velocidade característica do vento V_k , é possível obter a pressão dinâmica ou pressão de obstrução, conforme a Equação (6). Segundo a ABNT NBR 6123 (1988), a pressão dinâmica corresponde à velocidade característica do vento V_k em condições normais de pressão ($1\text{atm} = 1013,2\text{ mbar} = 101320\text{Pa}$) e de temperatura (15°C).

$$q = 0,613(V_k)^2 \quad \text{Equação (6)}$$

Onde:

q : pressão dinâmica do vento em N/m^2

V_k : velocidade característica do vento em m/s

2.4 Análise estrutural

De acordo com Martha (2010), a análise estrutural é uma etapa do projeto na qual o comportamento da estrutura é idealizado e expresso por diferentes parâmetros. Seu objetivo é a determinação dos esforços internos nos elementos estruturais e consequentemente das tensões e deformações correspondentes, bem como das reações de apoio e dos deslocamentos da estrutura.

2.4.1 Sistemas estruturais

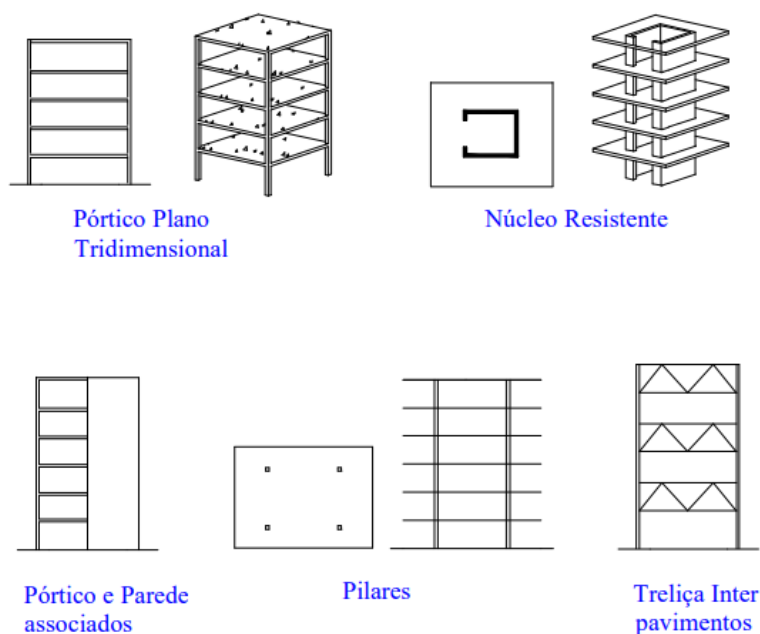
Um sistema estrutural eficiente é composto por pilares, vigas e lajes, agindo simultaneamente na estrutura. Contudo, neste estudo não serão detalhados os efeitos das vigas e lajes na estabilidade da estrutura, sendo o foco do trabalho a disposição dos pilares e a inserção de núcleo rígido.

O efeito das ações horizontais em edificações é extremamente variável e aumenta consideravelmente com o acréscimo de pavimentos na estrutura. Assim, a maioria das estruturas esbeltas tendem a apresentar deslocamentos que podem comprometer a sua estabilidade global. Logo, a edificação deve ser projetada para suportar tais solicitações e o engenheiro pode valer-se de um sistema de contraventamento, que consiste em arranjos estruturais para garantir a rigidez necessária à estrutura. (ONOUYE, ZUBERBUHLER e CHING, 2015)

A NBR 6118 (2014) classifica como subestruturas de contraventamento aquelas que, por apresentarem grande rigidez a ações horizontais, resistem à maior parte dos efeitos dessas ações.

Pereira (2000) afirma que os sistemas estruturais de contraventamento são os grandes responsáveis pela seguridade das estruturas tridimensionais de edifícios altos, sendo formados pelos elementos que as compõem ou mesmo por seus arranjos. Ainda segundo a autora, esses sistemas de contraventamento dividem-se em: pórticos planos ou tridimensionais, painéis treliçados, painéis parede, núcleos resistentes e pilares isolados (*Figura 7*). As lajes e as vigas integram este grupo sendo denominadas elementos horizontais de contraventamento.

Figura 7 - Exemplos de sistemas de contraventamento



Fonte: Pereira (2000).

Dos diversos sistemas de contraventamento existentes, o núcleo resistente (núcleo rígido formado por pilares paredes) é o único capaz de resistir a todos os tipos de ações atuantes na edificação, de maneira independente. Tais elementos são compostos pela associação tridimensional de paredes, formando assim uma seção transversal aberta, cuja função arquitetônica é, comumente, a de abrigar as caixas de elevadores e escadas (PEREIRA, 2000). Neste trabalho será adotado o sistema de núcleo rígido e o de pórticos tridimensionais, diretamente influenciados pelas variações de lançamento dos pilares.

2.4.2 Não linearidades

De maneira simplificada, Kimura (2007) define a análise não linear como um cálculo onde a resposta da estrutura, estando essa em deslocamentos, esforços ou tensões solicitantes, apresenta um comportamento não linear. Dessa forma, pode-se dizer que a estrutura reage de maneira não proporcional quando submetida a esforços. Bueno (2009) afirma que esse comportamento é o que caracteriza as

estruturas de concreto armado e para que a análise estrutural seja a mais fidedigna possível, deve-se sempre que possível levar em conta seus efeitos.

A ABNT NBR 6118 (2014) define que, na análise estrutural de estruturas de nós móveis deve-se, obrigatoriamente, considerar os efeitos da não linearidade física (NLF) e não linearidade geométrica (NLG). Assim, tem-se que o comportamento não linear nas estruturas de concreto armado pode ser caracterizado por dois aspectos, a NLF e NLG.

Mesmo não sendo objetivo deste trabalho realizar a análise de estruturas deslocáveis (nós móveis), o entendimento da NLF e NLG são fundamentais em qualquer estudo que envolva a estabilidade de edificações de concreto armado. Nesse escopo, a seguir tem-se a abordagem da NLF e NLG.

2.4.2.1 Não linearidade física (NLF)

É de extrema importância a observação das propriedades do material concreto em estruturas de concreto armado. Isso porque o concreto possui uma curva de tensão-deformação não linear, denominada não linearidade física do material. De acordo com Lacerda (2014), a não linearidade física corresponde à proporcionalidade entre a tensão aplicada e a deformação sofrida por um elemento, estando assim diretamente ligada ao comportamento do material. O fato de a curva tensão-deformação não ser linear também implica no valor do módulo de elasticidade (E), que apresenta valor não constante, resultando em variações de sua propriedade.

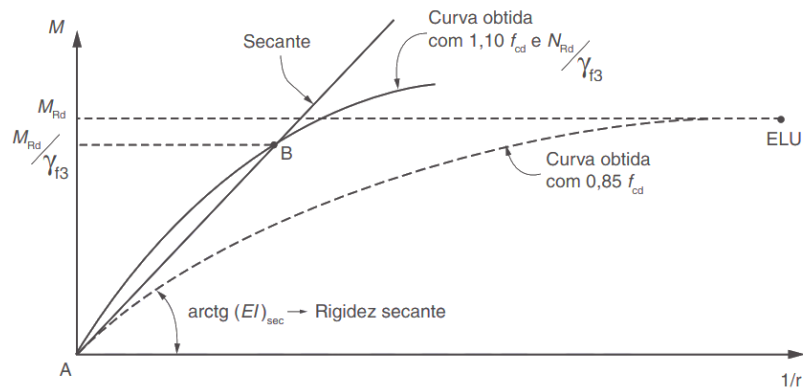
Como a NLF está diretamente ligada ao comportamento do material, no caso do concreto armado efeitos como a fissuração, a fluência e o escoamento do aço provocam certa diminuição na rigidez da estrutura em função da magnitude do carregamento, conferindo a este material um comportamento não-linear. Wordell (2003) afirma que a fissuração do concreto, que ocorre com o aumento das solicitações, faz com que o valor do momento de inércia das seções transversais reduza significativamente, e conseqüentemente, o valor da rigidez da seção não permanece constante.

Lacerda (2014) afirma que a não linearidade física pode ser levada em conta através do diagrama momento-curvatura para cada seção de concreto armado,

construído a partir da armadura supostamente conhecida e do valor da força normal atuante.

De acordo com a ABNT NBR 6118 (2014), o principal efeito da não linearidade física pode, em geral, ser considerado através da construção da relação momento-curvatura para cada seção, com armadura suposta conhecida, e para o valor da força normal atuante. A Figura 8 apresenta a relação momento-curvatura.

Figura 8 - Relação momento-curvatura



Fonte: ABNT NBR 6118 (2014).

Contudo, a ABNT NBR 6118 (2014) estipula que, para a análise dos esforços globais de segunda ordem, em estruturas reticuladas com no mínimo quatro pavimentos, pode-se considerar a não linearidade física de maneira aproximada, tomando-se como rigidez dos elementos estruturais os valores seguintes:

$$\text{Lajes} \Rightarrow (EI)_{\text{sec}} = 0,3 E_{ci} I_c$$

$$\text{Vigas} \begin{cases} (EI)_{\text{sec}} = 0,4 E_{ci} I_c & \therefore \text{ se } A'_s \neq A_s \\ (EI)_{\text{sec}} = 0,5 E_{ci} I_c & \therefore \text{ se } A'_s = A_s \end{cases}$$

$$\text{Pilares} \Rightarrow (EI)_{\text{sec}} = 0,8 E_{ci} I_c$$

Onde:

I_c : momento de inércia da seção bruta de concreto

A_s : armadura positiva

A'_s : armadura negativa

E_{ci} : módulo de elasticidade do concreto

Para obtenção do módulo de elasticidade ou módulo de deformação tangente inicial do concreto, a ABNT NBR 6118 (2014), na falta de ensaios estabelecidos na ABNT NBBR 8522 Concreto – determinação dos módulos estáticos de elasticidade e deformação à compressão (2017), determina a obtenção do valor do módulo de elasticidade do concreto conforme a Equação (7) e Equação (8) a seguir.

$$E_{ci} = \alpha_E \cdot 5600 \sqrt{f_{ck}} \quad \therefore \quad \text{para } 20 \text{ MPa} \leq f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \quad \text{Equação (7)}$$

$$E_{ci} = 21,5 \cdot 10^3 \cdot \alpha_E \cdot \left(\frac{f_{ck}}{10} + 1,25 \right)^{1/3} \quad \therefore \quad \text{para } 55 \text{ MPa} \leq f_{ck} \leq 90 \text{ MPa} \quad \text{Equação (8)}$$

Onde:

$$\alpha_E \begin{cases} 1,2 \text{ para basalto e diabásio} \\ 1,0 \text{ para granito e gnaisse} \\ 0,9 \text{ para calcário} \\ 0,7 \text{ para arenito} \end{cases}$$

E_{ci} e f_{ck} com valores em MPa.

2.4.2.2 Não linearidade geométrica (NLG)

A análise estrutural linear clássica pressupõe uma proporcionalidade entre carga e deslocamento, e para que esse comportamento seja satisfeito, a estrutura deve apresentar resposta elástica linear e os seus deslocamentos devem ser pequenos (LACERDA, 2013). Logo, a verificação do equilíbrio é realizada tomando-se a estrutura na posição inicial, ou seja, sem nenhum deslocamento. Assim, a estrutura passa a sofrer solicitações, passando para uma segunda posição, na condição de deformada, gerando momentos adicionais que não existiam anteriormente. Tais momentos são os chamados momentos de segunda ordem.

A deformação de uma estrutura gera alterações em sua geometria. Bueno (2009) afirma que, quando se considera o cálculo da estrutura em posição deformada, a NLG já está sendo considerada, pois os esforços e as ações são afetados pelo estado de deformação do conjunto, mesmo que o material seja elástico-linear. Assim, a análise da NLG tem o objetivo de verificar e determinar os acréscimos nas deformações e nos esforços que ocorrem na estrutura ao longo do processo de carregamento.

2.5 Parâmetros de estabilidade e efeitos de segunda ordem

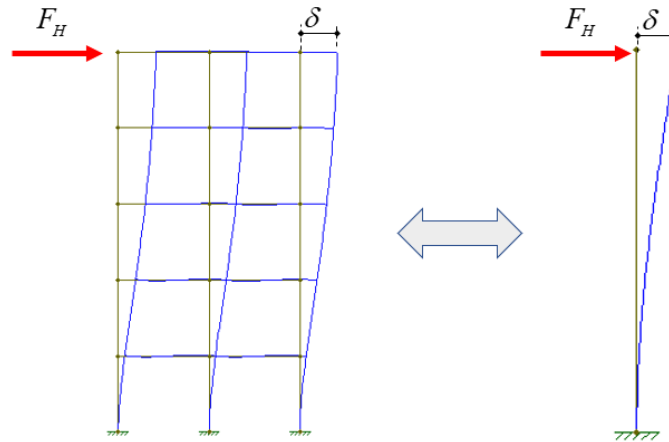
O estudo sobre os parâmetros de instabilidade teve início em 1967, por Hubert Beck e Gert König, após a defesa da tese de doutorado na Alemanha sobre a análise de uma edificação esbelta de vários pavimentos, na qual os pilares eram considerados contraventados por paredes rígidas (FREITAS et. al., 2015). Tais estudos resultaram em uma equação diferencial, que por simplificação foi reduzida às funções de Bessel, cuja solução foi denominada parâmetro de instabilidade α .

Existem dois processos para a desconsideração dos efeitos de segunda ordem, o parâmetro de instabilidade α e o coeficiente γ_z , que serão abordados nas seções 2.5.1 e 2.5.2. De acordo com Pinto (2002), tais processos indicam a sensibilidade da estrutura aos efeitos não lineares, e podem ser empregados para estimar, com boa precisão, os resultados obtidos em uma análise elástico-linear.

2.5.1 Parâmetro de instabilidade α

Por meio do parâmetro de instabilidade α realiza-se a medida de deslocabilidade horizontal da edificação, capaz de avaliar sua sensibilidade aos efeitos de segunda ordem. Assim, delimitando-se um limite para o parâmetro α , designado como α_1 , é possível classificar a estrutura como deslocável ou indeslocável, possibilitando desprezar os efeitos de segunda ordem caso a edificação seja de nós fixos (indeslocável).

Oliveira (2002) relata que a formulação do parâmetro α baseia-se na analogia entre o comportamento de um pilar engastado e livre e um edifício, de seção constante e material elástico-linear, submetido a uma solicitação horizontal (Figura 9).

Figura 9 - Analogia parâmetro α 

Fonte: do autor.

A Equação (9) é resultante da equação diferencial de Hurbert Beck e Gert König (1967) que, por simplificação, foi reduzida às funções de Bessel, e que define o parâmetro de instabilidade α .

$$\alpha = H_{tot} \sqrt{\frac{N_k}{(EI)_{eq}}} \quad \text{Equação (9)}$$

Onde:

H_{tot} : altura total da edificação medida a partir do topo da fundação.

N_k : somatório das cargas verticais atuantes na estrutura.

$(EI)_{eq}$: somatório dos valores de rigidez equivalente de todos os pilares na direção considerada.

Definido o valor do parâmetro de instabilidade α , basta compará-lo com o previsto na ABNT NBR 6118 (2014), que define os valores de α_1 com base na quantidade de pavimentos da edificação conforme Equação (10), para que ela seja considerada indeslocável. Caso o valor do parâmetro α seja inferior ao valor de α_1 , a estrutura é considerada de nós fixos, podendo desconsiderar os esforços de segunda ordem.

$$\alpha_1 \begin{cases} 0,2 + 0,1n & \therefore \text{ se } n \leq 3 \\ 0,6 & \therefore \text{ se } n \geq 4 \end{cases} \quad \text{Equação (10)}$$

Onde:

n : é o número de níveis de barras horizontais (pavimentos) acima da fundação.

Por fim, vale ressaltar que, segundo Araújo (2016), as alvenarias de vedação das estruturas de concreto armado dão uma importante contribuição para a rigidez da estrutura. Dessa forma, as alvenarias de vedação resultam em uma margem adicional de segurança em relação à indeslocabilidade da estrutura.

2.5.2 Coeficiente γ_z

O coeficiente γ_z foi introduzido por Franco e Vasconcelos (1991), com o objetivo de mensurar o grau de sensibilidade de uma estrutura em relação aos efeitos de segunda ordem, como também para majorar os efeitos de primeira ordem devido às cargas horizontais, levando em consideração os efeitos finais de segunda ordem.

Ao realizar a análise linear para as ações horizontais, calcula-se os momentos de primeira ordem em relação à base da edificação e os deslocamentos de seus nós. Tais deslocamentos, em conjunto com as solicitações verticais atuantes na estrutura, provocam acréscimos de momentos de segunda ordem $M_{2^a\text{ordem}}$.

Segundo a ABNT NBR 6118 (2014), o coeficiente γ_z é válido para estruturas reticuladas de no mínimo quatro pavimentos. Ele pode ser determinado a partir dos resultados de uma análise linear de primeira ordem, para cada caso de carregamento, adotando-se os valores de rigidez, considerando a aproximação da não linearidade física.

De acordo com Bueno (2009), o processo de avaliação do coeficiente γ_z é baseado na hipótese de que as sucessivas configurações da linha elástica geradas pela ação de carregamento vertical em estruturas com os nós deslocados, se sucedem segundo uma progressão geométrica, de acordo com a Equação (11). Contudo, se a estrutura for estável, os acréscimos tendem a diminuir, até se tornarem praticamente nulos.

$$M_{2^a\text{ordem}} = M_1 + \Delta M_2 + \Delta M_3 + \dots + \Delta M_j \quad \text{Equação (11)}$$

Onde:

j : é o número de interações.

Admitindo-se que os momentos M_1 , ΔM_2 , ΔM_3 , ..., ΔM_j sejam uma progressão geométrica decrescente, tem-se:

$$\text{razão } r \Rightarrow r = \frac{\Delta M_2}{M_1} = \frac{\Delta M_3}{\Delta M_2} = \dots = \frac{\Delta M_j}{\Delta M_{j-1}}$$

$$\text{Logo, } M_{2^a \text{ ordem}} = (1 + r + r^2 + r^3 + \dots + r^{j-1})M_1 \quad \therefore \quad M_{2^a \text{ ordem}} = \frac{M_{1^a \text{ ordem}}(1 - r^{n+1})}{1 - r}$$

Fazendo-se o limite de j tendendo ao infinito, tem-se:

$$M_{2^a \text{ ordem}} = \lim_{n \rightarrow \infty} \frac{M_{1^a \text{ ordem}}(1 - r^{n+1})}{1 - r} = \frac{M_{1^a \text{ ordem}}}{1 - r} = \frac{M_{1^a \text{ ordem}}}{1 - \frac{\Delta M_1}{M_{1^a \text{ ordem}}}}$$

$$M_{2^a \text{ ordem}} = \frac{M_{1^a \text{ ordem}}}{1 - \frac{\Delta M_1}{M_{1^a \text{ ordem}}}} \Leftrightarrow M_{2^a \text{ ordem}} = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_1}{M_{1^a \text{ ordem}}}} \cdot M_{1^a \text{ ordem}}$$

A parcela $\frac{1}{1 - \frac{\Delta M_1}{M_{1^a \text{ ordem}}}}$ recebe a denominação de coeficiente estimador dos esforços de

1ª ordem.

Assim, para cada combinação de carregamento atuante na estrutura, o valor do coeficiente γ_z é dado pela Equação (12).

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}} \quad \text{Equação (12)}$$

Onde:

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

$\Delta M_{tot,d}$: é a 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.

De maneira análoga ao parâmetro α , o coeficiente γ_z classifica as estruturas como deslocáveis ou indeslocáveis, sabendo-se que os efeitos de segunda ordem podem ser desprezados desde que não representem acréscimo superior a 10% dos acréscimos de primeira ordem. Segundo a ABNT NBR 6118 (2014), a classificação da estrutura como de nós móveis ou fixos se dá pela verificação da Equação (13).

$$\text{Se} \begin{cases} \gamma_z \leq 1,1 \Rightarrow \text{estrutura indeslocável} \\ \gamma_z > 1,1 \Rightarrow \text{estrutura deslocável} \end{cases} \quad \text{Equação (13)}$$

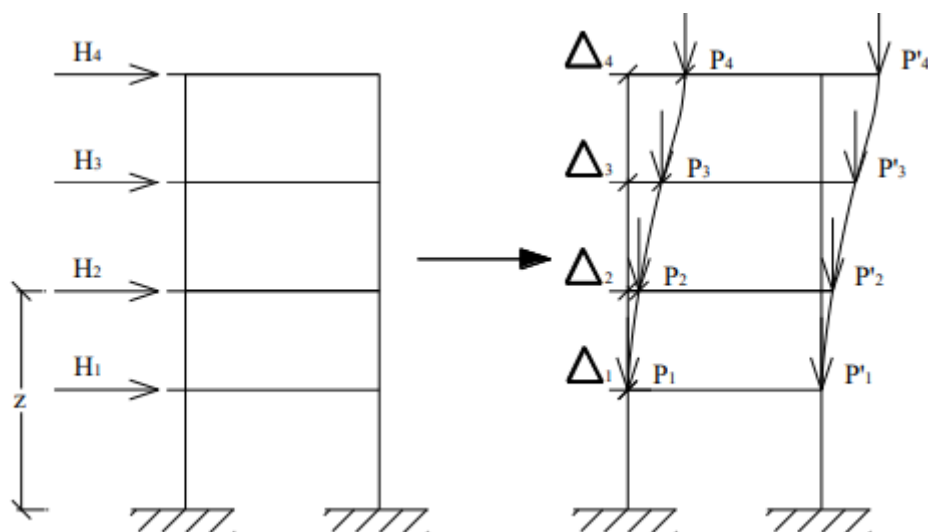
Freitas et. al. (2015) cita que, quando o valor do coeficiente γ_z obtido a partir de uma análise de primeira ordem, for maior que 1,1 a estrutura deve ser considerada de nós móveis. Nesse caso, deve-se, obrigatoriamente, considerar os efeitos da NLF e NLG, sendo necessária a verificação dos efeitos locais e globais de segunda ordem.

O foco do presente estudo será a avaliação estabilidade global de edificações de concreto armado, utilizando-se do coeficiente γ_z . Assim sendo, não serão realizadas considerações do parâmetro α no decorrer deste trabalho.

2.5.3 Processo P-Delta

A metodologia apresentada para determinação do coeficiente γ_z constitui processo aproximado (LACERDA, 2013). O coeficiente γ_z estima os acréscimos gerados pelos esforços de segunda ordem por meio de majoração simples dos esforços de primeira ordem. Ribeiro (2010) afirma que, na necessidade de realização de um cálculo mais preciso dos efeitos de segunda ordem, o método mais adequado é o chamado processo P-Delta ($P\Delta$).

O *software* utiliza o efeito P-Delta para a determinação dos deslocamentos das estruturas devido as ações horizontais atuantes. Para tal, em cada pavimento da edificação, o programa considera um deslocamento Δ proveniente de uma força horizontal H, resultando em deformação nos pilares do pavimento. Simultaneamente, o $P\Delta$ analisa uma carga vertical P atuando em cada pavimento da estrutura deformada, conforme a Figura 10.

Figura 10 - Processo $P\Delta$ do *software*

Fonte: LACERDA (2013).

Da análise da Figura 10, define-se como momento de tombamento M_H na cota z , em cada direção de atuação do mesmo de acordo com a Equação (14) . No mesmo escopo, obtém-se um momento por efeito $P\Delta$ ($M_{P\Delta}$) atuante em toda a estrutura como o somatório dos momentos de tombamento em cada nível, conforme a Equação (15).

$$M_H = H_i \cdot z_i \quad \text{Equação (14)}$$

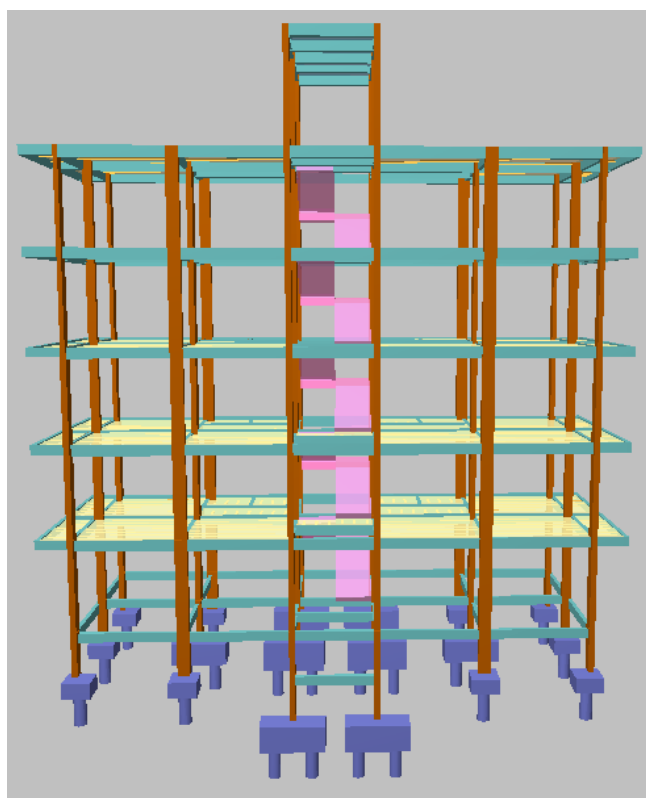
$$M_{P\Delta} = \sum P_i \cdot \Delta_i \quad \text{Equação (15)}$$

3 METODOLOGIA DE PESQUISA

Neste Capítulo serão descritos os métodos, projetos e parâmetros adotados no presente estudo, com o objetivo de embasar a análise de uma estrutura de concreto armado já construída. Para tal, arbitrou-se uma edificação comercial, também de concreto armado.

A estrutura gerada possui dimensões de 18,60m x 7,00m e inicialmente foi dimensionada com 5 pavimentos (Figura 11), com pé direito de 3 metros. O primeiro piso da edificação é destinado ao estacionamento, e os demais são pavimentos tipo com salas comerciais. O critério para a escolha de tal estrutura foi de que a mesma representa uma estrutura mediana, em termos de dimensões, e por ser comercial, com certa flexibilidade arquitetônica para alteração nas direções dos pilares.

Figura 11 - Edificação comercial arbitrada com 5 pavimentos



Fonte: do autor.

Como o objetivo deste estudo é obter parâmetros com base na disposição de pilares e utilização de núcleo rígido, as vigas e lajes, que são partes componentes na manutenção da rigidez da estrutura, não foram consideradas para fins de estabilidades. Entretanto, realizou-se o dimensionamento destes elementos com base

nos critérios normativos em vigor, bem como da fundação da estrutura. Os dados de pré-dimensionamento de todos esses componentes, carregamentos, materiais utilizados e suas características são apresentados a seguir.

3.1 Considerações sobre a estrutura arbitrada

3.1.1 Materiais

Todo o concreto utilizado na edificação é estrutural, de classe de resistência Grupo I, com resistência característica à compressão (f_{ck}) de 25 MPa, conforme Tabela 5.

Tabela 5 - Classes de resistência de concretos estruturais

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

Fonte: ABNT NBR 8953 (2015).

O aço utilizado na edificação é o CA-50, cuja resistência característica de escoamento (f_{yk}) é de 500 MPa, conforme Tabela 6.

Tabela 6 - Características Aço CA-50

Categoria	Valores mínimos de tração				Ensaio de dobramento a 180 °		Aderência	
	Resistência característica de escoamento ^a f_{yk} MPa ^e	Limite de resistência ^b f_{st} MPa ^f	Alongamento após ruptura em 10 Φ ^c A %	Alongamento total na força máxima ^d A_{gt} %	Diâmetro do pino mm		Coeficiente de conformação superficial mínimo η	
					$\phi < 20$	$\phi \geq 20$	$\Phi > 10$ mm	$\Phi \geq 10$ mm
CA-25	250	1,20 f_y	18	-	2 ϕ	4 ϕ	1,0	1,0
CA-50	500	1,08 f_y	8	5	3 ϕ	6 ϕ	1,0	1,5
CA-60	600	1,05 f_y ^c	5	-	5 ϕ	-	1,0	1,5

Fonte: ABNT NBR 7480 (2007).

O agregado utilizado no dimensionamento foi o gnaiss, com diâmetro de 19 mm, para toda a estrutura.

3.1.2 Lajes

Lajes são estruturas que realizam a interface entre os pavimentos de uma edificação, dando suporte a contrapisos ou funcionando como teto, apoiando-se geralmente em vigas para transmissão dos esforços que recebe e de seu peso próprio. Segundo Pereira (2000), a concepção estrutural de uma laje é de uma placa em que duas dimensões (comprimento e largura) são muito superiores à terceira (altura), com cargas transversais a ela e submetida à flexão.

Neste trabalho foram utilizadas lajes de vigotas, com altura do molde de poliestireno de 8 cm, espessura da camada de compressão de 4 cm, distância entre eixos de 43 cm e nervura com largura de 10 cm. Na caixa de elevador e no pavimento acima da escada, onde é instalado o reservatório superior de água, foram construídas lajes maciças com altura de 12 cm, para melhor redistribuição dos esforços solicitantes nesses elementos.

3.1.3 Vigas

Vigas são elementos horizontais que permitem apoio para as lajes, absorvendo os carregamentos e os distribuindo para os pilares da estrutura, podendo ainda, em conjunto dos pilares, constituir pórticos rígidos, aumentando a rigidez da estrutura. Assim, seu pré-dimensionamento consiste em determinar sua altura e sua largura, que serão usadas para determinação de sua rigidez para a análise estrutural, bem como para as cargas de peso próprio.

A largura (L) de uma viga é normalmente determinada pela largura das paredes. Já a altura (h), neste trabalho, foi definida de acordo com a recomendação de Di Pietro (2000), conforme Tabela 7.

Tabela 7 - Determinação da altura de uma viga

Viga	Bi-apoiada	Contínua	Em balanço
Concreto armado	$h=L/8$ a $L/12$	$h=L/12$ a $L/16$	$h=L/5$ a $L/7$
Concreto protendido	$h=L/12$ a $L/16$	$h=L/16$ a $L/18$	$h=L/7$ a $L/9$

Fonte: Di Pietro (2000)

De acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014), a seção transversal das vigas não pode apresentar largura menor que 12 centímetros. Assim, adotou-se a largura de 14 cm e altura de 35 cm para as vigas da estrutura.

3.1.4 Pilares

Pilares são elementos de barra usualmente retos, que possuem eixo quase sempre disposto verticalmente e recebem predominantemente ações de compressão normais a suas seções (SÁLES, et al., 2005). No sistema estrutural básico de edifícios, que é composto por lajes, vigas e pilares, estes últimos são responsáveis por receber os carregamentos das vigas e transmiti-los até a fundação.

Para o pré-dimensionamento de pilares retangulares contraventados, Teixeira (2021) recomenda a Equação (16).

$$A_{c,min} = \frac{\alpha \cdot N_k}{0,85f_{cd} + (\sigma'_{sd} - 0,85f_{cd})\rho'} \quad \text{Equação (16)}$$

Onde:

$A_{c,min}$: área mínima da seção transversal do pilar

$$\alpha \begin{cases} 1,8 & \text{para pilares intermediários} \\ 2,0 \text{ a } 2,2 & \text{para pilares de extremidade} \\ 2,2 \text{ a } 2,5 & \text{para pilares de canto} \end{cases}$$

N_k : força normal característica

f_{cd} : resistência de cálculo à compressão do concreto

σ'_{sd} : resistência de cálculo do aço

$$\rho' = \frac{A_s'}{A_c} \therefore \begin{cases} A_c : \text{área da seção} \\ A_s' : \text{área de aço} \\ 1\% < \rho' < 2\% \text{ (referencial para edifícios de múltiplos pavimentos)} \end{cases}$$

Após definição da área mínima da seção transversal do pilar por meio da Equação (16), Teixeira (2021) recomenda a Equação (17) para a obtenção das dimensões do pilar.

$$A_{c,\min} = b_{adot} \cdot h_{calc} \quad \text{Equação (17)}$$

Onde:

$$b_{adot} : \text{menor dimensão do pilar} \begin{cases} 14 \text{ a } 20 \text{ cm: até 4 pavimentos} \\ 20 \text{ a } 30 \text{ cm: até 12 pavimentos} \end{cases}$$

h_{calc} : maior dimensão do pilar

Assim, para o dimensionamento computacional adotou-se as dimensões iniciais de 14 cm x 40 cm para os pilares.

3.1.5 Fundação

A fundação consiste em um processo de transmissão de cargas da construção ao solo e se dá pelo uso de elementos que permite esta distribuição através das vigas, pilares paredes, sapatas e estacas a fim de garantir a estabilidade da estrutura (MOURA; JUNIOR, 2013). Tais elementos são classificados como fundações rasas (sapata corrida, isolada, associada ou alavancada) ou profundas (tubulões e estacas).

Para o dimensionamento da fundação da estrutura foram utilizadas estacas circulares de concreto, com diâmetro de 40 cm e 50 cm, e capacidade de carga de 45 e 80 toneladas, respectivamente.

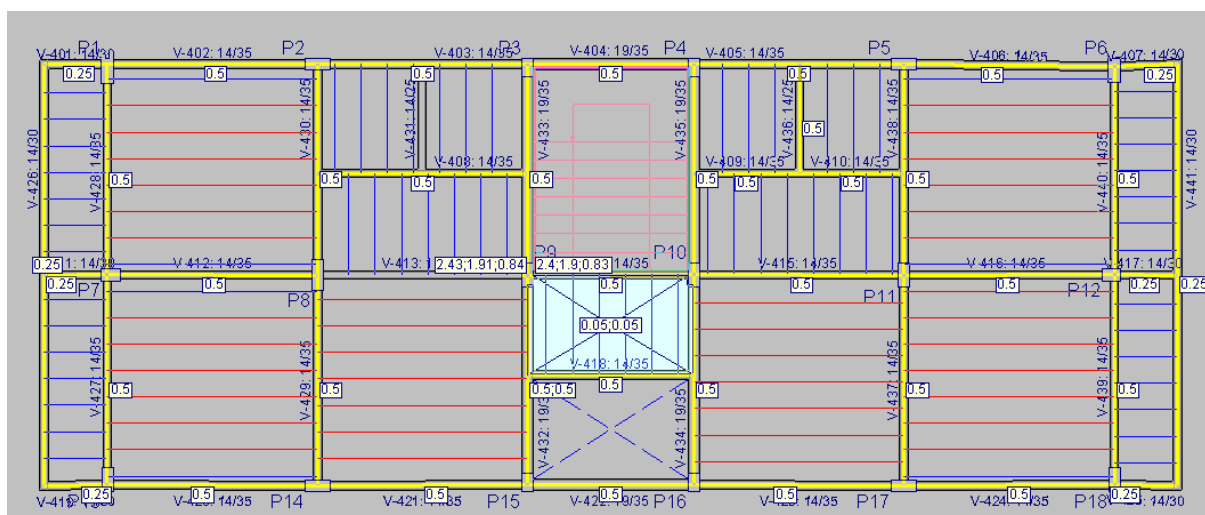
3.1.6 Carregamentos

3.1.6.1 Carregamento permanente

Segundo a ABNT NBR 6120 (2019), o carregamento permanente é constituído pelo peso próprio da estrutura e pelo peso de todos os elementos construtivos fixos e instalações permanentes. O peso próprio das lajes, das vigas e dos pilares de concreto armado são calculados automaticamente pelo *software*. O peso próprio das paredes foi inserido como carregamento linear distribuído nas vigas, conforme considerações a seguir.

A ABNT NBR 6120 (2019) estipula como $1,5 \text{ kN/m}^2$ o peso específico da alvenaria de vedação, constituída por bloco cerâmico vasado de espessura 14 cm, com revestimento argamassado de 1 cm. Tomando-se o pé direito da estrutura como 3 m, tem-se um carregamento linear distribuído de $4,5 \text{ kN/m}$ ($0,45 \text{ tf/m}$). Para fins de inserção no software foi utilizado carregamento linear de 5 kN/m ($0,5 \text{ tf/m}$). Na platibanda e nas varandas da edificação foi atribuído carregamento de $0,25 \text{ tf/m}$ (Figura 12).

Figura 12 - Carregamento linear da alvenaria



Fonte: do autor.

3.1.6.2 Carregamento variável

A carga variável da edificação foi obtida pelo extrato da ABNT NBR 6120 (2019) conforme Tabela 8, e inserido no *software* com valor de 0,25 tf/m².

Tabela 8 - Valores característicos nominais das cargas variáveis

Local		Carga uniformemente distribuída kN/m ²	Carga concentrada kN
Edifícios comerciais, corporativos e de escritórios	Salas de uso geral e sanitários	2,5	–
	Regiões de arquivos deslizantes	5	–
	Call center	3	–
	Corredores dentro de unidades autônomas	2,5	–
	Corredores de uso comum	3	–
	Áreas técnicas (ver item nesta Tabela)		
	Jardins (ver item nesta Tabela)		

Fonte: ABNT NBR 6120 (2019).

3.1.7 Caracterização do local de construção da estrutura

Para fins de dimensionamento, caracterizou-se o local da edificação, relativo às disposições de solo e de força de vento, conforme descrito nos itens 3.1.7.1 e 3.1.7.2.

3.1.7.1 Solo

Considerou-se, no local fictício da edificação, um solo argiloso semi-rijo, com tensão admissível para combinações fundamentais de 1,5 kgf/cm² (150 kPa).

3.1.7.2 Vento

Para a definição do esforço provocado na edificação pelas forças de vento, realizou-se as definições a seguir.

A velocidade básica do vento (V_0) foi definida como 35,0 m/s, considerando a edificação na região sudeste do Brasil, conforme o mapa de isopletras do país (Figura 3). O fator topográfico S_1 , relacionado ao tipo de relevo do terreno, foi considerado

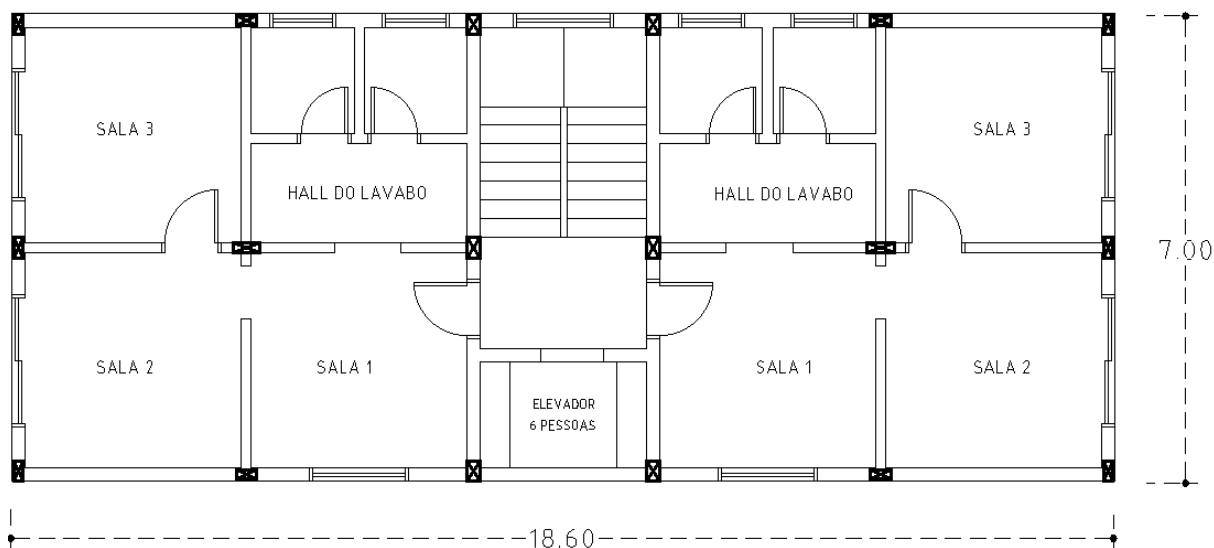
como 1,0 (terreno plano ou fracamente acidentado), conforme a Figura 4. O fator S_2 foi considerado como categoria 4 e classe B (Tabela 1 e Tabela 2), sendo este fator calculado pelo programa computacional automaticamente, pois depende diretamente da altura da edificação, a qual sofreu acréscimos, como será explicitado mais a frente. O fator probabilístico S_3 foi definido como 1,0 (edificação para comércio e indústria com alto fator de ocupação), conforme Tabela 4.

3.2 Dimensionamentos da estrutura arbitrada

Após as definições da estrutura, realizou-se o dimensionamento computacional seguindo 3 modelos:

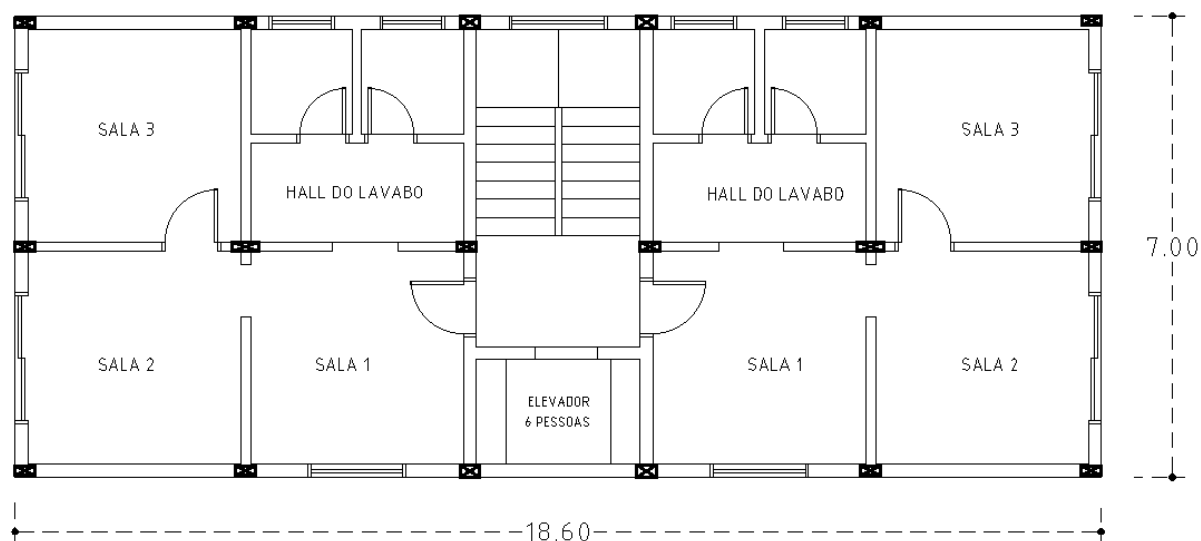
- modelo 1: lançamento padrão dos pilares, observando as normas técnicas (Figura 13);
- modelo 2: pilares lançados com maior inércia no eixo “x” (Figura 14); e
- modelo 3: pilares lançados com maior inércia no eixo “y” (Figura 15).

Figura 13 - Modelo 1 – lançamento padrão dos pilares



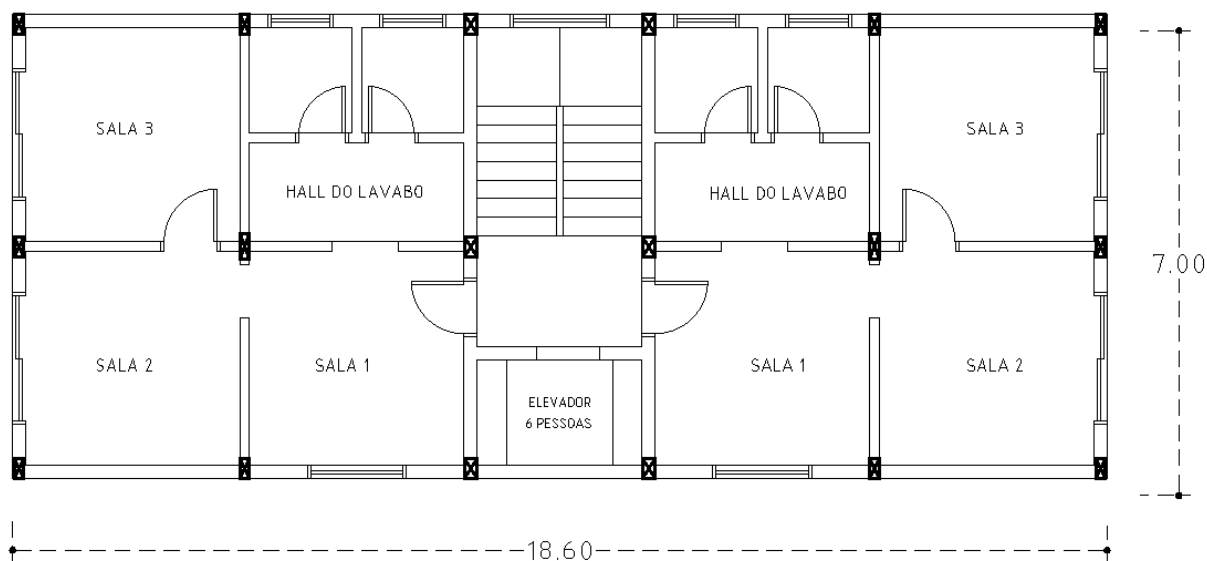
Fonte: do autor.

Figura 14 - Modelo 2 - pilares com maior inércia em "x"



Fonte: do autor.

Figura 15 - Modelo 3 - pilares com maior inércia em "y"



Fonte: do autor.

Por meio do programa computacional, depois de realizados todos os ajustes e verificações técnicas e normativas, tanto para o ELU e ELS, obteve-se os valores para o coeficiente γ_z conforme a Tabela 9.

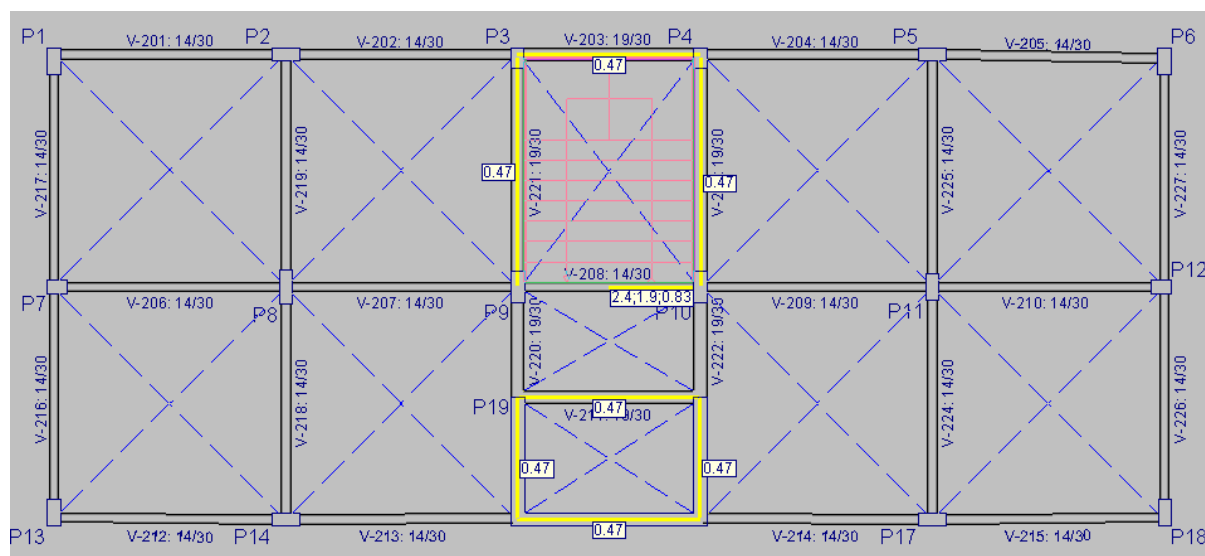
Tabela 9 - Valores de γ_z para modelos 1, 2 e 3 com 5 pavimentos

Nº pavimentos Lançamento estrutural	5 pavimentos	
	γ_z (direção x)	γ_z (direção y)
Modelo 1 (Padrão)	1,063	1,053
Modelo 2 (Pilares com maior inércia em 'x')	1,036	1,089
Modelo 3 (Pilares com maior inércia em 'y')	1,086	1,045

Fonte: do autor.

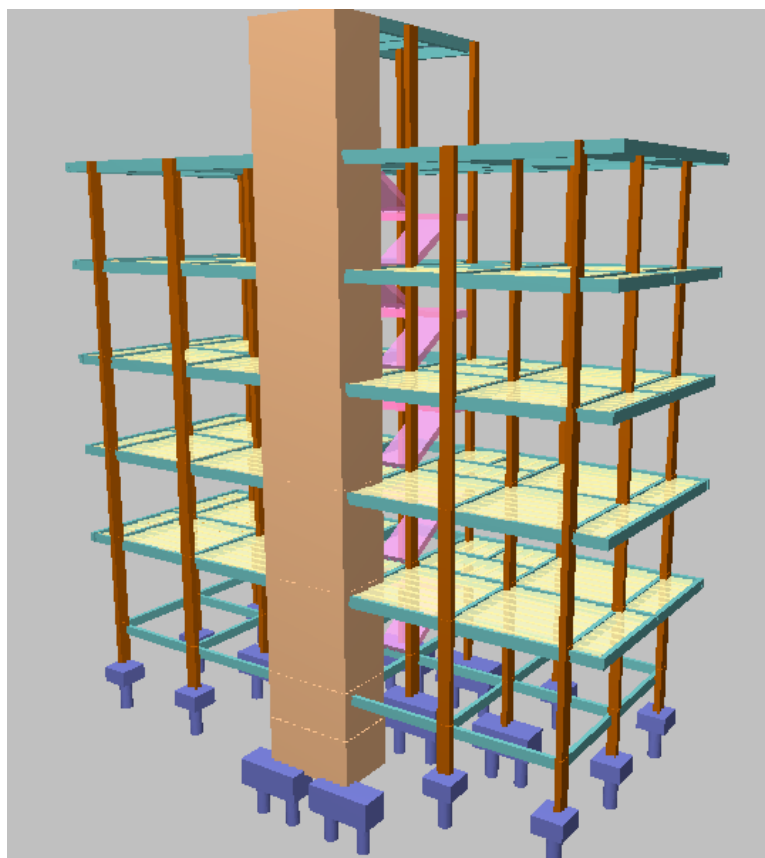
Em seguida, procedeu-se o mesmo dimensionamento dos modelos 1, 2 e 3 citados anteriormente, com um núcleo rígido de elevador, composto por uma estrutura de pilar parede. Na Figura 16 pode-se observar este dimensionamento do modelo 1 (lançamento padrão dos pilares) com o pilar parede (P19), bem como a projeção em três dimensões da referida estrutura na Figura 17.

Figura 16 – Planta do modelo 1 com pilar parede e 5 pavimentos



Fonte: do autor.

Figura 17 - Modelo 1 com pilar parede e 5 pavimentos (3D)



Fonte: do autor.

A Tabela 10 a seguir contém os coeficientes γ_z dos modelos 1, 2 e 3 com o núcleo rígido do elevador.

Tabela 10 - Valores de γ_z para modelos 1, 2 e 3 com 5 pavimentos e núcleo rígido

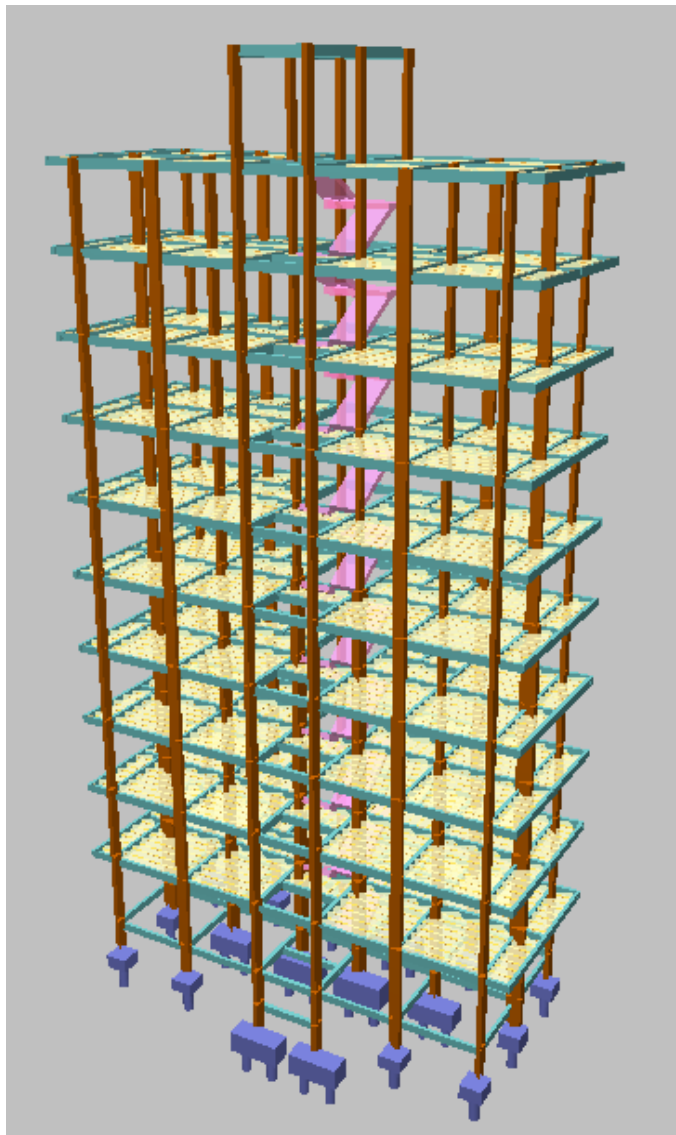
Lançamento estrutural \ N° pavimentos	5 pavimentos	
	γ_z (direção x)	γ_z (direção y)
Modelo 1 (Padrão) com núcleo rígido (elevador)	1,020	1,015
Modelo 2 (Pilares com maior inércia em 'x') com núcleo rígido (elevador)	1,017	1,018
Modelo 3 (Pilares com maior inércia em 'y') com núcleo rígido (elevador)	1,021	1,014

Fonte: do autor.

Seguindo a mesma linha de dimensionamento, realizou-se a alteração do número de pavimentos de 5 para 10 em todos os modelos da edificação arbitrada, inclusive com o pilar parede. A Figura 18 apresenta o dimensionamento do modelo 1 com 10 pavimentos sem pilar parede e a Figura 19 o dimensionamento do modelo 1 com 10

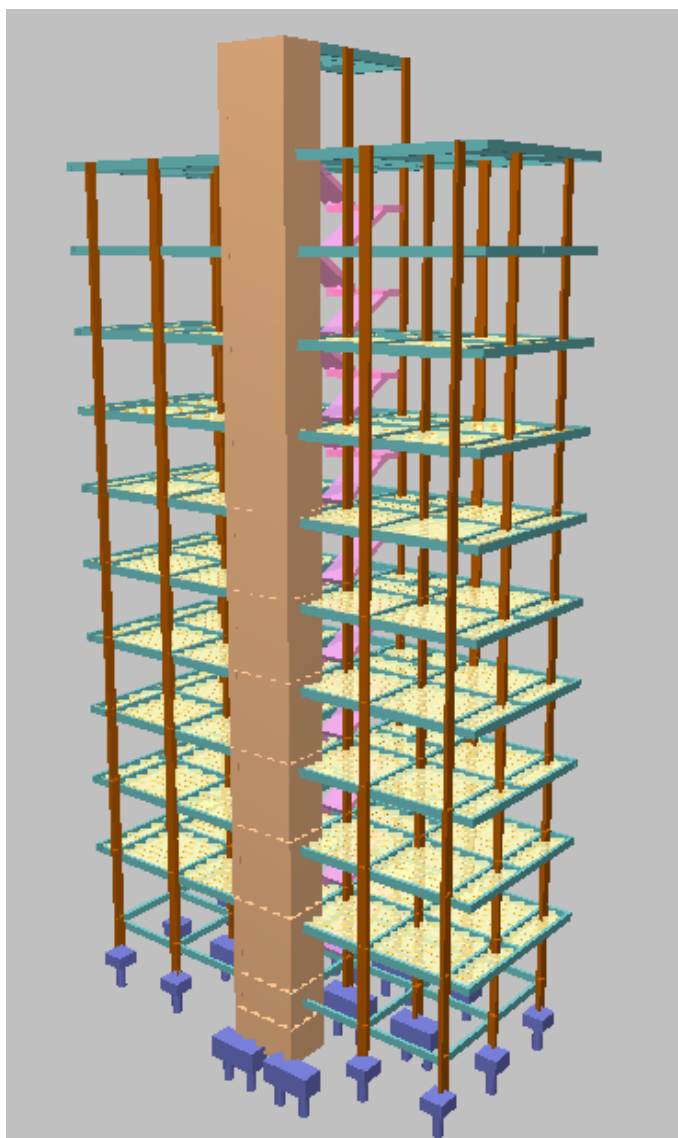
pavimentos e pilar parede. Desta forma, obteve-se o coeficiente γ_z das seis combinações possíveis da estrutura com 10 pavimentos.

Figura 18 - Modelo 1 com 10 pavimentos sem pilar parede



Fonte: do autor.

Figura 19 - Modelo 1 com 10 pavimentos e pilar parede



Fonte: do autor.

Destaca-se que todos os elementos componentes da estrutura foram dimensionados para atender ao ELU e ELS, como feito anteriormente, na edificação de 5 pavimentos. Os resultados do coeficiente γ_z da edificação arbitrada com 10 pavimentos constam da Tabela 11.

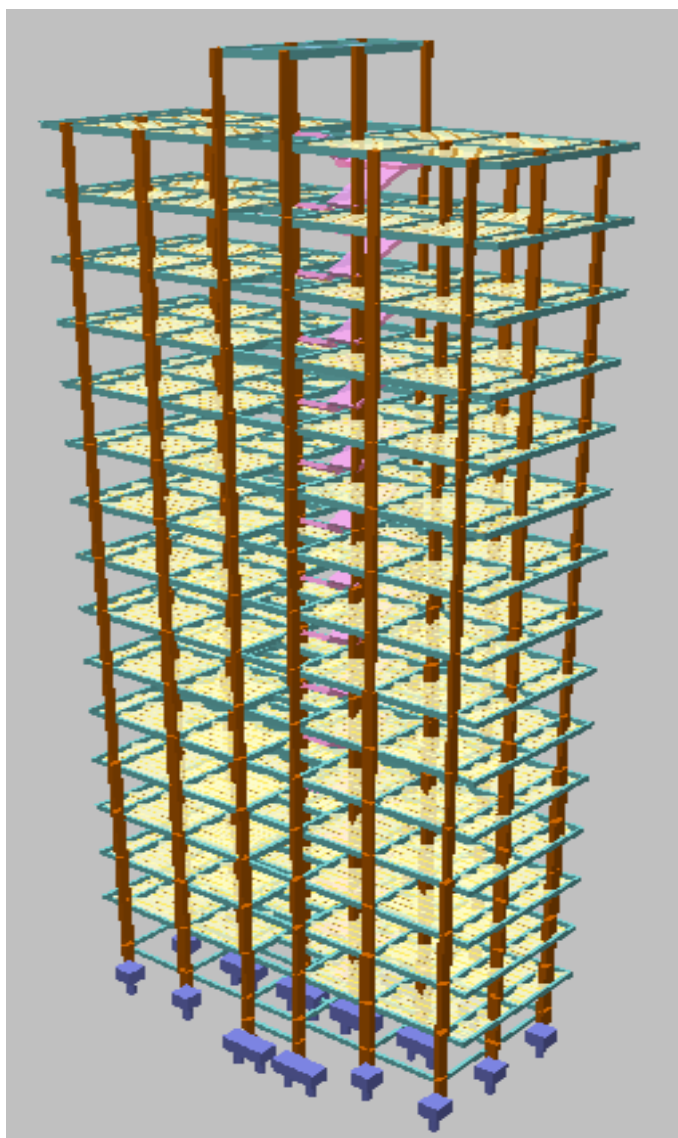
Tabela 11 - Valores de γ_z para modelos 1, 2 e 3 com 10 pavimentos (com e sem núcleo rígido)

Nº pavimentos Lançamento estrutural	10 pavimentos	
	γ_z (direção x)	γ_z (direção y)
Modelo 1 (Padrão)	1,085	1,074
Modelo 2 (Pilares com maior inércia em 'x')	1,060	1,130
Modelo 3 (Pilares com maior inércia em 'y')	1,114	1,062
Modelo 1 (Padrão) com núcleo rígido (elevador)	1,052	1,044
Modelo 2 (Pilares com maior inércia em 'x') com núcleo rígido (elevador)	1,041	1,058
Modelo 3 (Pilares com maior inércia em 'y') com núcleo rígido (elevador)	1,054	1,040

Fonte: do autor.

Em seguida, dimensionou-se os modelos da edificação arbitrada alterando-se o número de pavimentos de 10 para 15, fazendo-se os ajustes necessários para atendimento aos aspectos normativos e de segurança. A Figura 20 apresenta o modelo 1 de 15 pavimentos sem o núcleo rígido.

Figura 20 - Modelo 1 com 15 pavimentos sem pilar parede



Fonte: do autor.

Os valores do coeficiente γ_z para as 6 combinações da edificação de 15 pavimentos constam da Tabela 12.

Tabela 12 - Valores de γ_z para modelos 1, 2 e 3 com 15 pavimentos (com e sem núcleo rígido)

Nº pavimentos Lançamento estrutural	15 pavimentos	
	γ_z (direção x)	γ_z (direção y)
Modelo 1 (Padrão)	1,117	1,116
Modelo 2 (Pilares com maior inércia em 'x')	1,065	1,149
Modelo 3 (Pilares com maior inércia em 'y')	1,141	1,090
Modelo 1 (Padrão) com núcleo rígido (elevador)	1,068	1,065
Modelo 2 (Pilares com maior inércia em 'x') com núcleo rígido (elevador)	1,059	1,087
Modelo 3 (Pilares com maior inércia em 'y') com núcleo rígido (elevador)	1,072	1,055

Fonte: do autor.

Como pode-se observar na Tabela 12, o dimensionamento dos modelos 1, 2 e 3 sem o núcleo rígido não atendem ao coeficiente γ_z , pois apresentaram valores acima de 1,10. Devido a este fato, somente os modelos 1, 2 e 3 com o núcleo rígido foram dimensionados com 20 pavimentos. Os coeficientes γ_z destas 3 combinações constam na Tabela 13.

Tabela 13 - Valores de γ_z para modelos 1, 2 e 3 com 20 pavimentos com núcleo rígido

Nº pavimentos Lançamento estrutural	20 pavimentos	
	γ_z (direção x)	γ_z (direção y)
Modelo 1 (Padrão) com núcleo rígido (elevador)	1,097	1,099
Modelo 2 (Pilares com maior inércia em 'x') com núcleo rígido (elevador)	1,075	1,118
Modelo 3 (Pilares com maior inércia em 'y') com núcleo rígido (elevador)	1,115	1,092

Fonte: do autor.

3.3 Análise dos coeficientes γ_z obtidos nos dimensionamentos da estrutura arbitrada

Procedidos todos os dimensionamentos dos modelos 1, 2 e 3, conforme apresentado na seção 3.2, consolidou-se os resultados na Tabela 14 a seguir, visando a análise dos mesmos.

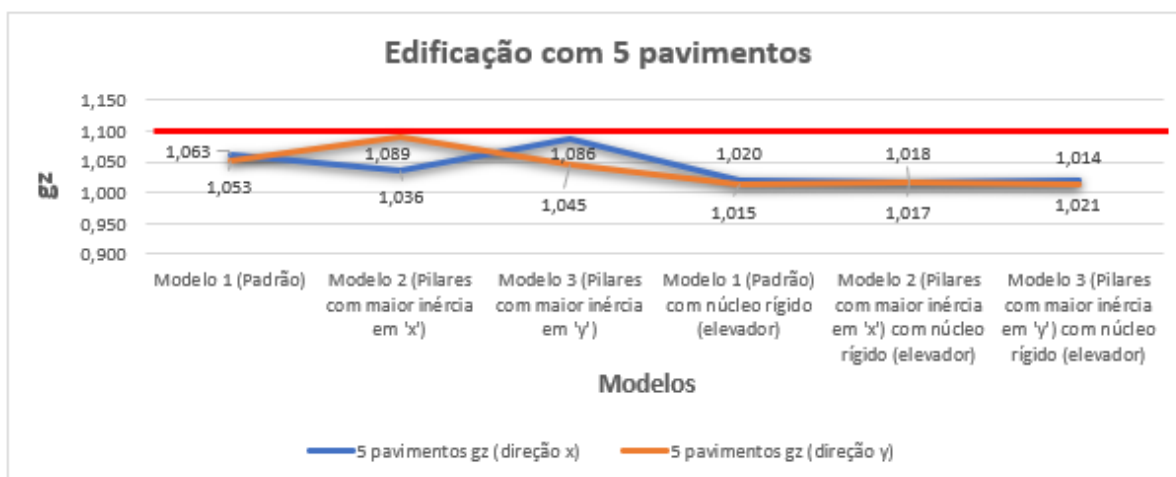
Tabela 14 - Valores de γ_z obtidos em todos os dimensionamentos da estrutura arbitrada

Nº pavimentos Lançamento estrutural	5 pavimentos		10 pavimentos		15 pavimentos		20 pavimentos	
	γ_z (direção x)	γ_z (direção y)	γ_z (direção x)	γ_z (direção y)	γ_z (direção x)	γ_z (direção y)	γ_z (direção x)	γ_z (direção y)
Modelo 1 (Padrão)	1,063	1,053	1,085	1,074	1,117	1,116	x	x
Modelo 2 (Pilares com maior inércia em 'x')	1,036	1,089	1,060	1,130	1,065	1,149	x	x
Modelo 3 (Pilares com maior inércia em 'y')	1,086	1,045	1,114	1,062	1,141	1,090	x	x
Modelo 1 (Padrão) com núcleo rígido (elevador)	1,020	1,015	1,052	1,044	1,068	1,065	1,097	1,099
Modelo 2 (Pilares com maior inércia em 'x') com núcleo rígido (elevador)	1,017	1,018	1,041	1,058	1,059	1,087	1,075	1,118
Modelo 3 (Pilares com maior inércia em 'y') com núcleo rígido (elevador)	1,021	1,014	1,054	1,040	1,072	1,055	1,115	1,092

Fonte: do autor.

Da análise da Tabela 14 observou-se que a estrutura arbitrada com 5 pavimentos não apresentou nenhum índice do coeficiente γ_z acima do limite normativo (1,10). Assim, pode-se concluir que para a estrutura com 5 pavimentos, o posicionamento dos pilares, embora tenha alterado o valor do coeficiente γ_z , não constitui fator preponderante na estabilidade da mesma, conforme gráfico da Figura 21. Ressalta-se ainda que o núcleo rígido não se torna necessário.

Figura 21 - Gráfico γ_z edificação com 5 pavimentos

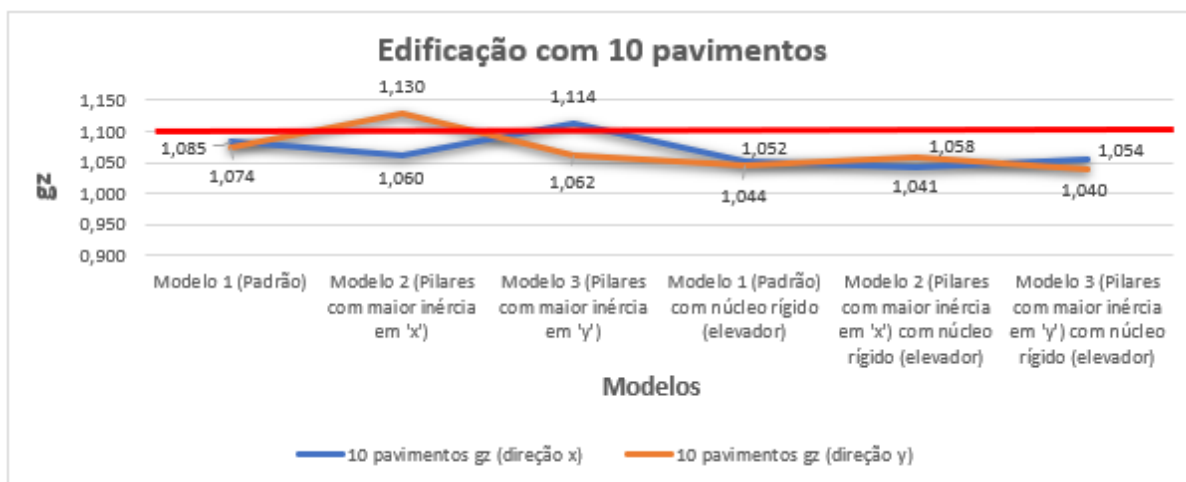


Fonte: do autor.

Já para a estrutura com 10 pavimentos, notou-se que o valor do coeficiente γ_z superou o limite estabelecido quando modelada sem o núcleo rígido com seus pilares lançados com maior inércia em “x” e em “y”. O modelo 2 (pilares com maior inércia em “x”) apresentou resultado 1,130 referente ao coeficiente γ_z na direção “y”. Já o modelo 3 (pilares com maior inércia em “y”) apresentou resultado de 1,114 referente ao coeficiente γ_z na direção “x”. O modelo 1 (padrão) atendeu ao critério normativo (Figura 22).

Ainda para a estrutura com 10 pavimentos, notou-se que a inserção do núcleo rígido tornou a estrutura estável, com o coeficiente $\gamma_z < 1,10$ em todos os 3 modelos. Assim, mesmo não sendo necessária a inserção do núcleo rígido, a construção do mesmo pode atender a critérios arquitetônicos de posicionamento dos pilares (todos em uma direção, se necessário), sem prejuízo da estabilidade da edificação.

Figura 22 - Gráfico γ_z edificação com 10 pavimentos

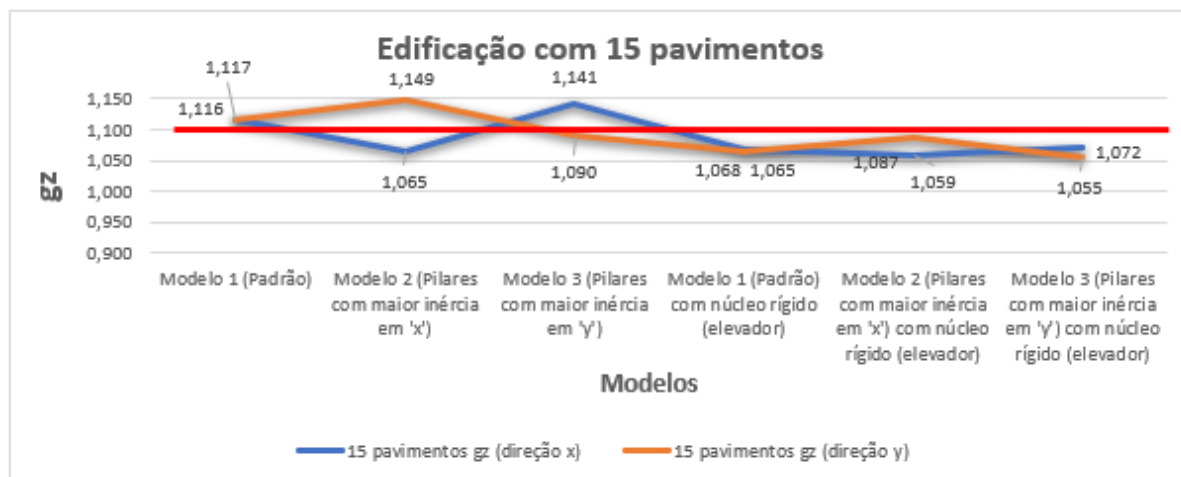


Fonte: do autor.

Sobrepondo mais 5 pavimentos na edificação, ou seja, passando agora para 15 pavimentos, notou-se que nenhum dos modelos sem o pilar parede atende ao coeficiente γ_z limite. O modelo 1 sem o pilar parede apresentou resultado acima do normativo nas duas direções. O modelo 2 (pilares com maior inércia em “x”) apresentou resultado acima do limite do coeficiente γ_z na direção “y” e o modelo 3 (pilares com maior inércia em “y”) apresentou resultado anormal do coeficiente γ_z na direção “x” (Figura 23).

A edificação de 15 pavimentos com núcleo rígido apresentou coeficiente γ_z abaixo de 1,10 em todos os 3 modelos, com relativa margem.

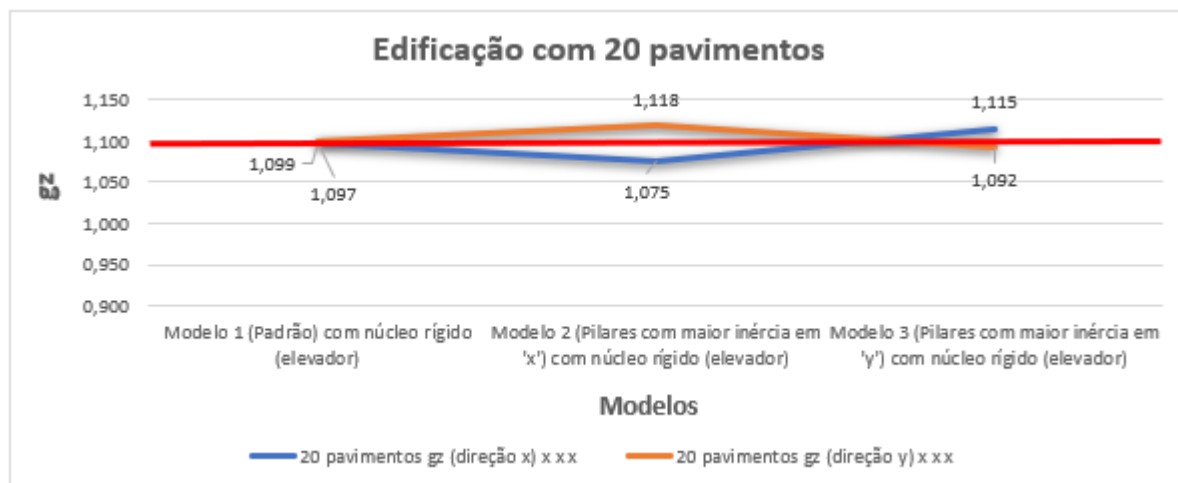
Figura 23 - Gráfico γ_z edificação com 15 pavimentos



Fonte: do autor.

Como nenhum dos 3 modelos sem o núcleo rígido da edificação de 15 pavimentos apresentou valor do coeficiente γ_z abaixo do limite, esses 3 modelos não foram dimensionados com 20 pavimentos.

Logo, alterou-se o número de pavimentos dos 3 modelos com núcleo rígido de 15 para 20 pavimentos. O modelo 1 (padrão) apresentou valores do coeficiente γ_z abaixo de 1,10 em ambas as direções. O modelo 2 apresentou γ_z acima do limite na direção “y” e o modelo 3 revelou γ_z maior que 1,10 na direção “x”.

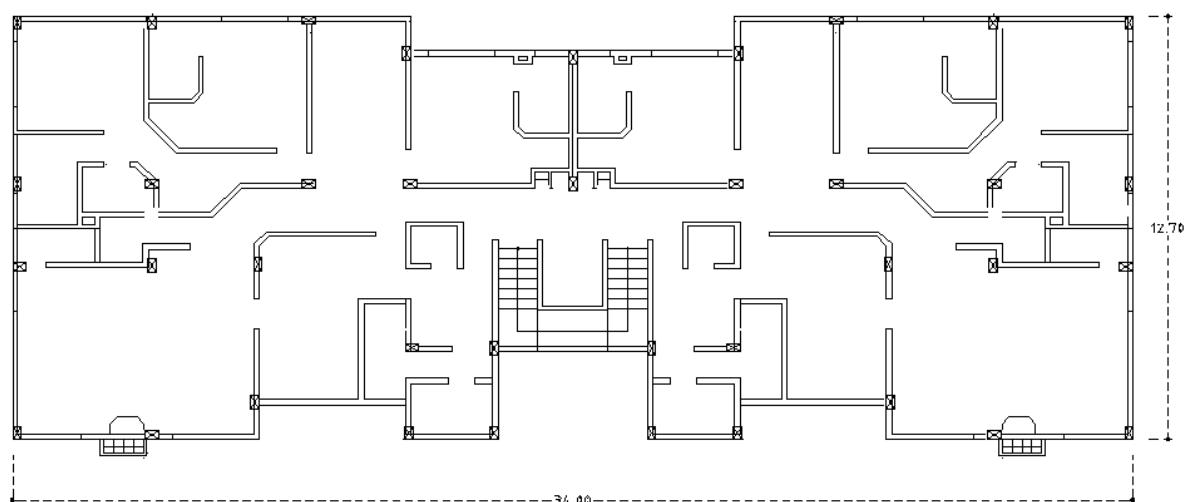
Figura 24 – Gráfico γ_z edificação com 20 pavimentos

Fonte: do autor.

4 DIMENSINAMENTO DA ESTRUTURA DE 10 PAVIMENTOS CONSTRUÍDA COM PILAR PAREDE

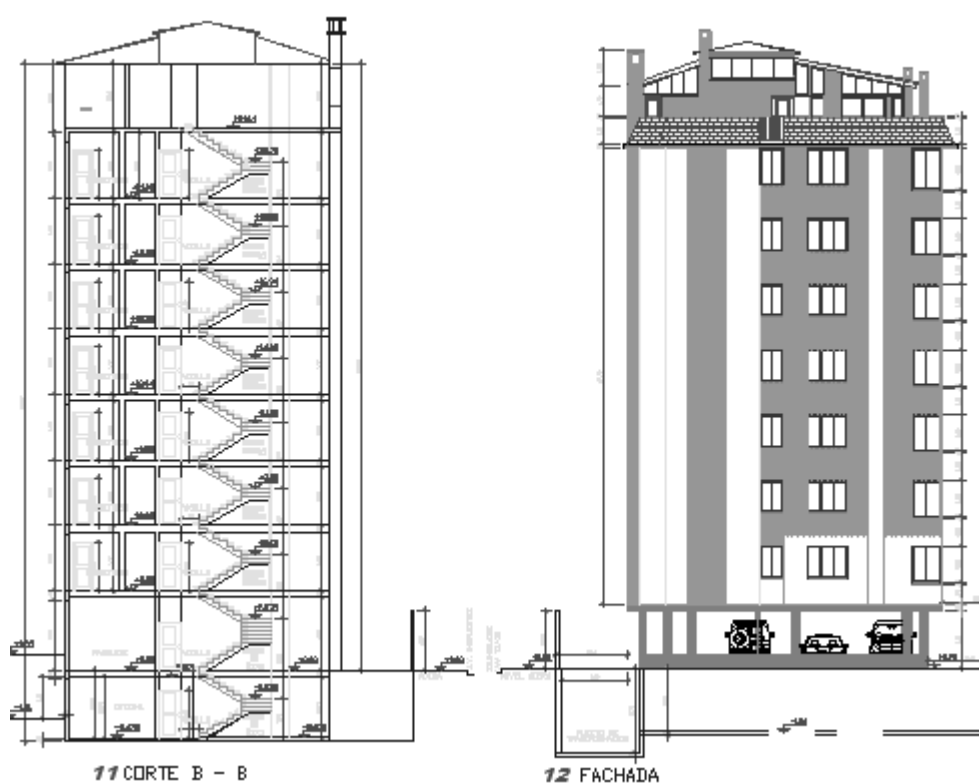
Após as observações elencadas no Capítulo 3, particularizou-se o estudo para uma edificação de concreto armado de 10 pavimentos, que possui um núcleo rígido de elevador. A escolha de tal edificação para estudo se justifica devido ao fato de que, conforme apresentado na Tabela 14, uma edificação com 10 pavimentos pode ser construída com o lançamento padrão dos pilares, com ou sem o núcleo rígido, pois em ambos os casos a edificação se mostrou indeslocável. A planta baixa do pavimento tipo é apresentada na Figura 25, bem como um corte e a fachada da estrutura na Figura 26.

Figura 25 - Planta baixa pavimento tipo edificação 10 pavimentos



Fonte: do autor.

Figura 26 - Corte e fachada da edificação de 10 pavimentos

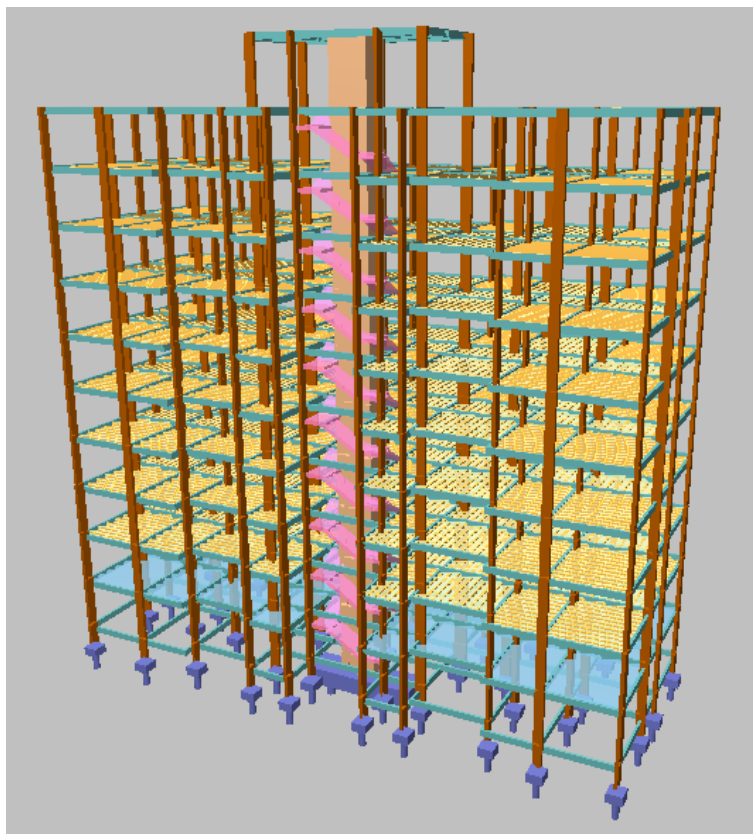


Fonte: do autor.

Para o dimensionamento da estrutura no software, utilizou-se os mesmos materiais de construção, as mesmas disposições do local da construção (vento e solo) e as mesmas considerações de pré-dimensionamento de seus elementos, ficando análoga à edificação que foi arbitrada anteriormente.

Inicialmente, a estrutura foi dimensionada como se encontra construída, com os pilares disposto conforme o projeto arquitetônico e com o núcleo rígido de elevador. A Figura 27 mostra a projeção da estrutura como foi edificada.

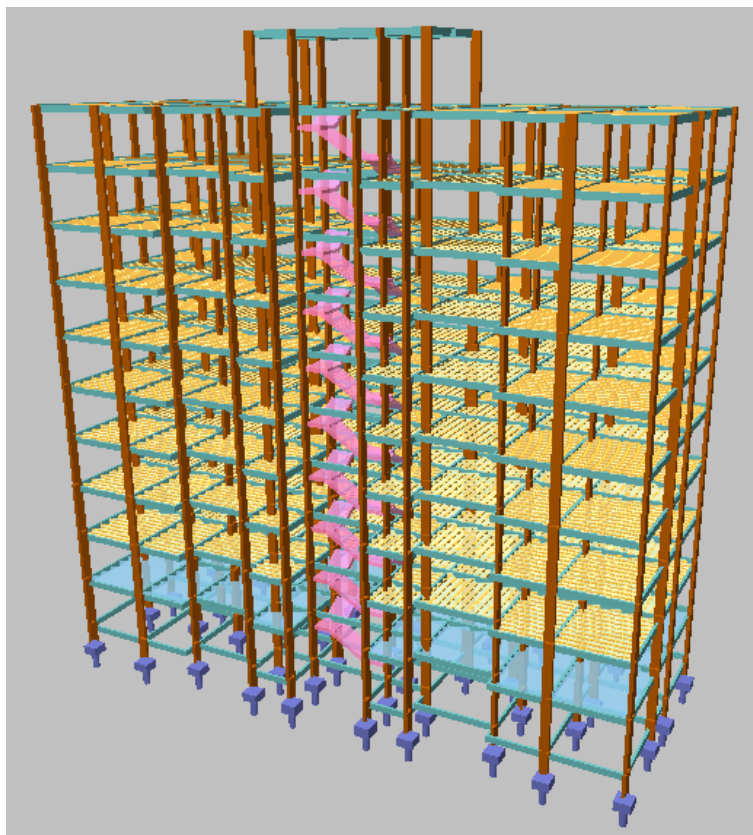
Figura 27 - Dimensionamento da edificação com núcleo rígido



Fonte: do autor.

Em seguida, realizou-se o dimensionamento da estrutura sem o seu núcleo rígido, com a mesma disposição dos pilares do projeto, conforme Figura 28.

Figura 28 - Dimensionamento da edificação sem o núcleo rígido

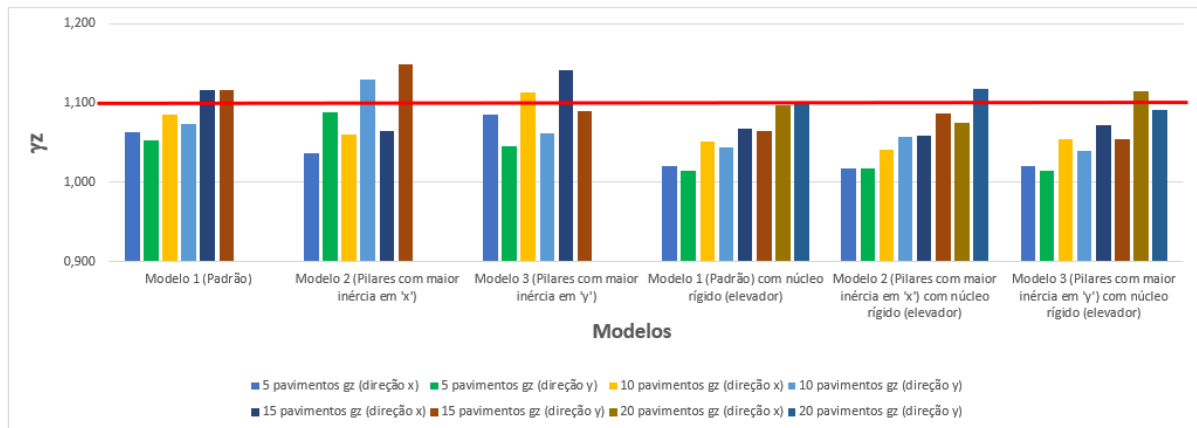


Fonte: do autor.

5 RESULTADOS E DISCUSSÕES

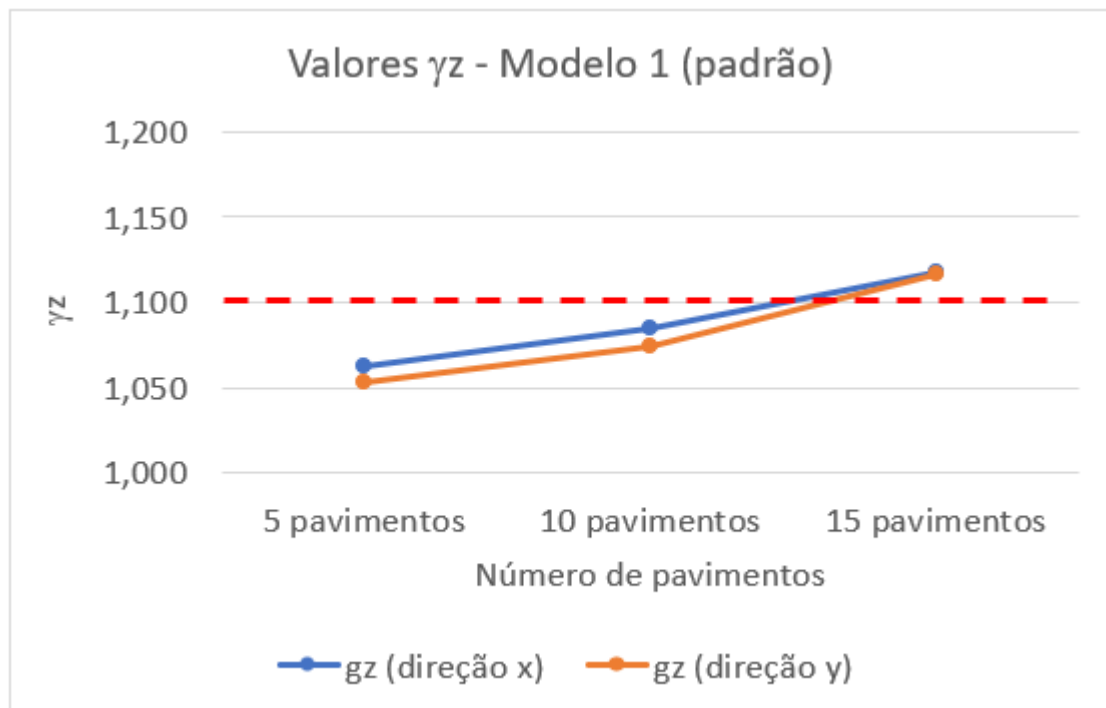
5.1 Coeficiente γ_z da estrutura arbitrada

A Figura 29 apresenta uma visão geral da variação dos valores do coeficiente γ_z da edificação arbitrada em todas as situações de dimensionamento, conforme o descrito no Capítulo 3 deste trabalho. A seguir debateu-se sobre cada modelo de dimensionamento, isoladamente.

Figura 29 - Valores finais de γ_z da edificação arbitrada

Fonte: do autor.

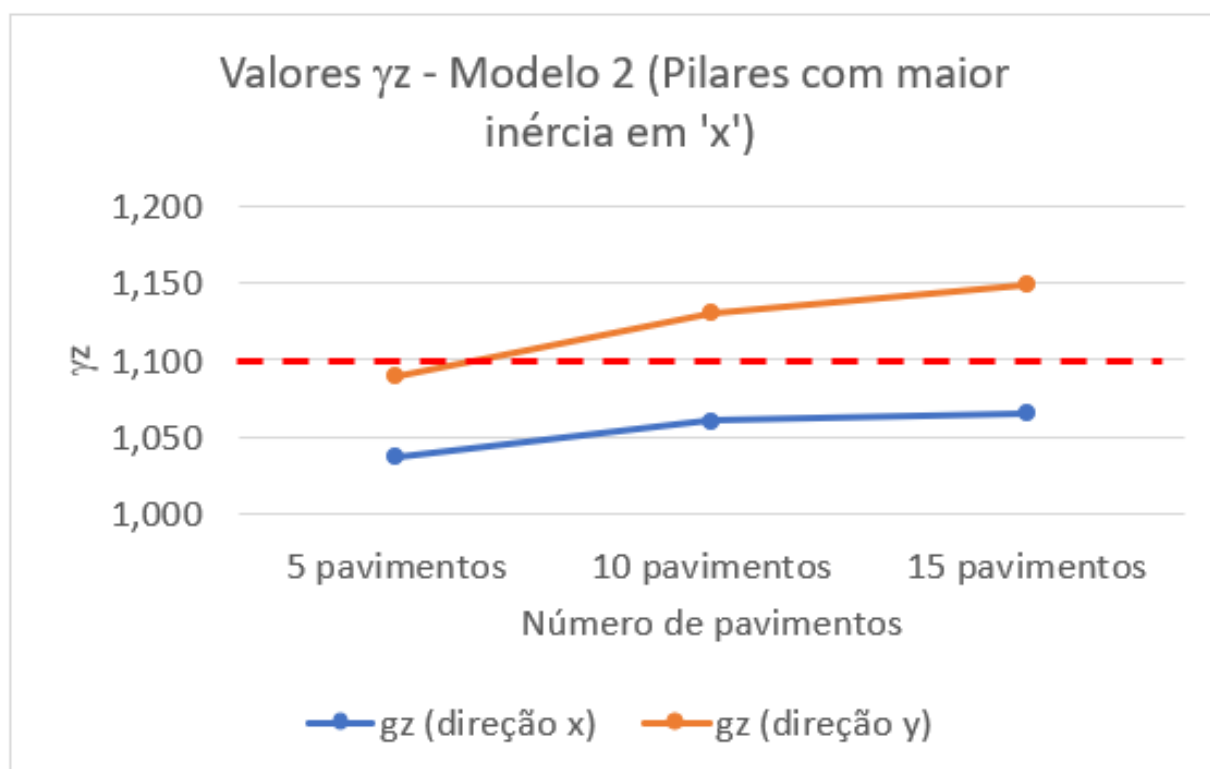
A Figura 30 apresenta os valores do coeficiente γ_z do modelo 1 (padrão) sem o núcleo rígido, com 5, 10 e 15 pavimentos. Notou-se que, para este modelo, os problemas de deslocabilidade começam a surgir a partir da modelagem da estrutura com 15 pavimentos, não havendo incidência de valores superiores ao limite do coeficiente γ_z na edificação com 5 e 10 pavimentos.

Figura 30 – Valores γ_z do modelo 1 (Padrão)

Fonte: do autor.

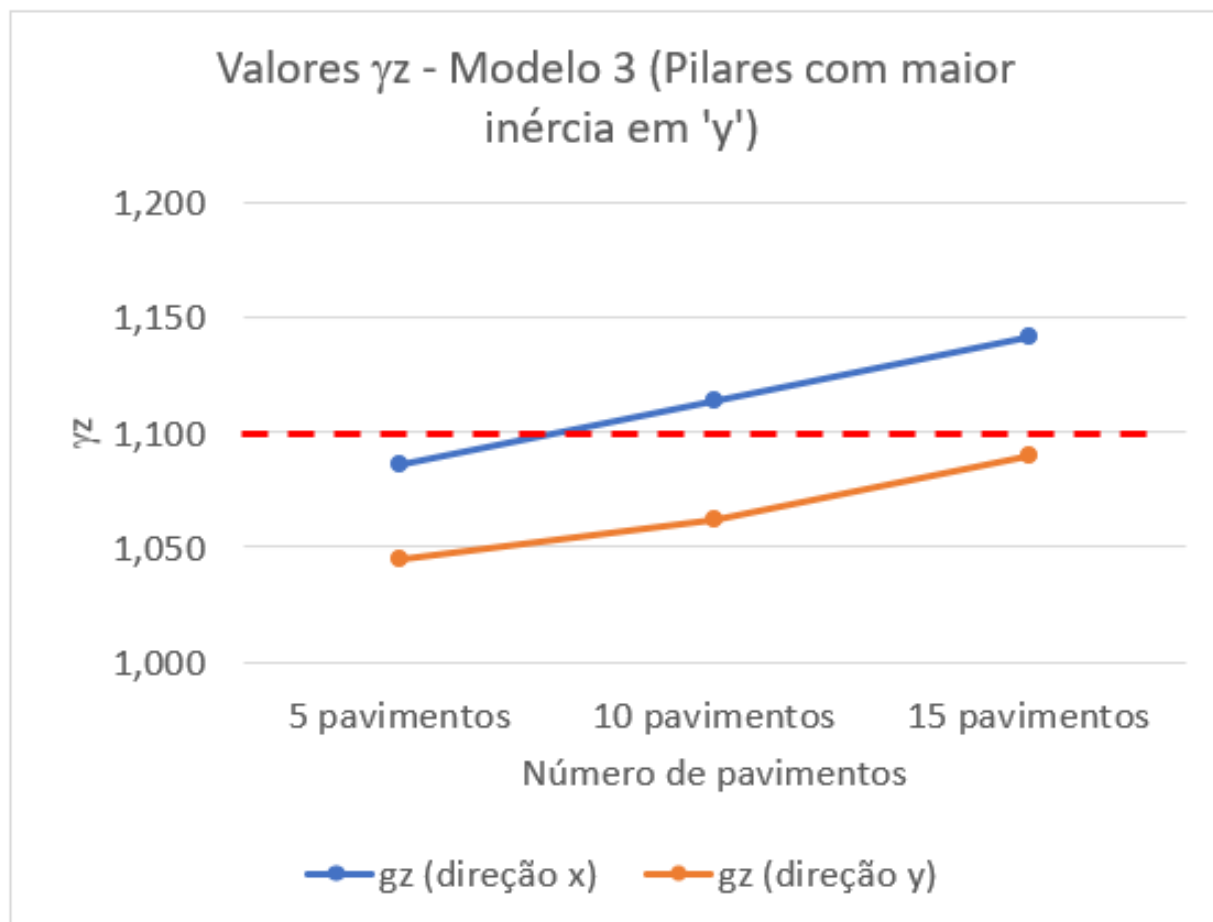
Para o modelo 2 (pilares com maior inércia em “x”) sem núcleo rígido, a edificação não apresentou instabilidade quando dimensionada com 10 pavimentos. O valor do coeficiente γ_z superou o limite na direção “y” no dimensionamento da edificação com 10 pavimentos, o que também ocorreu ao dimensionar este modelo com 15 pavimentos. O coeficiente γ_z ficou abaixo do limite na direção ‘x’ inclusive para a edificação com 15 pavimentos.

Figura 31 - Valores γ_z do modelo 2 (Pilares com maior inércia em ‘x’)



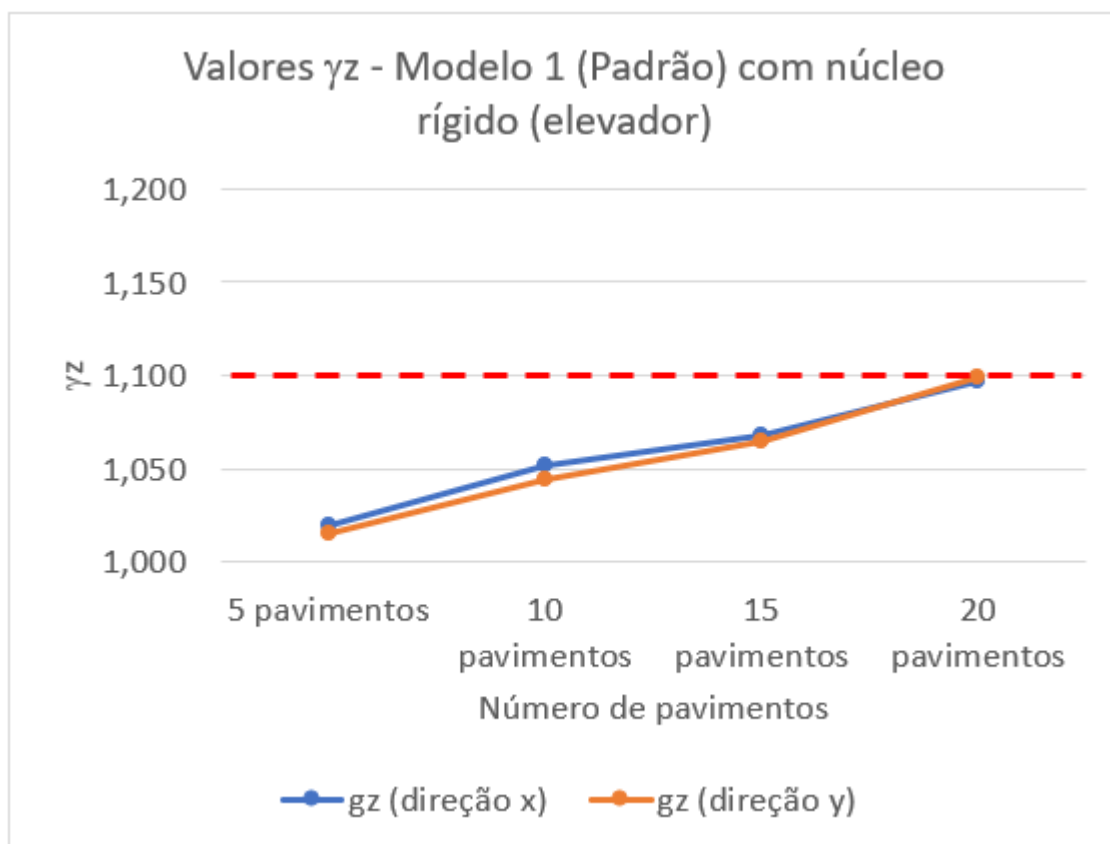
O modelo 3 (pilares com maior inércia em “y”) ainda sem o núcleo rígido, apresentou problemas a partir do dimensionamento com 10 pavimentos, com índice acima de 1,10 na direção “x”. Na direção “y”, a estrutura manteve-se indeslocável até 15 pavimentos, inclusive (Figura 32).

Figura 32 - Valores γ_z do modelo 3 (Pilares com maior inércia em 'y')



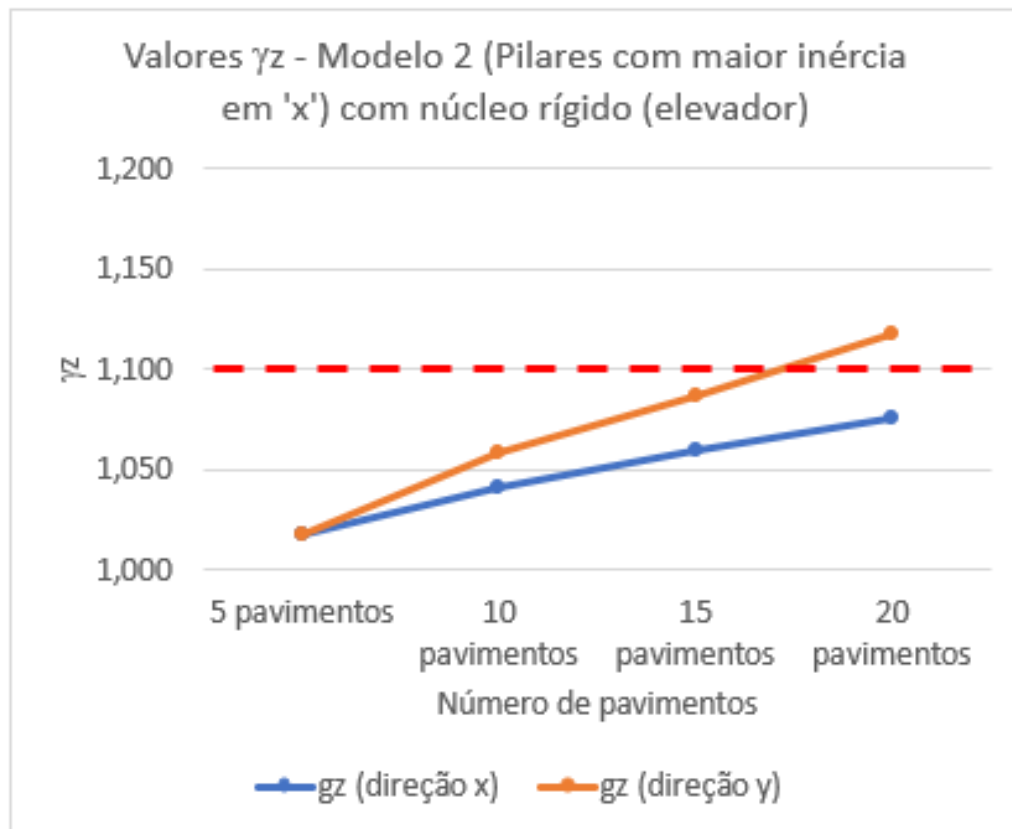
Para os modelos dimensionados com o núcleo rígido, observou-se que a inserção do pilar parede tornou a estrutura mais estável. O modelo 1 (Padrão) com núcleo rígido, mostrou-se indeslocável até 20 pavimentos, em ambas as direções, obtendo o valor de 1,097 para coeficiente γ_z na direção "x" e de 1,099 na direção "y", conforme Figura 33.

Figura 33 - Valores γ_z do modelo 1 (Padrão) com núcleo rígido



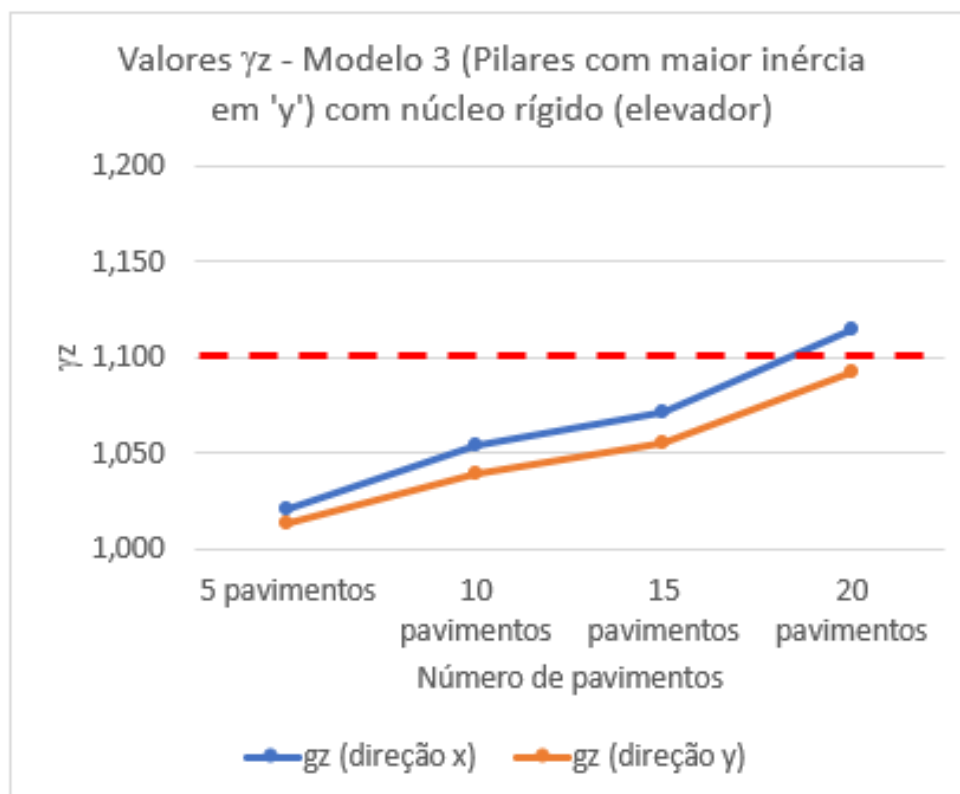
Para o modelo 2 (maior inércia em “x”) com o núcleo rígido, a edificação atendeu ao limite do coeficiente γ_z na direção “x” para 20 pavimentos. Na direção “y”, o coeficiente superou o valor limite somente para a edificação modelada com 20 pavimentos (Figura 34).

Figura 34 - Valores γ_z do modelo 2 (Pilares com maior inércia em 'x') com núcleo rígido



O modelo 3 (maior inércia em “y”) com o núcleo rígido, ocorreu situação análoga ao modelo 2. No sentido de maior inércia, a edificação mostrou-se indeslocável, neste caso na direção “y”. Já o coeficiente γ_z na direção “x” superou o valor limite na edificação de 20 pavimentos (Figura 35).

Figura 35 - Valores γ_z do modelo 3 (Pilares com maior inércia em 'y') com núcleo rígido



Fonte: do autor.

Assim, da análise da edificação arbitrada concluiu-se que, para a edificação até 5 pavimentos, não existe a necessidade de inserção do núcleo rígido, pois os valores do coeficiente γ_z ficaram abaixo de 1,10 em todos os 3 modelos de alocação dos pilares.

O aumento do número de pavimentos de 5 para 10 requer atenção se a edificação não possuir o núcleo rígido. Com o núcleo rígido, a influência do posicionamento dos pilares não implica na deslocabilidade da estrutura. Sem o núcleo rígido, o posicionamento dos pilares segundo o modelo 1 (Padrão) atende ao limite do coeficiente γ_z normativo. Contudo, sem o núcleo rígido, os modelos 2 e 3, que possuem pilares com maior inércia em “x” e “y” respectivamente, apresentaram deslocabilidade nas direções de menor inércia. Dessa análise da edificação de 10 pavimentos do modelo 1 (padrão), que obteve valores do coeficiente γ_z abaixo de 1,10 com e sem o núcleo rígido, resultou a escolha da edificação de 10 pavimentos para análise.

Com 15 pavimentos, o núcleo rígido tornou-se essencial para a estabilidade da estrutura, pois nenhum modelo, sem o pilar parede, atendeu ao critério normativo. Com o núcleo rígido, todos os modelos apresentaram valores do coeficiente γ_z abaixo de 1,10.

Já com 20 pavimentos, somente o modelo 1 (Padrão) atende aos critérios normativos do coeficiente γ_z , pois o modelo 2 (Pilares com maior inércia em “x”) apresentou coeficiente γ_z de 1,118 na direção “y” e o modelo 3 (Pilares com maior inércia em “y”) o valor foi de 1,115, valores que pouco superaram o limite normativo. Logo, ressalta-se que, para este dimensionamento com 20 pavimentos, um pequeno ajuste no lançamento dos pilares poderia reduzir esses índices que superaram o limite e tornar a edificação indesejável.

5.2 Coeficiente γ_z da estrutura 10 pavimentos construída com núcleo rígido

Os índices dos coeficientes γ_z da edificação de 10 pavimentos construída com o núcleo rígido e o índice da mesma edificação, sem o pilar parede, dimensionada computacionalmente, constam da Tabela 15.

Tabela 15 - Valores γ_z da edificação construída

Nº pavimentos Lançamento estrutural	10 pavimentos	
	γ_z (direção x)	γ_z (direção y)
Edificação com núcleo rígido	1,050	1,060
Edificação sem núcleo rígido	1,095	1,075

Fonte: do autor.

Na Tabela 15 nota-se que o dimensionamento da estrutura sem o núcleo rígido atende ao critério normativo do coeficiente γ_z , sendo o coeficiente na direção “x” no valor de 1,095 e na direção “y” no valor de 1,075.

Especialmente na direção “x”, a retirada do pilar parede representou um aumento significativo no coeficiente nesta direção (de 1,050 para 1,095). Entende-se este aumento devido ao fato de que a maior dimensão da edificação esteja nesse sentido. Apesar desse acréscimo proveniente do dimensionamento sem o núcleo rígido, o índice obtido ainda ficou abaixo do limite estabelecido em norma.

Uma possível explicação para a construção possuir o núcleo rígido, segundo Pereira (2000), é que, na prática, a rigidez real do núcleo resistente ainda não é considerada por muitos escritórios de cálculo durante o processo de análise estrutural do edifício. Na maioria dessas estruturas de edifício, a modelagem do núcleo é feita de maneira incorreta, ou seja, incoerente com o comportamento estrutural deste elemento.

Portanto, o núcleo rígido não se mostrou rigorosamente necessário para esta edificação construída com o pilar parede, pois de acordo com o dimensionamento computacional, a edificação é indeslocável, mesmo sem a presença desse elemento. Logo, devido às dimensões do núcleo construído, procedeu-se uma análise quantitativa do material necessário para a edificação com e sem o elemento.

5.3 Custos e consumo de material na edificação construída

Após a verificação de que a edificação poderia ser construída sem o pilar parede, é viável avaliar os quantitativos de materiais usados na construção, em particular aço e concreto. Assim, realizou-se o levantamento computacional do quantitativo desses materiais, conforme Tabela 16.

Tabela 16 - Quantitativos de materiais

Material Edificação	Volume concreto (m ³)	Barras aço (kg)
Sem núcleo rígido	128,04	17910,00
Com núcleo rígido	176,11	21551,00
Diferença consumo	48,07	3641,00

Fonte: do autor.

Analisando-se a tabela anterior, notou-se uma redução significativa dos materiais (concreto e aço) para a construção sem o núcleo rígido em relação à edificação com o pilar parede.

Após levantamento dos quantitativos, procedeu-se a verificação dos custos de cada material junto à tabela do Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices da Construção Civil (SINAPI), do mês de setembro de 2022, da Caixa Econômica Federal, conforme Tabela 17.

Tabela 17 – Valores de aço e concreto C25 (SINAPI)

00043054	ACO CA-25, 10,0 MM, OU 12,5 MM, OU 16,0 MM, OU 20,0 MM, OU 25,0 MM, VERGALHAO	KG	CR	11,14
00034872	CONCRETO AUTOADENSAVEL (CAA) CLASSE DE RESISTENCIA C25, ESPALHAMENTO SF2, INCLUI SERVICO DE BOMBEAMENTO (NBR 15823)	M3	CR	647,96

Fonte: SINAPI 09/22 (Adaptada)

De posse dos valores do SINAPI e dos quantitativos dos materiais, elaborou-se a Tabela 18 a seguir, com o custo total de cada um desses materiais.

Tabela 18 - Custo de aço e concreto

Material Edificação	Concreto (C25)			Aço (CA50)		
	Volume (m³)	Preço (m³)	Custo	Quantidade (kg)	Preço (kg)	Custo
Sem núcleo rígido	128,04	R\$ 647,96	R\$ 82.964,80	17910	R\$ 11,14	R\$ 199.517,40
Com núcleo rígido	176,11		R\$ 114.112,24	21551		R\$ 240.078,14

Fonte: do autor.

Verificou-se que a edificação, ao ser construída com o núcleo rígido, apresentou um consumo maior de concreto de cerca de 38%, em relação à construção sem o núcleo rígido. Em relação ao quantitativo de aço, a edificação teve um consumo maior de 20%, conforme Tabela 19.

Tabela 19 - Diferença custo dos materiais

Material Edificação	Custo	
	Concreto	Aço
Sem núcleo rígido	R\$ 82.964,80	R\$ 199.517,40
Com núcleo rígido	R\$ 114.112,24	R\$ 240.078,14
Diferença	R\$ 31.147,44	R\$ 40.560,74
Diferença %	38%	20%

Fonte: do autor.

Finalmente, conclui-se que a construção com o núcleo rígido gerou um custo adicional de R\$ 71.708,18, sendo R\$ 31.147,44 relativo ao concreto C25 e R\$ 40.560,74 de gastos com aço CA50, valores relativamente consideráveis para um empreendimento de 10 pavimentos.

6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Da análise estrutural de todas as combinações realizadas na edificação arbitrada, conclui-se que tal estrutura, quando dimensionada com 10 pavimentos e com o lançamento dos pilares segundo o recomendado em norma (modelo 1), manteve-se indeslocável, tendo em vista que os índices do coeficiente γ_z obtidos ficaram abaixo do limite. Tal situação de nós fixos foi constatada nesse dimensionamento com e sem o núcleo rígido, concluindo-se que para tais dimensões, não é necessário a inserção desse elemento de contraventamento.

Após a constatação anterior, tomou-se a estrutura construída de 10 pavimentos, com seu respectivo lançamento estrutural. Os valores do coeficiente γ_z para essa estrutura ficaram abaixo de 1,10 com o núcleo rígido e sem o mesmo. Após a verificação da indeslocabilidade da estrutura em ambas situações, realizou-se o levantamento de materiais construtivos (concreto e aço), para a edificação com e sem o pilar parede.

Observou-se que a estrutura construída com o núcleo rígido apresentou um consumo de concreto 38% a mais do que se tivesse sido construída sem tal elemento de contraventamento. Já o aço apresentou um consumo de mais 20%. Em valores, a construção sem o núcleo rígido geraria uma economia de mais de R\$ 70.000,00 relativos ao consumo de concreto e aço.

Para trabalhos futuros, sugere-se o estudo, além do impacto de disposição de pilares e núcleo rígido na estabilidade da estrutura, a verificação da rigidez resultante de variados tipos de lajes e também de alterações nas seções transversais das vigas da edificação. Outro possível tópico para estudo é estabelecer uma relação entre o aumento de dimensões de uma edificação, tanto horizontais quanto verticais, e a variação do coeficiente γ_z vinculado à essas alterações.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ARAÚJO, J.M. **Curso de concreto armado**. 4. ed. Rio Grande: Dunas, 2014. v.3.

ARAÚJO, SILAS OLIVEIRA. **Análise da estabilidade global de estruturas de concreto armado da cidade de Goiânia**. Orientador: Janes Cleiton Alves de Oliveira. 2016. 59 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Bacharelado em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Goiás, Goiânia, 2016.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6120**: Cargas para o cálculo de estruturas de edificações – Procedimento. 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 8522**: Concreto – determinação dos módulos estáticos de elasticidade e deformação à compressão. Rio de Janeiro, 2017.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8953**: Concreto para fins estruturais. Rio de Janeiro, 2015.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 14724**: Informação e documentação – Trabalhos acadêmicos - Apresentação. Rio de Janeiro, 2011.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 15270-1**: Componentes cerâmicos – Blocos e tijolos para alvenaria- Parte 1: Requisitos. Rio de Janeiro, 2005.

BLESSMAN, J. **Introdução ao estudo das ações dinâmicas do vento**. 2.ed. Porto Alegre: Editora da UFRGS, 2005.

BUENO, M. M. E. **Avaliação dos parâmetros de instabilidade global em estruturas de concreto armado**. 2009. 105 f. Dissertação (Mestrado em Estruturas e Construção Civil) - Faculdade de tecnologia, Universidade de Brasília, Brasília, 2009.

DI PIETRO, J. E. **O conhecimento qualitativo das estruturas das edificações na formação do arquiteto e do engenheiro**. 2000. 192 f. Tese (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Produção, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2000.

FRANCO, M. e VASCONCELOS, A. C. de. (1991) **Practical assessment of second order effects in tall buildings**, In: Colloquium on the CEB-FIP MC 90, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ.

FREITAS, F C; LUCHI, L A R; FERREIRA, W G. Análise da estabilidade global das estruturas e ações de controle dos seus efeitos. **Revista Ibracon de Estruturas e Materiais**, Vitória, v. 9, n. 2, p. 192-213, 10 jun. 2015.

FTOOL – **Two-Dimensional Frame Analysis Tool**. Educational Version 2.12. PUC. Rio de Janeiro. 2008.

HAAG, Carlos. Uma cidade feita de suor e aço. **Pesquisa Fapesp**, São Paulo, v. 5, n. 180, p. 82-87, 01 fev. 2011. Disponível em: <https://revistapesquisa.fapesp.br/wp-content/uploads/2012/05/082-087-180.pdf>. Acesso em: 02 ago. 2022.

KIMURA, Alio. **Informática aplicada a estruturas de concreto armado**. 2. ed. ampl. e atual -- São Paulo: Oficina de Textos, 2018.

LACERDA, Maiza Moana Silva; FLORÊNCIO, Ágatha Cristine; SILVA, Wellington Andrade da; DELALIBERA, Rodrigo Gustavo. Avaliação dos critérios para análise da estabilidade global em edifícios de concreto armado: Estudo de caso. **REEC - Revista Eletrônica de Engenharia Civil**, Goiânia, v. 9, n. 2, p. 24-37, 09 out. 2014. Disponível em: <https://www.revistas.ufg.br/reec/article/view/28875>. Acesso em: 03 jun. 2022.

LACERDA, M. M. S. **Análise da estabilidade global em estruturas de concreto armado**. 2013. 74 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil)-Universidade Federal de Goiás – Campus Catalão, Catalão, 2013.

MARTHA, L. F. C. R. **Análise de estruturas: conceitos e métodos básicos**. Rio de Janeiro: Elsevier, 2010.

MONCAYO, Winston Junior Zumaeta. **Análise de segunda ordem global em edifícios com estrutura de concreto armado**. 2011. 219 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2011.

MOURA, G. R. DE; JUNIOR, W. S. S. **Transformações e Tendências Na História da Engenharia Civil: Do Trabalho Manual À Sustentabilidade**. 2013.

OLIVEIRA, D. M. **Parâmetros de instabilidade global das estruturas de concreto armado segundo a nova NBR-6118**. 2002. 153 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) - Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2002.

ONOUYE, Barry S.; ZUBERBUHLER, Douglas; CHING, Francis D. K.. **Sistemas Estruturais Ilustrados: Padrões, Sistemas e Projeto**. 2015. 352 p. 2. ed. Brasil: Bookman.

PACHECO JÚNIOR, Wilson. **Construindo o futuro de olho no passado: a história da construção civil no Brasil**. 2020. Revista Obra Prima. Disponível em: <https://blog.obraprimaweb.com.br/a-historia-da-construcao-civil-no-brasil/>. Acesso em: 02 ago. 2022.

PEREIRA, Ana C. O. **Estudo da Influência da Modelagem Estrutural do Núcleo nos Painéis de Contraventamento de Edifícios Altos**. 2000. 148 p. Trabalho de

Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) - Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo. 2000.

PINTO, Rivelli da Silva. **Análise não-linear das estruturas de contraventamento de edifícios em concreto armado**. 2002. 204 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos, São Carlos, 2002.

RAMALHO, Marcio A; CORRÊA, Márcio R. S. **Projeto de edifícios de alvenaria estrutural**. São Paulo: Pini, 2003.

RIBEIRO, J. F. **Estabilidade global em edifícios: Análise dos efeitos de segunda ordem nas estruturas de concreto**. 2010. 82f. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) - Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2010.

SÁLES, J. J.; NETO MUNAIR, J.; MALITE, M.; DIAS, A. A. GONÇALVES, R. M. **Sistemas Estruturais: teoria e exemplos**. SET/EESC/USP, 2005.

FEDERAL, Caixa Econômica. **SINAPI – Índice da Construção Civil**. Brasil, Governo Federal. Disponível em:< http://www1.caixa.gov.br/gov/gov_social/municipal/programa_des_urbano/SINAPI/index.asp>

TEIXEIRA, Guilherme Pala. **Concreto Armado 2**, 2021. Notas de aula – Centro Federal de Educação Tecnológica de Minas Gerais Campus Varginha.

WORDELL, Fernando. **Avaliação da instabilidade global de edifícios altos**. Dissertação (Mestrado Profissional em Estruturas) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2003.