



UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA
CENTRO TECNOLÓGICO
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Lucas Henrique Teixeira

**Análise da Estabilidade Lateral de um Edifício Alto de Aço Segundo o Método
Discreto da Norma NBR 6123**

Florianópolis
2024

Lucas Henrique Teixeira

**Análise da Estabilidade Lateral de um Edifício Alto de Aço Segundo o Método
Discreto da Norma NBR 6123**

Trabalho de Conclusão do Curso de Graduação em Engenharia Civil do Centro Tecnológico da Universidade Federal de Santa Catarina como requisito para a obtenção do Título de Bacharel em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Dr. Leandro Fleck Fadel Miguel

Florianópolis
2024

Ficha catalográfica gerada por meio de sistema automatizado gerenciado pela BU/UFSC.
Dados inseridos pelo próprio autor.

Teixeira, Lucas Henrique

Análise da Estabilidade Lateral de um Edifício Alto de Aço Segundo o Método Discreto da Norma NBR 6123 / Lucas Henrique Teixeira ; orientador, Leandro Fleck Fadel Miguel, 2024.

71 p.

Trabalho de Conclusão de Curso (graduação) - Universidade Federal de Santa Catarina, Centro Tecnológico, Graduação em Engenharia Civil, Florianópolis, 2024.

Inclui referências.

1. Engenharia Civil. 2. Estrutura metálica. 3. Ações de vento. 4. Não linearidade geométrica. 5. Modelo discreto. I. Miguel, Leandro Fleck Fadel. II. Universidade Federal de Santa Catarina. Graduação em Engenharia Civil. III. Título.

Lucas Henrique Teixeira

Análise da Estabilidade Lateral de um Edifício Alto de Aço Segundo o Método Discreto da Norma NBR 6123

Este Trabalho de Conclusão de Curso foi julgado adequado para a obtenção do Título de Engenheiro Civil e aprovado em sua forma final pelo Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Catarina.

Prof. Liane Ramos da Silva, Dra.

Coordenadora do Curso

Universidade Federal de Santa Catarina

Banca Examinadora:

Prof. Leandro Fleck Fadel Miguel, Dr.

(Orientador)

Universidade Federal de Santa Catarina

Prof. Tiago Morkis Siqueira, Dr.

Universidade Federal de Santa Catarina

Prof. Giancarlo Zibetti Mantovani, Me.

Universidade Federal de Santa Catarina

Florianópolis, 2024.

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente os meus pais, Cleidemar e Luiza, e a minha irmã, Julia, por terem me apoiado ao longo de minha jornada até aqui, me dando todas as condições possíveis para seguir em frente e me auxiliando em meu desenvolvimento pessoal, acadêmico e profissional. Vocês são minha fonte de inspiração e é graças a vocês que posso dar o melhor de mim todos os dias.

Agradeço ao professor Leandro, por ter aceitado me orientar e por ter me motivado a seguir com o tema, estando sempre disponível para sanar minhas dúvidas e sendo um ótimo professor, que contribuiu fortemente para minha formação acadêmica.

Agradeço à Vanessa, ao Alexandre e aos demais colegas do escritório de BC, por terem me propiciado um ótimo ambiente de trabalho e por terem me apoiado constantemente ao longo do meu estágio, tirando minhas dúvidas e me dando conselhos, auxiliando na minha formação como engenheiro e meu desenvolvimento como pessoa.

Aos meus amigos, às minhas amigas e aos demais membros da minha família, por proporcionarem bons momentos e laços inquebráveis, tornando a minha trajetória até aqui mais alegre e feliz.

Agradeço, por fim, as pessoas não citadas aqui, mas que me apoiaram e me agregaram conhecimento, boas memórias e que marcaram minha vida de alguma forma, ao longo deste caminho que é a vida.

RESUMO

De uma maneira geral, a análise do comportamento estrutural de uma edificação requer a avaliação dos carregamentos atuantes sob diferentes cenários, levando em consideração todos os aspectos que influenciam significativamente a análise. No caso das ações de vento, o método estático de análise apresentado pela NBR 6123 (ABNT, 2023) abrange a aplicação de formulações em função das características da estrutura, da sua localidade e finalidade, porém sem considerar a resposta dinâmica que a estrutura exibe quando submetida a tais ações. Nesse contexto, edificações esbeltas e com frequência natural baixa, sensíveis à parcela flutuante do vento, precisam ser analisadas por outros métodos, capazes de obter uma resposta aproximada dos efeitos dinâmicos, uma vez que tais efeitos podem resultar em incrementos de carga e deslocamento consideráveis, o que pode levar estruturas dimensionadas apenas através do método estático à ruína. A recente atualização dos ábacos utilizados no método de modelo discreto da norma, método esse que permite obter uma aproximação das respostas dinâmicas, interfere diretamente nos valores finais das cargas de vento a serem aplicadas na estrutura, e edificações que tenham sido dimensionadas através da utilização dos ábacos antigos podem se tornar subdimensionadas quando analisadas pela perspectiva dos novos valores de cargas, geradas pelos ábacos atualizados. Dessa forma, para demonstrar o impacto desses critérios nos valores finais de cargas e deslocamentos horizontais em uma estrutura metálica alta, propõe-se pré-dimensionar uma edificação com 20 pavimentos, localizada em Balneário Camboriú, onde há diversas outras estruturas altas e de baixa frequência natural, submetida a uma velocidade básica do vento de 42 m/s e com consideração de efeitos de não linearidade geométrica. Para a verificação dos requisitos de deslocamento apresentados pela NBR 8800 (ABNT, 2008), utiliza-se o software Abaqus (SIMULIA, 2020) para modelar a estrutura proposta e obter as frequências naturais de seus modos de vibração, assim como seu comportamento para tais modos, para então utilizar os procedimentos prescritos pela NBR 6123 (ABNT, 2023), com ambas as versões de ábacos, para razão de amortecimento de 1% e 2%, para verificar todos os casos de vento, comparar os valores entre si, e então finalmente readequar a estrutura para o pior caso de vento obtido, concluindo o trabalho com considerações que podem ser feitas diante os resultados obtidos.

Palavras chave: estrutura metálica; não linearidade geométrica; ações de vento; efeitos dinâmicos; modelo discreto;

ABSTRACT

In general, the analysis of the structural behavior of a building requires the evaluation of the loads acting under different scenarios, taking into account all aspects that significantly influence the analysis. In the case of wind loads, the static method of analysis presented by NBR 6123 (ABNT, 2023) covers the application of formulations depending on the characteristics of the structure, its location and purpose, but without considering the dynamic response that the structure displays when subjected to such actions. In this context, slender buildings with a low natural frequency, sensitive to the fluctuating portion of the wind, need to be analyzed using other methods, capable of obtaining an approximate response to the dynamic effects, since such effects can result in considerable increases in load and displacement, which can lead structures designed only using the static method to ruin. The recent update of the abacuses used in the norm's discrete model method, a method that allows obtaining an approximation of the dynamic responses, directly interferes with the final values of the wind loads to be applied to the structure, and buildings that have been dimensioned through the use of old abacuses can become underdesigned when analyzed from the perspective of new load values generated by the updated abacuses. Therefore, to demonstrate the impact of these criteria on the final values of loads and horizontal displacements in a tall metallic structure, it is proposed to pre-design a building with 20 stories, located in Balneário Camboriu, where there are several other tall and low-frequency structures natural, subjected to a basic wind speed of 42 m/s and with consideration of geometric nonlinearity effects. To verify the displacement requirements presented by NBR 8800 (ABNT, 2008), the software Abaqus (SIMULIA, 2020) is used to model the proposed structure and obtain the natural frequencies of its vibration modes, as well as its behavior for such modes, to then use the procedures prescribed by NBR 6123 (ABNT, 2023), with both versions of abacus, for damping ratios of 1% and 2%, to check all cases of wind, compare the values among themselves, and then finally readjust the structure for the worst wind case obtained, concluding the work with considerations that can be made based on the results obtained.

Keywords: metallic structure; geometric nonlinearity; wind loads; dynamic effect; discrete model;

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Dispositivos de Ligação.	18
Figura 2 – Ligações - Por rigidez.	19
Figura 3 – Subestruturas de contraventamento.	20
Figura 4 – Contraventamento de um Edifício Metálico Real.	20
Figura 5 – Comparação esquemática do comportamento carga-deslocamento .	21
Figura 6 – Curva Carga-Deslocamento pelo método Newton-Raphson.	23
Figura 7 – Formação de turbilhões em estruturas.	28
Figura 8 – Modos de vibração.	29
Figura 9 – Mapa de Isopletas - V_0	30
Figura 10 – Esquema para um modelo dinâmico discreto.	33
Figura 11 – Visualização da estrutura modelada	38
Figura 12 – Planta de formas da edificação em análise	39
Figura 13 – Subestruturas de contraventamento por treliça	40
Figura 14 – Subestruturas de contraventamento por pórtico	40
Figura 15 – Multiplicadores das cargas variáveis α_n	41
Figura 16 – Abaqus - Estrutura Deformada - ELS na Maior Direção (acima) e Menor Direção (abaixo)	45
Figura 17 – Deslocamento no topo em metros - Pórtico Plano - Subestrutura treliçada	47
Figura 18 – Deslocamento no topo em metros - Pórtico Plano - Subestrutura por pórtico	48
Figura 19 – Primeiro e segundo modos de vibração da estrutura em análise . .	51
Figura 20 – Terceiro e quarto modos de vibração da estrutura em análise	52
Figura 21 – Coeficiente de arrasto para a maior direção de fachada	65
Figura 22 – Coeficiente de arrasto para a menor direção de fachada	66
Figura 23 – Ábaco de ξ para a maior direção - NBR 6123 (ABNT, 2023)	67
Figura 24 – Ábaco de ξ para a menor direção - NBR 6123 (ABNT, 2023)	68
Figura 25 – Ábaco de ξ para a maior direção - NBR 6123 (ABNT, 1988)	69
Figura 26 – Ábaco de ξ para a menor direção - NBR 6123 (ABNT, 1988)	70
Figura 27 – Ábaco de ξ para a estrutura atualizada - NBR 6123 (ABNT, 1988) .	71

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Valores mínimos de S_3	32
Tabela 2 – Parâmetros ρ e b_m	35
Tabela 3 – Seções dos pilares	37
Tabela 4 – Seções das vigas	37
Tabela 5 – Forças devido ao vento na maior direção	43
Tabela 6 – Forças devido ao vento na menor direção	43
Tabela 7 – Deslocamentos horizontais em centímetros - Maior Direção	44
Tabela 8 – Deslocamentos horizontais em centímetros - Menor Direção	44
Tabela 9 – Massa m_i de cada pavimento	49
Tabela 10 – Frequências naturais dos modos de vibração da estrutura	50
Tabela 11 – Vetor de forma modal do primeiro modo de flexão para cada direção	50
Tabela 12 – Fator Dinâmico ξ do primeiro modo de flexão de cada direção	53
Tabela 13 – Cargas pelo modelo discreto - Maior Direção	54
Tabela 14 – Cargas pelo modelo discreto - Menor Direção	54
Tabela 15 – Deslocamentos pelo modelo discreto - Menor Direção (I)	55
Tabela 16 – Deslocamentos pelo modelo discreto - Menor Direção (II)	55
Tabela 17 – Deslocamentos pelo modelo discreto - Maior Direção (I)	56
Tabela 18 – Deslocamentos pelo modelo discreto - Maior Direção (II)	56
Tabela 19 – Comparação dos deslocamentos com o método estático	57
Tabela 20 – Diferenças de carga em relação ao estático	58
Tabela 21 – Frequência natural dos modos de vibração da estrutura	59
Tabela 22 – Novos esforços devido ao efeito dinâmico da estrutura atualizada	60
Tabela 23 – Novos deslocamentos da estrutura atualizada	60

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
CS	Coluna Soldada
CVS	Coluna Viga Soldada
ELS	Estado Limite de Serviço
ELU	Estado Limite Último
GDL	Grau de Liberdade
NBR	Norma Brasileira
NLG	Não Linearidade Geométrica

LISTA DE SÍMBOLOS

V_0	Velocidade básica do vento
ξ	Fator dinâmico
p	Expoente da lei potencial de variação de S_2
b_m	Parâmetro meteorológico usado na determinação de S_2
m_i	Massa discreta correspondente à coordenada i
\sum	Somatório
V_k	Velocidade característica do vento
\bar{V}_p	Velocidade de projeto
C_a	Coeficiente de arrasto
F_k	Valor característico de ações
F_d	Valor de projeto de ações
F_{ser}	Valor de projeto de ações de serviço
f	Frequência
L	Comprimento; vão
γ_g	Coeficiente de ponderação das ações permanentes
γ_q	Coeficiente de ponderação das ações variáveis
ψ_0	Fator de combinação das ações variáveis
ψ_1	Fator de redução das ações variáveis 1
ψ_2	Fator de redução das ações variáveis 2
G	Ações permanentes agrupadas
Q_1	Ação variável principal
Q_2	Ação variável secundária
F_r	Fator de rajada
ψ_i	Massa discreta da coordenada i sobre massa de referência
ζ	Razão de amortecimento crítico
x_i	Amplitude da forma modal correspondente à coordenada i
A_i	Área de influência correspondente à coordenada i
C_{ai}	Coeficiente de arrasto correspondente à coordenada i
z_i	Altura do nó i sobre o nível do terreno
z_r	Altura de referência
n	Número de graus de liberdade
h	Altura total da edificação
l_1	Largura; dimensão horizontal de uma edificação
X_i	Força total devida ao vento na direção da coordenada i
\hat{X}_i	Parcela média da força X_i
\bar{X}_i	Parcela flutuante de X_i
\bar{q}_0	Parcela flutuante de X_i

m_0	Massa discreta de referência
A_0	Área de referência
dF	Vetor de força nodal incremental aplicada
dR	Vetor de força nodal não balanceada
K	Matriz de rigidez
$d\Delta$	Vetor de deslocamento/rotação incremental nodal

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	14
1.1	MOTIVAÇÃO	14
1.2	OBJETIVOS	14
1.2.1	Objetivo Geral	14
1.2.2	Objetivos Específicos	15
1.3	LIMITAÇÕES DO TRABALHO	15
1.4	ESTRUTURAÇÃO DO TRABALHO	15
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	17
2.1	AÇO E SUA APLICAÇÃO EM ESTRUTURAS	17
2.2	LIGAÇÕES EM ESTRUTURAS METÁLICAS	17
2.3	ESTABILIDADE LATERAL DAS ESTRUTURAS	19
2.4	ANÁLISE ESTRUTURAL	21
2.4.1	Análise elástica linear geométrica	21
2.4.2	Análise elástica não linear geométrica	22
2.4.3	Análise inelástica linear e não linear geométrica	23
3	PRÉ-DIMENSIONAMENTO DE UMA ESTRUTURA DE AÇO	24
3.1	COMBINAÇÕES DE AÇÕES	24
3.1.1	COMBINAÇÕES PARA ELS	25
3.1.2	COMBINAÇÕES PARA ELU	25
3.2	LIMITES DE DESLOCAMENTOS DAS ESTRUTURAS	26
3.2.1	DESLOCAMENTOS NO ELS	26
3.2.2	DESLOCAMENTOS NO ELU	27
4	AÇÕES DE VENTO	28
4.1	MODELO ESTÁTICO PELA NBR 6123	29
4.1.1	VELOCIDADE BÁSICA DO VENTO	29
4.1.2	Fator S1	30
4.1.3	Fator S2	31
4.1.4	Fator S3	32
4.1.5	Coeficiente de Arrasto	32
4.2	MODELO DISCRETO PELA NBR 6123	32
4.2.1	Resposta Dinâmica na Direção do Vento	33
4.2.2	Diferenças entre NBR 6123/1988 e NBR 6123/2023	35
5	ESTUDO DE CASO	36
5.1	MODELAGEM DA ESTRUTURA	36
5.2	ESTRUTURA PROPOSTA	36
5.2.1	Ações e Combinações	40
5.2.2	Vento pelo Método Estático	42

5.2.3	Comparação de resultados com modelo plano	46
5.3	VENTO PELO MODELO DISCRETO	49
5.3.1	Fator Dinâmico	53
5.3.2	Resposta Dinâmica da Estrutura	53
6	CONCLUSÃO	61
6.1	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	62
	Referências	63
	ANEXO A – ÁBACOS	65

1 INTRODUÇÃO

1.1 MOTIVAÇÃO

Dentre os diversos tipos de ações que atuam sobre uma estrutura, o vento é um dos principais causadores de esforços horizontais e por consequência, de deslocamentos laterais em edificações. Conforme a estrutura cresce verticalmente, maior será a influência do vento em seu dimensionamento e maior a importância de uma análise precisa dos esforços resultantes e do comportamento da estrutura.

Para que seja possível analisar a ação do vento, a norma NBR 6123 (ABNT, 2023) fornece métodos capazes de estimar as cargas estáticas a serem aplicadas na estrutura, que levam em consideração a geografia do local onde a edificação se encontra, a velocidade básica do vento (V_0) da região, a rugosidade do terreno e a finalidade da estrutura.

No entanto, em edifícios de grandes alturas onde a frequência natural da estrutura encontra-se abaixo de 1Hz, há a necessidade de averiguar o comportamento dinâmico da estrutura em relação à direção do vento, que pode gerar solicitações maiores do que as obtidas pelo método estático da norma e assim representar uma pior situação de cálculo.

Com isso em mente, a NBR 6123 (ABNT, 2023) também apresenta métodos que permitem obter uma aproximação do efeito dinâmico real. O método discreto da norma separa uma edificação em diversas faixas ao longo de sua altura, e, com base na frequência natural e a amplitude da forma modal da estrutura, calcula novas cargas estáticas a serem aplicadas para o dimensionamento.

Contudo, a análise nem sempre é tão simples, e para pórticos espaciais complexos é necessário realizar análises modais e considerar efeitos de não linearidade para obter resultados precisos. Nesse cenário, a utilização de ferramentas computacionais como softwares de elementos finitos é indispensável, uma vez que eles são capazes de obter os modos e frequências naturais da estrutura e permitem a consideração dos efeitos de não linearidade, aproximando assim o modelo à realidade e obtendo respostas precisas.

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 Objetivo Geral

Realizar o pré-dimensionamento de uma estrutura metálica alta submetida a cargas de vento obtidas pelo método estático da norma, verificar seu comportamento considerando os efeitos dinâmicos da estrutura na direção do vento e conformizar a estrutura de forma a respeitar os deslocamentos limites.

1.2.2 Objetivos Específicos

1. Modelar um edifício metálico de grande altura com o software de elementos finitos Abaqus (SIMULIA, 2020) e o pré-dimensionar considerando cargas de vento por método estático;
2. Obter novas cargas de vento através do método de modelo discreto das normas NBR 6123 (ABNT, 2023) e 6123 (ABNT, 1988), para taxas de amortecimento de 1% e 2%;
3. Avaliar e comparar o comportamento da estrutura quando submetida aos diversos casos de cargas de vento atualizadas devido a influência do efeito dinâmico da estrutura;
4. Conformizar a estrutura pré-dimensionada para o pior caso de vento com efeito dinâmico, de forma que a nova estrutura obedeça os deslocamentos limites;

1.3 LIMITAÇÕES DO TRABALHO

O seguinte trabalho adota as seguintes hipóteses simplificadoras do modelo proposto:

1. Não é considerada a não-linearidade física dos materiais;
2. A laje é representada através de um diafragma rígido que engloba todo o pavimento;
3. Não foram considerados efeitos de flambagem local nos perfis utilizados, e as ligações não foram dimensionadas;
4. O pré-dimensionamento da estrutura considerou apenas um sentido de vento para as duas direções principais da edificação. Para um projeto real, é necessário verificar todas as hipóteses de vento;
5. A estrutura foi pré-dimensionada através dos limites de deslocamento dados pela NBR 8800 (ABNT, 2008). Para um projeto real, é necessário dimensionar os elementos estruturais conforme prescrito em norma;

1.4 ESTRUTURAÇÃO DO TRABALHO

Uma vez feita a introdução da motivação, dos objetivos e limitações do trabalho, presentes no capítulo 1, o Capítulo 2 apresenta uma revisão bibliográfica, a qual abrange temas necessários para a compreensão e realização do estudo de caso. Primeiramente são discutidas as propriedades do aço, tipos de elementos estruturais e as ligações entre tais elementos, seguida por uma breve apresentação dos sistemas

estruturais existentes e finalizando com conceitos de não-linearidade geométrica e menção à não linearidade física.

O Capítulo 3 segue com a apresentação do método dos estados limites e combinações de ações, indicando as fórmulas dos estados limites último e de serviço que serão utilizados para o estudo de caso. Por fim, são vistos os critérios de deslocamentos máximos de uma estrutura metálica, de acordo com NBR 8800 (ABNT, 2008).

No Capítulo 4 são desenvolvidos os procedimentos de cálculo das forças de vento pelo método estático e por modelo discreto da norma NBR 6123 (ABNT, 2023), assim como uma comparação do modelo discreto da norma atual com o da antiga NBR 6123 (ABNT, 1988).

Em seguida, no Capítulo 5, é feito através do software Abaqus (SIMULIA, 2020) o pré-dimensionamento da estrutura, análises de vento e também uma comparação de cargas e deslocamentos entre normas, para taxas de amortecimento de 1% e 2%. O capítulo será finalizado com uma conformização da estrutura para o pior caso de carga.

Por fim, no Capítulo 6, serão apresentadas as conclusões do trabalho e sugestões para os trabalhos seguintes.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 AÇO E SUA APLICAÇÃO EM ESTRUTURAS

Como material, o aço é uma liga de ferro, carbono e outros elementos, como manganês, silício e fósforo, e sua utilização em estruturas se dá através de suas variantes de resistência mecânica média ou alta. Entre as características desejadas no aço estrutural, estão: elevada tensão de escoamento, soldabilidade, trabalhabilidade, capacidade de dobra, furação e corte, etc.

Adicionalmente, o aço é altamente versátil e permite a produção de elementos estruturais de diversas seções, formas, tamanhos e especificações, sendo aplicado em diversos componentes presentes em estruturas.

Conforme descreve (BELLEI; PINHO; PINHO, 2008), edifícios de aço são formados por elementos estruturais horizontais (Vigas) e verticais (Pilares), com cargas horizontais tendo grande influência em seu dimensionamento. Os principais componentes estruturais são:

- Pilares externos e internos;
- Vigas principais e secundárias
- Contraventamentos
- Lajes e painéis

As estruturas são compostas por múltiplos elementos estruturais conectados entre esses si, de forma a dar estabilidade à edificação. Essas conexões são feitas através de ligações, que serão discutidas na seção a seguir.

2.2 LIGAÇÕES EM ESTRUTURAS METÁLICAS

Como descrito por (VASCONCELLOS, 2011), ligação é um termo aplicado para todo detalhe construtivo que permite a conexão entre elementos estruturais ou entre a estrutura e elementos externos. Essas ligações são compostas por elementos de ligação, como enrijecedores, chapas de ligação, placas de base, etc. e meios de ligação, como soldas, parafusos, barras redondas rosqueados e pinos.

Porém, ainda segundo (VASCONCELLOS, 2011), essa classificação se mostra insuficiente, sendo necessário distinguir as ligações segundo esforços solicitantes e rigidez. Neste trabalho será discutido apenas a classificação segundo a rigidez.

Quando pré-dimensionando uma estrutura, é necessário analisar a influência do comportamento mecânico das ligações entre os elementos estruturais, uma vez que essas ligações decidem os graus de rotação entre elementos.

Ligações que permitem rotação e que não transferem momento fletor são denominadas flexíveis, enquanto aquelas que não permitem rotação e, portanto, transferem momento, são chamadas de rígidas. Há também um terceiro tipo de ligação, que restringe parcialmente a rotação entre elementos e transfere apenas uma parcela dos momentos atuantes, chamada de semi-rígida.

A seguir, a Figura 1 mostra diversos tipos de dispositivos de ligação e a Figura 2 exhibe o comportamento das ligações por rigidez.

Figura 1 – Dispositivos de Ligação.

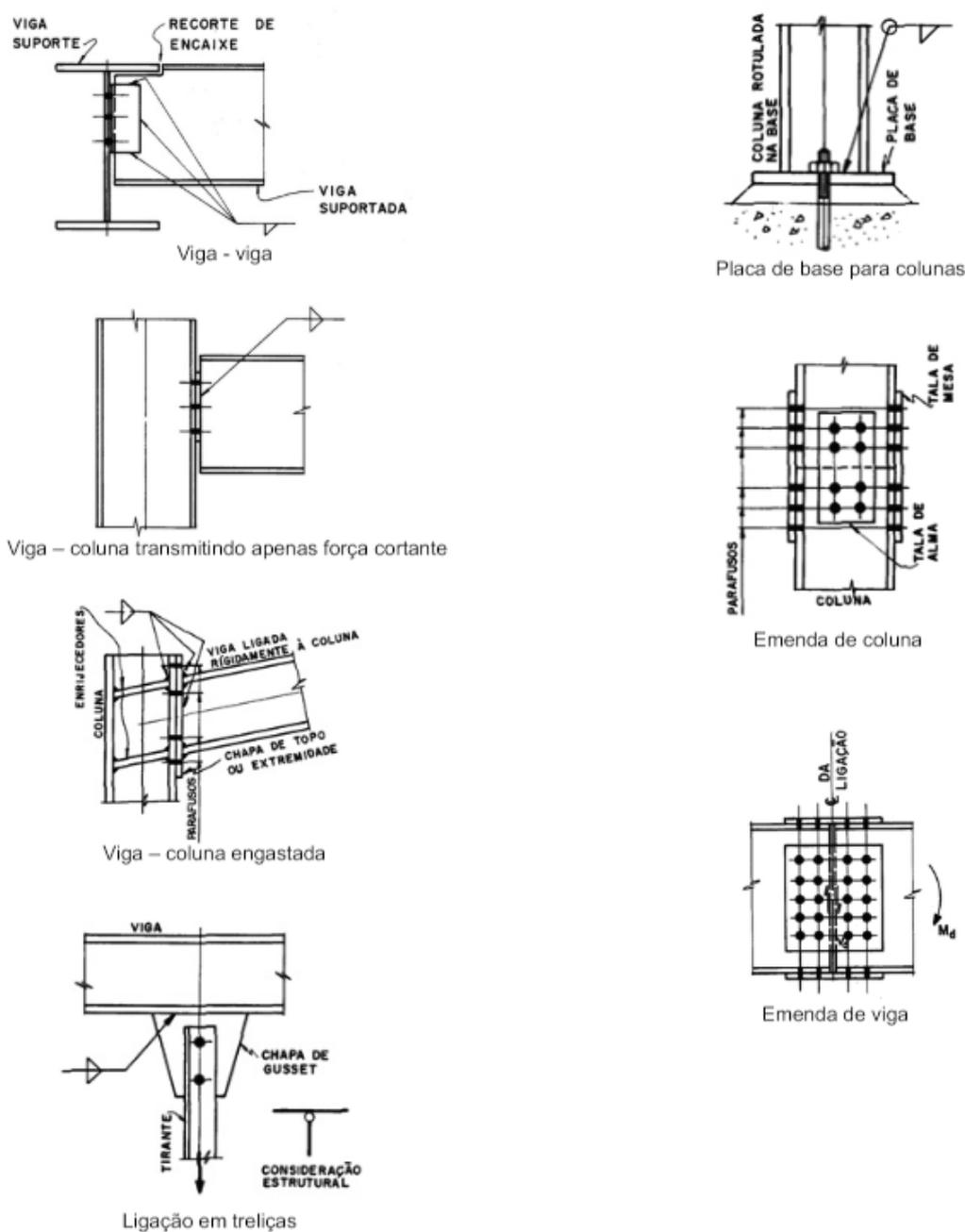


Figura 2 – Ligações - Por rigidez.

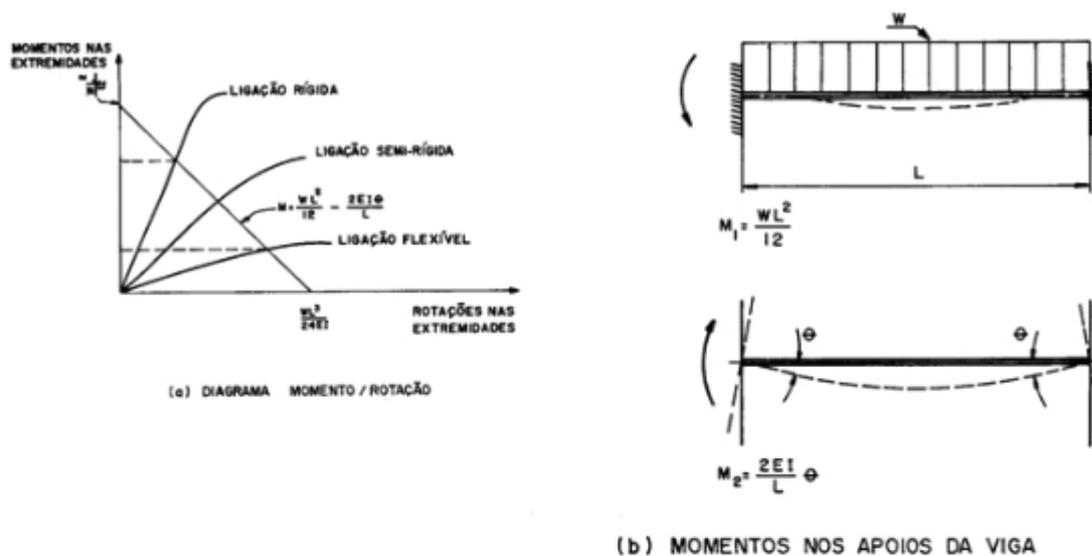


Fig. 12- Comportamento das Ligações

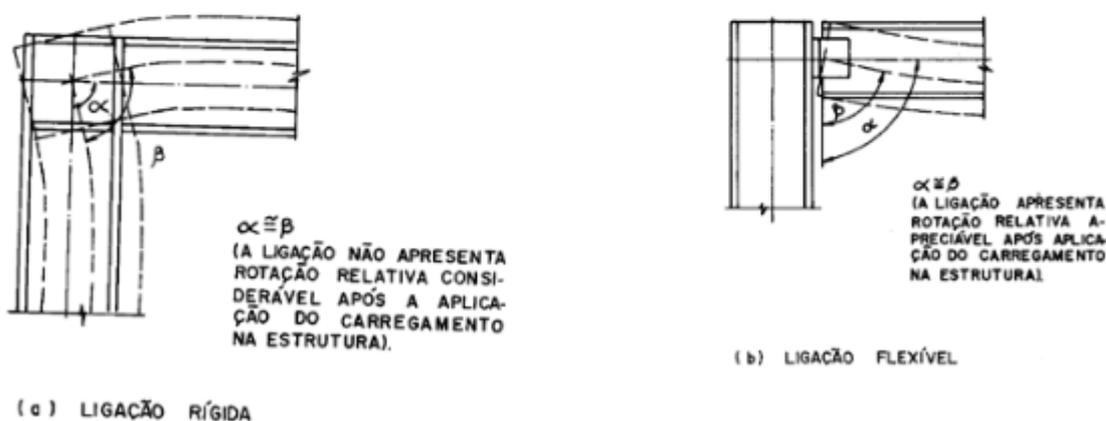


Fig. 13- Ligações Rígida e Flexível

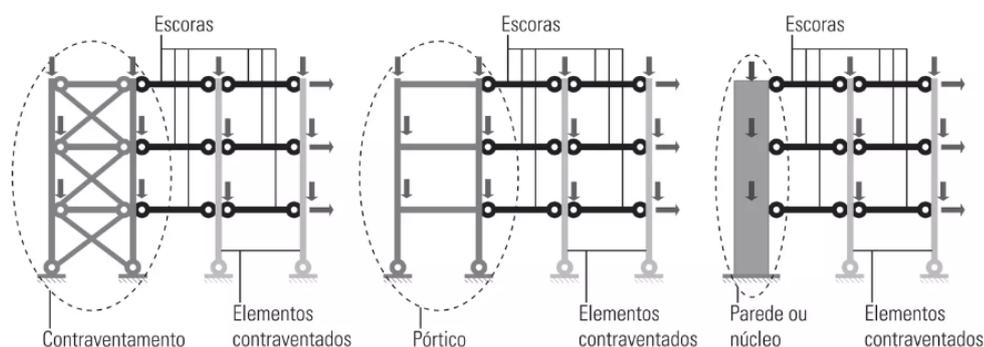
Fonte: Vasconcellos (2011).

2.3 ESTABILIDADE LATERAL DAS ESTRUTURAS

Segundo (FAKURY; SILVA; CALDAS, 2017), existem em edificações, subestruturas que, graças a sua grande rigidez lateral, resistem à totalidade ou à quase totalidade das ações horizontais que agem sobre a estrutura. Sendo denominadas como subestruturas de contraventamento, elas são as responsáveis pela estabilização lateral da estrutura, e podem ser de 3 tipos: Contraventamento por sistema de treliça, contraventamento por pórtico resistente a momento e por paredes de cisalhamento ou núcleo rígido de concreto.

Além dos elementos de contraventamento, há também componentes estruturais cuja resistência às ações horizontais é nula ou desprezável, sendo elas capazes de apenas conduzir cargas verticais para a fundação. Sendo denominados elementos contraventados, sua estabilidade lateral vem de sua conexão com as subestruturas de contraventamento, que é feita por componentes horizontais da estrutura, como lajes e vigas, que são capazes de transferir as ações horizontais que descarregam nos membros contraventados para os elementos de contraventamento.

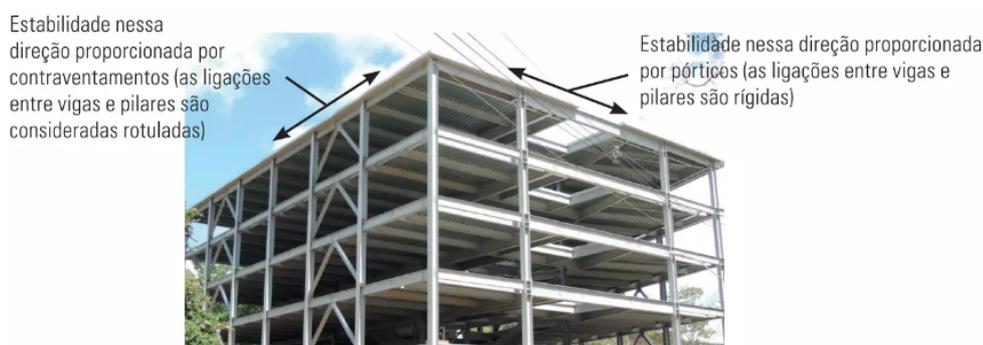
Figura 3 – Subestruturas de contraventamento.



Fonte: Fakury, Silva e Caldas (2017).

Como descreve (FAKURY; SILVA; CALDAS, 2017), para estruturas tridimensionais, se faz necessária a presença de subestruturas de contraventamento em todas as direções da estrutura, podendo em uma direção ser utilizado contraventamento por pórtico e na outra por sistema de treliças. Ainda, para edifícios de múltiplos andares, as ações horizontais são transferidas por vigas e lajes, que atuam como um diafragma rígido em seu plano, certificando que todos os pontos de seu respectivo pavimento se desloquem de maneira igualitária.

Figura 4 – Contraventamento de um Edifício Metálico Real.



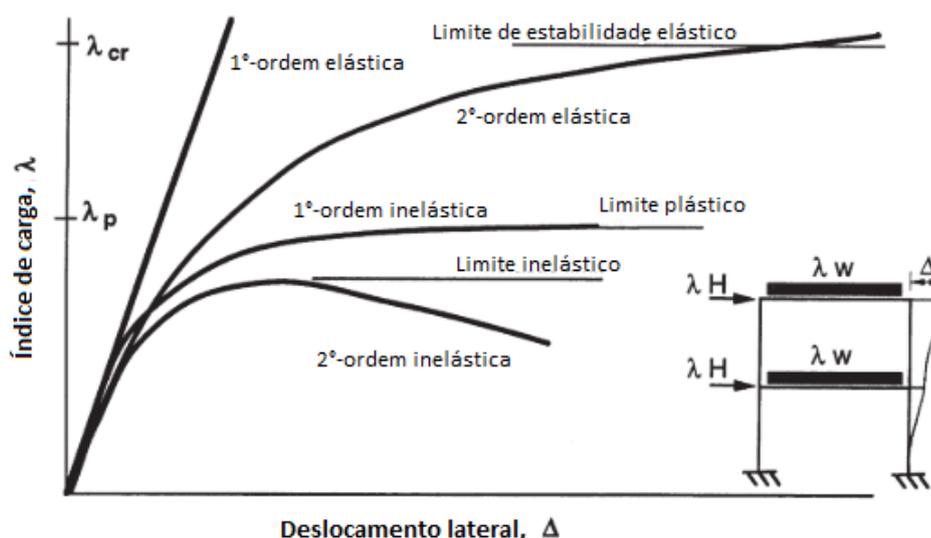
Fonte: Fakury, Silva e Caldas (2017).

2.4 ANÁLISE ESTRUTURAL

De acordo com (ZIEMIAN, 2010), para que se possa garantir a estabilidade de um pórtico, todos os elementos estruturais e conexões devem resistir às cargas aplicadas e atingir equilíbrio com a configuração deformada da estrutura. Todavia, os métodos convencionais de análise são limitados quanto à sua representatividade, e os métodos mais simples não levam em considerações tais fatores em seus resultados.

Dessa maneira, formas de análise mais complexas, como as realizadas por softwares computacionais, permitem a obtenção de resultados precisos quando consideradas diversas formas de não-linearidade. A Figura 5 indica um diagrama carga-deslocamento que mostra a relação entre essas duas variáveis para diferentes tipos de análise.

Figura 5 – Comparação esquemática do comportamento carga-deslocamento



Fonte: Ziemian (2010).

2.4.1 Análise elástica linear geométrica

Sendo o método de análise mais simples, a análise elástica linear geométrica considera o material com comportamento elástico linear e o equilíbrio da estrutura é satisfeito para a configuração indeformada, fazendo com que a deformação do pórtico seja proporcional à carga aplicada. Por não levar em conta nenhuma forma de não linearidade, (ZIEMIAN, 2010) conclui que esse método não fornece uma medida direta da estabilidade do pórtico.

2.4.2 Análise elástica não linear geométrica

Análises elásticas não lineares geométricas são aquelas que, diferente das lineares, buscam obter o equilíbrio da estrutura para uma configuração deformada e, portanto, mais próxima da realidade. Para a maioria dos pórticos, a curva carga-deslocamento obtida em uma análise elástica não linear geométrica rigorosa se aproxima assintoticamente do limite de estabilidade elástico, que pode ser visualizado na Figura 5.

Segundo (ZIEMIAN, 2010), a formulação para análises não lineares geométricas pode geralmente ser representada por:

$$dF - dR = K d\Delta \quad (1)$$

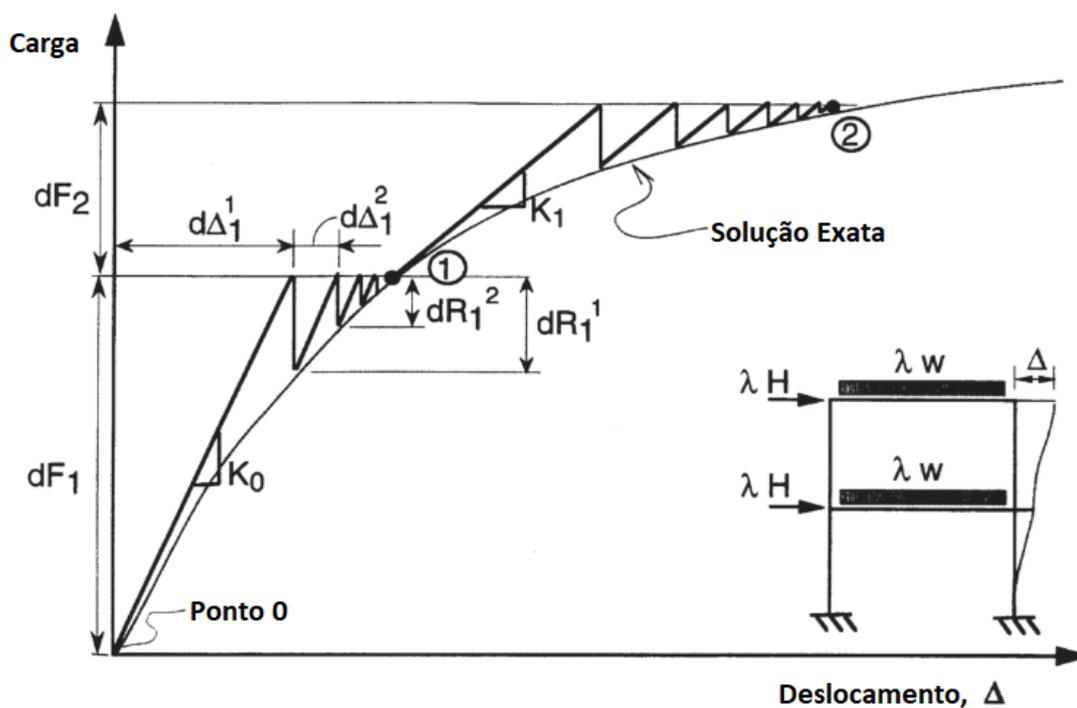
onde,

- dF representa o vetor de força nodal incremental aplicada;
- dR representa o vetor de força nodal não equilibrada, calculada como a diferença entre a força aplicada e a força interna resultante atual;
- K representa a matriz de rigidez;
- $d\Delta$ representa o vetor de deslocamento/rotação incremental nodal;

A Eq.1 formula as equações matriciais em termos de forças e deslocamentos incrementais, e as forças não equilibradas são calculadas com a geometria deformada obtida no final da iteração. Quando essas iterações ocorrem com valores constantes de carga até que a convergência seja atingida, o procedimento é então chamado de solução incremental-iterativa de Newton-Raphson, sendo esse o método utilizado pelo software Abaqus (SIMULIA, 2020) para obtenção da resposta não linear geométrica da estrutura.

A Figura 6 mostra o comportamento da curva carga-deslocamento conforme os incrementos são realizados. Observa-se que as iterações ocorrem com níveis constantes de carga, onde incrementos de carga dF_i são aplicados na estrutura e causam deslocamentos incrementais $d\Delta_i$, permitindo calcular as forças nodais internas e os respectivos desequilíbrios de força dR_i . As iterações de força ($dF_i - dR_i$) são então realizadas até que a reta carga-deslocamento convirja com a solução exata, dando sequência ao próximo incremento.

Figura 6 – Curva Carga-Deslocamento pelo método Newton-Raphson.



Fonte: Ziemian (2010)

2.4.3 Análise inelástica linear e não linear geométrica

Diferentemente das análises elásticas, esses tipos de análise levam em consideração a não linearidade física do material, introduzindo perda de rigidez por escoamento ao modelo. Esses tipos de análise não fazem parte do escopo deste trabalho e portanto, não serão discutidos.

3 PRÉ-DIMENSIONAMENTO DE UMA ESTRUTURA DE AÇO

A norma NBR 8800 (ABNT, 2008) estabelece requisitos de projeto que devem ser obedecidos ao realizar a análise e dimensionamento de estruturas metálicas à temperatura ambiente. Para seus cálculos, a norma se baseia no método dos estados limites, prescrito pela NBR 8681 (ABNT, 2003), para estruturas que utilizem ligações soldadas e/ou parafusadas e perfis laminados, soldados ou de seção tubular.

Os estados limites são divididos em:

- Estado Limite de Serviço (ELS)
- Estado Limite Último (ELU)

O ELS serve para verificar o comportamento da estrutura quando submetida a cargas referentes ao seu uso e ocupação. É o método utilizado para aferir o conforto do usuário, definindo limites de deslocamento e aceleração através de combinações de ações que refletem o dia-a-dia.

O ELU tem como objetivo verificar o comportamento da estrutura em situações de ruína. Este método é utilizado para dimensionar a estrutura para as piores situações de cálculo possíveis, onde as cargas e resistências são ponderadas, de forma a garantir a segurança e estabilidade da estrutura durante eventos extremos ao longo de sua vida útil.

O método dos estados limites exige que nenhum estado limite aplicável seja excedido para todas as combinações de ações possíveis. Caso haja alguma combinação que exceda algum estado limite, a estrutura não atende mais aos objetivos para os quais foi projetada.

3.1 COMBINAÇÕES DE AÇÕES

Carregamentos podem ser definidos pelas combinações das ações com probabilidades não desprezáveis de atuarem de forma simultânea em uma estrutura, durante um período de tempo pré-estabelecido, com o intuito de buscar os efeitos mais desfavoráveis para a estrutura.

A NBR 8800 (ABNT, 2008) classifica as ações presentes em estruturas de acordo com sua variabilidade ao longo do tempo, sendo elas:

- Ações permanentes: São as ações que atuam de maneira constante ao longo da vida útil da estrutura, podendo ser diretas ou indiretas;
- Ações variáveis: São as ações que apresentam variação significativa de seus valores ao longo da vida útil da estrutura;
- Ações excepcionais: São ações com probabilidade de ocorrência muito baixa, e que atuam por um curto período de tempo;

3.1.1 COMBINAÇÕES PARA ELS

As combinações de serviço são divididas conforme sua permanência na estrutura em, sendo elas: quase permanentes, frequentes e raras.

As quase permanentes são combinações de longa duração, e atuam por grande parte da vida útil da estrutura. As frequentes são referentes às combinações que se repetem muitas vezes ao longo da vida útil da estrutura, que buscam dimensionar para um estado limite reversível que não cause danos permanentes nas edificações, sendo também a combinação a ser utilizada para verificar aceleração máxima para conforto dos usuários. A combinação rara é aquela que atua por apenas algumas horas ao longo da vida útil e representa um estado limite irreversível que gera danos permanentes na edificação, e é também a combinação utilizada para verificar os limites de deslocamento lateral da estrutura.

As combinações frequentes (Eq.2) e raras (Eq.3) são descritas pelas seguintes equações:

$$F_{ser} = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + \psi_1 F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n (\psi_{2j} F_{Qj,k}) \quad (2)$$

$$F_{ser} = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n (\psi_{1j} F_{Qj,k}) \quad (3)$$

onde,

- F_{ser} é o valor de cálculo das ações para ELS;
- $F_{Gi,k}$ é o valor característico das ações permanentes;
- $F_{Q1,k}$ é o valor característico da ação variável principal;
- $F_{Qj,k}$ é o valor característico das ações variáveis que atuam em conjunto com a principal;
- ψ_1 é o primeiro fator de redução para ações variáveis, obtido através da Tabela 2 da NBR 8800 (ABNT, 2008);
- ψ_2 é o segundo fator de redução para ações variáveis, obtido através da Tabela 2 da NBR 8800 (ABNT, 2008);

3.1.2 COMBINAÇÕES PARA ELU

As combinações do ELU são divididas em: normais, especiais, de construção e excepcionais.

A combinação normal afere a segurança da estrutura em relação ao seu uso previsto. A combinação especial é decorrente da atuação de ações variáveis de caráter transitório, cuja intensidade de seus efeitos pode superar a combinação normal. A

combinação de construção verifica a segurança e estabilidade da estrutura quando ainda em sua fase de construção, com o carregamento sendo de caráter transitório e sua duração definida caso a caso. A combinação excepcional serve para testar a edificação quando há ocorrência de ações excepcionais capazes de gerar um resultado catastrófico.

A combinação última normal é descrita pela Eq.4 a seguir:

$$F_d = \sum_{i=1}^m (\gamma_{g_i} F_{G_i,k}) + \gamma_{q1} F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n (\gamma_{q_j} \psi_{0j} F_{Q_j,k}) \quad (4)$$

onde,

- F_d é o valor de cálculo de projeto das ações;
- $F_{G_i,k}$ é o valor característico das ações permanentes;
- $F_{Q1,k}$ é o valor característico da ação variável principal;
- $F_{Q_j,k}$ é o valor característico das ações variáveis que atuam em conjunto com a principal;
- γ_{g_i} é o coeficiente de ponderação das ações permanentes;
- γ_{q1} é o coeficiente de ponderação da ação variável principal;
- γ_{q_j} é o coeficiente de ponderação das ações variáveis que atuam em conjunto com a principal;
- ψ_{0j} é o fator de combinação para ações variáveis, obtido através da Tabela 2 da NBR 8800 (ABNT, 2008);

Para o presente trabalho serão considerados efeitos de não linearidade geométrica na análise para verificação dos limites de deslocamento em ELU, para uma combinação normal, e com todas as ações aplicadas em conjunto em um único modelo.

3.2 LIMITES DE DESLOCAMENTOS DAS ESTRUTURAS

3.2.1 DESLOCAMENTOS NO ELS

A norma NBR 8800 (ABNT, 2008) apresenta, em seu Anexo C, detalhes e requerimentos quanto aos deslocamentos máximos permitidos para estruturas metálicas, que devem ser utilizados para verificar o estado limite de serviço de deslocamentos excessivos.

No presente trabalho será adotado, para vigas, deslocamento vertical máximo de $L/350$ ou 15 mm e para o deslocamento horizontal no topo do edifício, em relação à sua base, deslocamento máximo de $h/500$, com ambos sendo verificados para ELS com combinação rara de ações.

3.2.2 DESLOCAMENTOS NO ELU

De acordo com a NBR 8800 (ABNT, 2008), as estruturas são classificadas quanto à sua sensibilidade a deslocamentos laterais, sendo separadas em três grupos: Estruturas de pequena, média e grande deslocabilidade. Dependendo da classificação, a norma impõe considerações para a determinação dos esforços solicitantes no ELU que devem ser levadas em conta no dimensionamento dos componentes estruturais.

Estruturas são de pequena deslocabilidade quando, para todos os seus andares, a relação entre os deslocamentos horizontais, relativos à base da edificação, obtidos através de uma análise não linear geométrica e uma análise linear geométrica, para combinações últimas, seja inferior ou igual a 1,1.

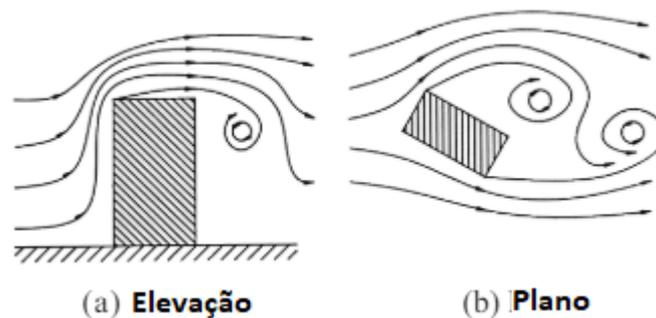
Caso essa relação resulte em um valor maior que 1,1 e menor ou igual a 1,4, a estrutura é considerada como de média deslocabilidade. Caso tal valor supere 1,4, a estrutura é considerada como de grande deslocabilidade.

Para efeito deste trabalho, a estrutura estudada será pré-dimensionada de forma a obedecer a relação para pequena deslocabilidade nas direções e sentidos de análise escolhidas. Em caso de dimensionamento, para estruturas de pequena deslocabilidade, a relação deve ser verdadeira para todas direções e sentidos de vento pertinentes.

4 AÇÕES DE VENTO

(MENDIS *et al.*, 2007) define o vento como sendo composto por uma multitude de turbilhões, de tamanhos e características rotacionais diversas, que são carregadas por uma corrente de ar que se desloca de maneira relativa à superfície da terra. Esses turbilhões dão ao vento sua característica turbulenta e de rajada, e quanto mais próximo da superfície da terra maior será sua quantidade.

Figura 7 – Formação de turbilhões em estruturas.



Fonte: Mendis (2007).

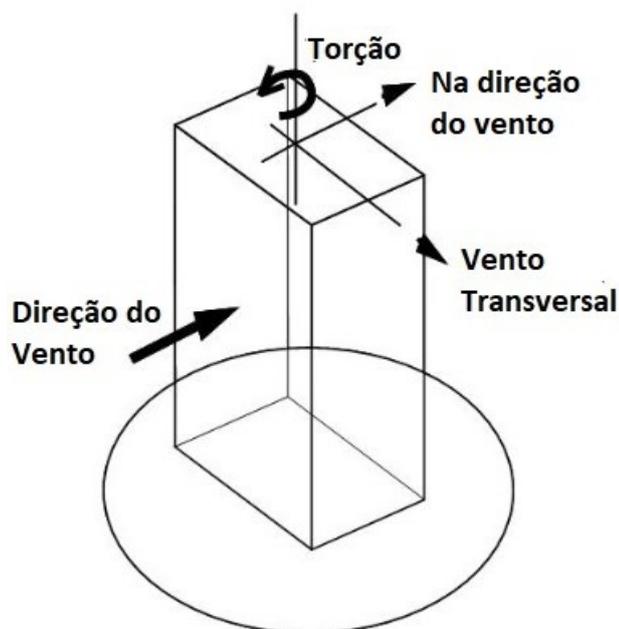
Turbilhões de tamanhos comparáveis à estrutura, capazes de englobar como um todo, causam pouca variação de pressão ao longo da superfície da edificação, enquanto os turbilhões menores, por não serem capazes do mesmo, causam pressões localizadas de diferentes intensidades ao longo da superfície de incidência do vento.

Efeitos como distorção do fluxo médio, separação do fluxo, formação de vórtices e o padrão do fluxo de trás do edifício causam grandes flutuações de pressão pela fachada e, devido à influência coletiva dessas parcelas flutuantes, a estrutura pode vibrar em modos longitudinais, transversais e de torção, com a amplitude dessas oscilações sendo dependente da natureza das forças aerodinâmicas e da característica dinâmica da estrutura, sendo estruturas altas e esbeltas mais suscetíveis a vibrações, devido sua baixa frequência.

A resposta de uma estrutura na direção do vento (Figura 8), em função da turbulência ou "vibração por energia cinética de rajadas" (BLESSMANN, 2005), pode ser separada em duas componentes, chamadas de parcela média e parcela flutuante, que definem a base do "fator de rajada" utilizado pela NBR 6123 (ABNT, 2023) e outras normas internacionais. Com o vento sendo uma mistura de rajadas e turbilhões de diferentes tamanhos, observa-se que turbilhões maiores ocorrem com frequências muito baixas e são incapazes de gerar efeito dinâmico na estrutura, com sua contribuição na resposta podendo ser tratada como uma componente média de pressão. Os turbilhões menores, por outro lado, são tratados como parcelas flutuantes que ocorrem com mai-

ores frequências, sendo capazes de induzir a estrutura a vibrar, o que pode resultar em cargas dinâmicas significativas para a análise da estabilidade.

Figura 8 – Modos de vibração.



Fonte: Mendis (2007).

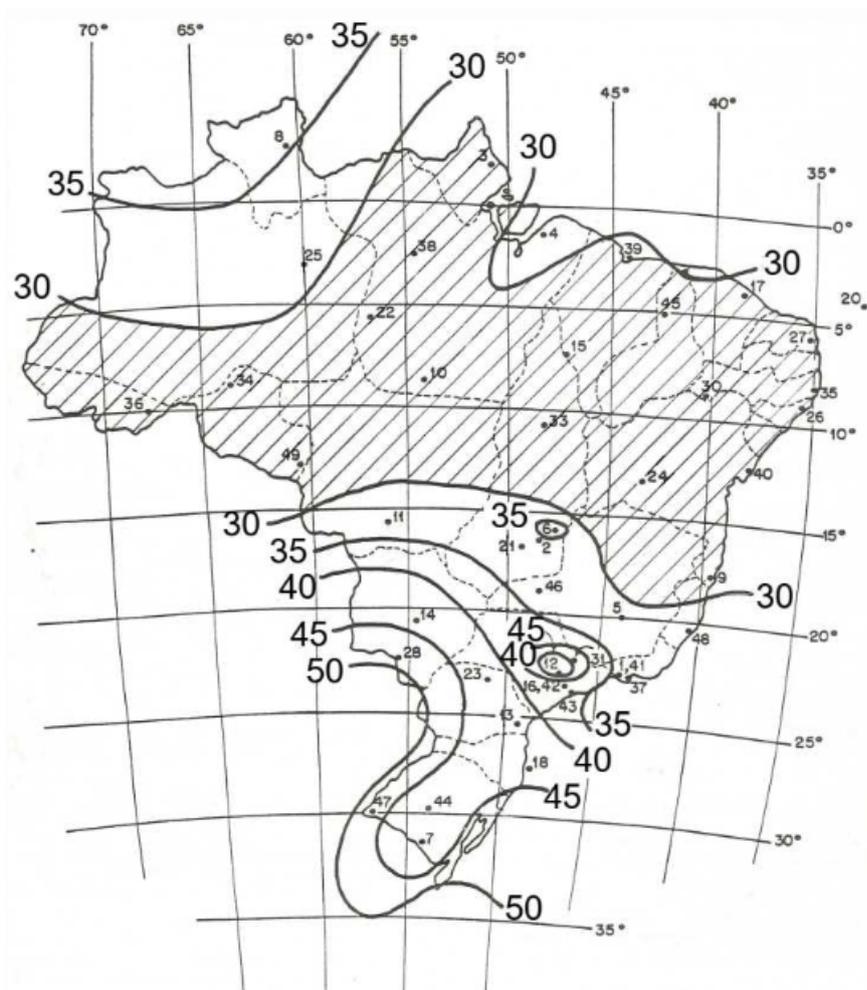
4.1 MODELO ESTÁTICO PELA NBR 6123

A Norma NBR 6123 (ABNT, 2023) permite o cálculo da força atuante do vento na edificação, com base na localização no Brasil, na topografia e da região vizinha. O vento costuma atuar em períodos curtos na edificação, em formas de rajadas, que a norma estipula como sendo um tempo de 3 segundos.

4.1.1 VELOCIDADE BÁSICA DO VENTO

O Brasil apresenta grande variabilidade quanto ao relevo e condições climáticas dentro de suas regiões internas, o que faz com que a velocidade do vento varie ao longo da sua extensão territorial. Com isso em mente, o mapa de isopleias (Figura 9) criado por (PADARATZ, 1977) e adotado pela NBR 6123 (ABNT, 1988) permite definir velocidades básicas de vento a serem utilizadas para cálculo dos esforços. Essas velocidades são consideradas como de rajada no período de 3 segundos, a uma altura de 10 metros acima do terreno, para um campo aberto e plano, com a possibilidade de ser excedida, em média, uma vez a cada 50 anos.

Uma vez tendo obtido a velocidade básica do vento, é possível calcular sua velocidade característica através da seguinte equação:

Figura 9 – Mapa de Isopletas - V_0 .

Fonte: NBR 6123 (ABNT, 2023)

$$V_k = V_0 S_1 S_2 S_3 \quad (5)$$

onde os parâmetros S_1 , S_2 e S_3 são apresentados a seguir.

4.1.2 Fator S_1

O Fator S_1 representa a influência do relevo na velocidade de projeto do vento, sendo determinado do seguinte modo:

- a) Terrenos planos ou fracamente acidentados: $S_1=1$;
- b) Taludes de morros, referentes à Figura 2 da NBR 6123
 - Pontos A e C: $S_1=1$
 - No ponto B, o fator varia em função da inclinação e altura:
 - $\theta \leq 3$: $S_1 = 1$;

$$6 \leq \theta \leq 3 : S_1 = 1 + \left(2.5 - \frac{z}{d_t} \right) \tan(\theta - 3) \geq 1;$$

$$\theta \geq 3 : S_1 = 1 + \left(2.5 - \frac{z}{d_t} \right) 0.31 \geq 1;$$

- c) Vales profundos, protegidos do ventos em todas as possíveis direções: $S_1 = 0.9$

4.1.3 Fator S_2

O fator S_2 considera a categoria da rugosidade do terreno, a classe da estrutura e a variação da velocidade do vento com a altura acima do terreno. São divididos em 5 categorias para 3 classes de edificação.

As categorias de rugosidade são:

- Superfícies lisas de grandes dimensões, com mais de 5 km de extensão, medidas na direção e sentido do vento incidente;
- Terrenos abertos, em nível ou aproximadamente em nível, com poucos obstáculos isolados, tais como árvores e edificações baixas;
- Terrenos planos ou ondulados com obstáculos, como sebes e muros, poucos quebra-ventos de árvores, edificações baixas e esparsas;
- Terrenos cobertos por obstáculos numerosos e pouco espaçados, em zona florestal, industrial ou urbanizada;
- Terrenos cobertos por obstáculos numerosos, grandes, altos e poucos espaçados;

As classes de edificações são:

- Classe A: Edificações cuja maior dimensão, vertical ou horizontal, da superfície frontal não exceda 20 m;
- Classe B: Edificações cuja dimensão, vertical ou horizontal, da superfície frontal seja maior que 20 m e menor ou igual a 50 m;
- Classe C: Edificações cuja maior dimensão, vertical ou horizontal, da superfície frontal exceda 50 m;

O fator S_2 pode ser calculado, para uma determinada altura z acima do nível geral do terreno através da seguinte equação:

$$S_2 = b_m F_r \left(\frac{z}{10} \right)^p \quad (6)$$

onde,

- F_r é o fator de rajada correspondente à Categoria II, respectivo à classe de edificação;
- b_m e p são parâmetros meteorológicos, respectivos à categoria de rugosidade e classe de edificação;

4.1.4 Fator S_3

O fator S_3 serve para considerar o grau de segurança requerido, a depender da ocupação e importância da edificação. Isso se deve ao fato de a velocidade básica V_0 , relacionada a um tempo de recorrência de 50 anos, ter 63% de chance de ser igualada ou excedida.

Tabela 1 – Valores mínimos de S_3

Grupo	Descrição	S_3	$T_p(\text{anos})$
1	Edificações cuja ruína total ou parcial afeta a segurança ou possibilidade de socorro	1.11	100
2	Estruturas cuja ruína represente substancial risco à vida humana	1.06	75
3	Edificações para residências, hotéis, comércio, indústrias	1.0	50
4	Edificações não destinadas à ocupação humana e sem circulação de pessoas no entorno.	0.95	37
5	Edificações temporárias não reutilizáveis.	0.83	15

Fonte: NBR 6123 (ABNT, 2023)

4.1.5 Coeficiente de Arrasto

Os valores para o coeficiente de arrasto C_a podem ser obtidos através de ábacos fornecidos pela NBR 6123 (ABNT, 2023) para ventos de alta e baixa turbulência, para edificações paralelepípedicas. O Anexo A apresenta o ábaco utilizado para ventos de baixa turbulência.

4.2 MODELO DISCRETO PELA NBR 6123

Como já discutido previamente no início do capítulo, a ação de vento é dividida em uma parcela estática e outra considerada flutuante, onde a flutuante é uma ação de rajada que provoca na edificação uma oscilação na direção da força média do vento, na qual a NBR 6123 (ABNT, 2023) nomeia de resposta flutuante.

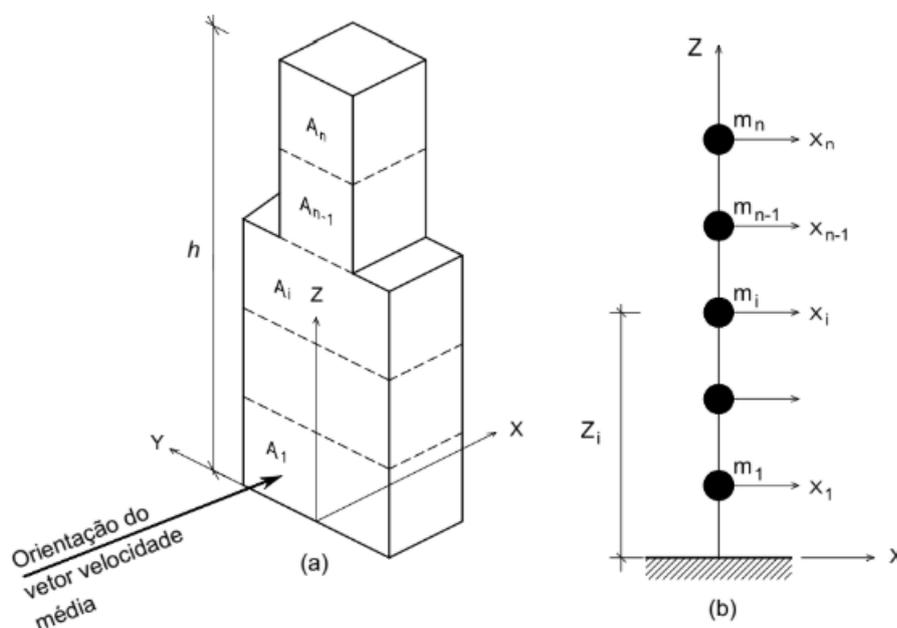
A norma diz que, para estruturas com período de oscilação maior que um segundo, (Frequência natural menor que 1Hz), maior será a importância da resposta flutuante. A resposta dinâmica total é então obtida pela sobreposição das respostas média e flutuante.

O modelo discreto da NBR 6123 (ABNT, 2023) divide a estrutura em faixas ou elementos n (Figura 10) e, através de uma análise simplificada dos efeitos dinâmicos, define cargas estáticas totais a serem aplicadas de forma a simular as cargas causadas pela oscilação da estrutura.

Adicionalmente, o procedimento descrito pelo modelo discreto não é aplicável para as seguintes situações:

- Edificações com frequência natural fundamental menor que 0,2 Hz;
- Edificações com altura maior que 200 m;
- Edificações que possuem dois modos fundamentais de flexão com frequências próximas (com diferença de até 10%) e com valores até 0,4 Hz;
- Modos de vibração de torção;

Figura 10 – Esquema para um modelo dinâmico discreto.



Fonte: NBR 6123 (ABNT, 2023)

4.2.1 Resposta Dinâmica na Direção do Vento

A velocidade de projeto para análise dinâmica \bar{V}_p , correspondente à velocidade média sobre 10 min a 10 m de altura sobre o solo, em terreno de Categoria II, é calculada pela seguinte equação:

$$\bar{V}_p = 0.69 V_0 S_1 S_3 \quad (7)$$

Tem-se que, para cada modo de vibração j ($j = 1, 2$), cujo vetor de forma x_j é composto das amplitudes $(x_j)_j = x_j$, a força total X_j que deve ser aplicada no ponto de

coordenada i devido ao vento na direção da velocidade média é obtida pela seguinte expressão:

$$X_i = \bar{X}_i + \hat{X}_i \quad (8)$$

onde,

- \bar{X}_i representa a parcela média
- \hat{X}_i representa a parcela flutuante

A parcela média pode ser calculada através de:

$$\bar{X}_i = \bar{q}_0 b_m^2 C_{ai} A_i \left(\frac{z_i}{z_r} \right)^{2p} \quad (9)$$

onde,

- \bar{q}_0 é obtido pela expressão $\bar{q}_0 = 0.613 \bar{V}_p^2$
- b_m e p são obtidos pela Tabela 2
- C_{ai} é o coeficiente de arrasto correspondente à coordenada i ;
- A_i é a área de influência correspondente à coordenada i ;
- z_i é a altura do nó i sobre o nível do terreno;
- z_r é a altura de referência, $z_r = 10$ metros;

Já a parcela flutuante pode ser obtida com a seguinte equação:

$$\hat{X}_i = F_H \psi_i x_i \quad (10)$$

onde,

- $\psi_i = m_i/m_0$
- $F_H = \bar{q}_0 b_m^2 A_0 \frac{\sum_{i=1}^n \beta_i x_i}{\sum_{i=1}^n \psi_i x_i^2} \xi$
- $\beta_i = C_{ai} \left(\frac{A_i}{A_0} \right) \left(\frac{z_i}{z_r} \right)^p$

m_0 e A_0 representam, respectivamente, uma massa e uma área arbitrária de referência, e m_i é a massa discreta correspondente à coordenada i ; x_i é a amplitude da forma modal correspondente à coordenada i , podendo ser obtida por fórmula dada pela norma ou, por exemplo, ser extraída através de uma análise modal com o software Abaqus (SIMULIA, 2020). O método para obtenção do fator dinâmico ξ , que serve para calcular o valor da parcela flutuante do vento, se dá a partir da utilização de ábacos e será discutido no próximo tópico.

A NBR 6123 (ABNT, 2023) também permite calcular os esforços resultantes do segundo modo de flexão na direção de análise, quando o mesmo é retido na solução.

Tabela 2 – Parâmetros p e b_m

Rugosidade	I	II	III	IV	V
p	0.095	0.15	0.185	0.23	0.31
b_m	1.23	1.00	0.86	0.71	0.50

Fonte: NBR 6123 (ABNT, 2023)

Este não é o caso do estudo realizado no presente trabalho e portanto não será discutido.

Outro efeito a ser considerado na concepção de um projeto estrutural é a resposta dinâmica transversal à direção de análise, causada pelas flutuações aleatórias da orientação do vetor velocidade instantânea em relação à velocidade média do vento, o que resulta em vibrações perpendiculares à direção do escoamento médio. Como este trabalho busca apenas analisar o deslocamento máximo nas direções de análise, este efeito também não será discutido.

4.2.2 Diferenças entre NBR 6123/1988 e NBR 6123/2023

A atualização da norma de vento trouxe consigo mudanças significativas na obtenção do fator dinâmico para o método de modelo discreto. A antiga NBR 6123 (ABNT, 1988) utilizava ábacos obtidos com base nos estudos de (GALINDEZ, 1979) para obtenção do fator dinâmico no cálculo da parcela flutuante do vento. A nova NBR 6123 (ABNT, 2023) trouxe, com base nas propostas apresentadas por (ALGABA, 2016) e (SANTOS, 2018), novos ábacos com valores de ξ superiores aos dos ábacos antigos e mais condizentes com outras normas internacionais e testes de túnel de vento, conforme mostra (COSTA *et al.*, 2023).

Os ábacos são separados por categoria de rugosidade e razão de amortecimento crítico, sendo a última dependente do tipo de edificação, e em caso de os valores de entrada de uma edificação estarem entre 2 valores base fornecidos pelo ábaco, deve-se interpolar os resultados.

Os dados de entrada para utilização dos ábacos são a altura h e os valores obtidos pelas duas seguintes equações:

- ℓ_1/h ; onde $\ell_1 = \frac{\sum_{i=1}^n A_i}{h}$
- \bar{V}_p/fL ; onde f é a frequência natural do modo de vibração em análise e $L = 1800$ metros;

5 ESTUDO DE CASO

5.1 MODELAGEM DA ESTRUTURA

A construção do modelo para análise da estrutura será feita de modo que as vigas e os pilares sejam representados como elementos lineares do tipo barra (*frames*), onde cada elemento consiste de uma barra com nós nas extremidades, por onde é possível realizar a conexão com outros elementos. Em uma configuração plana esses elementos apresentam até 3 GDL por nó e, em uma configuração espacial, 6 GDL por nó. O software Abaqus (SIMULIA, 2020), que será utilizado na análise da estrutura, considera os elementos de barra como elementos de 2 nós, esbeltos, que seguem a teoria de Euler-Bernoulli com interpolação de terceira ordem para deslocamento.

Quanta às lajes, (CORRÊA, 1991) diz que para análises do efeito do vento em uma edificação, é razoável considerar a laje como um diafragma rígido, de rigidez infinita em seu plano e flexível na direção normal a ele. Com isso em mente, simulou-se tais efeitos no software Abaqus (SIMULIA, 2020) através de elementos conectores, que englobam todos os nós pertencentes às lajes e definem os GDLs do diafragma. Os conectores foram configurados de forma a impedir o deslocamento e rotação entre nós no plano da laje, assim distribuindo o deslocamento devido ao vento igualmente para todos os nós pertencentes ao diafragma rígido.

Para as treliças, utilizou-se do elemento Truss disponibilizado pelo software Abaqus (SIMULIA, 2020), que considera as treliças como barras unidimensionais, com deformação apenas axial, assumidas rotuladas em seus 2 pontos de conexão com outros elementos e com interpolação linear.

Adicionalmente, configurou-se as treliças para que só aceitem carregamentos de tração, de forma que, para treliças cruzadas em X, uma opera a tração, para resistir aos esforços de vento, e a outra permanece frouxa, sem contribuir para o contraventamento da estrutura. Essa consideração foi feita pois treliças que resistem à compressão tendem a ter seções mais custosas para evitar ocorrência de flambagem.

Quanto à técnica de modelagem das ligações, utilizou-se novamente os elementos conectores do Abaqus (SIMULIA, 2020). Foi feita a sobreposição entre nós das extremidades dos elementos estruturais e aplicou-se conectores que, para rótulas, restringem o deslocamento relativo entre nós mas permite rotação e, para ligações rígidas, a rotação também é restringida

5.2 ESTRUTURA PROPOSTA

A estrutura em análise trata de um edifício metálico residencial, localizado em Balneário Camboriu-SC, contendo 20 pavimentos tipo com 3 metros de pé direito, totalizando 60 metros de altura. A maior direção da estrutura tem fachada de 29 metros

de largura e a menor direção, fachada de 17 metros. O tipo de aço selecionado para todos os elementos estruturais é o A572 grau 50.

Os pilares são de perfis metálicos soldados, das séries CS e CVS, e laminados, da série H, obtidos pelo catálogo disponibilizado pelas empresas Soufer e Gerdau.

As vigas são de perfis laminados, obtidos pelo catálogo da Gerdau, e as lajes são steelframe, disponibilizadas no catálogo da ArcelorMittal.

Em relação às subestruturas de contraventamento, na direção do vento com a menor fachada utilizou-se de 3 pórticos resistentes a momento, onde as ligações entre pilares e vigas são consideradas como rígidas. Para a maior direção foram utilizadas treliças cruzadas em X, que consistem de cantoneiras simples fornecidas pelo catálogo da Gerdau e que são conectadas por rótulas aos pilares. Ligações viga-viga e pilar-viga que não fazem parte dos pórticos resistentes a momento foram consideradas como rotuladas, e a ligação da estrutura com a fundação como engastada.

Cada pavimento possui lajes com espessura total de 11 cm para sistemas de 2 a 4 apoios e espaços dedicados aos elevadores, shaft e escada.

Abaixo é apresentado o resumo das seções dos pilares, vigas, cantoneiras e lajes.

Tabela 3 – Seções dos pilares

Contraventamento	Seção
X e Y	CS 450x280
X	CVS 500x238
Y	CVS 550x270
Contraventado	W360x91 (H)

- Pilares com Contraventamento em X e em Y: P5, P6, P12, P14, P15, P17, P23 e P24
- Pilares com Contraventamento em X: P4, P7, P13, P16, P22 e P25
- Pilares com Contraventamento em Y: P8, P9, P10, P11, P18, P19, P20 e P21
- Pilares Contraventados: P1, P2, P3, P26, P27 e P28

Tabela 4 – Seções das vigas

Vigas	Seção
V6 até V10 e V17 até V21	W310x44.5
V31, V32, V50 e V51	W360x72
V27 até V30 e V52 até V55	W250x32.7
Vigas dos pórticos resistentes a momento	W410x85
Demais vigas	W200x22.5

Para as treliças foram utilizadas cantoneiras de abas iguais L127x29.8

Lajes steeldeck com chapa metálica de espessura 0.95 mm, vão máximo de 3.4 m sem utilização de escoras e espessura total de 11 cm, com carga de peso próprio (Perfil + Concreto Fck 22 MPa) de 1.97 kN/m^2

A planta de formas da estrutura, com a indicação da posição das subestruturas de contraventamento e o modelo construído no Abaqus podem ser visualizados nas Figuras 11 até 14.

Figura 11 – Visualização da estrutura modelada

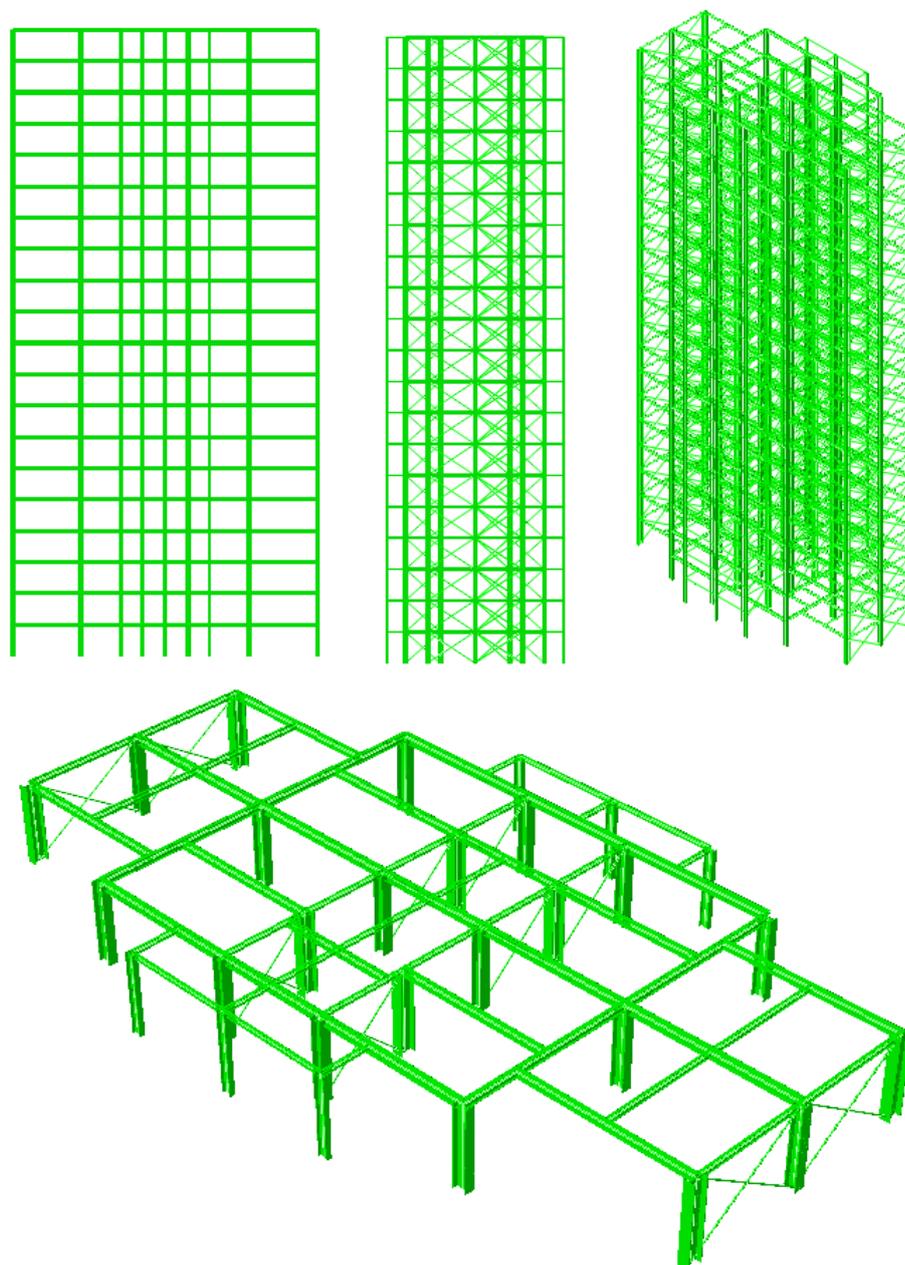
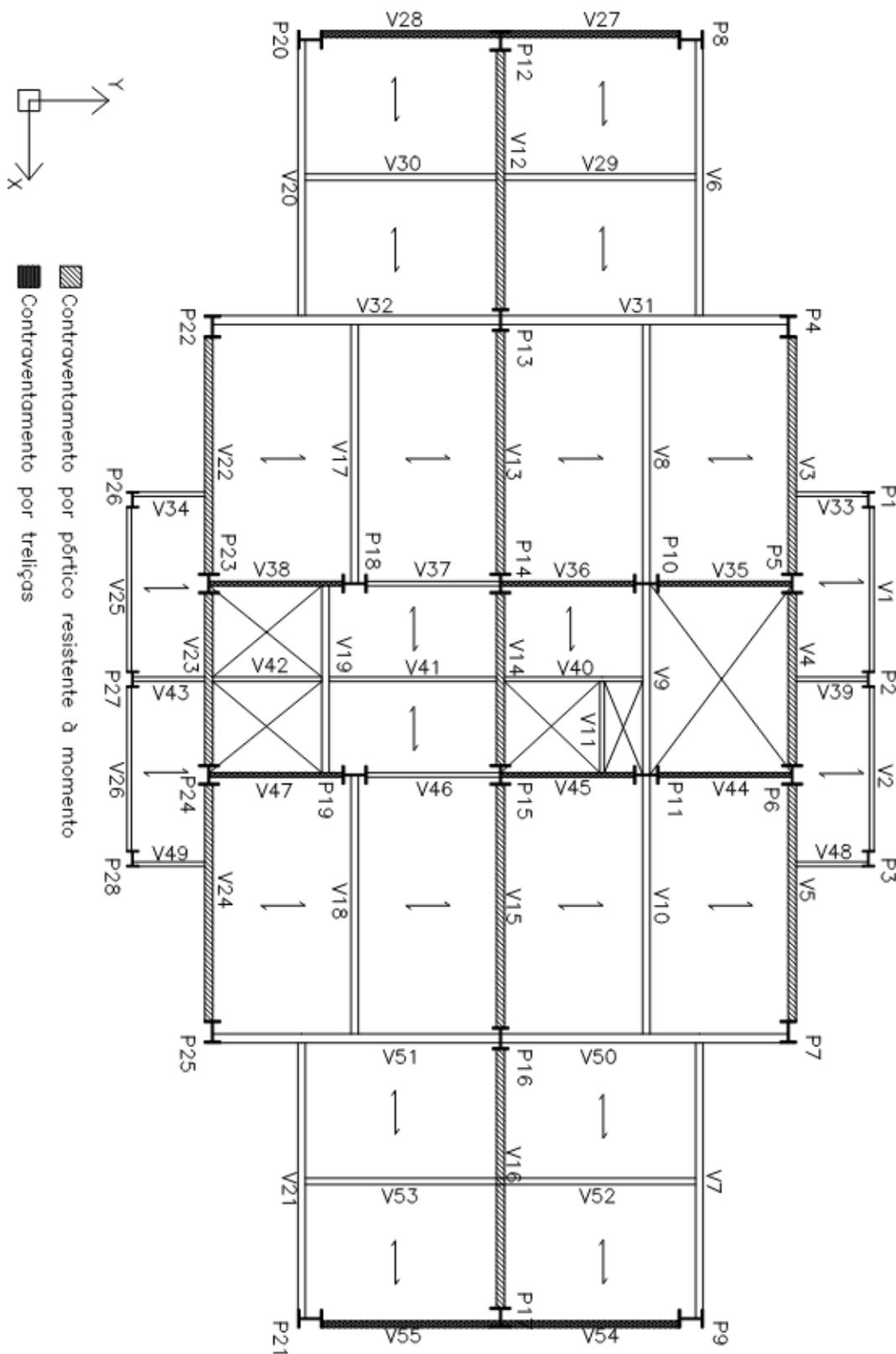
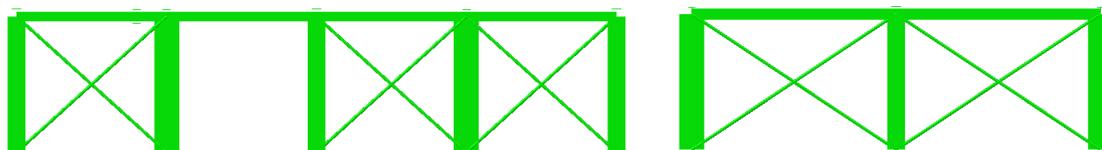


Figura 12 – Planta de formas da edificação em análise



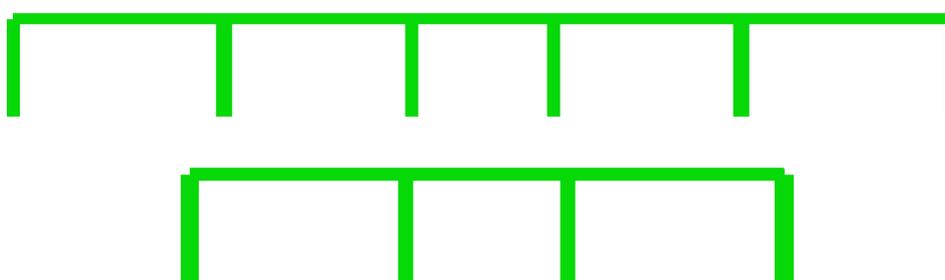
Fonte: Autor (2024)

Figura 13 – Subestruturas de contraventamento por treliça



Fonte: Autor (2024)

Figura 14 – Subestruturas de contraventamento por pórtico



Fonte: Autor (2024)

5.2.1 Ações e Combinações

A partir do indicado pela NBR 6120 (ABNT, 2019) determinou-se os valores das ações para cálculo da estrutura. Para as cargas acidentais nas lajes, foram consideradas cargas de 3 kN/m^2 para as regiões de área comum, 2.0 kN/m^2 para laje da área de serviço e 1.5 kN/m^2 para as demais áreas. Para as cargas permanentes adicionais referentes ao revestimento do piso considerou-se 5 cm de espessura e portanto 1.0 kN/m^2 . Para a cobertura, considerou-se acesso apenas para manutenção, com carga acidental de 1 kN/m^2 .

No perímetro externo da edificação considerou-se a existência de paredes de blocos cerâmicos com 19 cm de espessura e revestimento de 1 cm em ambas as faces, totalizando uma carga de 1.8 kN/m^3 . Para as paredes internas, utilizou-se divisórias de drywall com carga de 0.5 kN/m^3 .

A escada não foi modelada, mas foi aplicado um carregamento equivalente, considerando que existe uma laje na região da escada que se descarrega nas vigas de arranque e nos pilares que apoiam o patamar através de uma viga intermediária.

Quanto a caixa d'água, o edifício possui 20 andares e 2 apartamentos por andar, considerando 6 pessoas por apartamento e consumo diário de 200 litros de água por pessoa. Adicionalmente considera-se um incremento de 10% para a reserva de incêndio e que o reservatório superior armazena 40% do volume diário total.

Dessa forma temos que:

$$CD = (20 \times 2 \times 6 \times 200) = 48000 \text{ litros/dia}$$

$$\text{Volume Reservatório} = 48000 \times 0.4 + 48000 \times 0.1 = 24000 \text{ litros}$$

Determinou-se então que o reservatório terá um peso total de 240 kN, com 60 kN distribuídos entre P10, P11, P14 e P15.

Em relação às combinações de ações utilizadas, considerou-se, para ELU e ELS rara, ação de vento como sendo a ação principal, representada por Q1, e de uso e ocupação como ação secundária, indicada como Q2. Para ELS frequente, a ação principal Q1 escolhida foi a de uso e ocupação e não foi considerada ação secundária de vento.

Também utilizou-se, para as cargas de uso e ocupação, o fator de redução para pavimentos tipo disponibilizado pela NBR6120 (ABNT, 2019), indicado pela Figura 15 a seguir.

Figura 15 – Multiplicadores das cargas variáveis α_n

Cobertura	$1,0 \times q_k$
Ático	$1,0 \times q_k$
Uso1	$0,8 \times q_k$
Uso1	$0,6 \times q_k$
Uso1	$0,4 \times q_k$
Térreo	$1,0 \times q_k$
Garagens	$1,0 \times q_k$

Fonte: NBR 6120 (ABNT, 2019)

A análise em ELU foi realizada para combinação normal, utilizando coeficiente de ponderação agrupado de valor 1.4, uma vez que as cargas de uso e ocupação não ultrapassam 5 kN/m^2 , e fator de combinação $\psi_0 = 0.5$ para edifícios residenciais. A combinação correspondente sendo mostrada a seguir:

- Combinação normal: $1.4G + 1.4Q1 + 1.4\alpha_n\psi_0Q2$

As análises em ELS foram feitas para combinações frequentes e raras, com fator de redução ψ_1 igual a 0.4 para cargas acidentais em edifícios residenciais.

A combinação rara foi utilizada para verificar os limites de deslocamentos verticais e laterais da estrutura e de seus elementos, e a combinação frequente foi utilizada para realizar a análise modal da estrutura, convertendo as cargas acidentais em massa, de forma a obter a frequência da edificação para situação de cálculo de verificação de conforto do usuário.

As combinações correspondentes são as seguintes:

Combinação Frequente: $G + \alpha_n \psi_1 Q1$

Combinação Rara: $G + Q1 + \alpha_n \psi_1 Q2$

5.2.2 Vento pelo Método Estático

As forças estáticas de vento foram definidas através do procedimento descrito na Seção 4.1 deste trabalho. Os fatores para o cálculo dos esforços são apresentados a seguir:

- Velocidade Básica do Vento: $V_0 = 42 \text{ m/s}$
- Parâmetro S_1 : Terreno plano ; $S_1 = 1$
- Parâmetro S_2 : Foi adotado Categoria III e Classe C para o cálculo do S_2 seguindo a Eq.5
- Parâmetro S_3 : Por ser um edifício residencial, adotou-se $S_3 = 1$
- Coeficiente de arrasto da maior dimensão: $C_a = 1.35$
- Coeficiente de arrasto da menor dimensão: $C_a = 1.10$

Para obtenção dos valores de coeficiente de arrasto, utilizou-se dos ábacos presentes no Anexo A. Como o ábaco disponibilizado na norma foi feito para estruturas retangulares, os coeficientes obtidos não representam com total fidelidade a ação do vento para a geometria da fachada da edificação de análise. Trata-se de uma simplificação para que seja possível obter os valores pela norma e calcular os esforços de vento, e em situações reais é recomendado se utilizar de outros métodos como por exemplo túneis de vento para obter coeficientes de arrasto mais precisos.

O deslocamento limite da estrutura, em ELS, é de 12 cm, e buscou-se pré-dimensionar a estrutura de forma que os deslocamentos no topo da edificação, obtidos por uma análise não linear geométrica, não sejam 10% maiores que os obtidos em uma análise linear geométrica, para ambas as direções de análise.

A seguir estão indicadas, nas Tabelas 5 até 8, as cargas horizontais e deslocamentos nas direções testadas, assim como, na Figura 16, o estado deformado da estrutura. A partir destas tabelas, é possível verificar que a estrutura proposta obedece ao limite de deslocamento em ELS e também ao limite em ELU, com a maior diferença entre análise linear e não linear sendo de 9.22% na direção com a menor fachada.

Tabela 5 – Forças devido ao vento na maior direção

Altura (m)	S_2	Vk (m/s)	q (kN/m ²)	Fak (kN)
3	0,769	32,31	0,64	75,16
6	0,833	34,99	0,75	88,15
9	0,873	36,66	0,82	96,76
12	0,902	37,89	0,88	103,38
15	0,926	38,88	0,93	108,82
18	0,945	39,70	0,97	113,48
21	0,962	40,41	1,00	117,58
24	0,977	41,04	1,03	121,25
27	0,990	41,60	1,06	124,58
30	1,002	42,10	1,09	127,63
33	1,014	42,57	1,11	130,46
36	1,024	43,00	1,13	133,10
39	1,033	43,39	1,15	135,57
42	1,042	43,77	1,17	137,90
45	1,050	44,11	1,19	140,11
48	1,058	44,44	1,21	142,20
51	1,066	44,75	1,23	144,20
54	1,073	45,05	1,24	146,11
57	1,079	45,33	1,26	147,94
60	1,086	45,60	1,27	149,69

Tabela 6 – Forças devido ao vento na menor direção

Altura (m)	S_2	Vk (m/s)	q (kN/m ²)	Fak (kN)
3	0,769	32,31	0,64	35,90
6	0,833	34,99	0,75	42,10
9	0,873	36,66	0,82	46,22
12	0,902	37,89	0,88	49,38
15	0,926	38,88	0,93	51,98
18	0,945	39,70	0,97	54,21
21	0,962	40,41	1,00	56,16
24	0,977	41,04	1,03	57,91
27	0,990	41,60	1,06	59,50
30	1,002	42,10	1,09	60,96
33	1,014	42,57	1,11	62,32
36	1,024	43,00	1,13	63,57
39	1,033	43,39	1,15	64,76
42	1,042	43,77	1,17	65,87
45	1,050	44,11	1,19	66,92
48	1,058	44,44	1,21	67,92
51	1,066	44,75	1,23	68,88
54	1,073	45,05	1,24	69,79
57	1,079	45,33	1,26	70,66
60	1,086	45,60	1,27	71,50

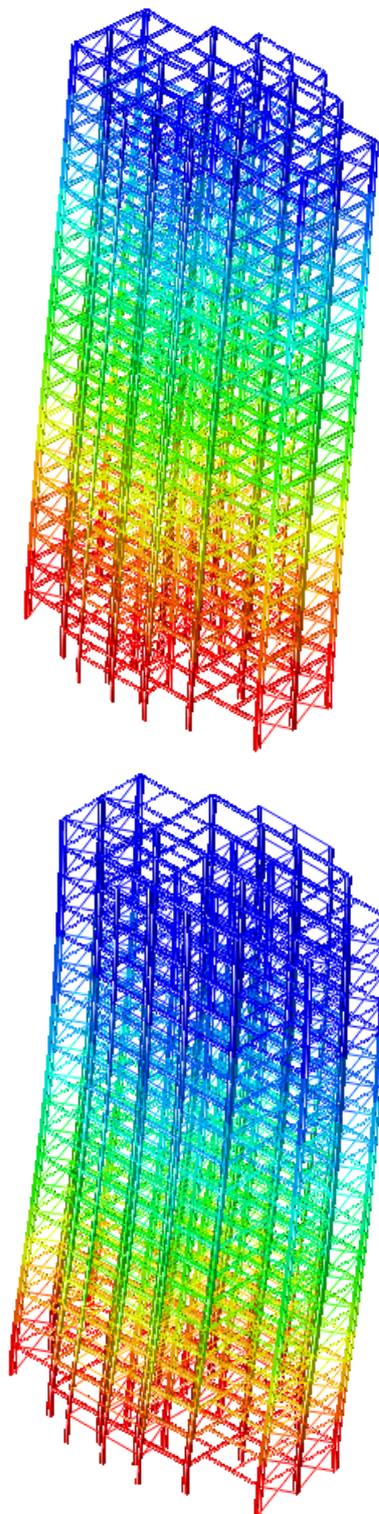
Tabela 7 – Deslocamentos horizontais em centímetros - Maior Direção

Altura (m)	ELS	ELU Linear	ELU NLG
60	11,023	15,727	16,324
57	10,504	15,000	15,566
54	9,971	14,251	14,788
51	9,422	13,475	13,982
48	8,856	12,675	13,149
45	8,274	11,852	12,294
42	7,679	11,010	11,418
39	7,074	10,151	10,525
36	6,460	9,280	9,619
33	5,842	8,399	8,704
30	5,220	7,514	7,783
27	4,600	6,630	6,864
24	3,988	5,755	5,954
21	3,387	4,896	5,060
18	2,804	4,059	4,191
15	2,244	3,253	3,355
12	1,711	2,485	2,559
9	1,205	1,753	1,802
6	0,723	1,054	1,080
3	0,276	0,404	0,412

Tabela 8 – Deslocamentos horizontais em centímetros - Menor Direção

Altura (m)	ELS	ELU Linear	ELU NLG
60	8,495	11,943	12,940
57	8,382	11,786	12,777
54	8,236	11,583	12,568
51	8,050	11,324	12,300
48	7,824	11,008	11,952
45	7,555	10,632	11,552
42	7,245	10,197	11,081
39	6,894	9,704	10,558
36	6,503	9,154	9,978
33	6,074	8,549	9,335
30	5,606	7,889	8,631
27	5,103	7,178	7,867
24	4,564	6,417	7,045
21	3,992	5,610	6,167
18	3,389	4,760	5,237
15	2,759	3,872	4,260
12	2,106	2,955	3,248
9	1,446	2,028	2,223
6	0,807	1,131	1,235
3	0,263	0,369	0,402

Figura 16 – Abaqus - Estrutura Deformada - ELS na Maior Direção (acima) e Menor Direção (abaixo)



Fonte: Autor

5.2.3 Comparação de resultados com modelo plano

Para aferir a validade dos resultados de deslocamentos obtidos, modelou-se a estrutura proposta como pórtico plano no Ftool (MARTHA, 2017) e Abaqus (SIMULIA, 2020) e comparou-se os resultados de deslocamentos no topo da edificação com os obtidos pelo modelo 3D, para ações de vento em ELU.

Para realizar a análise, distribuiu-se os esforços totais de vento em cada pavimento para as duas subestruturas de contraventamento de ambas as direções e fez-se a média dos deslocamentos para obter a resposta da estrutura.

Para a direção com maior fachada, contraventada por treliças, verificou-se que os resultados de deslocamento do modelo plano feito no Abaqus está coerente com os valores obtidos pelo Ftool, conforme mostra a Figura 17. Adicionalmente, uma vez que as treliças não resistem a esforços de compressão, como previamente mencionado, os pórticos planos foram modelados somente com a treliça que trabalha a tração.

Dessa maneira, a média dos valores de deslocamento resulta em:

$$\frac{15.09 + 16.26}{2} = 15.675 \text{ cm}$$

Verifica-se que o resultado de deslocamento no topo da edificação, pelo modelo plano, é compatível com o deslocamento obtido através do pórtico espacial, indicado na Tabela 7 como sendo 15.727 cm, com uma diferença de apenas 0.33%. Considera-se então o resultado de deslocamento na maior direção como validado.

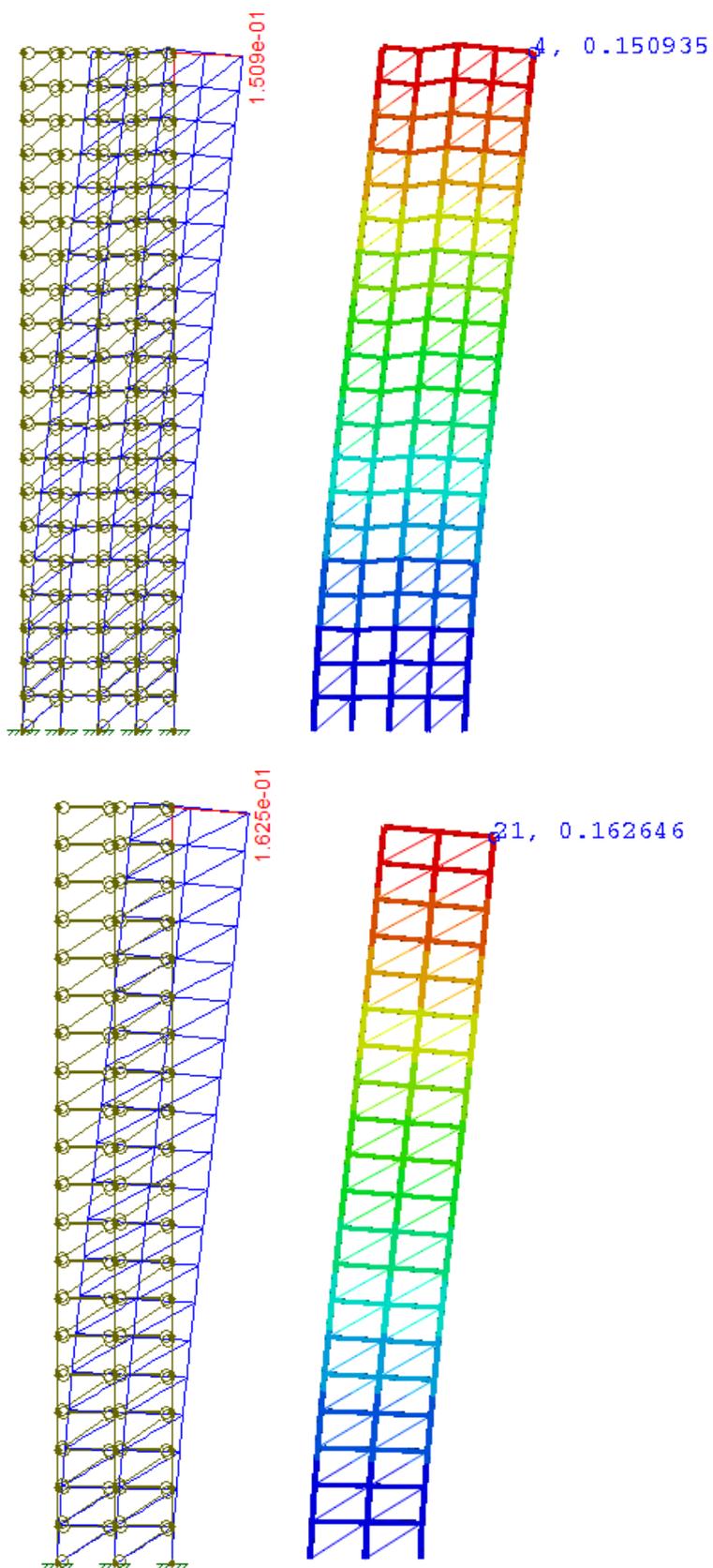
Para a menor direção, contraventada por pórtico resistente a momento, verificou-se que, embora os resultados não estejam tão exatos quanto aos obtidos na análise dos pórticos treliçados, os resultados de deslocamento do modelo plano feito no Abaqus estão coerentes com os valores obtidos pelo Ftool, conforme mostra a Figura 18.

Adicionalmente, a média dos valores de deslocamento resulta em:

$$\frac{14.38 + 10.44}{2} = 12.41 \text{ cm}$$

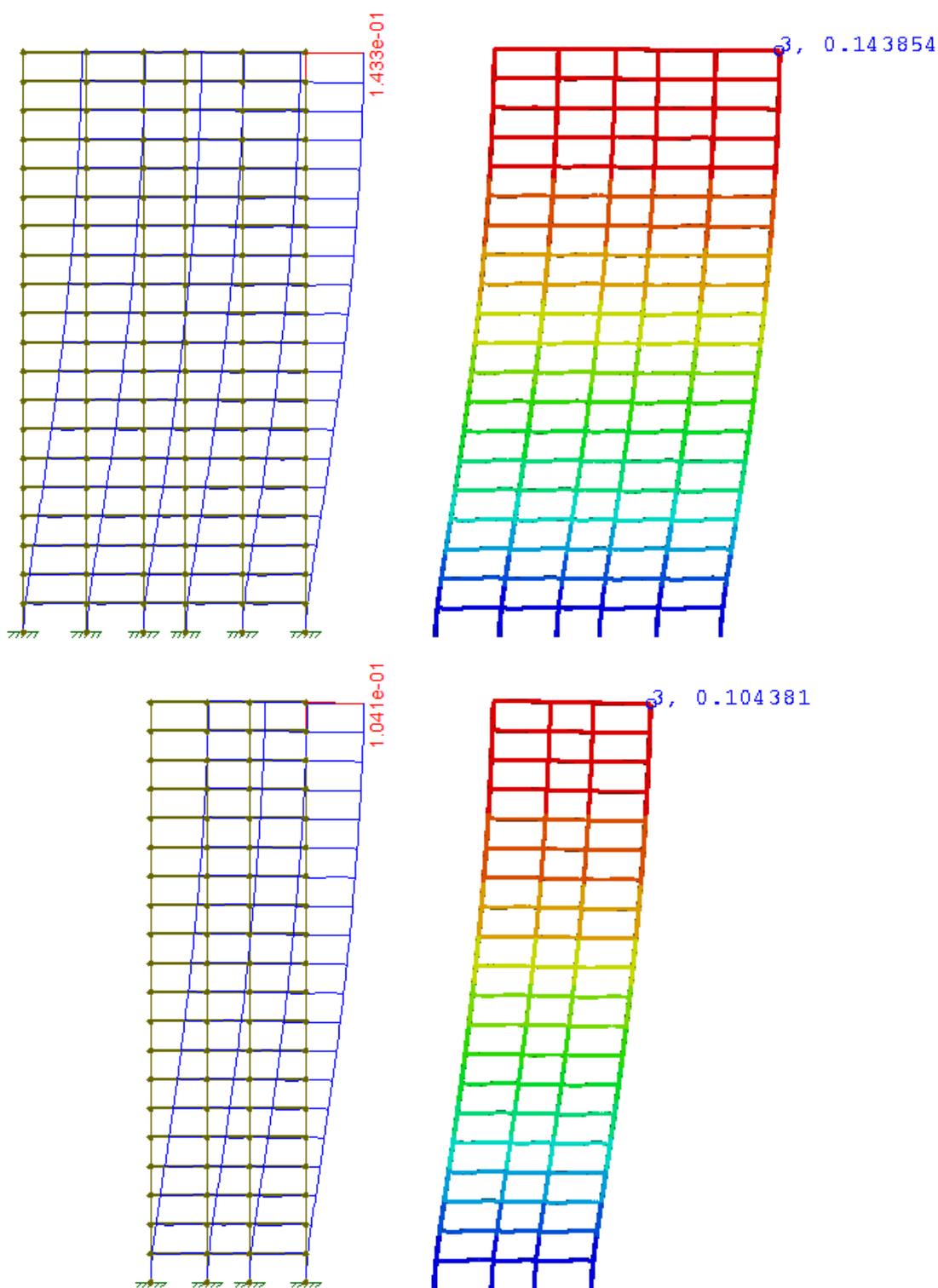
Nota-se que, para a menor direção, o deslocamento obtido através do pórtico espacial, indicado na Tabela 8 como sendo 11.943 cm, possui uma diferença maior quando comparado aos resultados obtidos para a maior direção, sendo de 3.91%. Essa diferença é possivelmente atribuída a fatores como, por exemplo, a distribuição das cargas totais de vento para as subestruturas planas resistentes, utilizada na análise, não estar refletindo totalmente a redistribuição real que ocorre no modelo 3D, ou devido à contribuição de pilares que não participam diretamente do pórtico de contraventamento. De todo modo, a diferença ainda é relativamente pequena, menor que 5%, e permite validar os resultados obtidos. Considera-se então que a comparação entre os pórticos planos Ftool x Abaqus e entre o pórtico espacial x plano produziram valores condizentes de deslocamento, indicados nas Figuras 17 e 18, assim validando a metodologia utilizada pelo autor para modelar a edificação.

Figura 17 – Deslocamento no topo em metros - Pórtico Plano - Subestrutura treliçada



Fonte: Autor

Figura 18 – Deslocamento no topo em metros - Pórtico Plano - Subestrutura por pórtico



Fonte: Autor

5.3 VENTO PELO MODELO DISCRETO

O método por modelo discreto, disponibilizado pelas normas NBR 6123 (ABNT, 2023) e (ABNT, 1988), permite levar em consideração os esforços causados pelo comportamento dinâmico da estrutura, quando sob efeito da parcela flutuante do vento. Serão calculados os valores de esforços e deslocamento para a metodologia de ambas as versões da norma e seus valores serão comparados, de forma a averiguar o impacto da diferença entre ábacos no comportamento final da estrutura.

Adicionalmente, a estrutura já apresentada será atualizada de forma a se adequar ao pior caso de vento com efeito dinâmico e seguir obedecendo os deslocamentos limites do ELS e ELU estabelecidos anteriormente.

Seguindo a metodologia apresentada na seção 4.2 deste trabalho, a estrutura será dividida em 20 faixas de análise de 3 metros de altura, respectiva a cada andar da edificação, para que seja possível comparar diretamente os valores de carga e deslocamento com o método estático. Os fatores para o cálculo dos esforços são apresentados a seguir:

- Velocidade de projeto \bar{V}_p , calculada pela Eq.6, é igual a 28.98 m/s;
- Área de fachada A_j da maior e menor direção da estrutura sendo, respectivamente, 87 m² e 51 m²;
- Coeficiente de arrasto C_{ai} com mesmo valor do método estático, igual a 1.35 para a fachada de maior dimensão e 1.10 para a de menor dimensão;
- Fatores b_m e ρ sendo, respectivamente, 0.86 e 0.185;
- Massa m_i de cada faixa de análise indicada na Tabela 9;

Tabela 9 – Massa m_i de cada pavimento

Pavimento	Massa estrutural total (kg)	Massa não-estrutural total (kg)	Massa total (kg)
Pvto 20 ao 18	34008	178620	212628
Pvto 17	34008	174274	208282
Pvto 16	34008	169927	203935
Pvto 15 ao 1	34008	165581	199589

Quanto à razão de amortecimento ζ , a norma NBR 6123 fornece, para estruturas metálicas, apenas valores para edificações com ligações soldadas. Contudo, conforme constata (VASCONCELLOS, 2011), ligações soldadas costumam ser feitas em fábrica, enquanto que em campo é preferível a utilização de ligações parafusadas.

Dessa maneira, além do valor de 1% indicado para estruturas metálicas soldadas, serão também calculados os esforços e deslocamentos para a situação de $\zeta = 2\%$, e seus valores serão comparados para ambas as versões da norma, para que assim seja possível ter noção completa de como a estrutura poderá se comportar.

Para se obter os valores de frequência natural de cada modo da estrutura e os seus respectivos vetores de forma modal, é necessário realizar uma análise modal da estrutura, e para que os resultados obtidos sejam fiéis ao comportamento real exibido pela estrutura, é necessário incluir todos os fatores que adicionam à massa total da edificação.

Como já previamente mencionado, no tópico 5.2.1, a análise modal neste estudo de caso foi feita para uma combinação ELS frequente, sendo essa a combinação utilizada pela NBR 6123 (ABNT, 2023) para aferir o conforto do usuário. Todas as cargas permanentes não estruturais e cargas acidentais foram convertidas em massa e aplicadas na estrutura, seguindo a combinação frequente apresentada no tópico 5.2.1.

As Figuras 19 e 20 mostram as formas dos 4 primeiros modos de vibração da estrutura e as Tabelas 10 e 11 apresentam, respectivamente, a frequência natural de cada modo e os valores do vetor de forma modal x_i dos 2 primeiros modos de vibração, que representam o primeiro modo de flexão das duas direções da estrutura e que são utilizados no cálculo dos esforços.

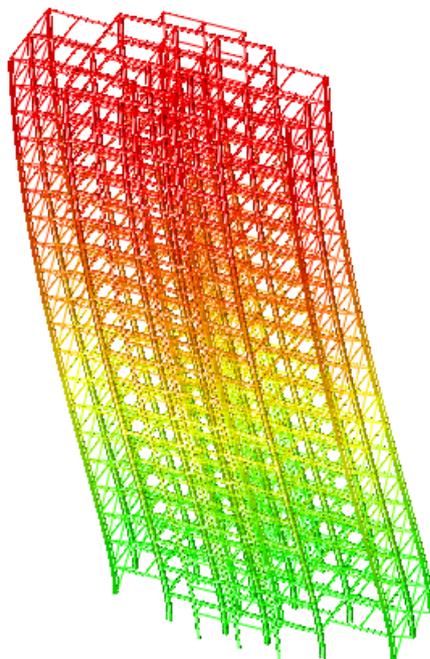
Tabela 10 – Frequências naturais dos modos de vibração da estrutura

Modo de Vibração	Frequência Natural (Hz)
1	0.34553
2	0.52323
3	0.62981
4	1.0687

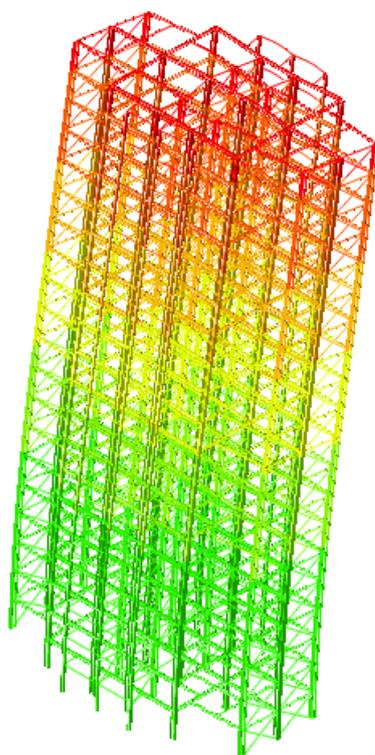
Tabela 11 – Vetor de forma modal do primeiro modo de flexão para cada direção

Andar	x_i (Maior Direção)	x_i (Menor Direção)
20	1,000000	1,000000
19	0,940543	0,985262
18	0,880129	0,965974
17	0,818733	0,941272
16	0,756626	0,911009
15	0,694087	0,875324
14	0,631442	0,834475
13	0,569051	0,788744
12	0,507304	0,738443
11	0,446636	0,683911
10	0,387507	0,625512
9	0,330405	0,563645
8	0,275845	0,498733
7	0,224360	0,431238
6	0,176498	0,361674
5	0,132831	0,290664
4	0,093935	0,219078
3	0,060404	0,148417
2	0,032871	0,081772
1	0,011646	0,026343

Figura 19 – Primeiro e segundo modos de vibração da estrutura em análise



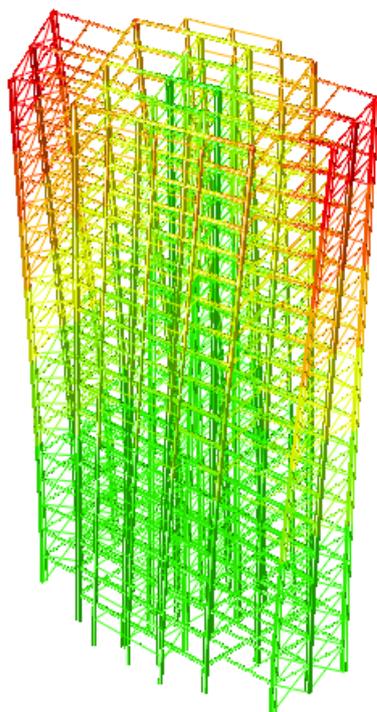
(a) Primeiro modo de flexão (Menor direção)



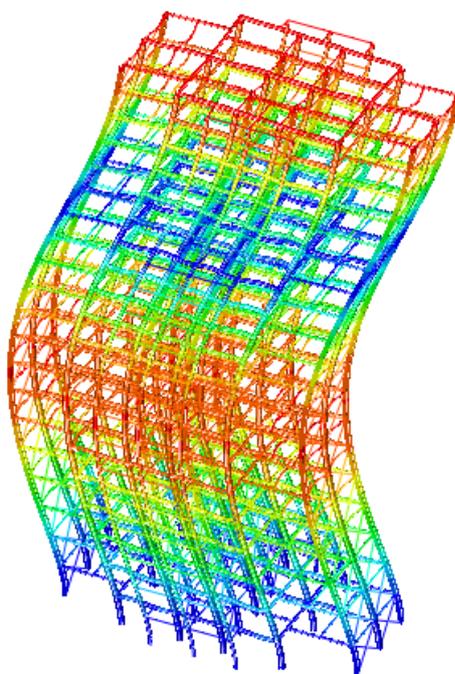
(b) Primeiro modo de flexão (Maior direção)

Fonte: Autor

Figura 20 – Terceiro e quarto modos de vibração da estrutura em análise



(a) Primeiro modo de torção



(b) Segundo modo de flexão (Menor direção)

Fonte: Autor

5.3.1 Fator Dinâmico

Para a obtenção dos valores do fator dinâmico ξ , é necessário utilizar os ábacos, com valores de entrada e método seguindo o exposto no tópico 4.2.2.

- Valor de \bar{V}_p/fL da maior e menor direção iguais a 0.0308 e 0.0466, respectivamente;
- Valor de ℓ_1/h da maior e menor direção iguais a 0.483 e 0.283, respectivamente;

A partir da utilização dos ábacos, que serão apresentados no Anexo A, foi possível determinar o valor do fator dinâmico para ambas as direções de análise, para o primeiro modo de flexão de cada direção, valores de ζ de 1% e 2%, para ambas as versões da norma. Os resultados exibidos na Tabela 12 a seguir.

Tabela 12 – Fator Dinâmico ξ do primeiro modo de flexão de cada direção

Direção de Análise		Norma Atual	Norma Antiga	Diferença (%)
Maior dimensão	1%	2,307	1,543	49,45%
	2%	2,013	1,367	47,29%
Menor dimensão	1%	2,999	1,747	71,69%
	2%	2,428	1,517	60,12%

A partir desses resultados, percebe-se o grande impacto que a troca de ábacos teve no valor final do fator dinâmico, estando de acordo com (COSTA *et al.*, 2023), com seu valor sendo incrementado quase 72% na menor direção, com razão de amortecimento de 1%. É também possível ver, através da Eq.9 apresentada no tópico 4.2.1, que este incremento afeta diretamente o valor final da parcela flutuante \hat{X}_i , através da variável F_H , que, no caso da menor direção, com $\zeta = 1\%$, também será 72% maior.

Também percebe-se incremento notável do fator dinâmico para razões de amortecimento de 1% e 2%, com o pior caso apresentando incremento de 23.5%. Embora não cause efeito tão grande quanto à troca dos ábacos, este incremento de forças pode afetar consideravelmente o comportamento da estrutura, e torna interessante uma análise mais aprofundada do valor de ζ para pórticos metálicos parafusados.

5.3.2 Resposta Dinâmica da Estrutura

Uma vez tendo obtido todos os parâmetros de cálculo, foi possível calcular os novos valores das cargas horizontais estáticas a serem aplicadas na estrutura, indicadas nas Tabelas 13 e 14, de forma que seja possível simular o incremento de esforços devido ao comportamento dinâmico da edificação, assim como obter os novos deslocamentos causados por tais cargas, indicados nas Tabelas 15 até 18. Os cálculos foram realizados para ambas as versões da norma, com valores de razão de amortecimento de 1% e 2%.

Tabela 13 – Cargas pelo modelo discreto - Maior Direção

Carga total de vento por pavimento				
Maior direção (kN)				
Altura	Norma atual		Norma antiga	
	1%	2%	1%	2%
60	276,03	251,94	213,41	198,91
57	263,14	240,49	204,25	190,61
54	250,02	228,82	194,91	182,15
51	232,89	213,65	182,87	171,29
48	216,12	198,79	171,05	160,62
45	199,78	184,28	159,49	150,16
42	186,83	172,73	150,17	141,69
39	173,82	161,12	140,79	133,14
36	160,83	149,51	131,38	124,57
33	147,91	137,94	121,99	115,99
30	135,13	126,48	112,64	107,43
27	122,55	115,17	103,37	98,93
24	110,22	104,06	94,21	90,50
21	98,21	93,20	85,18	82,17
18	86,55	82,61	76,30	73,93
15	75,26	72,30	67,55	65,77
12	64,32	62,22	58,87	57,61
9	53,61	52,26	50,10	49,29
6	42,79	42,05	40,88	40,44
3	30,69	30,43	30,01	29,86

Tabela 14 – Cargas pelo modelo discreto - Menor Direção

Carga total de vento por pavimento				
Menor direção (kN)				
Altura	Norma atual		Norma antiga	
	1%	2%	1%	2%
60	143,20	123,84	100,71	92,91
57	140,92	121,85	99,06	91,37
54	138,15	119,46	97,11	89,57
51	132,47	114,70	93,46	86,29
48	126,35	109,57	89,53	82,76
45	119,83	104,12	85,35	79,02
42	115,03	100,06	82,17	76,13
39	109,74	95,59	78,67	72,97
36	103,96	90,71	74,88	69,54
33	97,73	85,46	70,80	65,85
30	91,07	79,85	66,44	61,91
27	84,01	73,90	61,81	57,73
24	76,57	67,63	56,93	53,32
21	68,78	61,05	51,80	48,68
18	60,66	54,17	46,42	43,80
15	52,23	47,02	40,79	38,68
12	43,51	39,58	34,89	33,30
9	34,54	31,88	28,70	27,62
6	25,39	23,93	22,17	21,58
3	16,17	15,69	15,13	14,94

Tabela 15 – Deslocamentos pelo modelo discreto - Menor Direção (I)

Menor Direção - Deslocamento horizontal (cm)						
Altura	1% - Norma Atual			2% - Norma Atual		
(m)	ELS	ELU	ELU NLG	ELS	ELU	ELU NLG
60	14,937	20,945	22,630	12,996	18,245	19,728
57	14,717	20,638	22,314	12,806	17,980	19,454
54	14,432	20,239	21,904	12,558	17,635	19,099
51	14,069	19,731	21,378	12,244	17,194	18,643
48	13,625	19,109	20,734	11,860	16,656	18,085
45	13,103	18,377	19,971	11,408	16,021	17,424
42	12,506	17,539	19,094	10,890	15,293	16,662
39	11,837	16,600	18,107	10,310	14,478	15,805
36	11,100	15,566	17,014	9,671	13,579	14,854
33	10,299	14,443	15,819	8,976	12,602	13,815
30	9,439	13,237	14,529	8,230	11,553	12,692
27	8,525	11,955	13,149	7,435	10,437	11,490
24	7,562	10,605	11,687	6,598	9,260	10,216
21	6,556	9,194	10,150	5,723	8,030	8,876
18	5,515	7,732	8,549	4,816	6,756	7,478
15	4,446	6,232	6,897	3,884	5,447	6,035
12	3,361	4,711	5,214	2,938	4,119	4,564
9	2,284	3,201	3,540	1,998	2,800	3,100
6	1,262	1,769	1,955	1,104	1,548	1,713
3	0,408	0,571	0,638	0,357	0,500	0,560

Tabela 16 – Deslocamentos pelo modelo discreto - Menor Direção (II)

Menor Direção - Deslocamento horizontal (cm)						
Altura	1% - Norma Antiga			2% - Norma Antiga		
(m)	ELS	ELU	ELU NLG	ELS	ELU	ELU NLG
60	10,673	15,010	16,248	9,893	13,916	15,072
57	10,518	14,793	16,024	9,750	13,716	14,865
54	10,317	14,512	15,734	9,564	13,456	14,598
51	10,060	14,153	15,363	9,327	13,124	14,255
48	9,748	13,713	14,907	9,038	12,718	13,834
45	9,379	13,195	14,367	8,698	12,239	13,335
42	8,957	12,601	13,745	8,308	11,690	12,760
39	8,484	11,934	13,043	7,870	11,073	12,111
36	7,962	11,198	12,264	7,387	10,392	11,390
33	7,394	10,396	11,412	6,862	9,650	10,600
30	6,783	9,534	10,489	6,296	8,852	9,746
27	6,132	8,617	9,501	5,694	8,002	8,829
24	5,445	7,649	8,452	5,058	7,106	7,856
21	4,727	6,637	7,347	4,392	6,167	6,831
18	3,981	5,587	6,194	3,700	5,193	5,761
15	3,213	4,508	5,001	2,987	4,191	4,653
12	2,433	3,412	3,785	2,262	3,173	3,522
9	1,655	2,321	2,573	1,540	2,159	2,395
6	0,916	1,284	1,424	0,852	1,195	1,326
3	0,296	0,415	0,467	0,276	0,386	0,436

Tabela 17 – Deslocamentos pelo modelo discreto - Maior Direção (I)

Maior Direção - Deslocamento horizontal (cm)						
Altura	1% - Norma Atual			2% - Norma Atual		
(m)	ELS	ELU	ELU NLG	ELS	ELU	ELU NLG
60	15,646	22,190	23,030	14,409	20,468	21,245
57	14,859	21,088	21,884	13,688	19,457	20,195
54	14,048	19,950	20,704	12,945	18,414	19,113
51	13,210	18,772	19,481	12,177	17,333	17,991
48	12,348	17,559	18,222	11,387	16,219	16,836
45	11,465	16,316	16,932	10,578	15,078	15,651
42	10,568	15,050	15,617	9,754	13,915	14,444
39	9,659	13,769	14,286	8,921	12,737	13,221
36	8,746	12,478	12,945	8,082	11,550	11,988
33	7,833	11,187	11,604	7,243	10,361	10,753
30	6,925	9,902	10,267	6,408	9,178	9,523
27	6,032	8,635	8,950	5,586	8,010	8,309
24	5,159	7,397	7,663	4,783	6,868	7,121
21	4,316	6,199	6,416	4,005	5,761	5,970
18	3,511	5,051	5,223	3,262	4,699	4,866
15	2,751	3,966	4,096	2,559	3,695	3,822
12	2,044	2,955	3,046	1,905	2,757	2,848
9	1,395	2,023	2,081	1,303	1,891	1,951
6	0,810	1,178	1,207	0,758	1,104	1,136
3	0,299	0,437	0,444	0,281	0,410	0,421

Tabela 18 – Deslocamentos pelo modelo discreto - Maior Direção (II)

Maior Direção - Deslocamento horizontal (cm)						
Altura	1% - Norma Antiga			2% - Norma Antiga		
(m)	ELS	ELU	ELU NLG	ELS	ELU	ELU NLG
60	12,440	17,712	18,396	11,700	16,675	17,320
57	11,824	16,847	17,500	11,123	15,866	16,482
54	11,189	15,955	16,575	10,529	15,031	15,615
51	10,533	15,030	15,615	9,914	14,164	14,715
48	9,856	14,075	14,624	9,280	13,269	13,787
45	9,163	13,097	13,609	8,631	12,352	12,835
42	8,457	12,099	12,573	7,969	11,415	11,863
39	7,742	11,086	11,521	7,298	10,465	10,876
36	7,021	10,065	10,461	6,622	9,506	9,880
33	6,300	9,041	9,397	5,945	8,544	8,880
30	5,581	8,019	8,335	5,270	7,583	7,882
27	4,871	7,010	7,286	4,603	6,633	6,895
24	4,177	6,020	6,257	3,950	5,702	5,926
21	3,505	5,060	5,258	3,316	4,796	4,984
18	2,860	4,137	4,298	2,709	3,925	4,078
15	2,249	3,261	3,387	2,133	3,098	3,218
12	1,679	2,441	2,535	1,594	2,322	2,412
9	1,153	1,681	1,746	1,096	1,601	1,664
6	0,673	0,985	1,024	0,641	0,940	0,978
3	0,250	0,367	0,385	0,239	0,351	0,369

Observa-se que os esforços obtidos através dos ábacos da norma atual, para ambas as direções e valores de ζ , gera deslocamentos horizontais no topo da edificação que superam o limite de 12 cm.

Em relação aos deslocamentos obtidos através da norma antiga, percebe-se que apenas na maior direção de fachada, com ζ de 1%, a estrutura ultrapassa o deslocamento limite.

Como, na menor direção da edificação, os deslocamentos pelo método estático estão consideravelmente abaixo do limite em ELS, devido ao pré-dimensionamento ter sido regido pelo limite em ELU, a estrutura teve folga considerável para se deformar e permanecer abaixo do limite.

Quanto aos limites em ELU, observou-se que, para a menor direção de análise, os deslocamentos devido não linearidade geométrica superam o limite de 10% em relação os valores em uma análise linear em múltiplos pavimentos da região inferior da estrutura.

Em relação à diferença dos deslocamentos obtidos, comparados aos valores pelo método estático, percebe-se que, para ambas as normas e valores de ζ , as porcentagens de diferença obtidas para ELS, ELU e ELU NLgeom são muito próximas, com valores exibidos na Tabela 19. Esses valores também mostram a importância do efeito dinâmico na análise da estrutura, com a direção de menor frequência apresentando, para o pior caso, um incremento de 76% no deslocamento no topo da edificação.

Tabela 19 – Comparação dos deslocamentos com o método estático

Deslocamento Devido ao Efeito Dinâmico - Comparação com Método Estático				
Fachada	1% Norma Nova	2% Norma Nova	1% Norma Antiga	2% Norma Antiga
Maior Direção	42%	31%	13%	6%
Menor Direção	76%	53%	26%	16%

Outras informações relevantes a serem extraídas são as diferenças de deslocamentos para as situações de cálculo consideradas. Em relação à taxa de amortecimento, tem-se que ζ em 1% gera deslocamentos até 23% maiores do que o obtido com ζ a 2%. É possível ver também que a diferença entre normas é de até 50% no incremento do deslocamento comparado aos valores obtidos pelo método estático.

Em relação à diferença das cargas obtidas, comparadas aos valores pelo método estático, percebe-se uma tendência das cargas serem menores nas regiões mais baixas da edificação e maiores nas regiões mais altas. Esse incremento das cargas e sua aglomeração na região superior da estrutura tende a gerar valores de momento maiores na fundação do que os obtidos pelo método estático, uma vez que a estrutura foi considerada como engastada em sua base.

A Tabela 20 apresenta os incrementos ou decréscimos de carga, em porcentagem, para cada faixa de análise, com valores em negrito indicando os pontos onde os esforços superam os obtidos pelo método estático pela primeira vez.

Tabela 20 – Diferenças de carga em relação ao estático

Altura (m)	Maior Direção				Menor Direção			
	Norma Atual		Norma Antiga		Norma Atual		Norma Antiga	
	1%	2%	1%	2%	1%	2%	1%	2%
60	82,38%	66,47%	41,01%	31,43%	102,66%	75,27%	42,53%	31,49%
57	75,93%	60,79%	36,56%	27,44%	101,80%	74,50%	41,86%	30,85%
54	69,25%	54,90%	31,94%	23,31%	100,31%	73,21%	40,81%	29,88%
51	59,74%	46,54%	25,43%	17,49%	94,62%	68,51%	37,30%	26,77%
48	50,32%	38,26%	18,97%	11,71%	88,23%	63,24%	33,37%	23,30%
45	41,04%	30,09%	12,59%	6,01%	81,18%	57,44%	29,06%	19,48%
42	34,00%	23,89%	7,71%	1,62%	76,72%	53,72%	26,23%	16,96%
39	26,82%	17,55%	2,72%	-2,86%	71,48%	49,37%	22,94%	14,02%
36	19,52%	11,10%	-2,37%	-7,43%	65,47%	44,39%	19,18%	10,68%
33	12,14%	4,58%	-7,52%	-12,07%	58,70%	38,78%	14,96%	6,93%
30	4,72%	-1,99%	-12,71%	-16,75%	51,17%	32,54%	10,27%	2,76%
27	-2,70%	-8,56%	-17,93%	-21,46%	42,86%	25,67%	5,11%	-1,82%
24	-10,09%	-15,11%	-23,15%	-26,17%	33,79%	18,16%	-0,53%	-6,83%
21	-17,39%	-21,60%	-28,34%	-30,88%	23,93%	9,99%	-6,67%	-12,29%
18	-24,57%	-28,00%	-33,50%	-35,56%	13,24%	1,13%	-13,35%	-18,23%
15	-31,60%	-34,29%	-38,60%	-40,23%	1,68%	-8,47%	-20,60%	-24,69%
12	-38,46%	-40,47%	-43,68%	-44,89%	-10,83%	-18,88%	-28,51%	-31,76%
9	-45,20%	-46,58%	-48,79%	-49,62%	-24,37%	-30,20%	-37,17%	-39,52%
6	-51,99%	-52,81%	-54,13%	-54,63%	-38,97%	-42,49%	-46,71%	-48,13%
3	-59,61%	-59,96%	-60,50%	-60,71%	-54,43%	-55,76%	-57,35%	-57,89%

Como a influência do efeito dinâmico da estrutura devido ao vento gerou novos esforços horizontais, que fazem a estrutura ultrapassar o deslocamento limite de 12 cm no topo da edificação, torna-se necessário refazer o seu pré-dimensionamento, de forma que a estrutura apresente deslocamentos aceitáveis quando submetida às novas cargas estáticas existentes. Dessa maneira, as seguintes alterações foram realizadas:

- A cantoneira simples utilizada anteriormente foi substituída por uma cantoneira dupla L127x23.52, do catálogo da Gerdau, resultando em um incremento de 16.12 cm² na área da seção de todas as treliças.;
- Os pilares P8, P9, P10, P11, P18, P19, P20 e P21, que participam do contraventamento com treliças, tiveram sua seção alterada para CVS600x369 do catálogo da Soufer;
- Os pilares P5, P6, P23 e P24, que participam do contraventamento de ambas as direções, tiveram sua seção alterada para CS550x345 do catálogo da Soufer;
- As vigas V12, V13, V14, V15 e V16, que participam do contraventamento por pórtico resistente a momento, tiveram sua seção alterada para W530x85 do catálogo da Gerdau;

Através dessas modificações, a rigidez da estrutura foi aumentada, assim resultando em frequências naturais de vibração maiores e, por consequência, cargas estáticas de vento devido efeito dinâmico menores.

Dessa maneira, a análise modal foi refeita para a nova configuração de seções. Os modos de vibração permaneceram os mesmos exibidos no tópico 5.3, porém com novos valores de frequência (Tabela 21). Os valores dos vetores de forma modal tiveram variação desprezável e, portanto, não serão atualizados.

Tabela 21 – Frequência natural dos modos de vibração da estrutura

Modo de Vibração	Frequência Natural (Hz)
1	0.37683
2	0.58516
3	0.72048
4	1.1622
5	2.0370

Com os novos valores de frequência, recalculou-se os valores de entrada do ábaco, para $\zeta = 1\%$ da norma nova, e obteve-se novos fatores dinâmicos ξ , iguais a 2.213 e 2.875, para a maior e menor dimensão, respectivamente. Ábacos disponíveis no Anexo A.

Dessa maneira são obtidos novos esforços de vento, para a estrutura atualizada, e deslocamentos referentes a esses novos esforços. As Tabelas 22 e 23 apresentam os novos valores de carga e deslocamento.

Com os ajustes, a edificação novamente obedece aos limites de deslocamento em ELS. Adicionalmente, a maior diferença entre análises não linear geométrica e linear é de 9.8%, assim respeitando o limite para estruturas pouco deslocáveis.

Tabela 22 – Novos esforços devido ao efeito dinâmico da estrutura atualizada

Novas Cargas de Vento (kN)		
Altura	Modelo atualizado	
(m)	Maior Direção	Menor Direção
60	268,81	138,69
57	256,22	136,56
54	243,41	133,96
51	226,75	128,55
48	210,48	122,71
45	194,63	116,48
42	182,03	111,91
39	169,39	106,84
36	156,77	101,32
33	144,23	95,35
30	131,83	88,96
27	119,63	82,18
24	107,68	75,03
21	96,04	67,53
18	84,74	59,69
15	73,80	51,55
12	63,20	43,09
9	52,81	34,35
6	42,29	25,36
3	30,48	16,19

Tabela 23 – Novos deslocamentos da estrutura atualizada

Deslocamentos Horizontais da Estrutura Atualizada (cm)						
Altura	Maior Direção			Menor Direção		
(m)	ELS	ELU	ELU NLG	ELS	ELU	ELU NLG
60	11,77	16,13	16,60	11,98	16,63	17,78
57	11,17	15,33	15,77	11,81	16,39	17,54
54	10,55	14,50	14,92	11,59	16,08	17,22
51	9,91	13,64	14,04	11,30	15,69	16,81
48	9,25	12,76	13,13	10,95	15,20	16,31
45	8,58	11,85	12,20	10,54	14,62	15,71
42	7,90	10,93	11,25	10,06	13,96	15,03
39	7,21	10,00	10,29	9,53	13,22	14,25
36	6,52	9,06	9,32	8,94	12,40	13,39
33	5,83	8,12	8,35	8,30	11,51	12,45
30	5,14	7,18	7,38	7,61	10,55	11,44
27	4,47	6,26	6,43	6,88	9,53	10,35
24	3,82	5,35	5,50	6,11	8,45	9,20
21	3,18	4,48	4,60	5,30	7,33	7,99
18	2,58	3,64	3,74	4,47	6,16	6,73
15	2,01	2,85	2,93	3,61	4,97	5,42
12	1,49	2,12	2,17	2,73	3,75	4,10
9	1,01	1,44	1,48	1,86	2,55	2,78
6	0,58	0,84	0,85	1,03	1,40	1,54
3	0,21	0,31	0,31	0,34	0,45	0,50

6 CONCLUSÃO

Neste trabalho foi avaliado o comportamento de uma estrutura alta de aço submetida a ações de vento, levando em consideração os efeitos dinâmicos que ocorrem na edificação, assim como impacto causado no método de análise de vento por modelo discreto da norma NBR 6123 (ABNT, 2023) após as mudanças dos ábacos utilizados para obtenção do fator dinâmico referente à parcela flutuante do vento.

A partir dos procedimentos realizados no Abaqus (SIMULIA, 2020), foi possível pré-dimensionar a estrutura proposta e realizar uma análise não linear geométrica da mesma, permitindo então medir com maior acurácia o comportamento da edificação em relação às ações existentes. Adicionalmente, o software possibilitou a realização de uma análise modal, permitindo então obter os modos de vibração da estrutura e suas respectivas frequências. Dessa maneira, foi possível compreender a importância de se considerar, para edificações com baixa frequência natural, a parcela flutuante do vento nos cálculos dos esforços horizontais a serem aplicados na estrutura.

Quanto à alteração nos ábacos da NBR 6123 (ABNT, 2023), a análise comparativa permitiu visualizar a diferença significativa que essa mudança realmente faz, uma vez que, para os valores de fatores dinâmicos obtidos pela norma antiga, apenas uma direção ultrapassou o limite de deslocamento em ELS, quando considerada razão de amortecimento $\zeta = 1\%$, enquanto que, para os valores de fatores dinâmicos obtidos através dos novos ábacos, para ambas as direções de análise, para ζ de 1% e 2%, a estrutura ultrapassou o deslocamento limite em ELS. Foi possível também obter a razão entre os deslocamentos obtidos pelo método estático e método discreto, expondo assim o incremento de deslocamento que ocorreu para todos os casos de análise, o que também permite visualizar novamente a diferença entre ábacos, uma vez que o pior caso do ábaco novo apresentou deslocamento 76% maior, enquanto o pior caso do ábaco antigo apresentou um incremento de apenas 26%.

Após a obtenção de todas as respostas dinâmicas, a estrutura foi conformizada de acordo com os esforços obtidos pela norma nova, para valor de ζ igual a 1%, sendo essa a pior situação de cálculo entre os casos analisados. Dessa forma, foi possível compreender como elementos estruturais, como pilares, vigas com conexões rígidas e treliças, são capazes de reduzir o deslocamento da edificação, e o quanto suas seções devem aumentar para que o deslocamento possa ser reduzido de maneira significativa. De forma geral, notou-se que a redução dos deslocamentos foi altamente custosa, necessitando de seções mais robustas para diversos elementos estruturais que participam do contraventamento, assim justificando a utilização de amortecedores ou opções de subestruturas de contraventamento diferentes, como paredes de cisalhamento/núcleos rígidos, por exemplo.

Neste trabalho foi analisada apenas uma combinação em ELU e duas em ELS, para um sentido de vento em ambas as direções, porém, para a realização de um projeto, deve-se considerar todas as combinações capazes de ocorrer na estrutura, uma vez que essas outras combinações podem eventualmente causar deslocamentos maiores do que os aqui apresentados, e sua verificação deve ser feita para obter o real comportamento da estrutura em nível de projeto.

6.1 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

A partir dos resultados e conclusões presentes neste trabalho pode-se sugerir como pontos para serem avaliados em outros trabalhos:

- Realização de uma análise não linear física junto de uma análise não linear geométrica;
- Modelar a estrutura proposta com núcleo rígido como forma de contraventamento;
- Realização do dimensionamento da estrutura;
- Dimensionar e avaliar as ligações rotuladas e rígidas;
- Analisar a estrutura considerando todas as ligações como semi-rígidas;

REFERÊNCIAS

- ALGABA, Fernando. Dissertação. **Avaliação de Métodos Teóricos para Estimativa de Comportamento de Edifícios Altos Sob a Ação de Vento Turbulento**, UFRJ, Rio de Janeiro, 2016.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6120**: Ações para o cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro, dez. 2019.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6123**: Forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro, fev. 1988.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6123**: Forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro, fev. 2023.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8681**: Ações e segurança nas estruturas - Procedimento. Rio de Janeiro, nov. 2003.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8800**: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. Rio de Janeiro, ago. 2008.
- BELLEI, Ildony; PINHO, Fernando; PINHO, Mauro. **Edifícios de múltiplos andares em aço**. 2. ed. São paulo: PINI Ltda, 2008.
- BLESSMANN, Joaquim. **Introdução ao Estudo das Ações Dinâmicas do Vento**. 2. ed. Rio Grande do Sul: UFRGS, 2005.
- CORRÊA, Márcio. Tese (Doutorado). **Aperfeiçoamento de modelos usualmente empregados no projeto de sistemas estruturais de edifícios**, USP. Escola de Engenharia de São Carlos, São Carlos, 1991.
- COSTA, Samuel; FILHO, Manoel; SANTOS, Sérgio; PFEIL, Michele. Estudo comparativo. **Estudo Comparativo entre a Nova Norma NBR 6123 e Normas Internacionais para o Efeito Dinâmico do Vento em Edifícios Altos**, XIV Congresso Brasileiro de Pontes e Estruturas, Rio de Janeiro, 2023.
- FAKURY, Ricardo; SILVA, Ana; CALDAS, Rodrigo. **Dimensionamento de Elementos Estruturais de Aço e Mistos de Aço e Concreto**. São paulo: Pearson Education do Brasil Ltda, 2017.
- FU, Feng. Estudo de caso. **Progressive collapse analysis of high-rise building with 3-D finite element modeling method**, WSP Group, London, 2009.
- GALINDEZ, Enrique. Dissertação. **Resposta dinâmica de estruturas na direção da velocidade média do vento**, UFRGS, Rio Grande do Sul, 1979.

MARTHA, Luiz. **FTOOL - Um programa gráfico-interativo para ensino de comportamento de estruturas**. Rio de Janeiro: PUC-Rio, 2017.

MENDIS, Priyan; SAMALI, Bijan; NGO, Tuan; HARITOS, N. Estudo de caso. **Wind Loading on Tall Buildings**, EJSE Special Issue: Loading on Structures, Australia, 2007.

PADARATZ, Ivo. **Velocidade Básica do Vento no Brasil**. Rio Grande do Sul: UFRGS, 1977.

SALMON, Charles; JOHNSON, John; MALHAS, Faris. **Steel Structures - Design and Behavior**. 5. ed. New Jersey: Pearson Education Inc., 2009.

SANTOS, Livia. Dissertação. **Avaliação de Métodos Normativos Para Determinação da Resposta Aerodinâmica de Edificações**, UFRJ, Rio de Janeiro, 2018.

SIMULIA. **ABAQUS Standard**. Abaqus/CAE: Dassault Systèmes, 2020.

VASCONCELLOS, Alexandre. **Ligações em Estruturas Metálicas - Volume 1**. 4. ed. Rio de Janeiro: Centro Brasileiro da Construção em Aço, 2011.

ZIEMIAN, Donald. **Guide to Stability Design Criteria for Metal Structures**. New Jersey: John Wiley & Sons, Inc, 2010.

ANEXO A – ÁBACOS

Aqui estão apresentados os ábacos utilizados ao longo do estudo de caso, junto com as linhas traçadas para obtenção dos valores requeridos.

Figura 21 – Coeficiente de arrasto para a maior direção de fachada

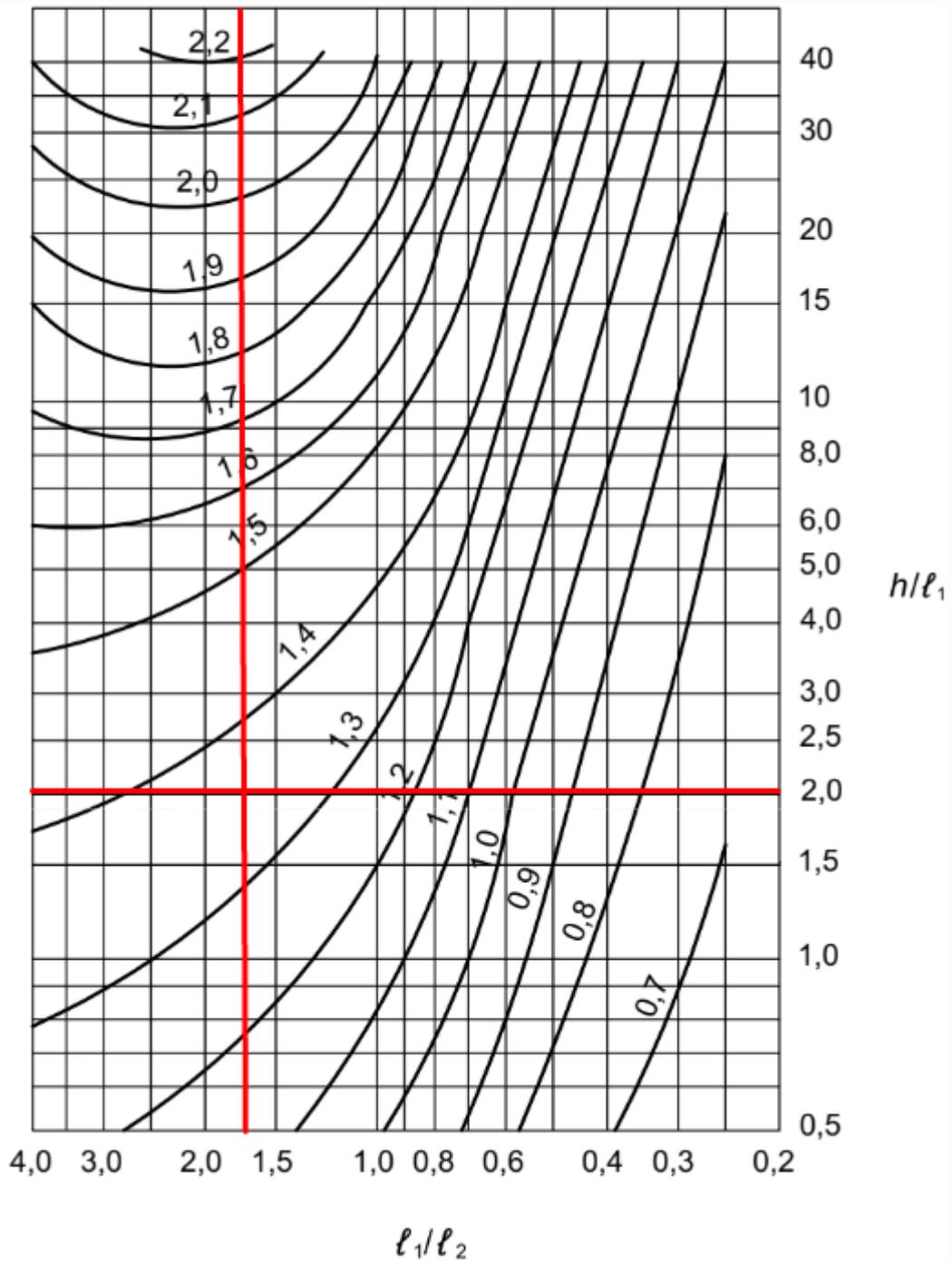


Figura 22 – Coeficiente de arrasto para a menor direção de fachada

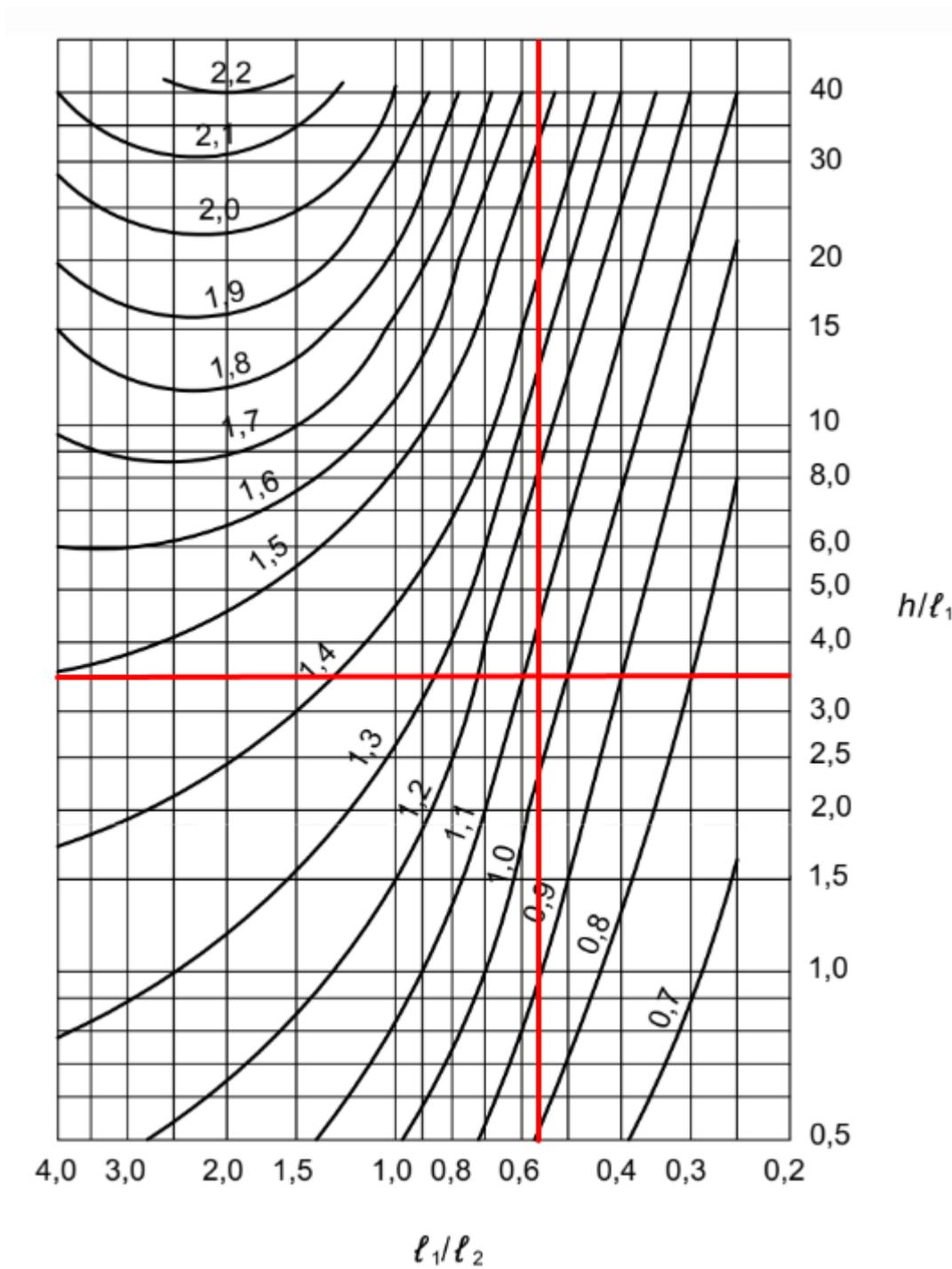
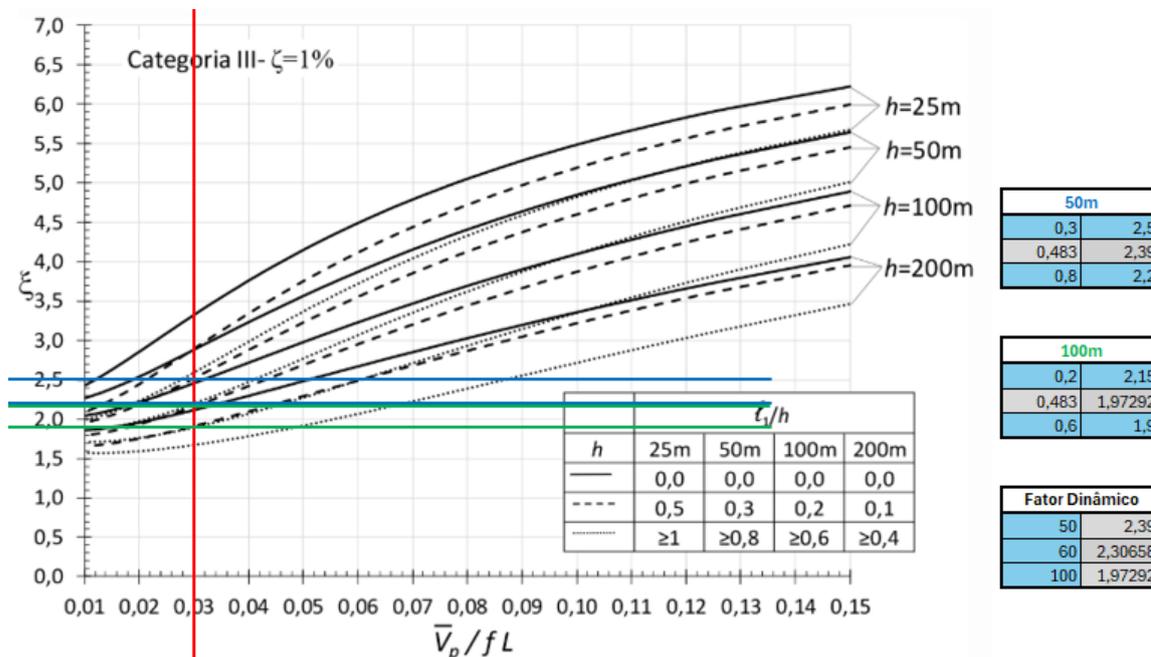
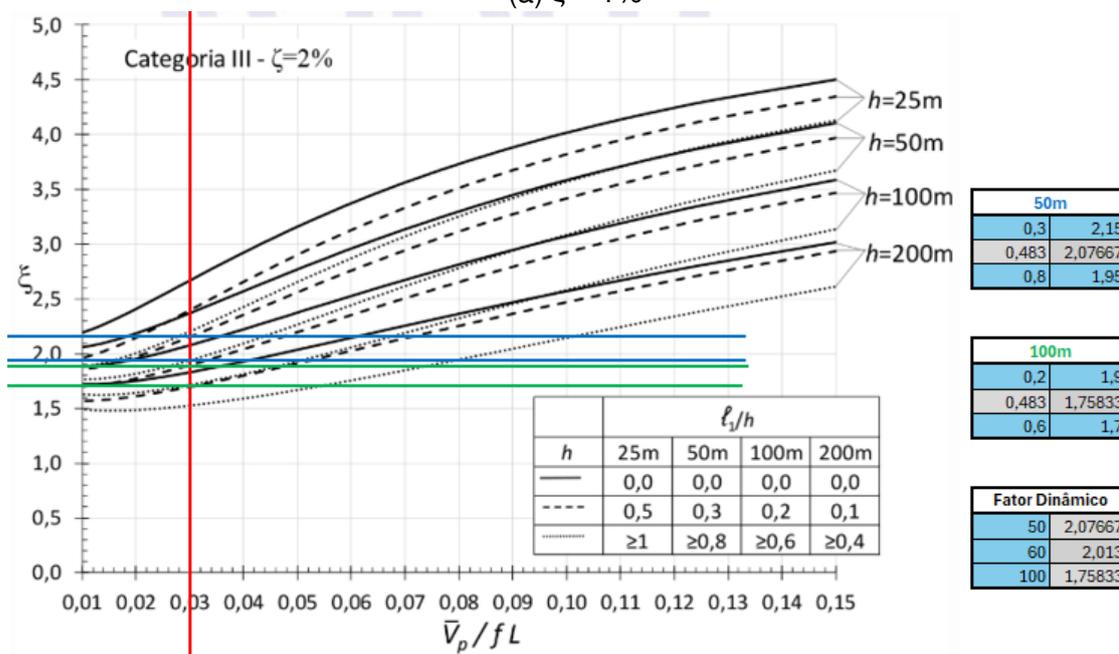


Figura 23 – Ábaco de ξ para a maior direção - NBR 6123 (ABNT, 2023)

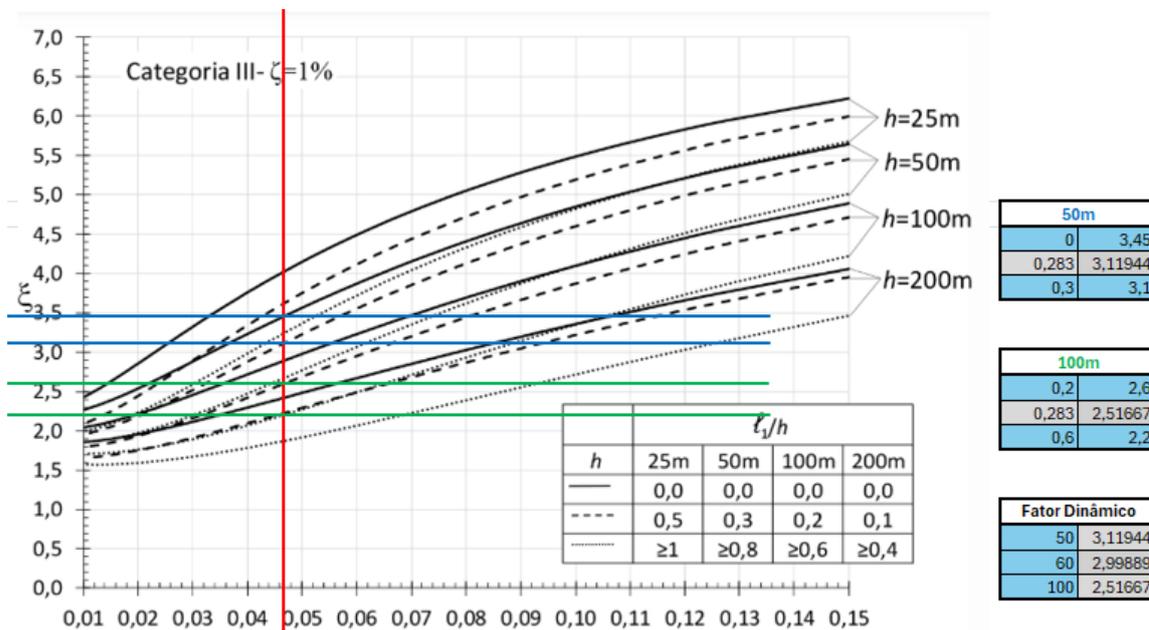


(a) $\zeta = 1\%$

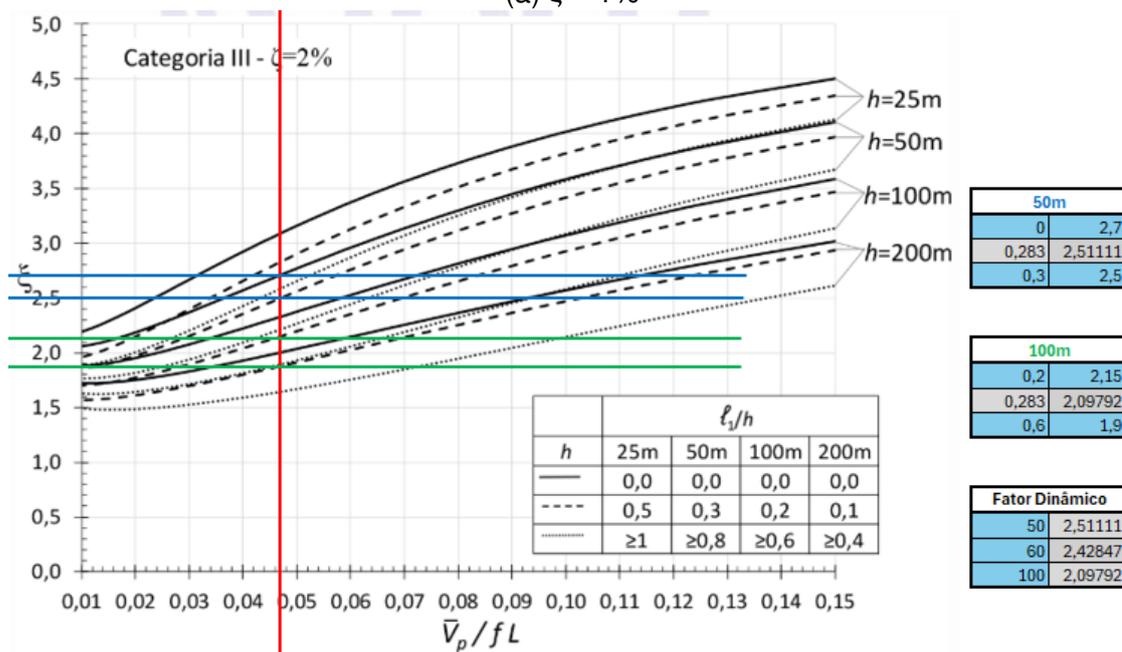


(b) $\zeta = 2\%$

Figura 24 – Ábaco de ξ para a menor direção - NBR 6123 (ABNT, 2023)

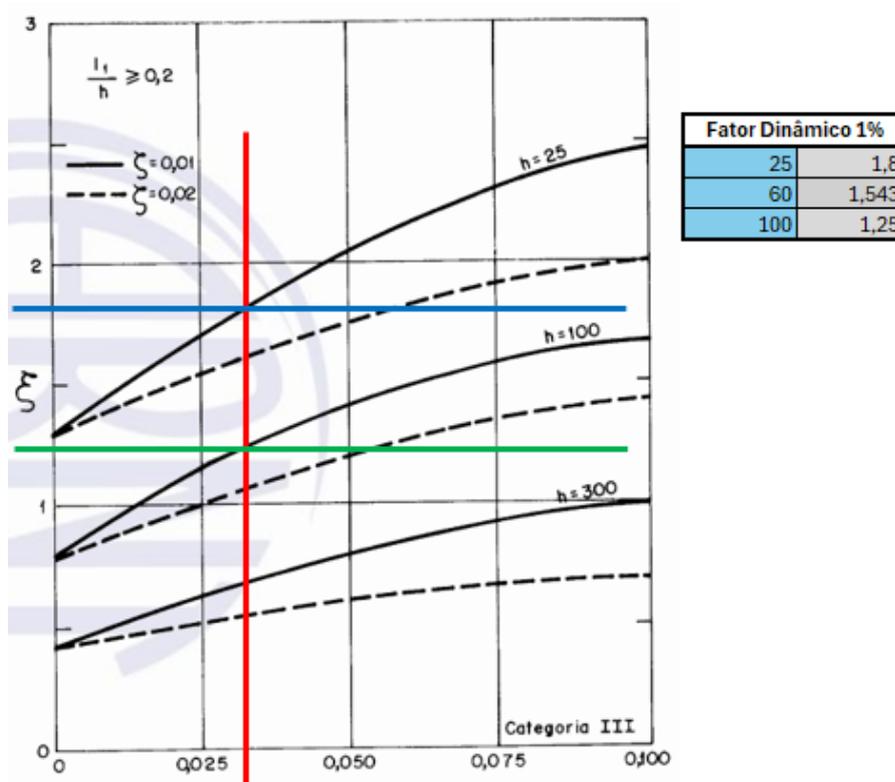


(a) $\zeta = 1\%$

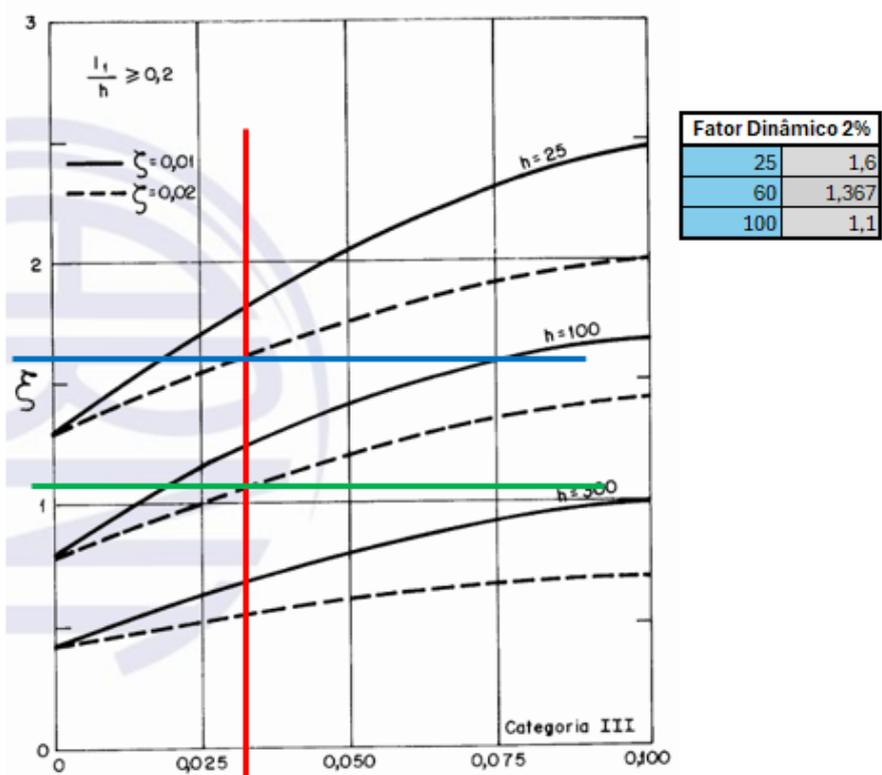


(b) $\zeta = 2\%$

Figura 25 – Ábaco de ξ para a maior direção - NBR 6123 (ABNT, 1988)

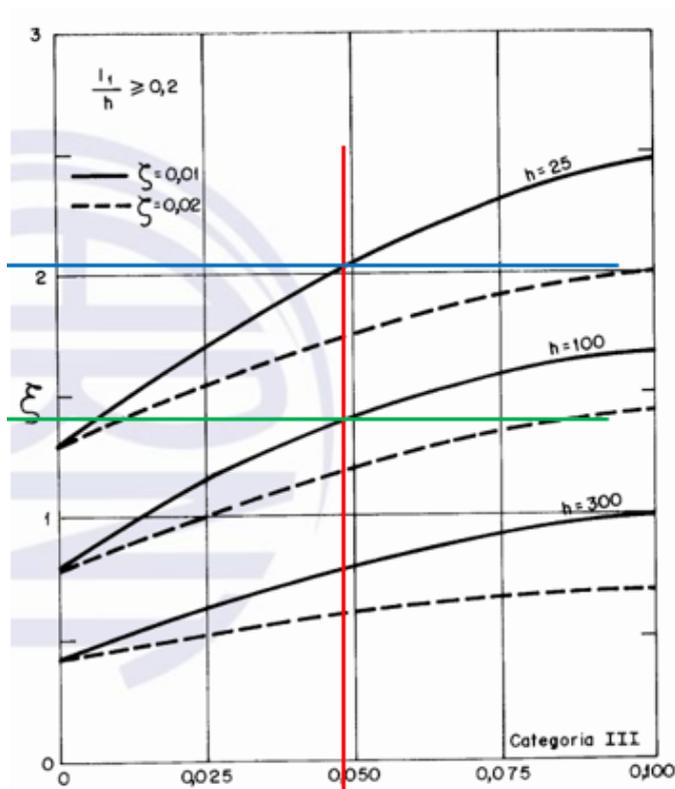


(a) $\zeta = 1\%$



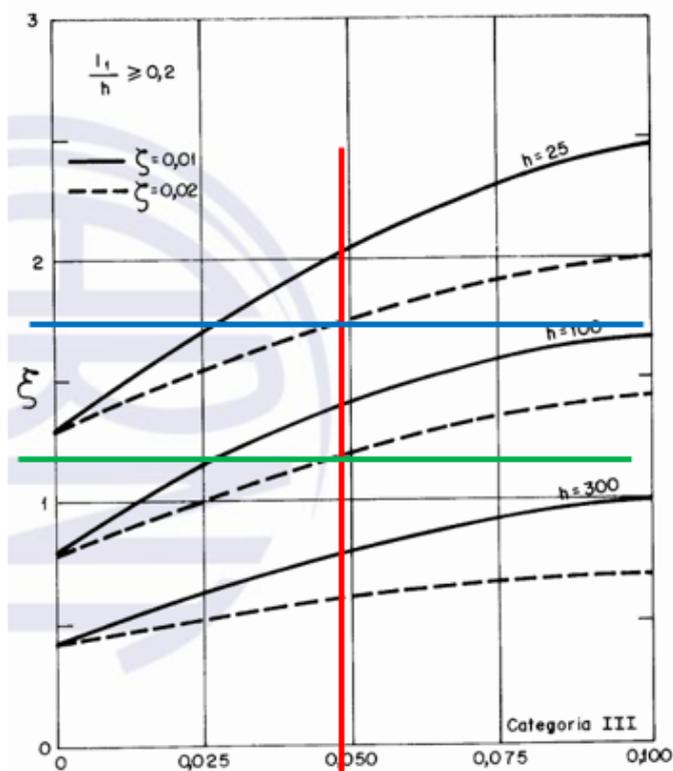
(b) $\zeta = 2\%$

Figura 26 – Ábaco de ξ para a menor direção - NBR 6123 (ABNT, 1988)



Fator Dinâmico 1%	
25	2,05
60	1,747
100	1,4

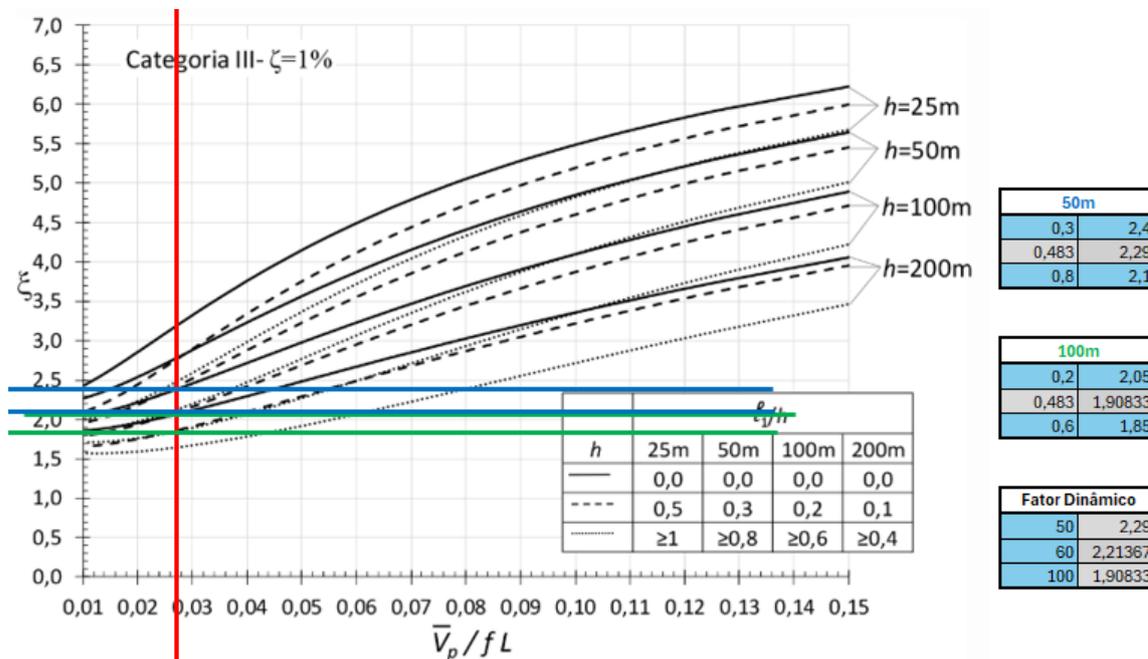
(a) $\zeta = 1\%$



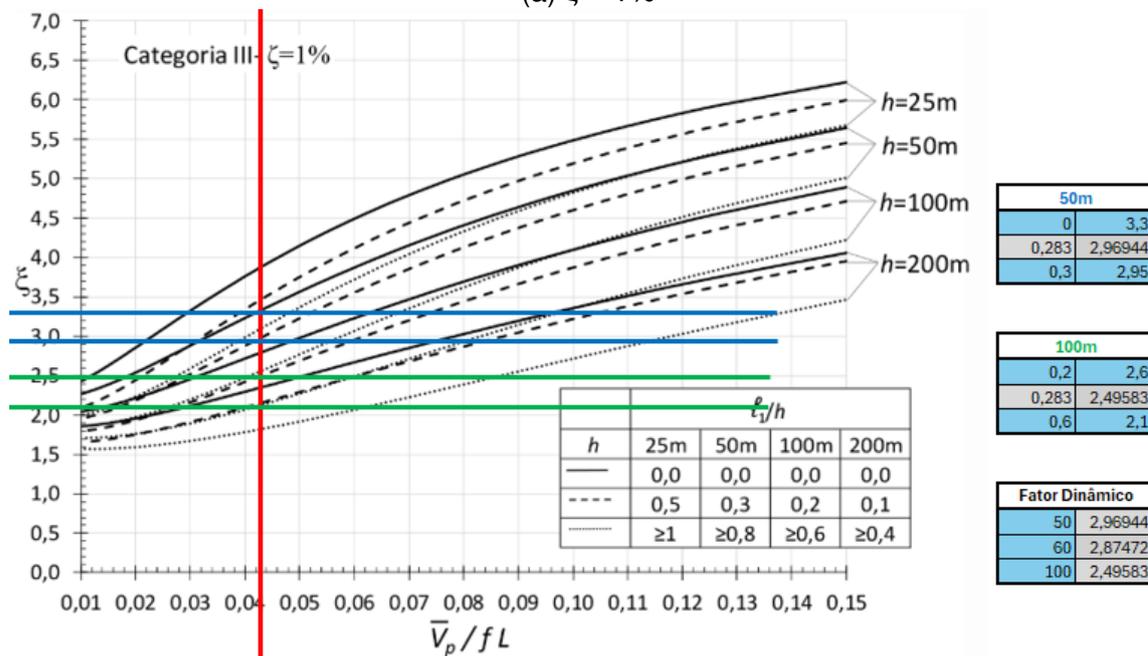
Fator Dinâmico 2%	
25	1,75
60	1,517
100	1,25

(b) $\zeta = 2\%$

Figura 27 – Ábaco de ξ para a estrutura atualizada - NBR 6123 (ABNT, 1988)



(a) $\zeta = 1\%$



(b) $\zeta = 2\%$