

Heriki Jônatas Rodrigues dos Santos

AVALIAÇÃO DA ESTABILIDADE GLOBAL EM ESTRUTURAS DE
CONCRETO ARMADO COM O USO DE PÓRTICOS PLANOS COMO SISTEMA
DE CONTRAVENTAMENTO

Heriki Jônatas Rodrigues dos Santos

AVALIAÇÃO DA ESTABILIDADE GLOBAL EM ESTRUTURAS DE
CONCRETO ARMADO COM O USO DE PÓRTICOS PLANOS COMO SISTEMA
DE CONTRAVENTAMENTO

Trabalho de Conclusão de Curso (TCC) II elaborado e
apresentado como requisito parcial para obtenção do
título de bacharel em Engenharia Civil pelo Centro
Universitário Luterano de Palmas (CEULP/ULBRA).

Orientador: Prof. M.e Roldão Pimentel de Araújo Júnior

Palmas – TO
2020

Heriki Jônatas Rodrigues dos Santos

AVALIAÇÃO DA ESTABILIDADE GLOBAL EM ESTRUTURAS DE
CONCRETO ARMADO COM O USO DE PÓRTICOS PLANOS COMO SISTEMA
DE CONTRAVENTAMENTO

Trabalho de Conclusão de Curso (TCC) II elaborado
e apresentado como requisito parcial para obtenção
do título de bacharel em Engenharia Civil pelo Centro
Universitário Luterano de Palmas (CEULP/ULBRA).

Orientador: Prof. MSc. Roldão Pimentel de Araújo
Júnior

Aprovado em: ____/____/____

BANCA EXAMINADORA

Prof. MSc. Roldão Pimentel de Araújo Júnior

Orientador

Centro Universitário Luterano de Palmas – CEULP

Prof. MSc. Daniel Iglesias de Carvalho

Avaliador

Centro Universitário Luterano de Palmas – CEULP

Prof. MSc. Denis Cardoso Parente

Avaliador

Centro Universitário Luterano de Palmas – CEULP

Palmas – TO

2020

A Deus, por todo amor, carinho e cuidado. Aos meus amados pais Jonas Pereira dos Santos e Marilene Rodrigues dos Santos por todo amor e suporte e aos meus irmãos Welliton Rodrigues dos Santos e Hellen Querén Rodrigues dos Santos por me alegrarem e motivarem a vencer os desafios da vida.

AGRADECIMENTOS

A Deus, o propósito de toda existência.

Ao professor Roldão Pimentel de Araújo Júnior, pela orientação e por todo o conhecimento transferido.

Aos meus amados pais Jonas Pereira dos Santos e Marilene Rodrigues dos Santos por todo suporte e amor em todas as fases da minha vida.

Aos meus queridos irmãos Welliton Rodrigues e Hellen Querén por todo carinho e motivação transferidos a min.

Ao meu querido amigo Anderson Neitzke Schellin, pela sua amizade e seu companheirismo durante a jornada acadêmica.

A toda minha família e a todos os que contribuíram diretamente ou indiretamente para a conclusão deste trabalho.

RESUMO

SANTOS, Heriki Jônatas Rodrigues. **Avaliação da estabilidade global em estruturas de concreto armado com o uso de pórticos planos como sistema de contraventamento**. 2020. 55 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Centro Universitário Luterano de Palmas, Palmas/TO, 2020.

O avanço tecnológico dos últimos anos tem contribuído significativamente na construção de edifícios cada vez mais esbeltos. A utilização de materiais com maiores desempenho também permite a obtenção de estruturas mais resistentes, duráveis e com maior rigidez. Contudo, análises estruturais associadas a avaliação da estabilidade global vem se tornando cada vez mais desafiadoras. A utilização de softwares permite a análises de grandes edifícios com grandes complexidades. Neste trabalho, com o auxílio do software de modelagem estrutural, Eberick, foi avaliado a estabilidade global de um edifício em concreto armado, sendo que o mesmo apresenta exclusivamente pórticos planos como sistema de contraventamento. Também se procurou conhecer quantidade de pavimentos que se pode adicionar ao edifício mantendo uma estrutura de nós fixos, sem a necessidade da consideração dos efeitos de segunda ordem. Foi utilizado o coeficiente γ_z como parâmetro de estabilidade. Analisou-se ainda o que a mudança na orientação de alguns pilares poderia influenciar no comportamento da estrutura. Por fim, percebe-se que uma estrutura com certo grau de esbeltez pode ser concebida utilizando sistemas de contraventamento menos complexos e que um planejamento na orientação dos pilares na fase de concepção estrutural é fundamental na estabilidade global da estrutura.

ABSTRACT

SANTOS, Heriki Jônatas Rodrigues. **Evaluation of the overall stability in reinforced concrete structures using gantry planes as a bracing system.** 2020. 55 f. Course Conclusion Paper (Graduation) - Civil Engineering Course, Lutheran University Center of Palmas, Palmas / TO, 2020.

Technological advances in recent years have contributed to the construction of buildings once again. The use of higher performance materials also allows the use of more resistant, durable and more rigid structures. However, the selection policy selected for assessing global stability has become increasingly challenging. The use of software allows the analysis of large buildings with great complexities. In this work, with the aid of structural modeling software, Eberick, the overall stability of a reinforced concrete building was evaluated, with the same portico features as a bracing system. Also if you want to know the number of floors you can add when creating a structure of fixed nodes, without the need to consider the effects of the second order. The γ_z coefficient was used as a stability parameter. Also analyze if a change in the orientation of some pillars can influence the behavior of the structure. Finally, it is clear that a structure with a certain degree of precision can be designed using less complex contraction systems and that planning in the orientation of pillars in the structural creation phase is fundamental to the overall stability of the structure.

LISTA DE INLUSTRAÇÕES

Figura 2.1 - Barra Vertical submetida a ação horizontal e vertical.....	12
Figura 2.2 – Barra vertical na posição deformada.....	12
Figura 2.3 – Imperfeições geométricas globais.....	17
Figura 2.4 – Mapa de isopleta para velocidades do vento.....	19
Figura 2.5 – Fator topográfico S_I	20
Figura 2.6 – Modelo estrutural de grelha separada do pórtico espacial	27
Figura 2.7 – Modelo estrutural integrado	28
Figura 3.1 – Janela de configuração das cargas de vento na estrutura.....	32
Figura 3.2 – Janela de configuração da rugosidade do terreno	33
Figura 3.3 – Planta baixa de pavimento tipo utilizada nas simulações	35
Figura 4.1 – Resultados da análise do modelo M1 com 18 pavimentos	49
Figura 4.2 – Valores de Gama Z obtidos no modelo M1	49
Figura 4.3 – Planta de fôrma térrea do modelo M1.....	51
Figura 4.4 – Pórtico 3D do modelo M1.....	51
Figura 4.5 – Resultado das análises do modelo M2 com 19 pavimentos.....	52
Figura 4.6 – Valores de Gama Z para o modelo M2.....	53
Figura 4.7 – Planta de fôrma do modelo M2.....	54
Figura 4.8 – Pórtico 3D do modelo M2 com 18 pavimentos	55

LISTA DE SÍMBOLOS

α	Coeficiente Alfa
γ_z	Coeficiente Gama Z
M_1	Momento de primeira ordem
M_2	Momento de segunda ordem
ΔM	Somatório dos momentos de primeira e segunda ordem
F_H	Força horizontal
F_V	Força vertical
u	Deslocamento horizontal
$\Delta M_{tot, d}$	Momento de tombamento
$M1_{tot, d}$	Soma do produto de todas as forças verticais atuantes na estrutura
H_{tot}	Altura da estrutura medida
N_k	Somatório de todas as cargas verticais atuantes na estrutura
$E_{cs}I_c$	Somatório dos valores de rigidez de todos os pilares na direção considerada
f_{ck}	Resistência característica do concreto
θ_α	Ângulo de desaprumo
θ_{1min}	Limite inferior para θ_α
θ_{1max}	Limite superior para θ_α
V_0	Velocidade básica do vento
S_1	Fator topográfico
S_2	Fator relativo à rugosidade do terreno e às dimensões da edificação
S_3	Fator estatístico.
F_r	Fator de rajada correspondente a categoria II
b	Parâmetro de correção da classe da edificação
p	Parâmetro meteorológico
F_a	Força de arrasto
C_a	Coeficiente de arrasto
q	Pressão dinâmica
A_e	Área efetiva da edificação
A_c	Seção bruta de concreto
α	Coeficiente de majoração da carga em função da redução das situações de flexão composta normal em uma situação de compressão centrada

A	Área de influência do pilar
P	Carga uniformemente distribuída
n	Número de pavimentos da edificação
σ_{id}	Tensão ideal de cálculo
ρ	Taxa geométrica de armadura
σ_{sd}	Tensão no aço relativa a deformação específica
f_{cd}	Resistência de cálculo do concreto

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Parâmetros meteorológico para o fator S_2	23
Tabela 2.2 – Fator estático S_3	24
Tabela 2.3 – Valores mínimos para cargas acidentais	30
Tabela 3.1 – Área de influência dos pilares.....	36
Tabela 3.2 – Dimensões e seções brutas dos pilares	37
Tabela 4.1 – Valores de Gama Z e deslocamentos horizontais	48

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	11
1.1 Objetivos do trabalho.....	12
1.1.1 Objetivo Geral.....	12
1.1.2 Objetivos específicos.....	12
1.2 Justificativa	13
1.3 Problema	13
2. REFERENCIAL TEÓRICO	14
2.1 ESTABILIDADE GLOBAL	14
2.2 PARÂMETROS DE INSTABILIDADE.....	16
2.2.1 Coeficiente γ_z	16
2.2.2 Parâmetro α	18
2.3 AÇÕES HORIZONTAIS CONSIDERADAS.....	19
2.3.1 Imperfeições geométricas globais	20
2.3.2 Ação do vento.....	21
2.4 PILARES DE CONTRAVENTAMENTO E PILARES CONTRAVENTADOS	28
2.4.1 Classificação dos pilares.....	29
2.5 MODELOS ESTRUTURAIS	30
2.5.1 Modelo grelha com pórtico espacial.	30
2.5.2 Modelo integrado	30
2.6 AÇÕES ATUANTES NA ESTRUTURA.....	31
2.6.1 Ações horizontais	31
2.6.2 Cargas verticais.....	32
3. METODOLOGIA	34
3.1 MODELO ADOTADO.....	34
3.2 APLICAÇÃO DAS AÇÕES DE VENTO NO SOFTWARE EBERICK	34

3.3	PROCEDIMENTO PARA AS SIMULAÇÕES.....	36
3.4	PLANTA BAIXA ADOTADA	38
3.5	PRÉ-DIMENSIONAMENTO DOS PILARES	39
4.	RESULTADOS E DISCUSSÕES	41
4.1	ESTABILIDADE GLOBAL E NÚMERO DE PAVIMENTOS	41
4.1.1	Modelo M1	42
4.1.2	Modelo M2	46
5.	CONCLUSÃO	49
6.	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	50

1. INTRODUÇÃO

Ao longo dos anos a população brasileira sofreu um intenso processo de urbanização. Com o êxodo rural que foi a migração da população do campo para os centros urbanos, a densidade populacional nessas regiões se acentuou ainda mais. Em virtude da alta concentração de indivíduos em zonas urbanas, os espaços horizontais se limitaram, dando lugar para a utilização de espaços verticais. Segundo Fonte (1992, apud BUENO, 2009), O aumento da valorização de áreas urbanas leva a necessidade de construção de edifícios cada vez mais altos. Ainda de acordo com ZUMAETA (2011), o avanço na tecnologia dos materiais de construção inseriu no mercado concretos com maiores resistências, possibilitando a construção de edifícios cada vez mais esbeltos.

De frente a essas necessidades, a engenharia procurou se aperfeiçoar a cada dia, não apenas com a inovação de matérias de construção, mas também com novos métodos de cálculos permitindo a construção de edifícios mais ousados, BUENO (2009).

As realidades arquitetônicas com utilização de edifícios cada vez mais esbeltos, geram uma maior preocupação na análise de estabilidade dessas estruturas, afinal essas estruturas tendem a ser menos rígidas, sendo necessário um processo mais rigoroso na análise dessas avaliações. A ABNT NBR 6118/2014 estabelece dois parâmetros para a análise da estabilidade global de uma edificação, são os chamados parâmetros de instabilidade α e γ_z . De acordo com BUENO (2009), esses parâmetros são “avaliadores da sensibilidade” da estrutura e mostram ao projetista a necessidade ou não da consideração dos efeitos de segunda ordem. Esses efeitos são esforços adicionais ocasionados por carregamentos verticais atuando na configuração deformada da estrutura.

Outro fator importante a ser considerado no que se refere a estabilidade de um edifício são as ações horizontais. Uma das grandes preocupações é a influência da ação do vento nas estruturas. A ABNT NBR 6118 no item 11.4.1.2 estabelece categoricamente a consideração dos esforços solicitantes na estrutura causados pela ação do vento. Essa consideração leva a uma análise mais complexa para que se tenha uma rigidez satisfatória.

Por mais que uma análise mais rigorosa da estabilidade global de uma estrutura de concreto armado considerando as ações horizontais possa ser algo complexo, hoje em dia a engenharia conta com modernos softwares de cálculos estruturais que auxiliam nesse trabalho. Esses programas permitem que o projetista faça várias simulações de um mesmo modelo estrutural, encontrando soluções tecnicamente mais viáveis quanto a estabilidade.

Além disso alguns desses sistemas computacionais incorporam parâmetros de instabilidade considerados pela ABNT NBR 6118/2014.

A rigidez de uma edificação submetida a ação do vento está relacionada diretamente as ligações entre pilares e vigas, denominadas de pórticos, esses são um dos principais meios de enrijecimento da estrutura. Segundo ANDRADE (2013), a combinação de vigas e pilares em forma de pórticos geram a estrutura uma maior capacidade de resistir aos esforços de carregamento e deslocamentos, entre eles as ações do vento. Por tanto, os pórticos formados pela combinação de pilares e vigas são considerados como sistemas de contraventamento.

Outros sistemas de contraventamento, além dos pórticos, são os núcleos rígidos, ou seja, pilares-paredes de grandes dimensões e as vezes em formatos de “U” utilizados junto a escadas e elevadores. São elementos com alta resistência a flexão que atribuem a estrutura uma maior rigidez em relação aos pórticos. Edifícios com maiores números de pavimentos e conseqüentemente maiores esbeltezes podem ser executados com esses sistemas sem por em risco o equilíbrio da estrutura. Contudo, a dificuldade de execução desses elementos estruturais é considerada um ponto negativo da sua utilização. Algumas construtoras apresentam resistência a utilização desses elementos e algumas já avisam com antecedência ao projetista que não querem a utilização desses núcleos, ZUMAETA (2011). Então o uso dos pórticos acaba se mostrando uma solução mais simples e econômica.

1.1 Objetivos do trabalho

1.1.1 Objetivo Geral

Esse trabalho tem por objetivo geral avaliar a estabilidade global de um edifício em concreto armado, com sistema de contraventamento formado por pórticos planos.

1.1.2 Objetivos específicos

- Determinar qual é o limite do número de pavimentos para a estrutura adotada no estudo;
- Analisar a estabilidade da estrutura fazendo um giro em alguns pilares, mudando assim sua orientação;
- Analisar os deslocamentos horizontais no topo da edificação;

1.2 Justificativa

Segundo Zumaeta 2011, devido à dificuldade na execução de sistemas de contraventamento com a utilização de núcleos rígidos ou pilares paredes em edifício de concreto armado, diversas construtoras apresentam resistência à utilização desses elementos. Essa dificuldade pode ser vista em uma elevada exigência de mão de obra e um alto consumo de materiais para execução desses sistemas, se comparado ao sistema de pórticos.

Frente a essa problemática esse trabalho se justifica através da avaliação da estabilidade global em edifícios de concreto armado com a utilização exclusiva do sistema de pórticos planos. E conhecendo, porventura, certas limitações desse sistema, avaliar a quantidade de pavimentos que podem ser executados em um certo modelo estrutural.

1.3 Problema

De acordo com GIONGO (2007) a estabilidade global de um edifício de múltiplos pavimentos está ligada diretamente ao conjunto de elementos estruturais (pórticos e pilares-parede) que devido sua elevada rigidez, absorvem boa parte das ações horizontais. Contudo, no que diz respeito aos pórticos planos, esse sistema não é indicado para estruturas com esbeltez muito elevada.

Pensando nisso, qual a margem de utilização do sistema de pórticos planos em um modelo estrutural de concreto armado no que se refere a esbeltez da estrutura, ou a quantidade de pavimentos sem que se tenha uma estrutura de nós móveis? O arranjo estrutural de alguma maneira pode influenciar nesse limite?

2. REFERENCIAL TEÓRICO

2.1 ESTABILIDADE GLOBAL

Na elaboração de projetos estruturais de concreto armado, a análise da estabilidade global da estrutura é um requisito fundamental. Segundo Zumaeta (2011) essa análise permite garantir a segurança do edifício perante o estado limite último de instabilidade, condição que representa a perda de capacidade da estrutura em resistir aos esforços, causada por deformações excessivas. GONÇALVES (2007) diz que a estabilidade global de um edifício representa a capacidade da estrutura em resistir e redistribuir os efeitos causados por pequenos deslocamentos em seus nós garantido a segurança no estado limite último de instabilidade. Segundo VIEIRA, JUNIOR e VELOSO (2017) a estabilidade global de uma estrutura representa o estado em que a estrutura se encontra em relação ao seu limite de estabilidade.

A avaliação da estabilidade global é realizada em dois processos, uma análise linear considerando os efeitos de primeira ordem e uma análise não linear considerando os efeitos de segunda ordem. O estudo da estabilidade global de uma estrutura considerando os efeitos de primeira ordem consiste em avaliar o comportamento dessa estrutura junto a seus carregamentos, em um estado indeformado, ou seja, para essa análise os esforços adicionais gerados por deslocamentos horizontais são desconsiderados. Esses deslocamentos horizontais são resultados do próprio carregamento da estrutura ou por cargas horizontais atuantes, como a ação do vento.

No entanto, sobre a análise de segunda ordem global BUENO (2009) diz que a avaliação dos efeitos de segunda ordem baseia-se em analisar os esforços adicionais gerados na estrutura devido a deslocamentos horizontais excessivos, estudando a estrutura em sua forma deslocada. De acordo com PINTO (1997, apud, GONÇALVES, 2007), o estudo dos efeitos de segunda ordem, é feito com uma análise não-linear, ou seja, considera-se os esforços adicionais causados pela mudança da geometria da estrutura; em outras palavras, quando há mudança da posição da estrutura no espaço. Por tanto, o estudo dos efeitos de segunda ordem é a análise da estabilidade da estrutura em sua posição deformada. Para uma melhor compreensão consideremos a seguir o esquema criado por Mocayo (2011). Na figura 1 temos uma barra vertical engastada na base e livre no topo e sujeita a ações verticais e horizontais.

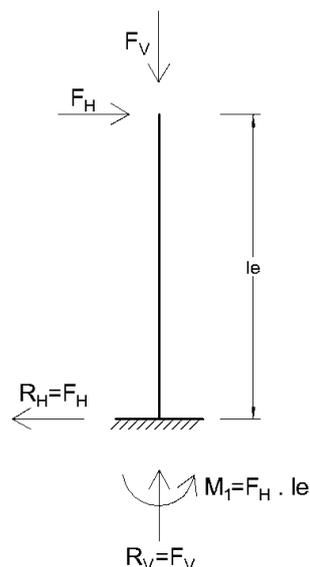


Figura 2.1 - Barra Vertical submetida a ação horizontal e vertical
 Fonte: Adaptado de MOCAYO, 2011.

Para que a barra permaneça em equilíbrio na sua posição indeformada, em sua base surgem reações contrárias aos carregamentos, uma delas é o momento fletor M_1 , produto de F_H pelo comprimento da barra. O momento M_1 , é considerado momento de primeira ordem, pois está sendo gerado a partir de uma análise da estrutura em sua posição indeformada. Ao ser submetida ao carregamento horizontal F_H , no topo da barra surgirá um deslocamento horizontal u . Devido a esse deslocamento gerado pela ação horizontal, surgirá na base da barra um momento adicional ΔM , produto da força vertical F_V pelo deslocamento horizontal u , conforme ilustra a figura a figura 1.2.

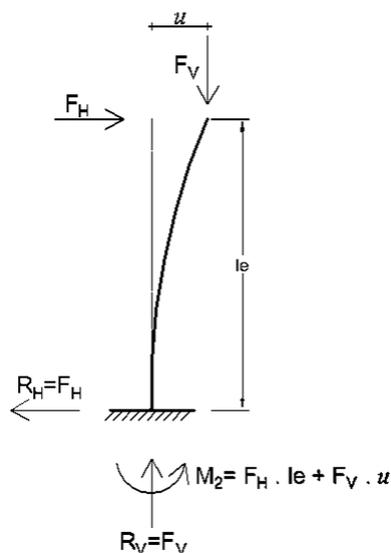


Figura 2.2 – Barra vertical na posição deformada.

Fonte: Adaptado de MOCAYO, 2011

O novo momento ΔM gerado faz com que o valor de M_1 aumente criando um novo momento M_2 , resultado da soma de M_1 e ΔM . O acréscimo de momento é considerado um efeito de segunda ordem, pois surgiu com a análise da estabilidade da barra em sua posição deformada.

A ABNT NBR 6118/2014 estabelece dois parâmetros para determinação da estabilidade global de uma estrutura em concreto armado, os chamados parâmetros de instabilidade global α e γZ , citados anteriormente.

No que diz respeito a α , a norma o compara com o valor de α_1 , e diz que se $\alpha < \alpha_1$ a estrutura é considerada de nós fixos, ou seja, os efeitos globais de segunda ordem podem ser desprezados. No entanto se $\alpha > \alpha_1$ a estrutura é considerada como sendo de nós móveis e os efeitos de segunda ordem devem ser considerados.

O coeficiente gama γz também é outro parâmetro que avalia de forma prática a estabilidade de uma estrutura em concreto armado e além disso pode estimar os efeitos de segunda ordem pela simples majoração dos esforços de primeira. A ABNT 6118/2014 também estabelece que se o valor de γz for inferior a 1,10 os efeitos de segunda ordem podem ser desprezados em uma análise estrutural. Para valores de γz superiores a 1,10 e inferiores a 1,30 a estrutura é considerada como de nós móveis e os efeitos de segunda ordem devem ser considerados. A norma afirma ainda que γz deve ser utilizado para estruturas de no mínimo quatro pavimentos, enquanto o parâmetro α pode ser utilizado para edifícios com número de pavimento inferior a quatro. No entanto, ao contrário do coeficiente γz o parâmetro α não é capaz de estimar os esforços de segunda ordem.

Como o coeficiente γz será utilizado como parâmetro para este trabalho, ele será e estudado de fôrma mais detalhada no próximo item.

2.2 PARÂMETROS DE INSTABILIDADE

2.2.1 Coeficiente γz

Como dito anteriormente, coeficiente γz é um parâmetro utilizado na avaliação da estabilidade global de uma estrutura em concreto armado estimando também os esforços de segunda ordem. Esse coeficiente foi criado por FRANCO E VASCONCELOS (1991, apud MOCAYO, 2011).

Valores coerentes para γz são valores ligeiramente superiores a 1,0. Bomfim e Corrêa (2010) citam que não existem um consenso entre os autores para valores limites de γz . Franco e Vasconcelos estabelecem para γz o limite de 1,20 enquanto CARMO

(1995, apud, MOCAYO, 2011) afirmou que é possível avançar para um limite de 1,30. A ABNT NBR 6118 (2014) estabelece o limite de 1,30 para γ_z .

Mocayo (2011), afirma que pode ser feita uma relação entre a parte decimal do valor de γ_z com a amplitude dos esforços de segunda ordem, por exemplo:

- 1,05 – Efeitos de segunda ordem em torno de 5% dos de primeira.
- 1,10 – Efeitos de segunda ordem em torno de 15% dos de primeira.
- 1,15 – Efeitos de segunda ordem em torno de 15% dos de primeira.

A ABNT NBR 6118 (2014) o valor de γ_z para cada combinação de carregamento é dada pela expressão:

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1tot,d}}} \quad (2.1)$$

Onde:

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

$\Delta M_{1tot,d}$: É a soma do produto 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 primeira ordem.

Como citado anteriormente, uma estimativa dos efeitos de segunda ordem é permitida pela majoração dos efeitos de primeira com a multiplicação dos valores de primeira ordem, da combinação de carregamento considerada, por $0,95 \cdot \gamma_z$. É importante ressaltar que esse processo é válido para $\gamma_z \leq 1,30$.

O parâmetro γ_z não é utilizado para avaliação da estabilidade global de edifícios com menos de quatro pavimentos. De acordo com MEDEIROS (2013) essa limitação se deve ao fato de não se conhecer o coeficiente redutor da rigidez de pilares a ser utilizado na consideração da não-linearidade física de forma aproximada.

Ainda segundo Medeiros, outro motivo para não utilização do coeficiente, é que o cálculo de γz presume estruturas com pavimentos tipo idênticos e uma certa regularidade dos pavimentos de um piso a outro, algo que não é muito comum em edifícios com menos de quatro pavimentos. No entanto o coeficiente α pode ser utilizado para essa avaliação.

2.2.2 Parâmetro α

Deduzido por Beck e König em 1967 e definido por Franco (1985) como parâmetro de instabilidade, o parâmetro α se baseia na teoria de Euler e é utilizado para avaliar a necessidade da consideração ou não dos efeitos de segunda ordem em estruturas de concreto armado por meio da rigidez horizontal da estrutura. Porém o parâmetro não é capaz de estimar os efeitos de segunda ordem, MÔNICA MARIA (2009).

De acordo com a ABNT NBR 6118/2014, item 15.5.2, o valor do coeficiente pode ser calculado pela fórmula:

$$\alpha = H_{tot} \cdot \sqrt{\frac{N_k}{E_{cs} \cdot I_c}} \quad (2.2)$$

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

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

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

Segundo a NBR o valor de α é relacionado ao valor de α_1 , sendo que, se $\alpha < \alpha_1$ a estrutura é considerada de nós fixos, para $\alpha \geq \alpha_1$, nós móveis.

Sendo n o número de níveis colunas retas (andares) superior a fundação ou um nível pouco deslocável do subsolo o valor de α_1 é dado por:

$$\alpha_1 = 0,2 + 0,1 \cdot n \quad (2.3) \quad \text{Se } n \leq 3$$

$$\alpha_1 = 0,6$$

$$\text{Se } n \geq 4$$

O valor limite de $\alpha_1 = 0,6$ estabelecido para $n \geq 4$ é, geralmente, aplicado a estruturas usuais de edifícios. Pode ser utilizado em uma associação de pilares-parede e para pórticos associados a pilares-parede. O valor de α_1 pode ser elevado para $\alpha_1 = 0,7$ em situações onde o contraventamento é feito exclusivamente por pilares-parede, e deve ser reduzido para $\alpha_1 = 0,5$ quando forem utilizados apenas pórticos.

Ao se estudar o parâmetro α mesmo não sendo considerado a não-linearidade física do concreto e a fissuração dos elementos, essa não-linearidade física é considerada na dedução do limite α_1 , afinal o comportamento não-linear não surge apenas em decorrência da fissuração, pois o concreto quando submetido a compressão apresenta um comportamento não linear.

De acordo com a definição de FRANCO (1985, apud, GONÇALVES,2007), percebe-se que, na dedução de α_1 , foi considerada uma carga vertical de cálculo $N_d = 1,4 \cdot N_k$ enquanto a rigidez foi reduzida para $0,7 \cdot E_{cs}l_c$. O valor de l_c deve ser calculado levando em conta as seções brutas dos pilares, e para o módulo de elasticidade o valor de $E_{cs} = 0,85 \cdot E_{ci}$ pode ser substituído por $E_{ci} = 5600 \cdot \sqrt{f_{ck}}$, com f_{ck} em Mpa.

Para a definição de Franco (1985), o parâmetro α não é aplicável a estruturas assimétricas ou que apresentem deslocamentos horizontais significativos quando submetidos a cargas verticais.

Na prática o parâmetro é bem menos utilizado se comparado ao coeficiente γ_z , pois com este coeficiente além de avaliar a estabilidade global, é possível estimar os efeitos de segunda ordem obtendo-se os esforços finais globais, o que não é possível com a utilização do parâmetro α , como dito anteriormente FREITAS (2015).

2.3 AÇÕES HORIZONTAIS CONSIDERADAS

Para a análise da estabilidade global em edifícios, as principais ações horizontais a serem consideradas são as imperfeições geométricas e a ação do vento. Contudo existem outras ações com mesmo grau de importância que podem ser consideradas, como empuxos desequilibrados e ações de origens sísmicas, por exemplo, Carmo (1995, apud, MOCAYO, 2011), mas não serão consideradas nesse trabalho.

2.3.1 Imperfeições geométricas globais

As imperfeições geométricas devem obrigatoriamente ser consideradas nas análises da estabilidade global da estrutura em estudo COELHO DE FREITAS (2015). A ABNT NBR 6118 (2014) agrupa essas imperfeições em dois grupos distintos: Imperfeições geométricas locais e globais. Porém como o título do tópico sugere, serão estudadas nesse trabalho apenas as imperfeições geométricas globais. Contudo é importante destacar que ambas as imperfeições devem ser consideradas nas verificações, pois uma não substitui a outra.

No que diz respeito as imperfeições globais, consiste na consideração de desaprumos que podem ocorrer de forma acidental e inevitável de uma edificação na forma de um deslocamento angular θ_a em comparação com a posição inicial indeformada.

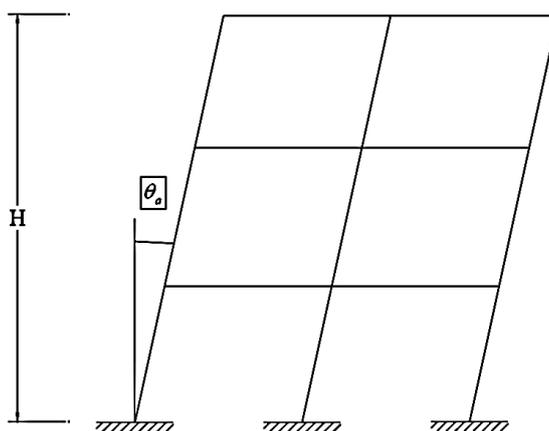


Figura 2.3 – Imperfeições geométricas globais
Fonte: ABNT NBR 6118/2014

O efeito para este desaprumo varia para cada edificação de acordo com a altura total H e o número de prumada de pilares n , apresentado de acordo com as formulações.

$$\theta_1 = \frac{1}{100 \cdot \sqrt{H}} \quad (2.4)$$

$$\theta_\alpha = \theta_1 \sqrt{\frac{1+1/n}{2}} \quad (2.5)$$

Onde H está em metros e os limites inferiores e superiores para θ_1 são:

θ_{1min}	1/400 para estruturas de nós fixos;
θ_{1min}	1/300 para estruturas de nós móveis e imperfeições locais;
θ_{1max}	1/200;

Para edifícios com predominância de ação do vento e desaprumos simultâneos, deve-se observar as seguintes condições:

Quando 30% da ação do vento forem maiores que a ação do desaprumo, considera-se apenas a ação do vento;

Quando a ação do vento for inferior em 30% a ação do desaprumo, considera-se somente o desaprumo respeitando consideração de θ_{1min} ;

Nos demais casos combina-se a ação do vento e desaprumo, sem a necessidade da consideração de θ_{1min} . Nessa combinação admite-se considerar ambas as ações atuando na mesma direção e sentido como equivalentes a uma ação do vento, por tanto como carga variável, artificialmente amplificada para cobrir a superposição.

2.3.2 Ação do vento

De acordo com MOCAYO (2011), a ação do vento em edifícios depende de dois aspectos: Meteorológicos e aerodinâmicos. Os aspectos meteorológicos se referem a velocidade do vento que deve ser considerada no projeto estrutural de um edifício. É analisado a partir de critérios como: Local da edificação e tipo de terreno onde a estrutura está situada, altura, rugosidade do terreno e tipo de ocupação.

Já os aspectos aerodinâmicos dizem respeito a análise do vento levando em conta o formato da estrutura, pois o vento ao incidir sobre um edifício, terá um comportamento diferente em função da sua forma GONCALVES (2007).

2.3.2.1 Determinação da velocidade do vento

Para determinação da velocidade do vento, é importante entender que a velocidade do vento é diferente para cada região do planeta. A NBR 6123 estabelece uma velocidade básica do vento, chamada de V_0 , e que varia dependendo da região do Brasil que está sendo considerada. De acordo com FONSECA (2010), a velocidade básica do vento é a velocidade de uma rajada de três segundos, com chances de 63% de ser excedida pelo

menos uma vez em 50 anos, à uma altura de 10 m acima do terreno, em local aberto sem obstáculos.

Por meio da velocidade básica do vento, é possível determinar a velocidade com que ela atingirá numa certa estrutura, chamada de velocidade característica V_k .

Ao se analisar a velocidade característica, deve-se considerar aspectos como a topografia do local, tipo de ocupação e risco a vida.

Dessa forma a velocidade característica pode ser encontrada de acordo com a equação:

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

Onde:

V_0 É a velocidade básica do vento;

S_1 É um fator topográfico;

S_2 É um fator relativo à rugosidade do terreno e às dimensões da edificação;

S_3 É um fator estatístico.

Adiante será mostrado como podem ser obtidos os fatores S_1 , S_2 , S_3 .

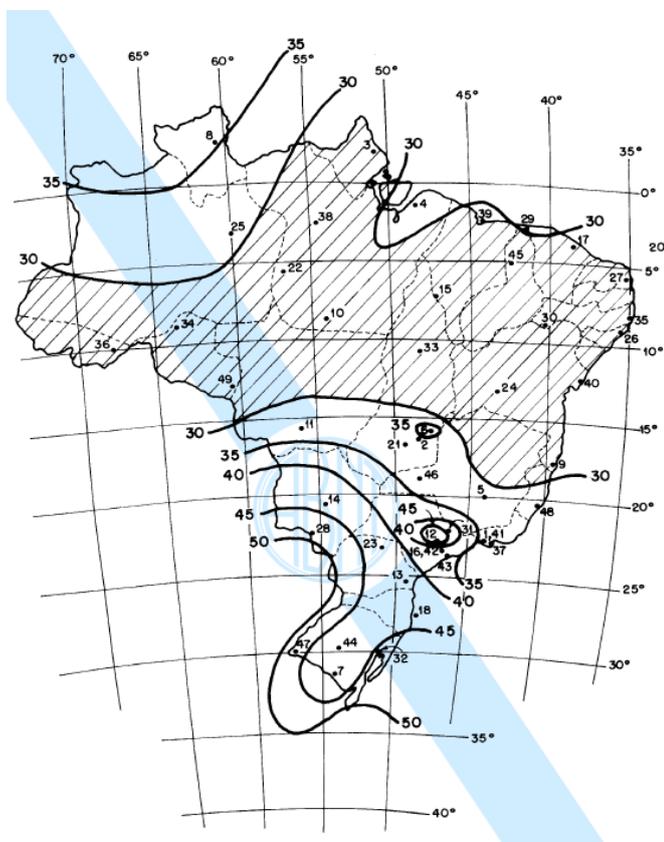


Figura 2.4 – Mapa de isopleta para velocidades do vento
Fonte: ABNT NBR 6123/1988

2.3.2.1.1 Fator topográfico S₁

O fator topográfico leva em consideração a mudança do relevo do terreno onde será construído o edifício.

A ABNT NBR 6123 estabelece basicamente as três situações indicadas a seguir para valores de S₁.

- Terreno plano ou pouco ondulado: S₁ = 1,0
- Para talude e morros, o valor de S₁ é obtido a partir do ângulo de inclinação θ , como representado na figura 5.5.

No ponto B, são utilizadas as seguintes equações para determinação de S₁:

$$\theta \leq 3^\circ \quad S_1(z) = 1,0$$

$$6^\circ \leq \theta \leq 17^\circ \quad S_1(z) = 1,0 + (2,5 - \frac{z}{d}) \cdot \operatorname{tg}(\theta - 3^\circ) \geq 1 \quad (2.6)$$

$$\theta \geq 45^\circ \quad S_1(z) = 1,0 + (2,5 - \frac{z}{d}) \cdot 0,31 \geq 1 \quad (2.7)$$

- Vales profundos protegidos de ventos em qualquer direção S₁ = 0,9.

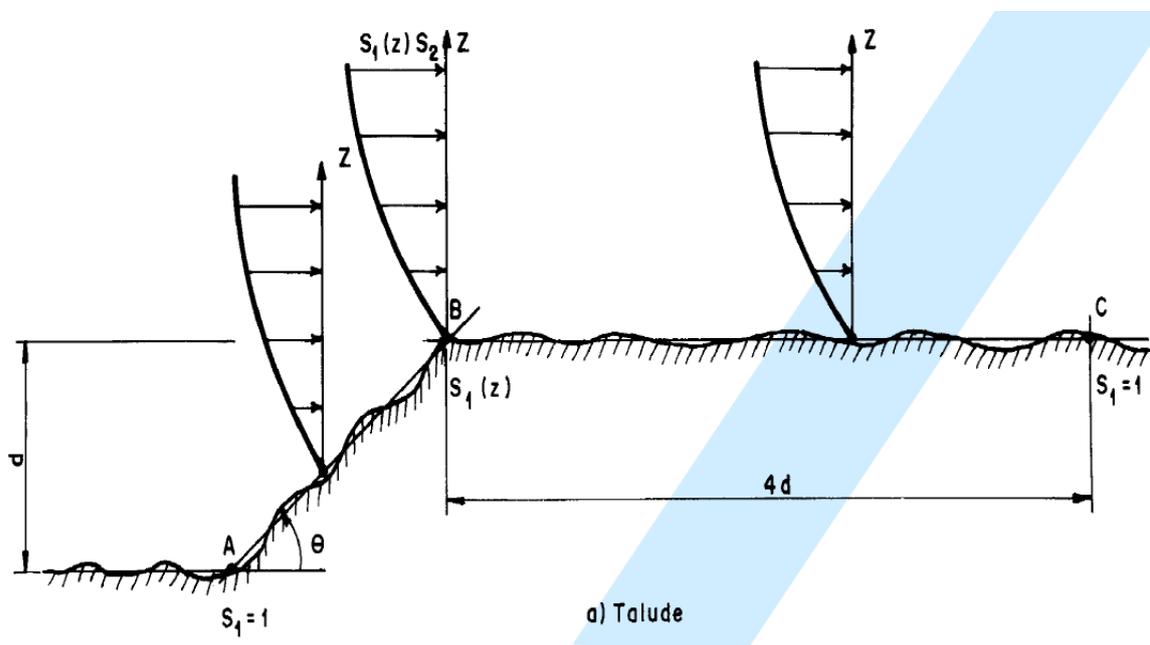


Figura 2.5 - Fator topográfico S₁
Fonte: Gonçalves (2007).

2.3.2.1.2 Fator topográfico S2

Esse fator considera a união de efeitos da rugosidade do terreno, da variação da velocidade em decorrência da altura do terreno e das dimensões do edifício. A velocidade do vento está ligada diretamente a rugosidade do terreno, quando existe a presença de obstáculos naturais ou artificiais.

A norma brasileira NBR 6123 agrupa cinco categorias de terrenos, em função de sua rugosidade:

- Categoria I: Superfícies lisa de grandes dimensões, com mais de 5 km de extensão, medida na direção e sentido do vento incidente. Exemplos:
 - Mar calmo;
 - Lagos e rios;
 - Pântanos sem vegetação;

- Categoria II: Terrenos abertos em nível ou aproximadamente em nível, com poucos obstáculos isolados, tais como árvores e edificações baixas. Exemplos:
 - Zonas costeiras planas;
 - Pântanos com vegetação rala;
 - Campos de aviação
 - Pradarias e charnecas;
 - Fazendas sem sebes ou muros

A cota média do topo dos obstáculos é considerada inferior ou igual a 1,0 m.

- Categoria III: Terrenos planos ou ondulados com obstáculos, tais como sebes e muros, poucos quebra-ventos de árvores, edificações baixas e esparsas. Exemplos:
 - Granjas e casas de campo, com exceção das partes com matos;
 - Fazendas com sebes e/ou muros;
 - Subúrbios a consideráveis distâncias do centro com casas baixas e esparsas;

A cota média do topo dos obstáculos é considerada igual a 3,0 m.

- Categoria IV: Terrenos cobertos por obstáculos numerosos e pouco espaçados, em zona florestal, industrial ou urbanizada. Exemplos:
 - Zonas de parques e bosques com muitas árvores;
 - Cidades pequenas e seus arredores;
 - Subúrbios densamente construídos de grandes cidades;
 - Áreas industriais plena ou parcialmente ou parcialmente desenvolvidas.

A cota média do topo dos obstáculos é considerada a 10 m. Esta categoria também inclui zonas com obstáculos maiores e que ainda não possam ser consideradas na categoria V

- Categoria V: Terrenos cobertos por obstáculos numerosos, grandes, altos e pouco espaçados. Exemplos:
 - Florestas com árvores altas, de copas isoladas;
 - Centros de grandes cidades;
 - Complexos industriais bem desenvolvidos.

A cota média do topo dos obstáculos é considerada igual ou superior a 25 m.

No que diz respeito as dimensões da edificação, a NBR 6123 estabelece três classes de edificações e seus respectivos elementos, levando em conta intervalos de tempo para o cálculo da velocidade média de 3, 5 e 10 segundos.

- Classe A: Todas as unidades de vegetação, 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.
- Classe B: Toda edificação ou parte de edificação para qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal esteja entre 20 m e 50 m.

- Classe C: Toda edificação ou parte de edificação para a qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal exceda 50 m.

Logo, o valor de S_2 é calculado de acordo com a seguinte formulação:

$$S_2 = b \cdot F_r \cdot \left(\frac{Z}{10}\right)^p \quad (2.8)$$

Onde:

Z é a altura acima do terreno;

F_r é o fator de rajada correspondente a categoria II;

b é o parâmetro de correção da classe da edificação;

p é o parâmetro meteorológico.

A formulação para o cálculo de S_2 se aplica para uma altura z limite, relacionada com o contorno superior da camada atmosférica dependendo da categoria, apresentada na tabela 2.1, segunda coluna. Os parâmetros F_r , b e p utilizados pela NBR 6123 também estão dispostos na tabela 2.1 a seguir.

Tabela 2.1 – Parâmetros meteorológico para o fator S_2 .

Parâmetros Meteorológicos para o Fator S_2					
Categoria	Z(m)	Parâmetro	Classe		
			A	B	C
I	250	b	1,10	1,11	1,12
		p	0,06	0,065	0,07
II	300	b	1,00	1,00	1,00
		F_r	1,00	0,98	0,95
		p	0,085	0,09	0,10
III	350	b	0,94	0,94	0,93
		p	0,10	0,105	0,115
IV	420	b	0,86	0,85	0,84
		p	0,12	0,125	0,135
V	500	b	0,74	0,73	0,71
		p	0,15	0,16	0,175

Fonte: Adaptada da NBR 6123:1988

2.3.2.1.3 Fator topográfico S_3

O fator estatístico S_3 , leva em consideração conceitos probabilísticos e o tipo de ocupação da edificação.

Na NBR 6123:1998 estabelece para vida útil da edificação o intervalo de 50 anos e uma probabilidade de 63% de a velocidade básica do vento ser ultrapassada ao menos uma vez no período. A tabela 2.2 apresenta os valores mínimos do fator S_3 .

Tabela 2.2 – Fator estático S_3 .

Valores mínimos para o fator estático S_3		
Grupo	Descrição do tipo de ocupação	Valor de S_3
1	Edificação 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 força de segurança, centrais de comunicação, etc).	1,10
2	Edificações para hotéis e residências. Edificações para comércio de 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. Estrutura dos grupos de 1 a 3 durante fase de construção.	0,83

Fonte: Adaptada da NBR 6123:1988

2.3.3 Força de arrasto e coeficiente de arrasto

De acordo com GONÇALVES (2007), no uso de edificações altas, a consideração do vento deve ser alisada dentro de uma avaliação global, onde a união de efeitos externos com internos é obtida por meio de um comportamento global da estrutura, e representada por um mesmo coeficiente, C_a , definido com coeficiente de arrasto.

A força de arrasto F_a é a junção da força global do vento sobre a estrutura, essa força pode ser obtida pela soma dos vetores das forças de arrasto que atuam no edifício.

A força de arrasto pode ser obtida pela seguinte formulação:

$$F_a = C_a \cdot q \cdot A_e \quad (2.9)$$

C_a é o coeficiente de arrasto;

q é a pressão dinâmica ou pressão de obstrução;

A_e é a área efetiva, correspondente a área de projeção ortogonal da edificação, sobre um plano perpendicular à direção do vento (área de sombra).

A pressão de obstrução q é obtida em um determinado ponto em que só existe pressão estática, por tanto, é de interessa da engenharia civil GONÇALVES (2007).

De acordo com a NBR 6123:1988, no item 4.2.c, a pressão dinâmica pode ser obtida pela expressão:

$$q = 0,63 \cdot V_k^2$$

Sendo q em N/m^2 e V_k em m/s .

2.4 PILARES DE CONTRAVENTAMENTO E PILARES CONTRAVENTADOS

Os pilares são classificados quanto a sua função na estrutura, como sendo pilares contraventados e pilares de contraventamento ARAÚJO (2003). Segundo a ABNT NBR 6118/2014 os pilares de contraventamento compõem a estrutura de contraventamento e apresentam função exclusiva de resistir às ações horizontais.

FREITAS (2015) diz que, de forma geral, toda estrutura contribui para resistir aos esforços horizontais, porem alguns elementos possuem uma melhor capacidade para resistir os esses esforços horizontais devido a sua elevada rigidez. Estes elementos

geralmente estão junto a escadas e fossos de elevadores, constituindo núcleos rígidos e são formados por pilares paredes e paredes estruturais. Devem possuir rigidez suficiente para conter os efeitos de deslocamento lateral.

Ainda de acordo com FREITAS (2015), as estruturas de contraventamento devem apresentar pequenos deslocamentos decorrentes das cargas horizontais, de outro modo, deve-se submeter a estrutura de contraventamento à uma análise de segunda.

No que se refere aos pilares contraventados, são definidos como os demais pilares que não fazem parte da estrutura de contraventamento e, portanto, resistem apenas esforços verticais.

2.4.1 Classificação dos pilares

A ABNT NBR 3118/2014 classifica os pilares como pilares curtos, moderadamente esbeltos e esbeltos. Pilares curtos são aqueles onde não existe a necessidade da consideração dos efeitos de segunda ordem. Para essa situação, os esforços atuantes na posição indeformada do elemento são aproximadamente semelhantes aos esforços obtidos em uma posição deformada. Então, de forma geral, considera-se que os efeitos de segunda ordem possam ser desprezados quando o acréscimo de momento de segunda ordem for inferior a 10% dos esforços de primeira.

Os pilares medianamente esbeltos classificam-se como sendo os pilares onde os efeitos de segunda ordem podem ou não serem desprezados a depender de algumas condições. No caso de uma consideração, permite-se a utilização de processos simplificados, onde, define-se uma configuração deformada ao eixo do pilar e determina-se o momento fletor máximo solicitante ao longo do eixo. O momento fletor máximo de solicitação e o esforço normal são empregados para o dimensionamento da seção transversal do elemento por flexão oblíqua.

Já os pilares esbeltos são caracterizados como pilares onde os efeitos de segunda ordem devem ser obrigatoriamente considerados. As seções transversais desses pilares possuem uma área menor em comparação com o comprimento do pilar, resultando em um índice de esbeltez elevado. Por tanto são elementos tendenciosos a possuírem efeitos de segunda ordem elevados. Esses efeitos de segunda ordem devem ser considerados por meios de processos que considerem as não-linearidades geométricas e físicas rigorosamente.

2.5 MODELOS ESTRUTURAIS

De acordo com LUCAS FRANCESCHI, do suporte da AutoQi, no Eberick existem dois tipos de modelos para análise estrutural: gralhas separadas do pórtico espacial e o modelo integrado.

2.5.1 Modelo grelha com pórtico espacial.

Segundo a AutoQi, nesse modelo os painéis das lajes são analisados em um primeiro momento, isoladamente do restante da estrutura, em um modelo de duas dimensões com formato de grelha, como mostrado na figura 3.1. As reações das lajes são adicionadas às vigas em um modelo separado de pórtico espacial, formado por pilares e vigas.

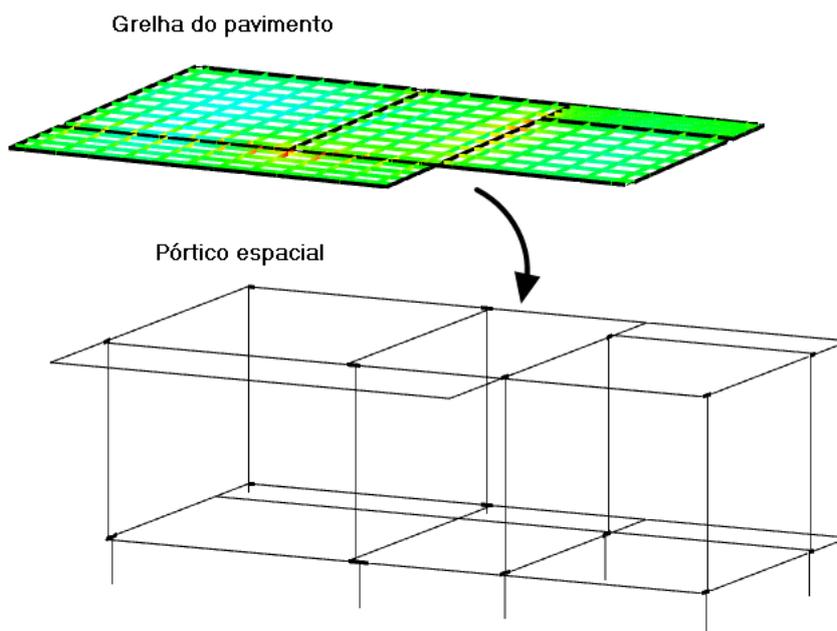


Figura 3.1 – Modelo estrutural de grelha separada do pórtico espacial
Fonte: AutoQi

2.5.2 Modelo integrado

Esse modelo inclui todos os elementos estruturais, pilares, vigas e lajes, em um único modelo espacial. A análise desse modelo é feita de forma completa, analisando as reações em pilares, vigas e lajes. No modelo integrado a presença das lajes são consideradas na

análise da estabilidade global da edificação, levando em conta efeitos de retração e temperatura nas peças estruturais.

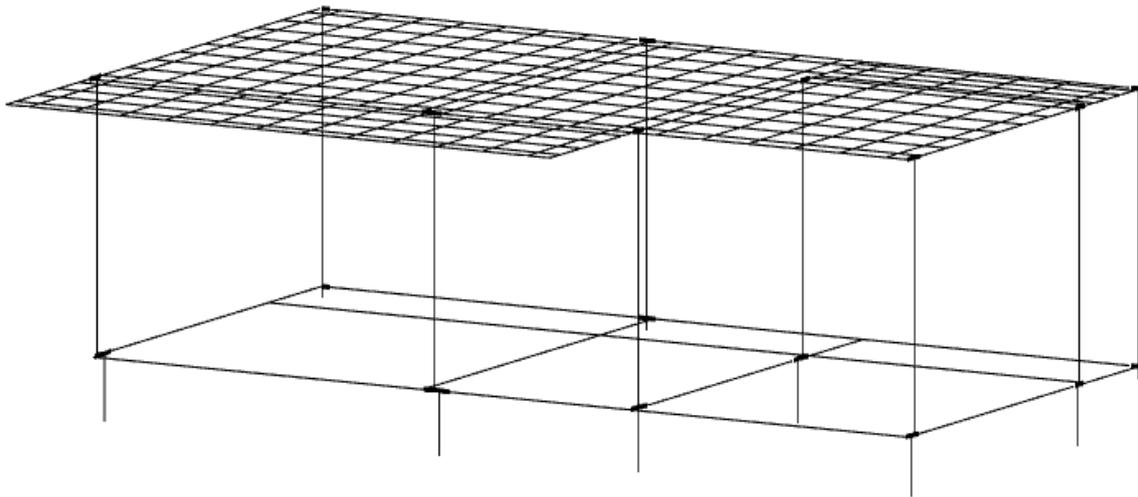


Figura 3.2 – Modelo estrutural integrado
Fonte: AutoQi

2.6 AÇÕES ATUANTES NA ESTRUTURA

A NBR 6118/2014 e a NBR 6120/1980 estabelecem as considerações e os passos a serem tomados na determinação das ações atuantes em uma estrutura de concreto. Para um melhor entendimento, esse trabalho dividirá a atuação das cargas em dois grupos: cargas horizontais e cargas verticais, de acordo com o que foi estabelecido nas normas brasileiras.

2.6.1 Ações horizontais

Como foram apresentados nos itens 2.2.1 e 2.2.2 as principais ações horizontais prescritas nas normas brasileira e que serão uso desse trabalho, são as cargas de vento e imperfeições geométricas globais (desaprumo).

A norma brasileira NBR 6123 – Forças devido ao vento em edificações, define as considerações a serem tomadas nessa análise. A quantificação desse esforço é feita de forma automática pelo software Eberick e transferido à estrutura de acordo com as características da região, o local de construção da estrutura e das características geométricas do edifício. Para esse estudo será considerada a região da cidade de Palmas, no estado do Tocantins.

No que diz respeito as imperfeições geométricas da estrutura, a NBR 6118/2014 define que para uma edificação, com ou sem sistema de contraventamento, deve ser adotado um desaprumo das peças verticais. Desse modo, as imperfeições geométricas foram consideradas de acordo com o que foi descrito no item 2.2.1 desse trabalho.

2.6.1.1 Coeficiente de arrasto

Como descrito no item 2.3.3 o coeficiente de arrasto é um fator a ser levado em conta na quantificação das cargas de vento. O Eberick calcula esse fator para edificações paralelepipedais, ou seja, retangulares. Para o caso de a edificação não apresentar esse formato, essa opção pode ser desabilitada em **Calcular o coeficiente automaticamente** e inserir os coeficientes de forma manual.

2.6.2 Cargas verticais.

As cargas verticais aplicadas a estrutura são estabelecidas pela NBR 6120, e são agrupadas em cargas permanentes e acidentais.

As cargas permanentes comuns em edifícios de uso residenciais são:

- Peso próprio da estrutura;
- Revestimento;
- Contra piso;
- Alvenaria;

Como a simulação da estrutura a ser analisada nesse trabalho corresponde a um edifício de uso residencial, não serão adotadas outras cargas permanentes, a norma NBR 6120 é genérica quanto a esse ponto e as cargas permanentes serão as que a norma brasileira estabelece para esse tipo de estrutura.

A norma brasileira também estabelece valores mínimos para a consideração das cargas acidentais que são definidas de acordo com o critério de utilização da edificação e apresentados na tabela a seguir.

Tabela 2.3 – Valores mínimos para cargas acidentais

Local		Carga
Edifícios	Dormitórios, sala, copa, cozinha e banheiro	1,5
Residenciais	Despensa, área de serviço, lavanderia	2,0
Escadas	Com acesso ao público	3,0
	Sem acesso ao público	2,5

Fonte: Adaptada da NBR 6123:1988

3. METODOLOGIA

Para aplicação dos conceitos, serão realizadas simulações em um edifício com o auxílio de um software de modelagem estrutural. O software utilizado, Eberick, da AutoQi, é uma das ferramentas de cálculo estrutural disponíveis no mercado brasileiro. A fase de concepção estrutural se apresenta extremamente importante para a avaliação da estabilidade global da edificação, pois o lançamento correto dos elementos estruturais permitirá que a análise seja concluída sem muitos ajustes no final do processo. Por outro lado, um arranjo estrutural mal elaborado poderá gerar esforços internos desnecessários, ocasionando uma maior demanda de material e mão de obra devido a esses esforços. Em casos mais extremos a estabilidade pode ser influenciada e não alcançada devido a má disposição do elemento estruturais.

Outro ponto importante, diz respeito a correta aplicação das ações externas. Ações externas como desaprumo e vento, devem ser aplicadas de forma correta e os esforços oriundos dessas ações devem ser analisados de maneira cuidadosa.

3.1 MODELO ADOTADO

Após as considerações supracitadas, e conhecidos os modelos estruturais utilizados pelo software Eberick e suas propriedades, esse trabalho fará uso do modelo estrutural integrado, pois o comportamento do modelo, para os fins desse trabalho, torna-se mais próximo do real.

3.2 APLICAÇÃO DAS AÇÕES DE VENTO NO SOFTWARE EBERICK

O Eberick utiliza dos conceitos estabelecidos pela norma brasileira NBR 6123/1988 para a quantificação das cargas de vento em uma estrutura de concreto armado. Para a correta aplicação das ações do vento no software, é fundamental a compreensão de como é calculada a velocidade característica do vento V_k , e, por conseguinte a componente global da força do vento F_a . Todos esses procedimentos estão descritos de forma detalhada no item 2.2.2 desse trabalho.

O primeiro ponto na consideração das cargas de vento no software, deve ser a configuração dos parâmetros de entrada antes da realização dos cálculos. Isso é fundamental pois permitirá que fatores de ponderação, assim como a velocidade do vento, serão analisados de acordo com as especificações corretas.

Para acessar as configurações de vento, acessa-se o menu Estrutura – Configurações – Projeto – Vento.

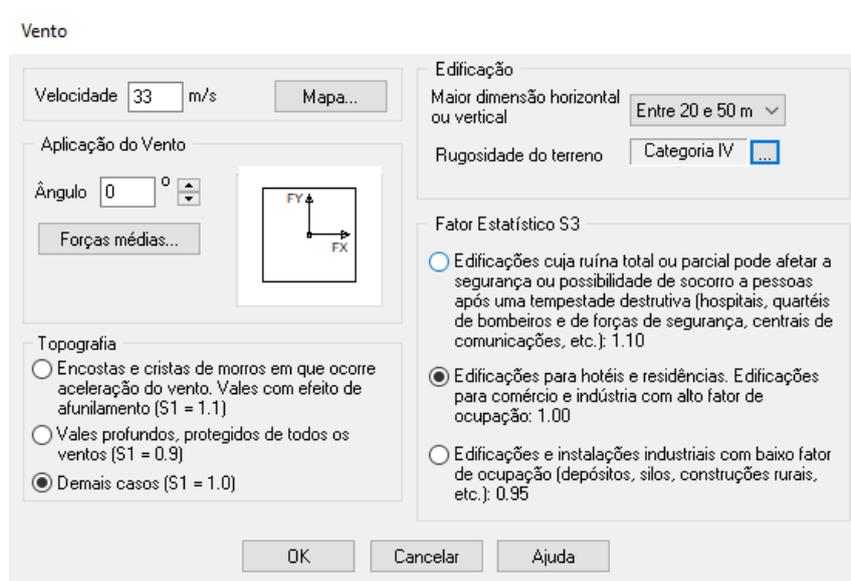


Figura 3.1 – Janela de configuração das cargas de vento na estrutura
Fonte: AutoQi

Na janela acima, as seguintes configurações devem ser ajustadas pelo usuário:

Velocidade: Na opção velocidade, registra-se a velocidade básica do vento V_0 , de acordo com as características da região e o que está prescrito nas normas brasileiras. É possível ainda ter acesso a um mapa de isopleta clicando no ícone Mapa. Esse é o mesmo mapa disponibilizado pela NBR 6123/1998. Para o estudo em questão será considerada a região da cidade de Palmas, no estado do Tocantins e será atribuída uma velocidade de 33 m/s de acordo com as características da região e da estrutura.

Ângulo: A opção ângulo, diz respeito ao ângulo de incidência do vento. De acordo com LUIZ LONGO, da AutoQi, normalmente o valor para o ângulo de incidência é mantido como 0, porém, para edificações fora de esquadro, é interessante adotar um valor para o ângulo de incidência do vento. Para esse último caso, a consideração de um valor diferente de zero para o ângulo permite que o cálculo do vento seja feito considerando uma incidência transversal à fachada do terreno. No entanto, como essa condição não se aplica a esse trabalho, o ângulo de incidência será mantido com o valor igual a zero.

Topografia: É a definição do tipo de terreno. Fator utilizado para o cálculo do S_1 . Para esse trabalho será considerado um terreno plano ou pouco ondulado, nesse caso o valor de $S_1 = 1,0$.

Edificação: Representa às propriedades da edificação e é um fator utilizado para o cálculo de S_2 . Será considerada uma edificação com maior dimensão horizontal ou vertical entre 20 m e 50 m e um terreno de categoria IV para rugosidade.

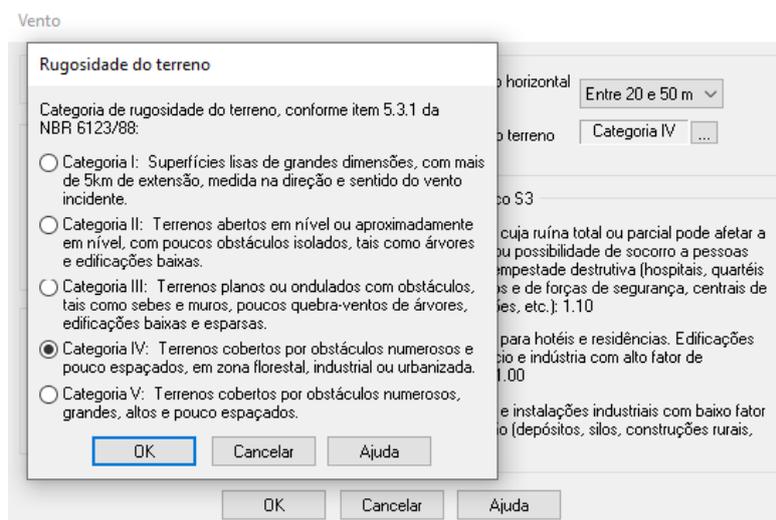


Figura 3.2 – Janela de configuração da rugosidade do terreno.

Fator estático: Define o rigor de segurança necessário dependendo da utilização da edificação. Como descrito no item 2.3.2.1.3 desse trabalho é utilizado para o calcular o S_3 . Como a estrutura a ser estudada terá uma ocupação para fins residenciais, o valor de $S_3 = 1,0$.

3.3 PROCEDIMENTO PARA AS SIMULAÇÕES

O objetivo desse trabalho é a avaliação da estabilidade global de uma estrutura em concreto armado com a utilização exclusiva de pórticos espaciais como sistema de contraventamento, ou seja, não será adotado na estrutura sistemas de núcleos rígidos, quer seja associado ou não a pilares-parede. Para essa avaliação será analisado um edifício que inicialmente contará com 10 pavimentos, logo após será avaliado a quantidade de pavimentos que podem ser adicionados ao edifício sem que a estrutura se torne uma estrutura de nós móveis, ou seja, limitando o valor de $\gamma_z = 1,10$. Para esse fim será realizada simulações em dois modelos estruturais com a mesma planta baixa, porém com diferenças no arranjo estrutural. Como dito anteriormente, será atribuído 10 pavimentos

ao primeiro modelo estrutural, chamado de M1. O segundo modelo, M2, contará com um arranjo estrutural diferente do modelo M1, onde serão feitas mudanças na orientação dos pilares. Para isso é fundamental a adoção de um bom arranjo estrutural e um certo rigor no lançamento dos elementos estruturais.

Nessas análises será observado como a mudança no direcionamento dos pilares interfere na estabilidade da estrutura e como a mudança na orientação dos pilares pode influenciar nessa estabilidade. A planta baixa adotada possui um modelo arquitetônico retangular, onde o momento de inércia global da estrutura apresenta diferenças significativas dependendo do lado considerado, ou seja, a estrutura não apresenta momentos de inércia iguais para os dois lados, o que é visto em uma planta com formato quadrado.

Até aqui foram abordados temas que influenciam de forma direta, ou não, a análise estrutural, portanto além das análises supracitadas é importante observar a adoção de uma estrutura segura e ao mesmo tempo econômica.

3.4 PLANTA BAIXA ADOTADA

Sabe-se que para se ter uma estrutura que apresente um bom desempenho em absorver as cargas horizontais, é importante a consideração da geometria da planta baixa. Quanto maior a área de incidência dos ventos nas fachadas, maior será os efeitos das cargas horizontais, conseqüentemente aumentando os deslocamentos laterais, momentos nos pilares, entre outros FREITAS (2015). Convenientemente, para o estudo em questão, foi escolhida uma planta baixa com características retangulares. A planta baixa utilizada para o estudo está representada abaixo.

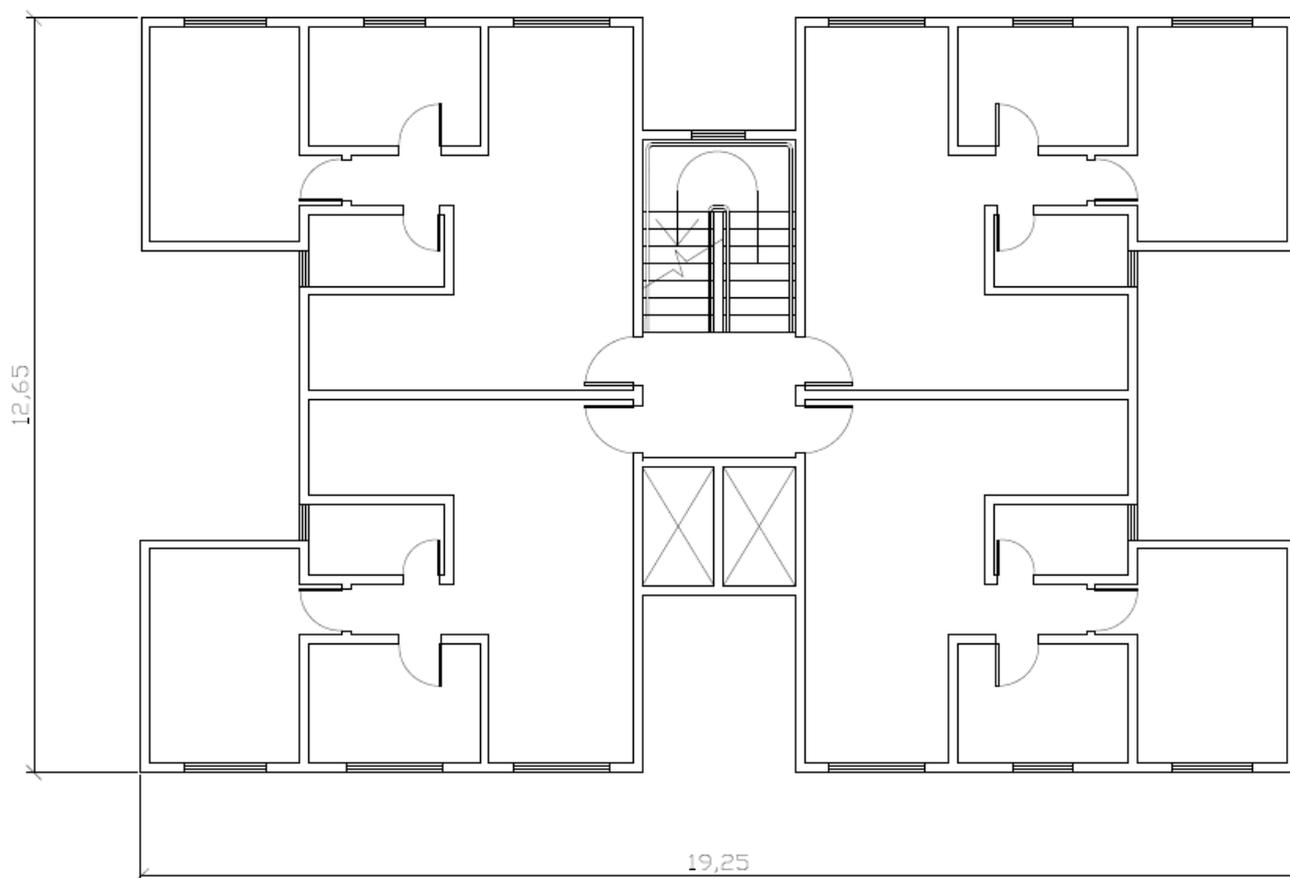


Figura 3.3 – Planta baixa do pavimento tipo utilizada nas simulações.

3.5 PRÉ-DIMENSIONAMENTO DOS PILARES

Para a determinação prévia das seções transversais dos pilares foi utilizado o método da área de influência de cada pilar, acumulada de piso a piso até a fundação. O método utilizado é resultado de recomendações práticas e não é normatizado, porém foram obedecidos os limites mínimos estabelecidos em norma, como dimensão mínima e área mínima da seção bruta. A área de influência de cada pilar corresponde a região do pavimento em que os carregamentos são absorvidos pelo pilar em questão. Para a planta baixa utilizada, as áreas de influência de cada pilar estão representadas na tabela a seguir.

Tabela 3.1 – Área de influência dos pilares.

Pilar	Área de influência (m ²)
P01, P17, P12, P28	5,10
P02, P16, P13, P27	8,80
P13, P15, P14, P26	1,25
P04, P09, P25, P20	2,50
P05, P19, P10, P24	11,59
P06, P18	7,59
P8, P21	11,65
P11, P23	19,24

Para a determinação das seções de cada pilar foi utilizada a seguinte expressão:

$$A_c = \frac{\alpha \cdot A \cdot P(n+0,7)}{\sigma_{id}} \quad (3.1)$$

Sendo:

α = ao coeficiente de majoração da carga em função da redução das situações de flexão composta normal em uma situação de compressão centrada

A = área de influência de cada pilar

P = carga uniformemente distribuída na laje

n = número de repetições de pavimento tipo

0,7 = coeficiente de cobertura

σ_{id} = tensão ideal de cálculo

Onde:

$$\sigma_{id} = 0,85 \cdot f_{cd} + \rho \cdot \sigma_{sd} \quad (3.2)$$

ρ = taxa geométrica de armadura

σ_{sd} = tensão no aço relativa a deformação específica 0,02

E para $\alpha = 1,4 \cdot \alpha_0$

Pilares	α_0
Intermediário	1,285
Extremidade	1,570
Canto	1,785

Sendo os valores de α_0 relativos ao tipo de pilar de acordo com o quadro:

O valor da resistência característica do concreto utilizado nas simulações foi de $f_{ck} = 35\text{Mpa}$. Foi adotado uma dimensão de 19 cm correspondente ao menor lado do pilar, para todos os pilares.

4. RESULTADOS E DISCUSSÕES

Nesse estudo foi avaliada a estabilidade global de um edifício em concreto armado utilizando pórticos planos como sistemas de contraventamento exclusivo. Dentro dessa análise também foi determinado o número máximo de pavimentos que foi possível adicionar a estrutura sem que ela atingisse um γ_z superior a 1,10, respeitando os limites de deslocamentos horizontais no topo da edificação. Por fim, foi analisado o comportamento da estabilidade da estrutura ao se fazer um giro em alguns pilares do edifício, mudando dessa maneira sua orientação.

Para a realização dessas análises, foi utilizado o software de cálculo estrutural da AutoQi, Eberick. Todas as ações atuantes na estrutura, levando em conta os estados limites últimos e os de serviço, foram considerados diante das configurações realizadas no programa. Essa etapa foi realizada através das descrições realizadas na metodologia.

4.1 ESTABILIDADE GLOBAL E NÚMERO DE PAVIMENTOS

De acordo com o que foi exposto na metodologia, foi processado no software dois modelos estruturais, modelo M1 e M2, a diferença entre eles está no fato de que o modelo M2 teve alguns pilares rotacionados, mudando suas direções.

A análise partiu com os dois modelos contando com 10 pavimentos, e foram sendo adicionados pavimentos aos dois modelos até que a estrutura atingissem um valor de γ_z igual a 1,10. É importante ressaltar que simultaneamente à análise dos resultados de γ_z , foram observados também os valores de deslocamentos horizontais da estrutura, pois não seria coerente permanecer dentro dos parâmetros estabelecidos para γ_z e em algum momento está fora dos limites de deslocamentos máximos admissíveis.

Através do processamento da estrutura, foi possível ter acesso às informações referentes ao comportamento da estrutura e estabilidade global conforme os objetivos do trabalho. A tabela 4.1 apresenta os resultados obtidos nas análises. A tabela apresenta o número máximo de pavimentos que foi possível adicionar a estrutura respeitando o limite de 1,10 estabelecido para γ_z e os limites máximos de deslocamentos.

Tabela 4.1 – Valores de Gama Z e deslocamentos horizontais

Número de pavimentos	MODELO M1				MODELO M2			
	Gama Z		Deslocamentos (cm)		Gama z		Deslocamentos (cm)	
	Direção X	Direção Y	Direção X	Direção Y	Direção X	Direção Y	Direção X	Direção Y
10	1,05	1,03	0,30	0,36	1,04	1,04	0,39	0,69
11	1,05	1,04	0,38	0,47	1,04	1,04	0,50	0,89
12	1,06	1,04	0,47	0,59	1,05	1,05	0,63	1,11
13	1,07	1,04	0,58	0,72	1,05	1,05	0,78	1,37
14	1,07	1,05	0,70	0,88	1,06	1,06	0,95	1,66
15	1,08	1,05	0,83	1,06	1,06	1,06	1,14	1,99
16	1,09	1,06	0,98	1,26	1,07	1,07	1,35	2,36
17	1,09	1,06	1,15	1,48	1,08	1,08	1,59	2,78
18	1,10	1,07	1,34	1,73	1,08	1,08	1,86	3,23
19	1,11	1,08	1,53	2,01	1,09	1,09	3,73	2,13

Fonte: Autor

Como pode ser observado na tabela 4.1, a estrutura atingiu um número máximo de 18 pavimentos para os dois modelos, M1 e M2. Apesar da tabela apresentar 19 pavimentos, apenas 18 pavimentos entraram na análise, pois a lance 19 precisou ser adicionado para se ter certeza se a estrutura permaneceria dentro dos limites de estabilidade e deslocamentos ou se valores superiores seriam apresentados a esse pavimento. Por tanto, como pode ser observado no lance 19, a estrutura apresentou valores de estabilidade e deslocamentos superiores aos estabelecidos, considera-se então uma estrutura de 18 pavimentos.

4.1.1 Modelo M1

No modelo M1 o número de pavimentos foi limitado pelo parâmetro de estabilidade γ_z , que ultimo pavimento apresentou um valor de 1,10 em X e 1,07 em Y. Mesmo que na direção Y o valor de Gama Z não tenha atingido o limite máximo estabelecido, a análise precisou ser interrompida, pois para direção X o valor de Gama Z já havia sido atingido. Para esse modelo os deslocamentos horizontais não foram critérios limitantes, afinal para direção X obteve-se um valor de 1,34cm e para direção Y um valor de 1,73cm enquanto os limites máximos de deslocamentos horizontais admissíveis foram de 3,35cm para as duas direções. A figura 4.1 foi retirada do software e apresenta um resumo dos resultados feito na análise do modelo M1, com 18 pavimentos.

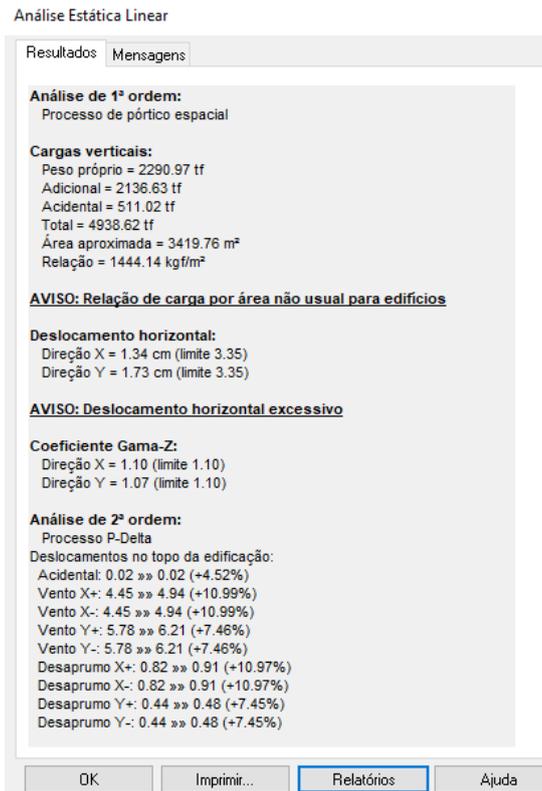
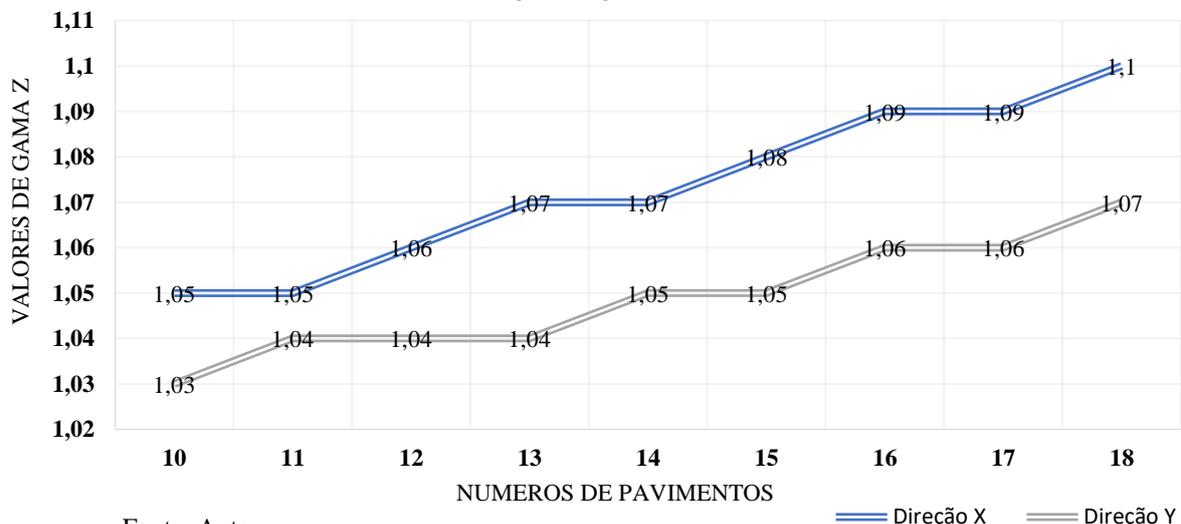


Figura 4.1 – Resultados da análise retirado do modelo M1 com 19 pavimentos
Fonte: Eberick

Ao se analisar os resultados, percebe-se que para direção x os valores de γ_z se repetem a cada dois pavimentos para a maioria dos lances, no entanto os intervalos com os valores de 1,06, 1,08 e 1,10 não se repetem. Já para a direção Y os valores de γ_z se repetem a cada dois pavimentos. Essas interações podem ser melhor visualizadas na figura 4.1 abaixo.

FIGURA 4.2 - VALORES DE GAMA Z OBTIDOS PARA O MODELO M1



Outro fator a se considerar, são as diferenças nos valores de gama Z para as duas direções. Percebe-se que para direção X, os valores de γ_z foram mais elevados que os valores de para direção Y. Esses resultados podem ser consequências de uma não simetria no formato da estrutura ou de que os pilares estão, em sua maioria, direcionados para uma mesma direção favorecendo o enrijecimento da estrutura para uma direção e desfavorecendo a outra.

Sabe-se que para se ter uma estrutura que apresente um bom desempenho em absorver as cargas horizontais, é importante a consideração da geometria da planta baixa. Quanto maior a área de incidência dos ventos nas fachadas, maior será os efeitos das cargas horizontais, conseqüentemente aumentando os deslocamentos laterais, momentos nos pilares, entre outros FREITAS (2015).

Para o estudo em questão, a planta baixa utilizada apresenta um formato retangular e um menor momento de inércia para a direção Y, no entanto ao se analisar os resultados percebe-se que a estrutura se apresentou mais rígida na direção Y, sustentando que a sua geometria não foi o fator crucial nas diferenças de valores de γ_z para as duas direções.

Descartado o fato de que a geometria da planta da estrutura não foi o principal determinante desses resultados, pode-se analisar então a orientação dos pilares da estrutura.

De acordo com a planta de fôrma do modelo M1, apresentado na figura 4.3, percebe-se que, dos 28 pilares que o edifício possui, 22 deles estão direcionados para direção Y, que mesmo possuindo um menor momento de inércia para essa direção, recebeu um maior enrijecimento do que para a direção X, como consequência da distribuição na orientação dos pilares. Portanto, apesar de que na direção Y inicialmente a geometria da estrutura desfavoreceu sua estabilidade, o direcionamento dos pilares para essa mesma direção acabou deixando-a mais rígida do que a direção x.

O software utilizado também fornece um modelo tridimensional do edifício estudado. A figura 4.4 apresenta o modelo M1, em 3D, do edifício com seus 18 pavimentos.

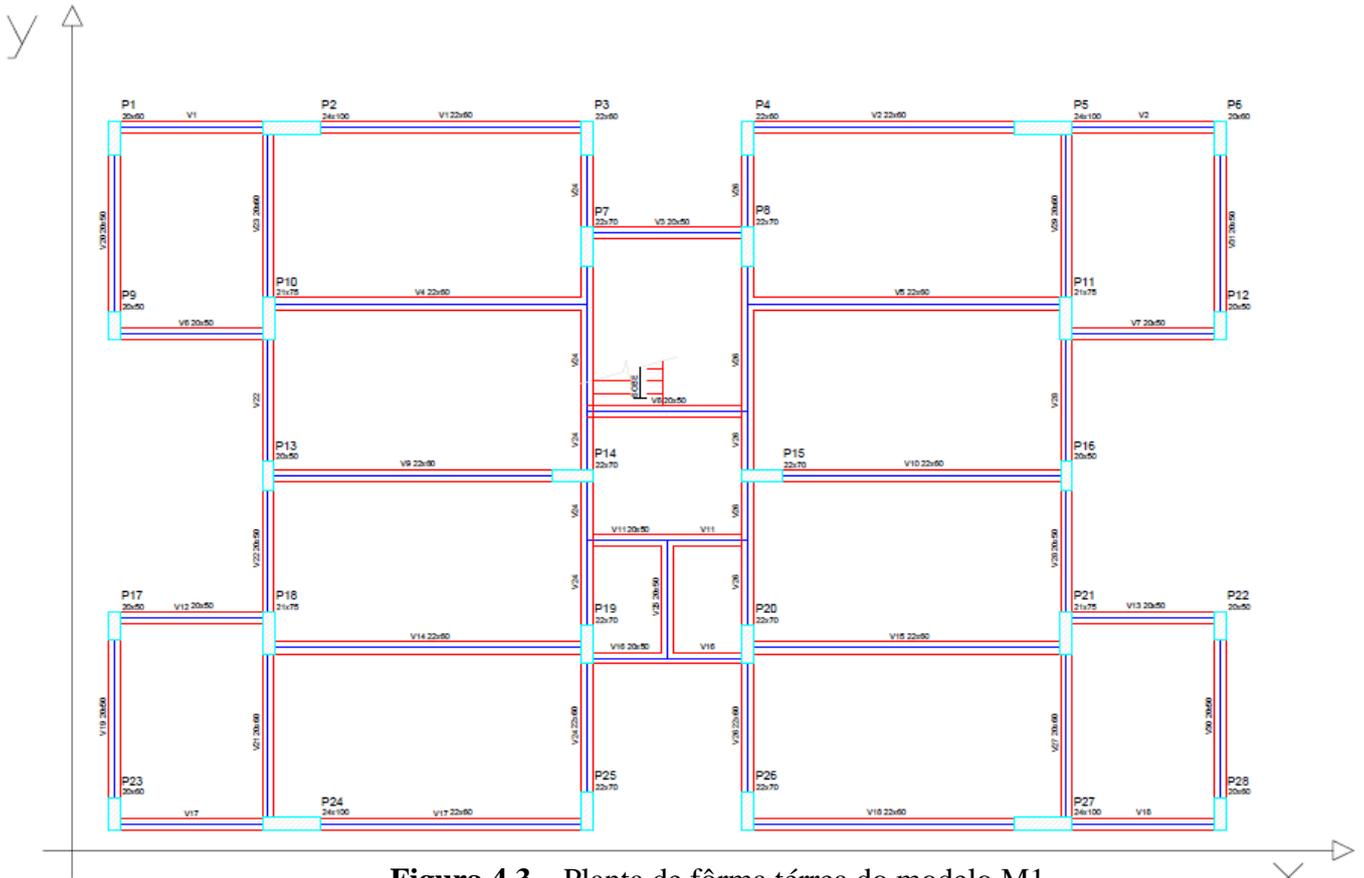


Figura 4.3 – Planta de fôrma térrea do modelo M1
Fonte: Eberick

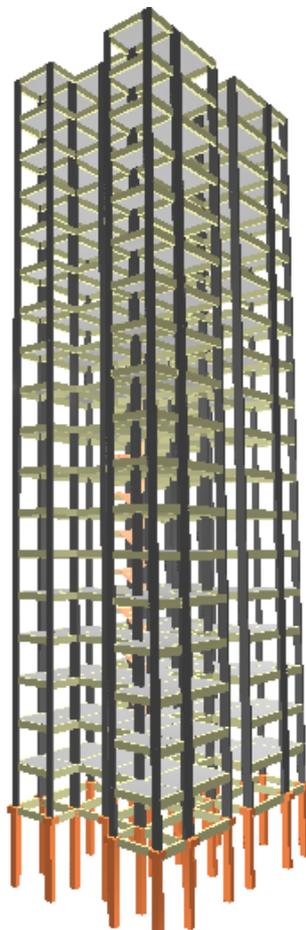


Figura 4.4 – Pórtico 3D do modelo M1
Fonte: Eberick

4.1.2 Modelo M2

Como explicado anteriormente na metodologia, o modelo M2 se diferencia do modelo M1 apenas pela mudança na orientação de alguns pilares, ou seja, fez-se uma rotação nos pilares P1, P06, P09, P12, P13, P16, P17, P22, P23 e P28.

Como apresentado na tabela 4.1, o modelo M2 também apresentou um número máximo de 18 pavimentos. No entanto, diferente do primeiro modelo, o fator limitante para o número de pavimentos para esse caso foram os deslocamentos horizontais.

Quando o edifício atingiu 19 pavimentos o valor de estabilidade global, Gama Z, era igual a 1,09, representando que o edifício ainda se comportava como uma estrutura de nós fixos, pois o parâmetro de estabilidade ainda apresentava um valor inferior ao estabelecido, nesse caso 1,10. Por outro lado, ao se atentar para os valores de deslocamentos horizontais no topo da edificação, esses apresentaram valores superiores aos limites estabelecidos. Para direção X, o valor de deslocamento horizontal foi igual a 2,13 e seu valor máximo igual a 3,53. Já para a direção Y o deslocamento horizontal obtido foi igual a 3,73 enquanto o limite de deslocamento igual a 3,53. Contudo, percebe-se que a estrutura com 19 pavimentos, apesar de se apresentar dentro dos limites do parâmetro de estabilidade global, não atendeu aos critérios de deslocamentos horizontais, oficializando a estrutura com 18 pavimentos. A figura 4.5 apresenta o resumo, extraído do software, dos resultados do processamento da estrutura com 19 pavimentos.

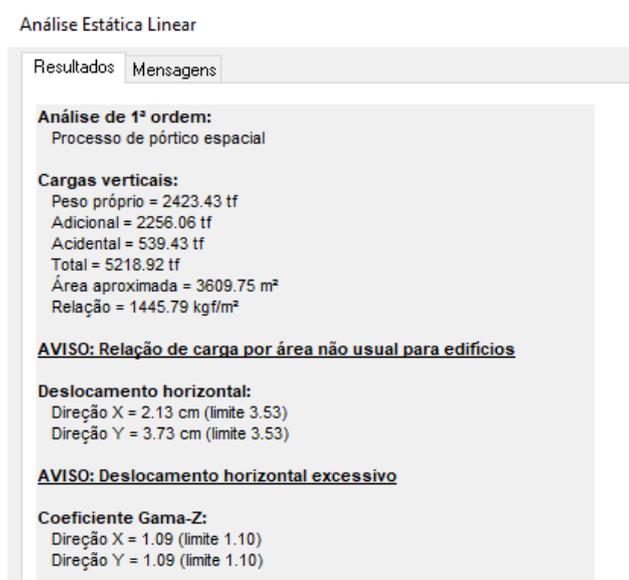
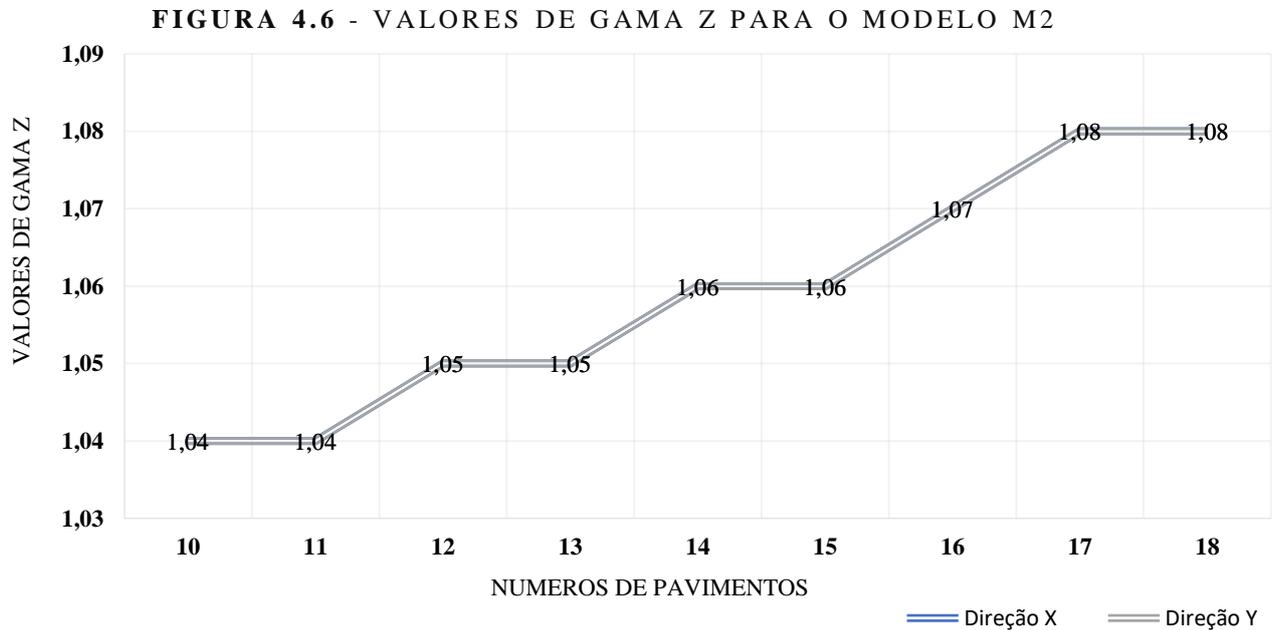


Figura 4.5 – Resultados da análise do modelo M2 com 19 pavimentos
Fonte Eberick

Ao se verificar os valores obtidos nas análises, observa-se que os valores de γ_z se repetiam a cada dois pavimentos e que esses valores eram iguais para as duas direções, ou seja, tanto para direção X quanto para a direção Y, os valores de γ_z eram os mesmos em todos os pavimentos. Essas são diferenças importantes que se apresentou entre os dois modelos. Enquanto o primeiro modelo, M1, apresentava uma maior assimetria estrutural, o modelo M2 se apresentou mais simétrico.

A explicação para esse comportamento, pode ser a mesma explicação dada ao modelo M1, o direcionamento dos pilares. Mesmo tendo uma planta com geometria retangular com menor rigidez na direção Y, no modelo M1 a direção Y se apresentou mais rígida por ter a grande maioria dos pilares voltados para essa direção. Por outro lado, ao se fazer uma rotação em alguns pilares do modelo M2, foi o suficiente para deixar a estrutura com um equilíbrio de rigidez para as duas direções. Talvez essa também seja a justificativa para se ter uma repetição nos valores de γ_z a cada 2 pavimentos, com apenas 1 intervalo no valor de 1,07. A figura 4.6 detalha os resultados do modelo M2 exibidos em um gráfico.



Enquanto o modelo M1 apresentou 22 pilares direcionados para direção Y, no modelo M2 10 desses pilares foram rotacionados e direcionados para a direção X. O modelo M2 apresenta então 16 pilares direcionados para X e 12 pilares direcionados para Y. A figura 4.7 apresenta a planta de fôrma do modelo M2 com marcação dos pilares que foram rotacionados.

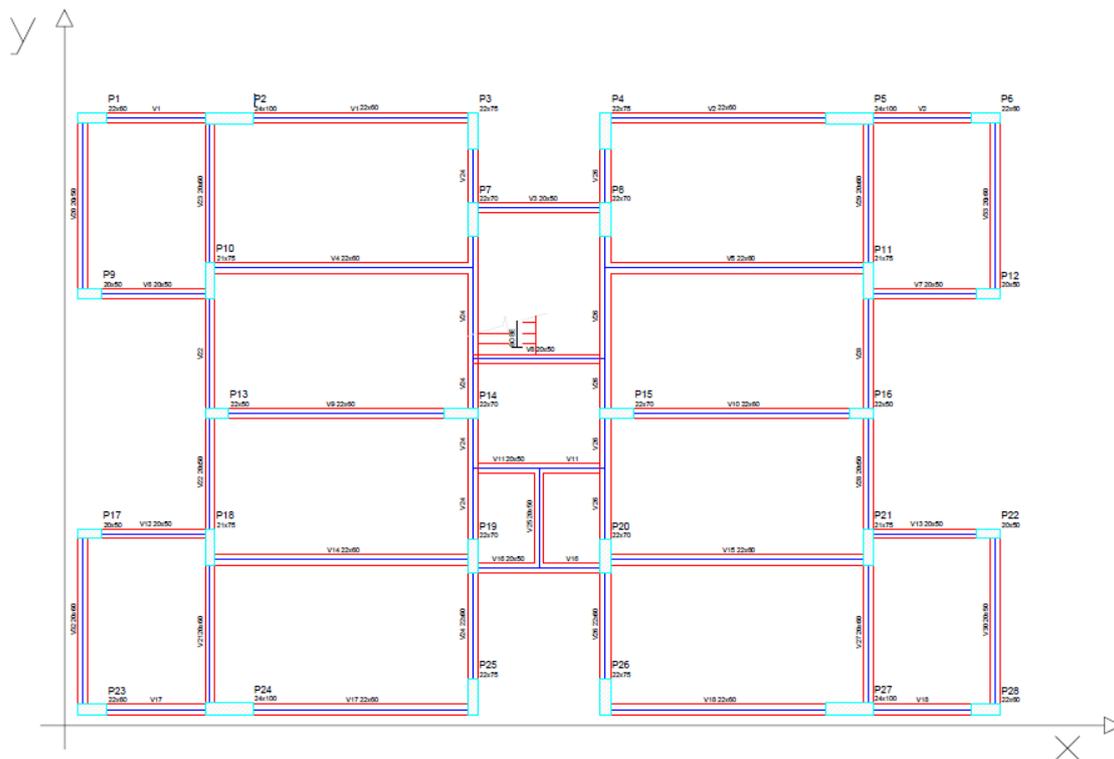


Figura 4.7 – Planta de fôrma do modelo M2
Fonte: Eberick

5. CONCLUSÃO

As particularidades provocadas pela arquitetura dos edifícios mais modernos demandam projetos estruturais cada vez mais desafiadores. Com a constante evolução da engenharia civil, torna-se mais comum a construção de estruturas mais esbeltas que necessitam de métodos de cálculos mais refinados e materiais mais resistentes. Contudo os refinamentos dos métodos de cálculo são assegurados pela confiança que os programas computacionais transmitem aos engenheiros e a evolução dos materiais de construção possibilitam a construção dessas estruturas desafiadoras. Porém, para o caso de estruturas mais esbeltas, sistemas de contraventamento mais elaborados e que transmitam maior rigidez a estrutura ainda pode ser um desafio por demandar de um maior consumo de materiais e mão de obra mais qualificada.

Com o processamento de informações no software e tendo como parâmetro o coeficiente de estabilidade global $G_m Z$, chegou-se a algumas conclusões quanto o comportamento da estrutura em interação com as ações do vento, seus deslocamentos horizontais e sua esbeltez, tendo ainda uma estrutura de nós fixos.

Na análise dos resultados, verificou-se que a estrutura, tendo um sistema de contraventamento menos robusto, composto apenas por pórticos planos, atingiu uma quantidade de 18 pavimentos. Com isso conclui-se que é possível a construção de edifícios com um certo grau de esbeltez sem a necessidade de sistemas de contraventamento mais robusto e ao mesmo tempo com segurança e sem a necessidade da consideração dos efeitos de segunda na estabilidade da estrutura.

Quanto a orientação dos pilares na estrutura, percebeu-se que a decisão da escolha dessa orientação é fundamental em uma concepção estrutural. Uma estrutura que apresenta uma geometria de planta onde, por apresentar uma maior área de fachada e favorecer a incidência de ventos, tem um desfavorecimento de sua rigidez em um dos seus lados, pode-se aproveitar de um melhor planejamento na orientação dos pilares para minimizar as assimetrias estruturais geradas muitas vezes pela geometria da estrutura. Isso se justifica pelo fato do modelo M2 apresentar melhor desempenho em estabilidade por conta de uma orientação nos pilares mais simétrica.

6. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1980). **Cargas para o Cálculo de estruturas de edificações**, NBR 6120, Rio de Janeiro, RJ.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2014). **Projeto de Estruturas de Concreto - Procedimento**, NBR 6118, Rio de Janeiro, RJ.

BUENO, M.M.E.; **Avaliação dos parâmetros de instabilidade global em estruturas de concreto armado**, Brasília – DF. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Tecnologia, Universidade de Brasília, 2009.

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

OLIVEIRA, D.M.; **Parâmetros de instabilidade global das estruturas de concreto armado segundo a nova nbr-6118**, Belo Horizonte – MG. Dissertação de Mestrado, Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, 2002.

CORELHANO, A.G.B. e CORRÊA, M.R.S. (2010). **Análise não linear geométrica e física de núcleos rígidos de edifícios altos em concreto armado**, Cadernos de engenharia de estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulos, São Carlos – SP.

OLIVEIRA, A. P.; GONÇALVES, D.; BRITTO, K.; CAMPOS, N.; SILVA, S.; SILVA, C.; OLIVEIRA JUNIOR, J.; ROCHA, J. N. **Análise da estabilidade global das estruturas sob a influência da locação de pilares**, Revista Científica Doctum, Rio de Janeiro, 2015.

VIEIRA, V.V.S., RODRIGUES JÚNIOR, S.J., e VELOSO, L.A.C.M., **Análise da estabilidade global de edifícios de concreto armado utilizando o coeficiente γ_z** , Revista IBRACON estruturas e materiais, Belém, 2017.

MEDEIROS, J.O.B., **Ação do vento na estabilidade global e efeitos de segunda ordem em estruturas de concreto armado na cidade de Belém do Pará**, Dissertação de mestrado, Universidade Federal do Para, Belém, 2018.

FREITAS, F.C., **Avaliação da estabilidade global em edifícios com e sem sistemas de contraventamento**, Dissertação de mestrado, Universidade Federal do Espírito Santos, Vitória, 2015.

GIONGO, J.S., **Concreto armado: projeto estrutural de edifícios**, Departamento de engenharia de estruturas, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2007.

GONÇALVES, R.M., **Ação do vento nas edificações: teorias e exemplos**, 2. ed, São Carlos, EESC-USP, 2007.

MEDEIROS, H., **Projetos: Deformações excessivas**, Revista Técnica, edição 97, Rio de Janeiro, 2005.

FONSECA, R.J., **Estabilidade global em edifícios: análise dos efeitos de segunda ordem**, Dissertação de mestrado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2010.

ARAÚJO, J.M.; **Curso de concreto armado**. Editora Dunas, v. 3, 2ª edição, Rio Grande – RS, 2003.

FRANCESCHI, L., **Modelo de análise integrado ou de grelha com pórtico espacial**, AutoQi, Disponível em: <<https://suporte.altoqi.com.br/hc/pt-br/articles/360001391833-Como-optar-entre-o-modelo-de-an%C3%A1lise-integrado-ou-de-grelha-com-p%C3%B3rtico-espacial>>, Acesso em: 07 Out. 2019, 10:25:02.

LONGO, L.F., **Aplicação de cargas de vento no Eberick**, AutoQi, Disponível em: <<https://suporte.altoqi.com.br/hc/pt-br/articles/115004593633-Como-o-Eberick-aplica-as-cargas-de-vento->>>, Acesso em: 07 Out. 2019, 11:23:15.