



**CENTRO UNIVERSITÁRIO PRESIDENTE ANTÔNIO CARLOS  
UNIPAC BARBACENA  
ENGENHARIA CIVIL**

**LUIZ FERNANDO RASUCK DE CARVALHO  
UNATHAN KAYKE DE PAULA**

**COMPORTAMENTO DE TORRES DE TELECOMUNICAÇÃO SUBMETIDAS  
AO VENTO SEGUNDO AS ANÁLISES ESTÁTICA E DINÂMICA**

**BARBACENA  
2021**

**LUIZ FERNANDORASUCK DE CARVALHO  
UNATHAN KAYKE DE PAULA**

**COMPORTAMENTO DE TORRES DE TELECOMUNICAÇÃO SUBMETIDAS  
AO VENTO SEGUNDO AS ANÁLISES ESTÁTICA E DINÂMICA**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao curso de Engenharia Civil do Centro Universitário Presidente Antônio Carlos – UNIPAC, como requisito parcial para obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.

Orientadora: Prof<sup>ª</sup>. Ma. Deysiane Antunes Barroso Damasceno.

**BARBACENA  
2021**

## AGRADECIMENTOS

Primeiramente agradecemos a Deus pelas oportunidades dadas e por todas as realizações em nossas vidas.

À nossa orientadora Profa. Ma. Deysiane Antunes Barroso Damasceno pela orientação, confiança e oportunidade para realização deste trabalho.

Ao Prof. Elvys Dias Reis pela dedicação, incentivo e disposição.

Ao Sr. Diego Souza pelo auxílio no desenvolvimento do modelo numérico.

Aos pais, Ladislau Maria de Carvalho, Maria da Conceição de Carvalho, Geraldo Magela de Paula e Tânia Cordeiro do Nascimento, e aos irmãos, Caio, Mayra, Marco Antônio, Laura, Uanderson, Emerson e Érica pelo incentivo em todas as etapas de nossa formação.

Ao Centro Universitário Presidente Antônio Carlos-Unipac Barbacena e a todos os nossos demais professores pela oportunidade de aprendizado e ensinamentos passados.

Aos amigos de trabalho Carlos Eduardo, Júlia Mara e todos os demais que contribuíram com incentivo, amizade e crescimento profissional.

Ao Alexandre Faria pela amizade, paciência e grande incentivo em todos os momentos.

À Mariana Maximiano pelo constante apoio, amizade, carinho e paciência.

À Thais Moraes pelo apoio e paciência.

Ao Tainan Vilela pelo companheirismo, auxílio nas dificuldades e pela amizade durante toda a graduação.

Ao meu companheiro de TCC por toda paciência, amizade e disposição durante toda a graduação.

A todos os amigos e familiares que contribuíram de alguma forma na realização deste trabalho.

## RESUMO

O crescimento da telecomunicação observado no Brasil nos últimos anos e o conseqüente aumento na demanda por torres de telecomunicação abre espaço para uma discussão a respeito das diretrizes a serem tomadas durante a execução de projetos desse tipo de estrutura. Por se tratar de estruturas leves e esbeltas, as solicitações provenientes da ação do vento se tornam preponderantes durante o dimensionamento destas torres e a análise do vento é um importante tópico a ser discutido. No Brasil, as normas NBR 6123 e NBR 5422 apresentam as diretrizes para se obter a velocidade e os esforços gerados pelo vento, porém elas são consideradas obsoletas por alguns autores por se basearem em bancos de dados muito antigos. Por esse motivo, normas internacionais vêm sendo amplamente aplicadas em projetos no Brasil, como é o caso da norma europeia IEC 60826. Outro ponto de constante debate é a forma como se analisa a ação do vento e a estrutura. As normas apresentam métodos de análise de forma estática e dinâmica. A primeira considera o vento como uma ação de velocidade e força constantes, enquanto a segunda trata do vento de forma mais realista, pois leva em consideração as flutuações de velocidade que esse fenômeno natural pode apresentar. O presente trabalho objetiva, portanto, analisar os aspectos de projeto supracitados por meio de modelagem numérica e estudos paramétricos. Assim, utilizou-se a norma NBR 6123 para se obter a velocidade do vento e suas respostas estáticas e dinâmicas, a fim de se comparar as solicitações geradas por cada um dos métodos. Posteriormente, esse mesmo processo foi realizado a partir da norma europeia IEC 60826, visando comparar os resultados entre as duas normas. Também foi realizado um estudo paramétrico analisando torres de diferentes alturas, a fim de se entender melhor o comportamento da estrutura e do vento. A obtenção dos esforços solicitantes foi feita com o auxílio do *software* de elementos finitos SAP2000, no qual se desenvolveu um modelo de torre treliçada de seção quadrada constante, sobre a qual foram aplicados os carregamentos de vento calculados segundo estas normas. Após a análise do modelo proposto, evidenciou-se que cada método de análise gera resultados consideravelmente distintos, revelando que este é um ponto que deve ser muito bem estudado durante o dimensionamento de torres de telecomunicação.

**Palavras-chave:** Torres de telecomunicação. Forças devidas ao vento. Análise estática. Análise dinâmica. Modelagem numérica.

## ABSTRACT

The growth of telecommunications observed in Brazil in recent years and the consequent increase in demand for telecommunication towers opens space for a discussion about the guidelines to be taken during the execution of projects of this type of structure. Because they are light and slender structures, wind loads become preponderant for the design of these towers and wind analysis is an important topic to be discussed. In Brazil, the standards NBR 6123 and NBR 5422 present the guidelines to obtain the speed and forces generated by wind, however, they are considered obsolete by some authors because they are based on very old databases. For this reason, international standards have been widely applied in projects in Brazil, as is the case of the European standard IEC 60826. Another point of constant debate is how to analyze the wind action and the structure. The standards present methods of static and dynamic analysis. The first considers the wind as an action of constant speed and force, while the second deals with the wind more realistically because it takes into account the speed fluctuations that this natural phenomenon can present. This work, therefore, analyzes the design aspects mentioned above employing numerical modeling and parametric studies. Thus, the NBR 6123 standard was used to obtain the wind speed and its static and dynamic responses to compare the loads generated by each of the methods. Later, this same process was carried out based on the European standard IEC 60826, to compare the results between the two standards. A parametric study analyzing towers of different heights was also performed to better understand the behavior of the structure and the wind. The obtaining of the internal forces was done with the finite element software SAP2000, in which a lattice tower model with a constant square section was modeled, to which the wind loads calculated according to these standards were applied. After the analysis of the proposed model, it became evident that each analysis method generates considerably different results, revealing that this is a point that must be very well studied when designing telecommunication towers.

**Keywords:** Telecommunication towers. Wind loads. Static analysis. Dynamic analysis. Numerical modeling.

## SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO .....	5
2	DESENVOLVIMENTO .....	7
2.1	Análises estática e dinâmica de estruturas treliçadas: o estado da arte .....	7
2.2	Critérios de projeto de estruturas treliçadas .....	8
2.3	Forças devidas ao vento segundo a NBR 6123 .....	9
2.3.1	Velocidade básica do vento .....	10
2.3.2	Velocidade característica do vento .....	11
2.3.3	Força estática devida ao vento segundo a NBR 6123.....	15
2.3.4	Força dinâmica devida ao vento segundo a NBR 6123 .....	18
2.4	Forças devidas ao vento segundo a norma IEC 60826:2017 .....	23
2.4.1	Considerações sobre o vento básico .....	23
2.5	Modelagem numérica para análises estáticas e dinâmicas .....	30
2.5.1	Análise estática segundo a NBR 6123 .....	32
2.5.2	Análise dinâmica segundo a NBR 6123 .....	35
2.5.3	Análise estática segundo a IEC 60826.....	37
2.6	Estudos paramétricos complementares .....	39
2.7	Resultados e discussões.....	40
3	CONSIDERAÇÕES FINAIS .....	42
	REFERÊNCIAS .....	44

## 1 INTRODUÇÃO

Os primeiros sistemas de telecomunicações mundiais datam às épocas mais remotas do que comumente se imagina. Em março de 1876, Alexander Graham Bell, em uma tentativa de aprimoramento do telégrafo, criou o primeiro telefone que, após décadas de evolução tecnológica, originou os smartphones que integram hoje a vida de grande parte da população brasileira e mundial (PINHO, 2000).

A internet chegou para o público brasileiro em 1994, mas havia sido criada muito antes disso. Na década de 1960, os militares dos Estados Unidos criaram o projeto ARPANET, que permitia trocar informações em que cada máquina funcionava de forma independente. Este foi o início da criação da Internet (LINS, 2013).

A vasta rede de telecomunicações que se têm hoje no Brasil funciona, em grande parte, através de dados transmitidos por antenas. Para garantir um bom funcionamento, essas antenas devem ser elevadas a grandes alturas e isso cria uma demanda por estruturas que exerçam esse papel (FILIPPE *et al.*, 2012).

Neste âmbito, as torres treliçadas autoportantes são amplamente utilizadas no Brasil. Este tipo de estrutura possibilita a elevação das antenas a alturas consideráveis, devido principalmente ao seu baixo peso. Tratando-se de estruturas leves e esbeltas, a análise da ação do vento se torna um fator determinante no seu dimensionamento (BRONZATTO, 2012).

De acordo com Blessmann (2013), o vento pode ser definido como “o movimento do ar sobre a superfície terrestre”, e este autor ainda cita como causa deste movimento a diferença de temperatura das massas de ar devido à variação na pressão atmosférica. O vento é um evento natural e aleatório, por isso deve ser analisado como tal. Sendo assim, alguns autores defendem que a análise do vento como uma solicitação estática pode não ser satisfatória e sugerem que este fator deve ser analisado de forma dinâmica, a fim de se obter resultados mais condizentes com a realidade.

Dentro deste contexto, percebe-se que o constante desenvolvimento tecnológico e o crescimento da telecomunicação no Brasil trazem um aumento na demanda por estruturas (torres) autoportantes que, em grande parte, são metálicas, com baixo peso próprio e elevadas altura e esbeltez. Por isso, a ação do vento se torna preponderante no projeto de estruturas dessa natureza, que pode ser feito por meio de análises estática e dinâmica. Assim, é de suma importância estudar e compreender as duas análises, visto que em determinados casos a análise dinâmica apresentou esforços do vento de até 243,59 % maiores que a análise estática

(BRONZATTO, 2012). Além disso, este trabalho se justifica pela inexistência de uma norma específica para o dimensionamento de estruturas de telecomunicação, assim como não existe consenso sobre quando aplicar a análise estática ou a dinâmica.

Diante do que foi exposto, este trabalho tem por objetivo comparar as análises estática e dinâmica de torres de telecomunicação submetidas ao vento. Para isso, serão abordados o estado da arte de análises numéricas em elementos finitos de torres autoportantes, os critérios de dimensionamento de estruturas metálicas treliçadas e as principais recomendações normativas para estimativa das forças devidas ao vento em estruturas. Além disso, serão desenvolvidos modelos numéricos no programa computacional SAP2000, visando avaliar os efeitos provocados por ventos segundo as análises estáticas e dinâmicas, conforme recomendações da norma NBR 6123 (ABNT, 1988), e segundo a análise estática recomendada pela norma europeia IEC 60826 (IEC, 2017). Em todos os casos, serão realizadas análises lineares e não-lineares.

## 2 DESENVOLVIMENTO

### 2.1 Análises estática e dinâmica de estruturas treliçadas: o estado da arte

Por se tratar de estruturas esbeltas e com baixo peso próprio, a ação do vento e sua correta determinação tornam-se fundamentais para um dimensionamento seguro das torres de telecomunicações. Quando se trata da análise das ações do vento em estruturas esbeltas, um dos principais pontos de debate é qual método de análise deve ser empregado. A norma brasileira NBR 6123 (ABNT, 1988) apresenta as diretrizes para o dimensionamento da ação do vento tanto de forma estática quanto dinâmica, porém não há nessa norma uma orientação sobre qual método é o mais adequado para determinadas situações. A norma destaca que para edificações com período fundamental igual ou inferior a um segundo, as respostas devido às flutuações na velocidade do vento são pequenas e já são consideradas implicitamente no intervalo adotado para o fator de rugosidade (fator  $S_2$ ), utilizado na norma NBR 6123 para o cálculo da ação do vento.

Almeida e Vidoto (2013) realizaram um estudo comparativo sobre os métodos de cálculo da ação do vento fornecidos pela NBR 6123 aplicados a edifícios esbeltos de concreto armado, onde a análise estática se mostrou mais conservadora, principalmente a alturas menores. Os mesmos autores também notaram que com o aumento da altura, os resultados dos dois métodos de análise se tornavam mais próximos, com o método dinâmico chegando a mostrar maiores esforços solicitantes em alguns casos. Isso evidencia a necessidade de uma avaliação mais profunda dessas situações, pois ambas as análises apresentaram resultados preponderantes ao dimensionamento da estrutura. Neste mesmo contexto, Reis (2020) ressalta que os mapas fornecidos pelas normas brasileiras para obtenção da velocidade básica do vento podem ser considerados obsoletos e gerar resultados insatisfatórios, pois os bancos de dados utilizados em sua confecção são muito antigos.

De acordo com Mendes (2012 *apud* Silva, 2018), uma ação dinâmica pode sofrer variações de grandeza, direção e local de aplicação com o tempo. Assim, entende-se o vento como tal por se tratar de um fenômeno natural aleatório.

Para caracterizar a análise dinâmica, são considerados três propriedades fundamentais: os modos naturais de vibração, os fatores de amortecimento, e as frequências naturais da estrutura. A frequência natural indica a taxa de vibração da estrutura no seu estado livre, ou seja, quando o carregamento é cessado. A oscilação pode ocorrer de várias formas e em

diversas direções sendo designada como modo natural de vibração. Para cada maneira de vibração existe uma frequência natural, sendo a primeira, menor e mais importante, denominada como frequência fundamental (BOLINA *et al.*, 2015).

Geralmente, a resposta de uma estrutura submetida a um carregamento dinâmico se apresenta na forma de deslocamentos (SILVA, 2018). Segundo Machado e Pinto (2016), a análise dos efeitos dinâmicos é feita em três etapas. A primeira delas é a análise do vento, determinando sua velocidade. A segunda etapa é a análise das propriedades físicas e aerodinâmicas da estrutura, e a terceira etapa consiste na combinação das duas etapas anteriores para determinar a resposta da estrutura. O autor concluiu em seu estudo comparativo entre análise estática e dinâmica da ação do vento que os efeitos da análise dinâmica geram maiores esforços e deslocamentos na estrutura.

Em um estudo comparativo entre os métodos estático e dinâmico realizado por Bronzatto (2012) concluiu-se que, em um caso específico de uma torre autoportante treliçada, na altura de 97 metros, o esforço dinâmico encontrado foi 243,59 % maior que na análise estática.

Outro fator a ser citado é a escolha da norma a ser utilizada. Ao comparar os métodos de cálculo das normas NBR 6123 e NBR 5422 em uma ponte ferroviária, por exemplo, Reis *et al.* (2021) apontam que a análise não-linear, ou seja, considerando os efeitos de segunda ordem do modelo, obtiveram resultados para as reações de apoio da ponte de até 15 % superiores frente a análise linear. Oliveira *et al.*, (2019), por sua vez, realizaram um estudo comparativo entre as duas normas aplicadas a 32 análises dinâmicas envolvendo o comportamento estrutural dos cabos de linhas de transmissão. Nesse estudo, foram constatados resultados até 28% maiores para análise dinâmica quando comparada à análise estática.

## **2.2 Critérios de projeto de estruturas treliçadas**

No Brasil não existe nenhuma norma dedicada ao dimensionamento de estruturas de telecomunicação, sendo a NBR 8800 – Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios (ABNT, 2008) muito conservadora em seus resultados, utilizando o método dos estados limites. Essa norma considera que o colapso de estruturas metálicas ocorre quando o carregamento aplicado à estrutura ultrapassa um estado limite último (ELU), ou seja, quando os esforços solicitantes são maiores que os esforços resistentes, seja na

estrutura ou nas ligações. Assim, o colapso pode ocorrer por tração nas barras, corte dos parafusos, rasgamento ou esmagamento das seções dos perfis ou flambagem das barras, sendo esse último o mais comum (TORRES & INOUE, 2021). Por essa razão, diversos trabalhos encontrados na literatura apontam para o uso de normas de outros países, como a americana ASCE 10-15 (ASCE, 2015).

De acordo com Mendes (2020), pode-se considerar estruturas treliçadas como rígidas e rotuladas nas extremidades devida à baixa rigidez a flexão dos parafusos conectores. Logo, as barras das estruturas estariam sujeitas apenas a esforços axiais de compressão e tração, sendo necessário apenas um processamento estrutural com base no regime linear-elástico e sem a consideração da não-linearidade geométrica. Porém, no caso de estruturas flexíveis, deve ser considerada a posição deformada da estrutura, pois os efeitos da não-linearidade geométrica podem ser significativos.

Segundo a norma ASCE 10-15 (ASCE, 2015), para o caso de compressão, o dimensionamento das barras é feito comparando-se a tensão admissível (derivada da tensão crítica de flambagem, para os casos de regime elástico e inelástico) e a tensão atuante (obtida a partir das diferentes combinações de ações). Além da flambagem global, também é necessária a verificação da flambagem local nos regimes elástico e inelástico. Para as barras tracionadas, as normas AISC 360 (AISC, 2016) e AISI S100 (AISI, 2016) sugerem que a resistência seja verificada de acordo com o escoamento da área líquida da seção transversal, enquanto a norma brasileira NBR 8800 (ABNT, 2008), para o método dos estados-limites, considera o escoamento da área bruta e a ruptura da área líquida.

Em se tratando de dimensionamento, sabe-se que a ação do vento é responsável pelas principais solicitações em torres de telecomunicação, sendo que existem alguns métodos de cálculo para a estimativa de sua velocidade e força. No Brasil, o cálculo das forças devido ao vento é regulamentado pela norma brasileira NBR 6123 (ABNT, 1988), e também é preconizado na norma NBR 5422 (ABNT, 1985), que trata especificamente do projeto de linhas aéreas de transmissão. Na Europa, a principal norma utilizada é a IEC 60826 (IEC, 2017).

### **2.3 Forças devidas ao vento segundo a NBR 6123**

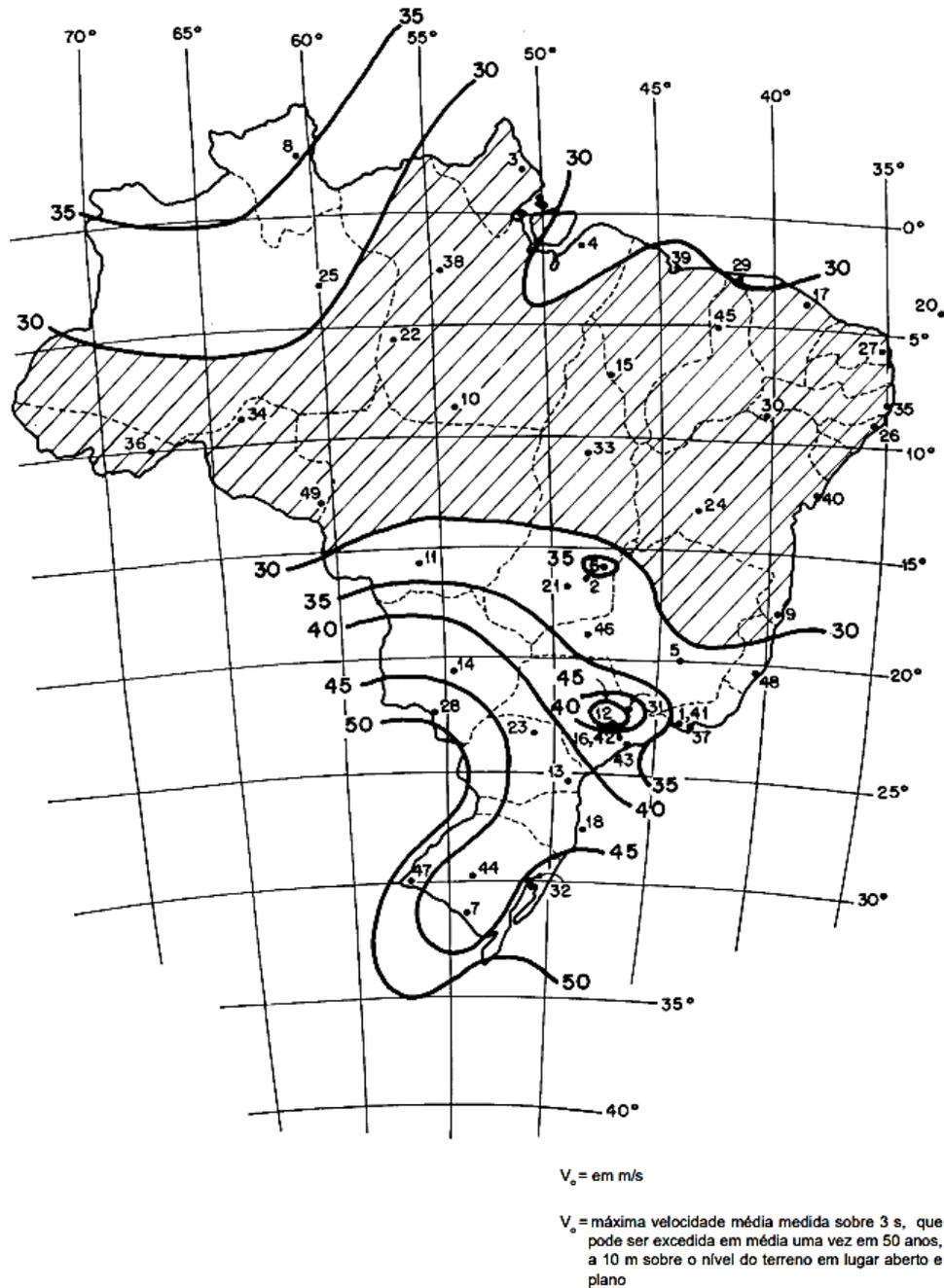
A norma brasileira NBR 6123 – Forças devidas ao vento em edificações (ABNT, 1988) apresenta uma metodologia para se obter as forças geradas pela ação do vento em

estruturas em geral, incluindo torres treliçadas, a partir dos valores da velocidade, pressão dinâmica e coeficiente de arrasto do vento, conforme se verifica nos itens a seguir.

### ***2.3.1 Velocidade básica do vento***

A velocidade básica do vento ( $V_0$ ) é tida como a velocidade de uma rajada de duração igual a 3 segundos, com período de retorno de 50 anos e a uma altura de 10 metros acima de um terreno plano e sem obstáculos (NBR 6123, 1988). A norma NBR 6123 admite que essa velocidade básica do vento em território brasileiro pode ser extraída do mapa de isopletas apresentado na FIG. 1.

Figura 1 – Isopletas da velocidade básica do vento ( $V_0$ ), em m/s



Fonte: NBR 6123 (ABNT, 1988)

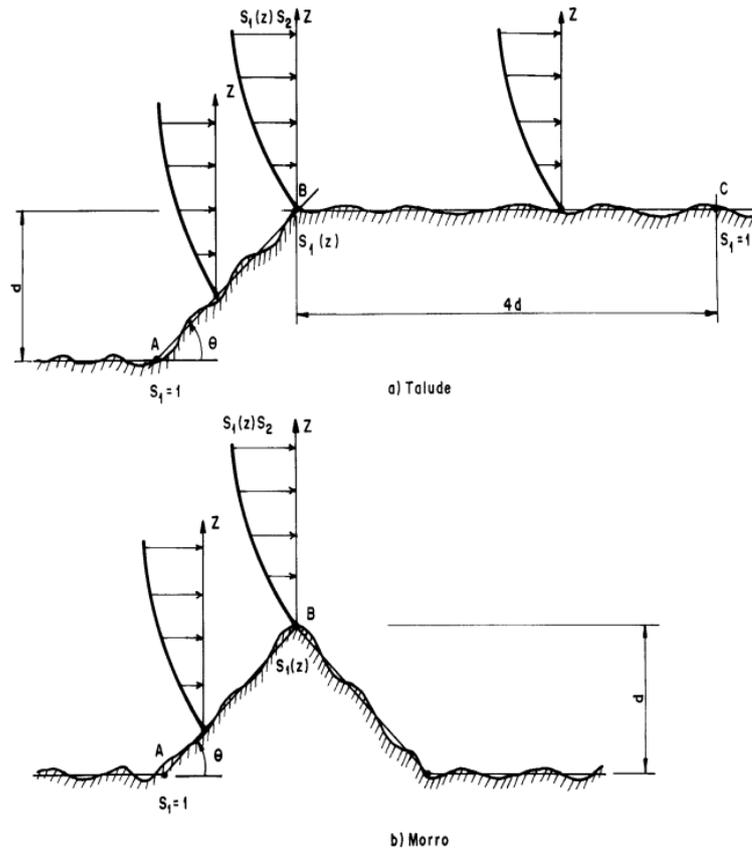
### 2.3.2 Velocidade característica do vento

A velocidade característica do vento ( $V_k$ ), que leva em consideração a velocidade básica do vento e a localização da estrutura por meio da aplicação do fator topográfico ( $S_1$ ), da rugosidade do terreno ( $S_2$ ) e do fator estatístico ( $S_3$ ), pode ser estimada pela Equação 1 (ABNT, 1988):

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

O fator topográfico  $S_1$  está relacionado à variação do relevo do terreno. Segundo a NBR 6123, em terrenos planos,  $S_1$  é igual a 1,0. Em taludes e morros, ele pode variar em função da posição da estrutura no perfil topográfico, conforme se verifica na FIG. 2.

Figura 2 – Localização da estrutura no perfil topográfico



Fonte: NBR 6123 (ABNT, 1988)

O valor do fator  $S_1$  em morros e taludes é determinado da seguinte forma:

- no ponto A, em morros, e nos pontos A e C, em taludes (FIG. 2):  $S_1 = 1,0$ ;
- no ponto B, para ambos os casos, o valor de  $S_1$  varia de acordo com o ângulo  $\theta$ , de acordo com as Equações 2, 3 e 4:

$$\theta \leq 3^\circ: \rightarrow S_1 = 1,0 \quad (2)$$

$$6^\circ \leq \theta \leq 17^\circ: \rightarrow S_1(z) = 1,0 + \left(2,5 + \frac{Z}{d}\right) \text{tg}(\theta - 3^\circ) \geq 1,0 \quad (3)$$

$$6^\circ \leq \theta \leq 17^\circ: \rightarrow S_1(z) = 1,0 + \left(2,5 + \frac{Z}{d}\right) \text{tg}(\theta - 3^\circ) \geq 1,0 \quad (4)$$

Nas quais  $z$  é a altura medida a partir da superfície do terreno no ponto considerado,  $d$  é a diferença de nível entre a base e o topo do talude ou morro e  $\theta$  inclinação média do talude ou encosta do morro.

Nos casos em que a estrutura se encontrar entre os pontos A e B e entre B e C, e quando valor de  $\theta$  estiver entre  $3^\circ$  e  $6^\circ$  e entre  $17^\circ$  e  $45^\circ$ , o valor de  $S_1$  deverá ser obtido através de interpolação linear. A NBR 6123 ainda permite atribuir  $S_1$  igual a 0,9 no caso de vales profundos protegidos de ventos em qualquer direção.

O fator  $S_2$ , por sua vez, leva em consideração a rugosidade do terreno onde se encontra a estrutura, as dimensões da edificação e a altura da estrutura acima do terreno. Resumidamente, a NBR 6123 classifica os terrenos em cinco categorias, a saber: I - terrenos lisos com extensão superior a 5 km na direção de incidência do vento; II - terreno em nível ou aproximadamente em nível, que apresenta poucos obstáculos isolados, como árvores e edificações baixas; III - terrenos planos ou com pequenas ondulações e poucos obstáculos, tais como muros, árvores e pequenas edificações esparsas, com cota média igual a três metros; IV - terrenos onde se encontram muitos obstáculos pouco esparsos com cota média igual a dez metros; e V - terrenos com grande número de obstáculos grandes e altos com cota média de vinte e cinco metros (ABNT, 1988).

Quanto às dimensões da edificação, a norma aponta que deve se levar em consideração o intervalo de tempo para qual foi medida a velocidade média do vento, pois quanto maior o intervalo, maior será a distância percorrida pelo vento. Para o menor intervalo usualmente adotado para a medição da velocidade média (3 segundos), as rajadas percorrem uma distância de até 20 metros. Sendo assim, a norma determina intervalos de verificação de velocidade média de 3, 5 e 10 segundos, para três classes A, B e C de edificações, respectivamente.

Segundo a NBR 6123, enquadra-se na Classe A toda edificação cuja maior dimensão horizontal ou vertical seja de no máximo 20 metros; na Classe B toda edificação em que esta dimensão esteja compreendida entre 20 metros e 50 metros; e na Classe C aquelas em que esta dimensão esteja acima de 50 metros. Ainda nesse sentido, para estruturas com dimensões superiores a 80 metros, o intervalo de tempo deve ser determinado de acordo com o Anexo A da NBR 6123, através da seguinte expressão:

$$t = 7,5 L/V_t(h) \quad (5)$$

Onde  $L$  é a maior valor entre altura e largura da edificação,  $V_t(h)$  é a velocidade média no topo da estrutura, obtida por  $V_t(h) = S_1 S_2 V_0$ .

Após verificar a rugosidade do terreno e as dimensões da edificação, é possível calcular o fator  $S_2$  através da Equação 6, em função da altura da edificação acima do terreno ( $z$ ), dos parâmetros meteorológicos  $b$  e  $p$  e do fator de rajada ( $F_r$ ), fornecidos pela NBR 6123 (Tabela 1), sendo este último sempre correspondente à Categoria II.

$$S_2 = b F_r (z/10)^p \quad (6)$$

Tabela 1 – Parâmetros meteorológicos

Categoria	$Z_g$ [m]	Parâmetro	Classes		
			A	B	C
I	250	b	1,1	1,11	1,12
		p	0,06	0,065	0,07
II	300	b	1	1	1
		Fr	1	0,98	0,95
III	350	p	0,085	0,09	0,1
		b	0,94	0,94	0,93
IV	420	p	0,1	0,105	0,115
		b	0,86	0,85	0,84
V	500	p	0,12	0,125	0,135
		b	0,74	0,73	0,71
		p	0,15	0,16	0,175

Fonte: NBR 6123 (ABNT, 1988). Adaptada pelos autores.

Essa norma também fornece os valores tabelados de  $S_2$ , porém, para garantir maior precisão nos resultados, neste trabalho a estimativa de  $S_2$  será feita pela Equação 6.

Por último, o fator  $S_3$  considera o grau de segurança e a vida útil da edificação. A NBR 6123 apresenta os valores mínimos para o fator  $S_3$  considerando um nível de probabilidade de 63% de que a velocidade básica seja igualada ou superada para um período de recorrência de 50 anos, sendo esse período o tempo de vida útil da estrutura, de acordo com a TAB. 2.

Tabela 2 – Valores mínimos do fator estatístico  $S_3$ 

Grupo	Descrição	$S_3$
1	Edificações cuja ruína total ou parcial pode afetar a segurança ou possibilidade de socorro a pessoas após uma tempestade destrutiva (hospitais, quartéis de bombeiros e de forças de segurança, centrais de comunicação, etc.)	1,1
2	Edificações para hotéis e residências. Edificações para comércio e indústria com alto fator de ocupação	1
3	Edificações e instalações industriais com baixo fator de ocupação (depósitos, silos, construções rurais, etc.)	0,95
4	Vedações (telhas, vidros, painéis de vedação, etc.)	0,88
5	Edificações temporárias. Estruturas dos grupos 1 a 3 durante a construção	0,83

Fonte: NBR 6123 (ABNT, 1988). Adaptada pelos autores.

### 2.3.2.1 Pressão dinâmica do vento

Após o cálculo da velocidade característica do vento ( $V_k$ ), deve-se calcular o valor da pressão dinâmica ( $q$ ) do vento, de acordo com a Equação 7 (ABNT, 1988):

$$q = 0,613 V_k^2 \quad (7)$$

### 2.3.3 Força estática devida ao vento segundo a NBR 6123

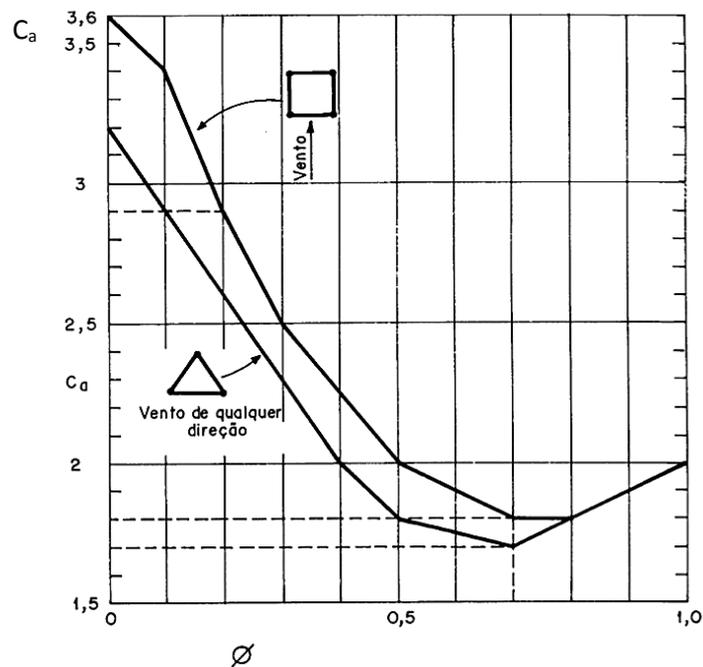
Para se calcular o valor da força estática gerada pelo vento sobre as estruturas de torres treliçadas (análise estática), é preciso antes determinar o índice de área exposta e o coeficiente de arrasto (BRONZATTO, 2012).

O índice de área exposta ( $\phi$ ) é listado como um dos principais fatores que tem influência sobre os valores de força do vento em torres formadas por treliças. Esse índice é a relação entre a área efetiva dos perfis ( $A_e$ ) que formam a treliça e a área total da face ( $A$ ) da torre analisada, delimitada pelos perfis nas extremidades da treliça (OLIVEIRA, 2018), podendo ser matematicamente mensurado pela Equação 8:

$$\phi = \frac{A_e}{A} \quad (8)$$

Além disso, a NBR 6123 cita que, em torres de seção transversal quadrada ou triangular equilátera, formada por retículos iguais em todas as faces, a força global do vento pode ser determinada diretamente. Para torres desse tipo, com treliças formadas por barras prismáticas de faces planas e com cantos vivos ou levemente arredondados, o coeficiente de arrasto ( $C_a$ ) pode ser extraído do gráfico da FIG. 3, para os casos de vento incidindo perpendicularmente a qualquer uma das faces.

Figura 3 – Coeficiente de arrasto ( $C_a$ ) para torres reticuladas de seção quadrada e triangular equilátera, formada por barras prismáticas de cantos vivos ou levemente arredondados



Fonte: NBR 6123 (ABNT, 1988).

De acordo com a NBR 6123, a força de arrasto ( $F_a$ ) é a “componente da força devido ao vento na direção do vento” (ABNT, 1988). Ainda de acordo com essa norma, a força de arrasto pode ser calculada pela seguinte equação:

$$F_a = C_a q A_e \quad (9)$$

Para torres reticuladas de seção quadrada, o coeficiente de arrasto para vento incidindo com um ângulo  $\alpha$  em relação à perpendicular à face de barlavento,  $C_{a\alpha}$ , é obtido por (ABNT, 1988):

$$C_{a\alpha} = K_{\alpha} C_a \tag{10}$$

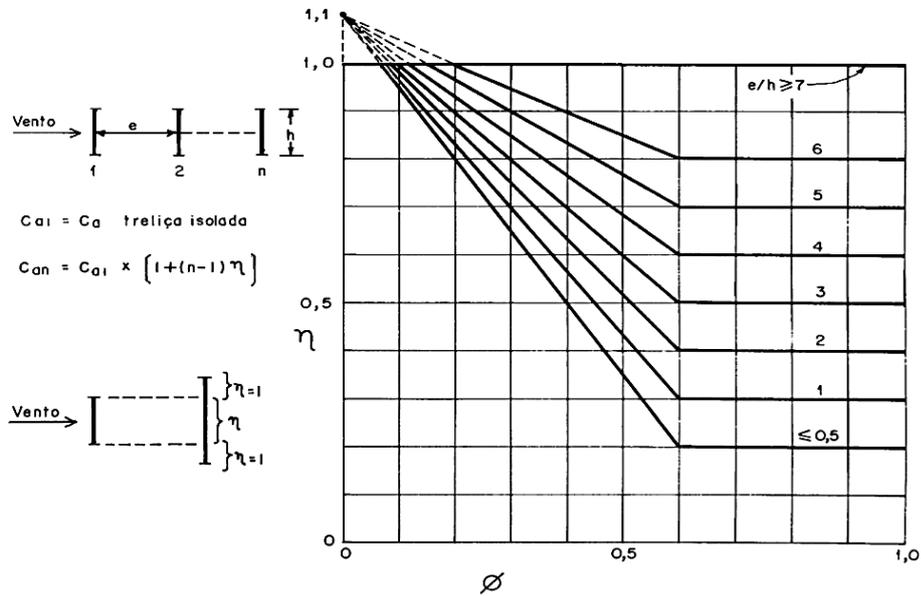
Em que:

$$K_{\alpha} = 1 + \frac{\alpha}{125}, \text{ se } 0^{\circ} < \alpha < 20^{\circ}$$

$$K_{\alpha} = 1,16, \text{ se } 20^{\circ} \leq \alpha \leq 45^{\circ}$$
(11)

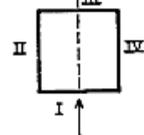
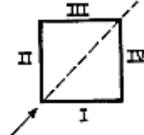
A norma ainda traz um fator de proteção  $\eta$ , no caso onde a face do barlavento possa gerar um efeito de escudo sobre as demais faces, que pode ser obtido no gráfico da Figura 4. A partir desse coeficiente, é possível obter as componentes de força de arrasto em cada face da torre, como mostra a FIG. 5.

Figura 4 – Fator de proteção  $\eta$



Fonte: NBR 6123 (ABNT, 1988).

Figura 5 – Componentes de força de arrasto nas faces de torres reticuladas de seção quadrada ou triangular equilátera

Direção do vento		Face I	Face II	Face III	Face IV
	n	$\frac{1}{1+\eta}$	0	$\frac{\eta}{1+\eta}$	0
	t	0	0	0	0
	n	0,20	0,20	0,15	0,15
	t	0,20	0,20	0,15	0,15

Fonte: NBR 6123 (ABNT, 1988). Adaptada pelos autores.

### 2.3.4 Força dinâmica devida ao vento segundo a NBR 6123

Como já exposto, o vento é um fenômeno natural aleatório cuja velocidade pode oscilar no decorrer do tempo. Essa variação é dividida em uma parcela média e outra flutuante (CARRIL JÚNIOR, 2000). Segundo Bronzatto (2012), a parcela da velocidade média do vento é a responsável pelos efeitos estáticos na estrutura, enquanto a parcela flutuante da origem aos efeitos de natureza dinâmica.

Neste sentido, expõem-se a seguir os parâmetros necessários para a obtenção da resposta dinâmica (análise dinâmica) de uma estrutura de acordo com a NBR 6123.

#### 2.3.4.1 Velocidade de projeto

A velocidade de projeto ( $\overline{V}_p$ ) é a velocidade média durante um intervalo de tempo de 10 minutos, a uma altura de 10 metros e em um terreno classificado como Categoria II (ABNT, 1988), e pode ser obtida Equação 12, cujos parâmetros já foram apresentados.

$$\overline{V}_p = 0,69 V_0 S_1 S_3 \quad (12)$$

Para a obtenção da resposta dinâmica da estrutura, a NBR 6123 propõe dois métodos: o modelo contínuo simplificado e o modelo discreto. A utilização de algum dos métodos é determinada pelas características dinâmicas da estrutura.

#### 2.3.4.2 Modelo contínuo simplificado

Este modelo deve ser aplicado para estruturas com seção constante, apoiadas exclusivamente na base e com altura menor que 150 metros (ABNT, 1988). Para representar o primeiro modo de vibração ( $x$ ), a NBR 6123 propõe a seguinte equação:

$$x = (z/h)^\gamma \quad (13)$$

Na qual  $z$  é a cota acima do terreno,  $h$  é a altura da estrutura e  $\gamma$  é a forma modal, cujos valores são apresentados na Tabela 3. Essa tabela mostra ainda a razão do amortecimento crítico ( $\zeta$ ) e as equações aproximadas que permitem o cálculo direto da frequência fundamental ( $f_1$ ).

Tabela 3 – Parâmetros para determinação de efeitos dinâmicos

Tipo de edificação	$\gamma$	$\zeta$	$T1 = 1/f_1$
Edifícios com estrutura apertada de concreto, sem cortinas	1,2	0,02	$0,05h + 0,015h$ (h em metros)
Edifícios com estrutura de concreto, com cortinas para a absorção de forças horizontais	1,6	0,015	$0,05h + 0,012h$
Torres e chaminés de concreto, seção variável	2,7	0,015	$0,02h$
Torres, mastros e chaminés de concreto, seção uniforme	1,7	0,01	$0,015h$
Edifícios com estrutura de aço soldada	1,2	0,01	$0,29 \sqrt{h} - 0,4$
Torres e chaminés de aço, seção uniforme	1,7	0,008	-
Estruturas de madeira	-	0,03	-

Fonte: NBR 6123 (ABNT, 1988). Adaptada pelos autores.

A resposta dinâmica na direção do vento, expressa na forma de pressão dinâmica com a altura ( $q(z)$ ), resultante do modelo contínuo simplificado, segundo a NBR 6123, pode ser obtida a partir da Equação 14.

$$q(z) = \bar{q}_0 b^2 \left[ \left( \frac{z}{z_r} \right)^{2p} + \left( \frac{h}{z_r} \right)^p \left( \frac{z}{h} \right)^\gamma \frac{1 + 2\gamma}{1 + \gamma + p} \xi \right] \quad (14)$$

Em que  $\bar{q}_0$  é a pressão dinâmica, expressa na Equação 15, b e p são parâmetros de rugosidade do terreno, dados na TAB. 4,  $\xi$  é o coeficiente de amplificação dinâmica e  $z_r$  é a altura de referência (10 metros).

$$\bar{q}_0 = 0,613 \bar{V}_p^2 \quad (15)$$

Na Equação 14, a parcela  $\left( \frac{z}{z_r} \right)^{2p}$  representa a resposta média do vento e a parcela  $\left( \frac{h}{z_r} \right)^p \left( \frac{z}{h} \right)^\gamma \frac{1+2\gamma}{1+\gamma+p} \xi$  representa a amplitude máxima da resposta flutuante (ALMEIDA e VIDOTO, 2013).

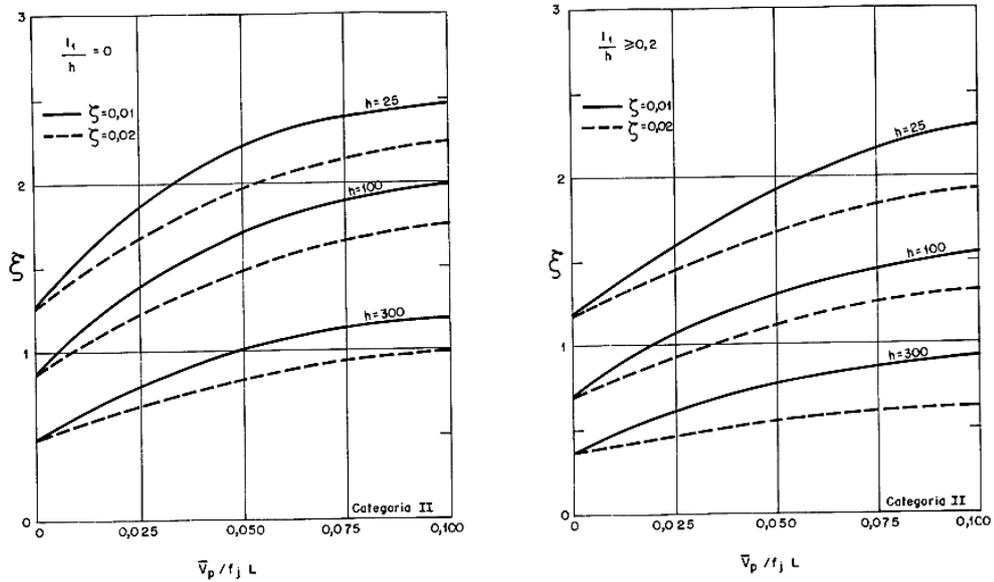
Tabela 4 – Expoente p e parâmetro b

Categoria de rugosidade	I	II	III	IV	V
p	0,095	0,15	0,185	0,23	0,31
b	1,23	1	0,86	0,71	0,5

Fonte: NBR 6123 (ABNT, 1988). Adaptada pelos autores.

O coeficiente de amplificação dinâmica ( $\xi$ ), por sua vez, pode ser extraído dos gráficos da norma, sendo os da Categoria II representados na FIG. 6, em função das dimensões da estrutura, da razão de amortecimento crítico e da frequência (f). A norma também coloca que a força resultante da ação dinâmica do vento pode ser obtida através do produto “ $q(z)l_1C_a$ ” onde “ $l_1$ ” é a largura ou diâmetro da estrutura e “ $C_a$ ” é o coeficiente de arrasto.

Figura 6 – Coeficiente de amplificação dinâmica para terreno de Categoria II

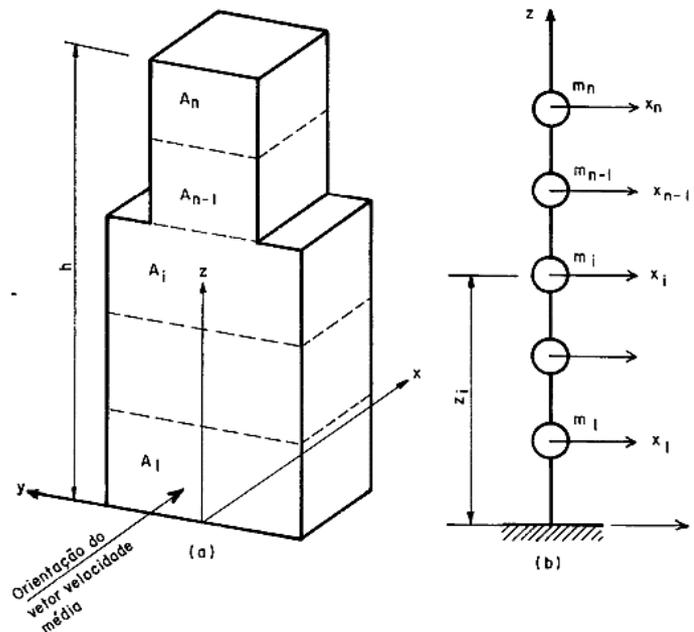


Fonte: NBR 6123 (ABNT, 1988).

### 2.3.4.3 Modelo discreto

A norma sugere a utilização do modelo discreto para edificações em que suas propriedades variam em função da altura. Nesses casos, a edificação deve ser discretizada em diferentes seções de acordo com o modelo da FIG. 7.

Figura 7 – Esquema para modelo dinâmico discreto



Fonte: NBR 6123 (ABNT, 1988).

Na FIG. 7, tem-se:  $X_i$  = deslocamento correspondente à coordenada  $i$ ;  $A_i$  = área de influência correspondente a coordenada  $i$ ;  $m_i$  = massa discreta correspondente a coordenada  $i$ ;  $C_{ai}$  = coeficiente de arrasto correspondente a coordenada  $i$ ;  $Z_i$  = altura do elemento  $i$  sobre o nível do terreno;  $Z_r$  = altura de referência, igual a 10 metros;  $n$  = número de graus de liberdade ( $i = 1, 2, \dots, n$ ).

Segundo a NBR 6123, um modelo com dez graus de liberdade ( $n = 10$ ) já é suficiente para obter resultados satisfatórios, porém esse número pode ser maior caso a estrutura apresente variações consideráveis ao longo de sua altura. Após a definição do modelo, é necessário obter a frequência natural  $f_j$ , em Hz, e a força modal  $\vec{X}_j$ , correspondentes ao modo  $j$ , sendo  $j = 1, 2, \dots, r$ , e com  $r < n$ .

Para obter a resposta dinâmica pelo modelo discreto, é necessário determinar as contribuições modais e sua combinação. Segundo a norma, a força total ( $X_i$ ) é determinada para cada modo de vibração  $j$ , com componentes  $(x_i)_i = x_i$ , sendo dada por:

$$X_i = \bar{X}_i + \hat{X}_i \quad (16)$$

Onde  $X_i$  e  $\hat{X}_i$  são as componentes média e flutuante, dadas pelas Equações 17 e 18, respectivamente. Seus parâmetros são calculados pelas Equações 19, 20 e 21.

$$\bar{X}_i = q_0 b^2 C_{ai} A_i \left( \frac{Z_i}{Z_r} \right)^{2p} \quad (17)$$

$$\hat{X}_i = F_H \Psi_i x_i \quad (18)$$

$$\Psi_i = m_i / m_0 \quad (19)$$

$$F_H = \bar{q}_0 b^2 A_0 \frac{\sum_{i=1}^n \beta_i x_i}{\sum_{i=1}^n \Psi_i x_i^2} \xi \quad (20)$$

$$\beta_i = C_{ai} \frac{A_i}{A_0} \left( \frac{Z_i}{Z_r} \right)^p \quad (21)$$

Na Equação 19,  $m_0$  é uma massa arbitrária de referência, sendo o maior valor de massa entre as várias divisões da edificação. Na Equação 20,  $\xi$  é o coeficiente de amplificação dinâmica e pode ser extraído da FIG. 6. Na Equação 21,  $A_0$  é uma área arbitrária de referência.

Em conformidade com a NBR 6123, a combinação das contribuições modais pode ser feita pela Equação 22 Após obter a resposta de cada modo  $j$ , as variáveis a serem analisadas devem ser indicadas por  $\widehat{Q}_j$ , podendo ser esta uma variável estática (força, momento fletor, tensão, etc.) ou geométrica (deformação, deslocamento, giro). A superposição dos efeitos é dada por:

$$\widehat{Q} = [\sum_{j=1}^r \widehat{Q}_j^2]^{1/2} \quad (22)$$

Para se aplicar essa equação, as frequências naturais  $f_j$  devem estar razoavelmente espaçadas.

## 2.4 Forças devidas ao vento segundo a norma IEC 60826:2017

### 2.4.1 Considerações sobre o vento básico

As normas brasileiras NBR 6123 (ABNT, 1988) e NBR 5422 (ABNT,1985) encontram-se desatualizadas, sendo a norma europeia IEC 60826 (IEC, 2017) atualmente a

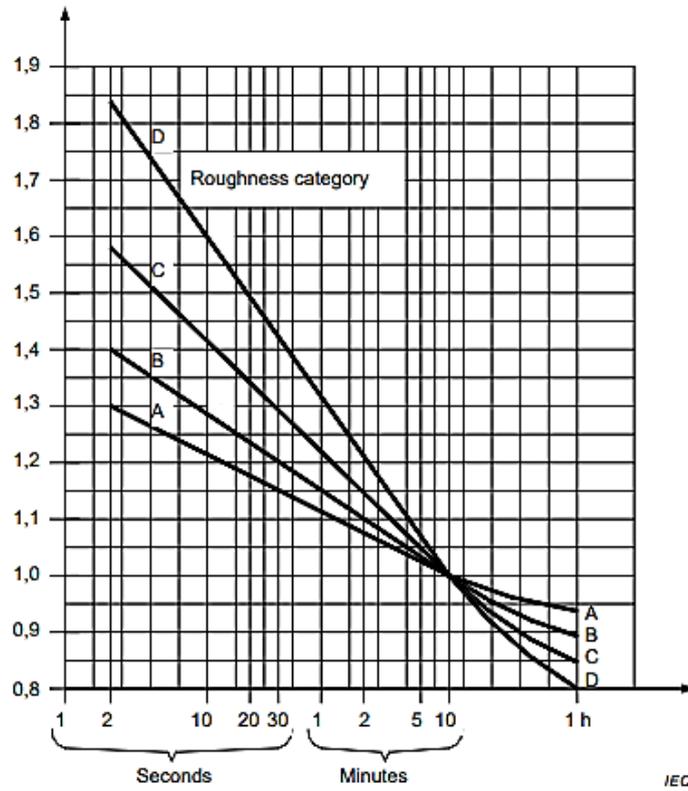
mais utilizada em projetos de torres metálicas treliçadas pois essa considera conceitos de confiabilidade que são ignorados pelas demais (MENDES, 2020).

De acordo com a IEC 60826 (IEC, 2017), um fator determinante na velocidade do vento é a rugosidade do terreno, pois quanto maior a rugosidade, maior será a turbulência e a lentidão do vento. Para a correta determinação dessa rugosidade, a norma apresenta quatro classificações para a região estudada e as relaciona com um coeficiente  $K_R$ , a saber: grande extensão de água contra o vento ou áreas costeiras planas ( $K_R = 1,08$ ); campo aberto com poucos obstáculos, como aeroportos ou campos cultivados com poucas árvores ou edifícios ( $K_R = 1,00$ ); terreno com vários obstáculos de baixa altura ( $K_R = 0,85$ ); e áreas suburbanas ou terreno com muitas árvores altas ( $K_R = 0,67$ ).

Neste sentido, a ação do vento é medida de acordo com uma velocidade de referência ( $V_R$ ), medida segundo a velocidade média considerando período de integração igual a 10 minutos, a 10 metros do solo, em um terreno de categoria B. Porém, essa determinação pode ser feita em uma categoria diferente, durante um tempo  $t$ , em segundos, chamada de  $V_{xt}$ . Caso essa medição seja feita em altura diferente de 10 metros, esse dado deverá ser corrigido.

A IEC 60826 (IEC, 2017), então, apresenta um ábaco para a razão entre  $V_{xt}$  e  $V_R$ , que depende do período de integração para cada tipo de terreno, o qual pode ser visto na Figura 8.

Figura 8 – Relação entre velocidades meteorológicas do vento a uma altura de 10 metros de acordo com a categoria do terreno e do período de recorrência



Após essa correção, pode ser feita a determinação do vento  $V_R$  através da Equação 23:

$$V_R = V_{RB} K_R \quad (23)$$

Para identificar a velocidade do vento em diferentes alturas, deve-se considerar a chamada “lei da potência”, que se assemelha ao fator  $S_2$  da NBR 6123 (ABNT, 1988), e cujos parâmetros são dados na Tabela 3.

$$V_Z = V_R \left(\frac{z}{10}\right)^\alpha \quad (24)$$

Tabela 3 – Fatores que descrevem a ação do vento em função da categoria do terreno

Fator	Categoria do terreno			
	A	B	C	D

$\alpha$	0,10 a 0,12	0,16	0,22	0,28
$K_R$	1,08	1	0,85	0,67

Fonte: IEC 60826 (2017). Adaptada pelos autores.

#### 2.4.1.1 Determinação das velocidades do vento gradiente

Em alguns casos, pode-se usar como base para avaliação das velocidades do vento de projeto o gradiente de velocidade do vento, definido como a velocidade no nível da camada limite do topo da terra, entre 800 e 1000 metros acima do solo.

A média máxima anual do vento gradiente ( $\bar{V}_G$ ) e seu desvio padrão ( $\bar{\sigma}_G$ ) denominam a ação gradiente do vento. Seus dados geralmente podem ser obtidos nos serviços meteorológicos nacionais. A partir do  $\bar{V}_G$ , a média máxima anual do vento ( $\bar{V}_m$ ) (10 metros acima do solo) pode ser aproximada pela Equação 25 (IEC, 2017):

$$\bar{V}_m = 0,5\bar{V}_G \quad (25)$$

O valor característico único da ação (a) devido ao vento incidindo perpendicularmente em qualquer componente do sistema é dado pela seguinte equação:

$$a = q_0 C_x G_t \quad (26)$$

Na qual  $C_x$  é o coeficiente de arrasto, dependente da forma e das propriedades da superfície do elemento considerado;  $G_t$  é o fator de vento combinado, que considera as influências da altura do elemento acima do nível do solo e a categoria de terreno (parâmetro apresentado no item 2.4.1.2);  $q_0$  é a pressão dinâmica de referência ( $N/m^2$ ), dada em termos da velocidade do vento referente à categoria B ( $V_{RB}$ ), modificada pelo fator de rugosidade  $K_R$  (item 2.4.1) correspondente à categoria de terreno na localização da torre. A pressão  $q_0$  é matematicamente expressa pela Equação 27.

$$q_0 = \frac{1}{2} \tau \mu (K_R V_{RB})^2 \quad (27)$$

Nesta equação,  $\mu$  é a densidade do ar sob temperatura de 15 °C e pressão atmosférica de 101,3 kPa ao nível do mar, tomada como 1,225 kg/m<sup>3</sup>;  $\tau$  é o fator de correção da densidade do ar, dado na TAB. 6, cuja interpolação entre os dados é aceitável.

Tabela 6 – Fator de correção  $\tau$  da referência dinâmica da pressão do vento  $q_0$  devido à altitude e temperaturas

Temperatura [°C]	Altitude [m]			
	0	1000	2000	3000
30	0,95	0,84	0,75	0,66
15	1	0,89	0,79	0,69
0	1,04	0,94	0,83	0,73
-15	1,12	0,99	0,88	0,77
-30	1,19	1,05	0,93	0,82

Fonte: IEC 60826 (2017). Adaptada pelos autores.

#### 2.4.1.2 Torres treliçadas de seção transversal retangular

Dois métodos são propostos para o cálculo de cargas em torres treliçadas. O primeiro método é baseado em um conceito de “painel”, onde a mesma pressão é aplicada à face de barlavento do painel com base em sua razão de solidez, e o segundo é baseado na pressão do vento sendo aplicada individualmente a todos os membros da torre (IEC, 2017).

##### a) Método 1 – Vento nos painéis

Para determinar o efeito do vento na torre treliçada, esta é dividida em diferentes painéis. As alturas dos painéis são normalmente tomadas entre as interseções das pernas e do contraventamento e normalmente têm uma altura de 10 a 15 metros.

Para uma torre treliçada de seção transversal quadrada ou retangular, o carregamento do vento (em N), na direção do vento, aplicado no centro de gravidade deste painel, composto por diversos membros de suportes, é igual a:

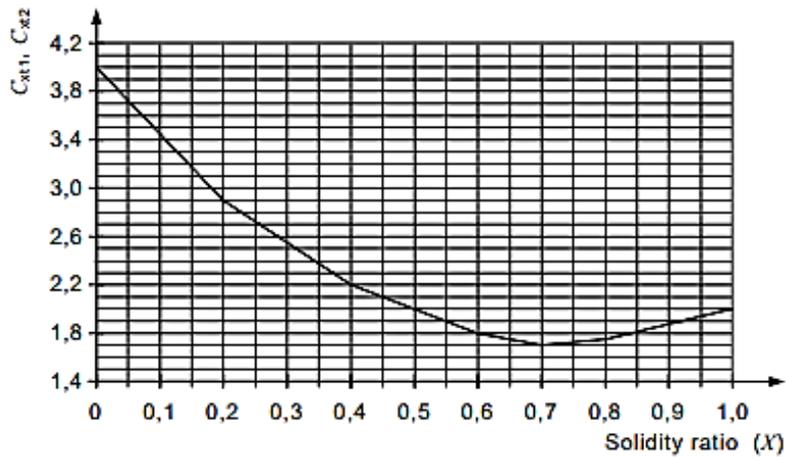
$$A_t = q_0 (1 + 0,2 \sin^2 2\theta) (S_{t1} C_{xt1} \cos^2 \theta + S_{t2} C_{xt2} \sin^2 \theta) G_t \quad (28)$$

Em que  $C_{xt1}$  e  $C_{xt2}$  são os coeficientes de arrasto das faces 1 e 2, para um vento perpendicular a cada face da torre, dados na FIG. 9;  $\chi$  é a razão de solidez de um painel, igual à área total projetada (dos membros do painel) dividida pela área total do painel; e  $G_t$  é o fator

de vento combinado para os apoios, dado na FIG. 10. A altura acima do solo é medida no centro de gravidade do painel.

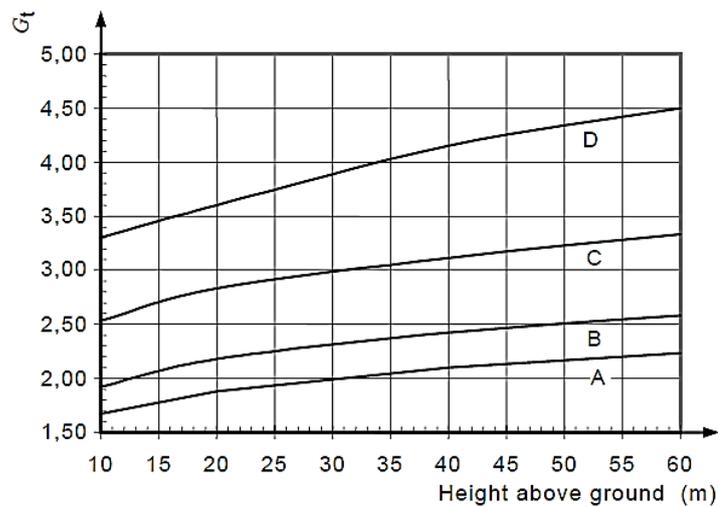
Ainda na Equação 28,  $q_0$  é a pressão do vento obtida pela Equação 27;  $\theta$  é o ângulo de incidência do vento com a perpendicular à face 1 do painel no plano horizontal (FIG. 11);  $S_{t1}$  é a área total da superfície normalmente projetada à face 1 do painel ( $m^2$ );  $S_{t2}$  é a área total da superfície normalmente projetada à face 2 do painel ( $m^2$ ) (FIG. 11).

Figura 9 – Coeficiente de arrasto  $C_{xt}$  para estruturas com membros de lados planos



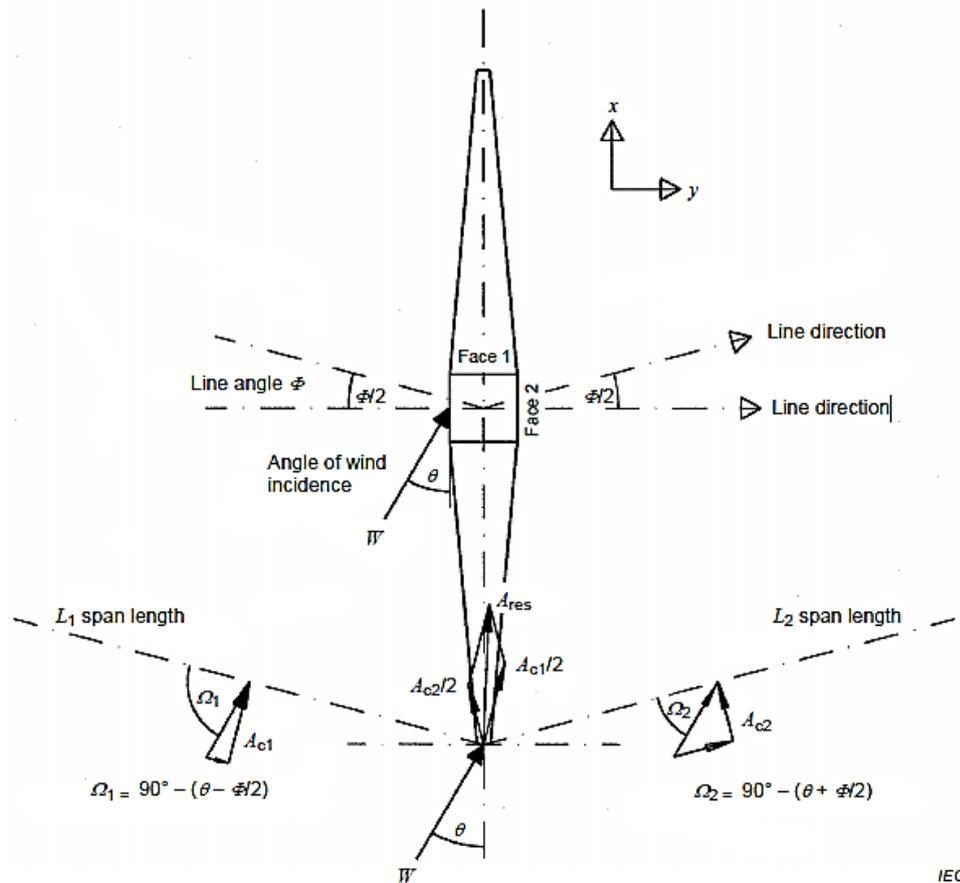
Fonte: IEC 60826 (IEC, 2017).

Figura 10 – Fator de vento combinado ( $G_T$ ) aplicável a estruturas de suporte



Fonte: IEC 60826 (IEC, 2017).

Figura 51 – Definição do ângulo de incidência do vento



Fonte: IEC 60826 (IEC, 2017).

## b) Método 2 – Vento em todos os membros da torre

Neste método, a força do vento em cada membro é calculada independentemente (desprezando as ligações) com base na relação geométrica entre o vetor de velocidade do vento e o eixo do membro. A força está no plano formado pelo vetor velocidade do vento e pode ser calculada pela Equação 29 (IEC, 2017).

$$A_t = q_0 C_{xt} G_t S_t \sin^2 \Omega \quad (29)$$

Nesta equação,  $S_t$  é a superfície do membro plano exposto ao vento ( $m^2$ );  $C_{xt}$  é o coeficiente de arrasto de uma superfície plana, igual a 1,6 para elementos de aço, e  $\Omega$  é o ângulo entre a direção do vento e o membro da torre de aço. Este ângulo é calculado a partir da geometria tridimensional, entre a direção do vetor de velocidade do vento e o eixo membro no plano formado pelo vetor de velocidade do vento e o eixo membro.

De acordo com a IEC 60826, esse método fornece resultados mais conservadores do que o primeiro.

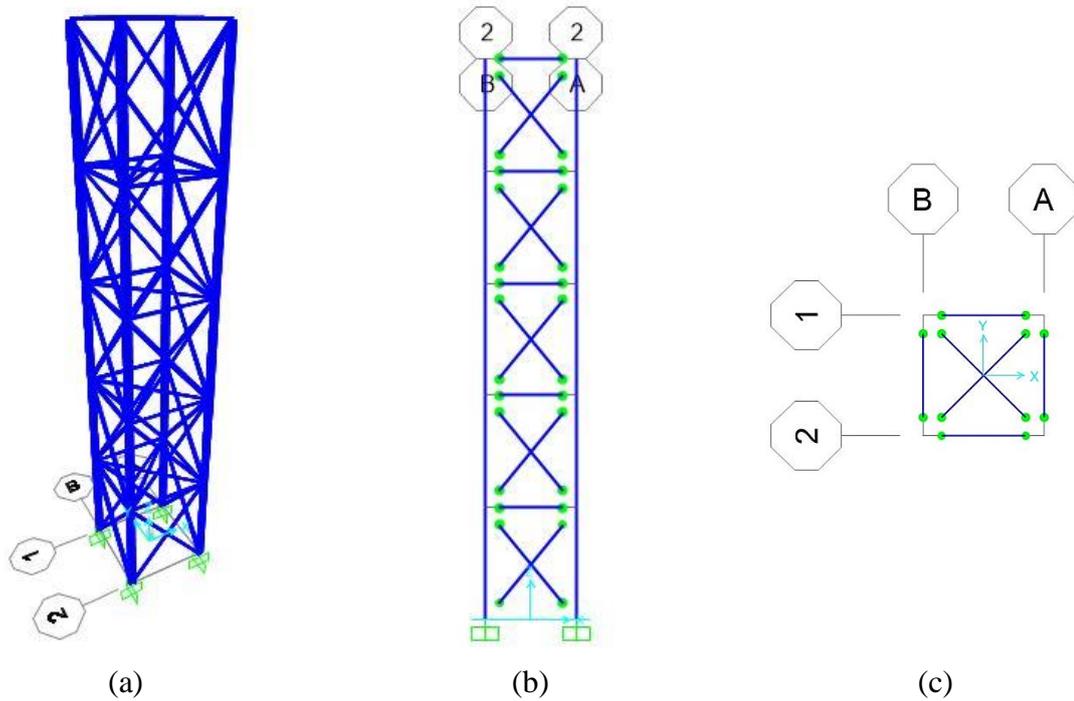
## 2.5 Modelagem numérica para análises estáticas e dinâmicas

Para realizar as análises numéricas considerando as ações estáticas e dinâmicas preconizadas pelas normas supracitadas, tomou-se um modelo fictício de uma torre de telecomunicações treliçada em elementos de aço, localizada no município de Barroso, Minas Gerais.

A torre foi modelada no *software* de elementos finitos SAP2000, versão de estudante. Considerou-se seção quadrada constante de 4x4 metros e altura de 25 metros, discretizando-a em 5 painéis de 5 metros de altura cada. Em conformidade com os estudos conduzidos por Carvalho (2015), Oliveira (2019) e Reis (2020), os montantes (ou pernas) da torre foram modelados com elementos de pórtico espacial e os demais elementos de treliça espacial. Conforme recomendado pela ASCE 10-15, por exemplo, todos elementos poderiam ser modelados como treliça, porém, este tipo de estrutura pode apresentar instabilidade por não ser travado nos planos perpendiculares (REIS, 2020). Além disso, todas as bases foram engastadas, não sendo os pés da torre considerados apoiados em bases flexíveis (interação solo-estrutura).

A FIG. 12a representa o modelo numérico tridimensional da torre, enquanto a FIG. 12b mostra a torre em um de seus planos verticais (as quatro faces são iguais) e a FIG. 12c apresenta o seu plano horizontal. Nessas duas últimas imagens, pode-se observar a diferença entre os elementos de pórtico e de treliça supracitados.

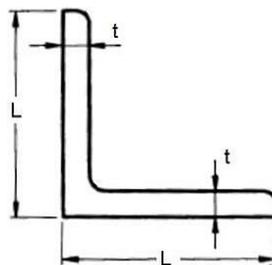
Figura 12 – Modelo numérico da torre metálica treliçada



Fonte: os autores (2021).

Além disso, para todas as barras foram adotados perfis cantoneira do tipo L simétricos, como indicado na FIG. 13. As dimensões da largura e espessura dos perfis adotadas foram 102 mm e 6,4 mm, nesta ordem. Os perfis são compostos de aço carbono ASTM A-36, que possui módulo de elasticidade igual a 200 GPa, coeficiente de Poisson de 0,3 e massa específica igual a  $7850 \text{ kg/m}^3$ .

Figura 13 – Perfil cantoneira tipo L



Fonte: Oliveira (2016).

Neste sentido, este tópico do trabalho tem o intuito de definir os esforços solicitantes gerados pelo vento a serem aplicados sobre o modelo analisado. Foram verificados os

esforços de vento segundo as análises estática e dinâmica definidas pela norma brasileira NBR 6123 e segundo a análise estática recomendada pela norma europeia IEC 60826, considerando análises linear e não-linear para todos os casos.

Além das ações do vento, também foi considerada a ação do peso próprio da estrutura, sendo submetida à combinação última normal nas análises, cujos fatores de majoração, de acordo com a NBR 8800 (ABNT, 2008), são 1,25 e 1,4, para peso próprio e ação do vento respectivamente.

### ***2.5.1 Análise estática segundo a NBR 6123***

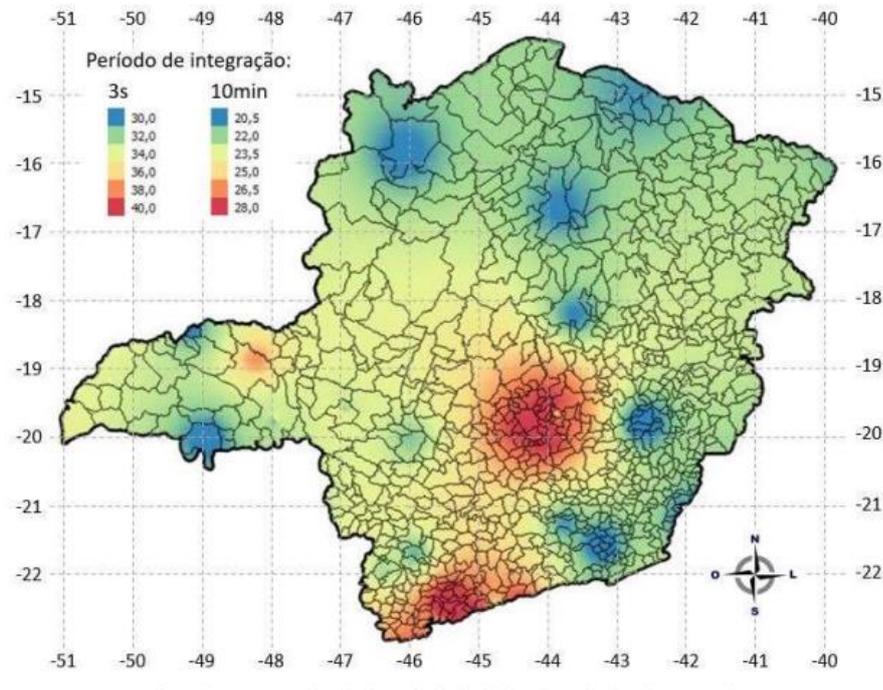
As forças estáticas devidas ao vento segundo a NBR 6123 foram obtidas a partir da metodologia apresentada no item 2.3.3 deste trabalho.

A velocidade básica do vento ( $V_0$ ) foi obtida do mapa de isopletas da FIG. 1. Para as coordenadas geográficas da cidade de Barroso – MG, 21° S e 44° O, assumiu-se valor de 34 m/s (período de integração igual a 3 segundos).

Neste contexto, vale mencionar o estudo da climatologia do vento do estado de Minas Gerais desenvolvido por Reis (2020). Em seu trabalho, o autor propôs um mapa de velocidades básicas para o estado com base nas recomendações da norma europeia IEC 60826:2017, considerando um banco de dados com as velocidades do vento das principais redes meteorológicas nacionais, o qual foi devidamente tratado para obter séries consistentes. Como se pode observar na FIG. 14, o valor da velocidade básica adotado neste trabalho (34 m/s) está compatível com o sugerido pelo mapa deste autor, que é mais recente e preciso do que aquele fornecido pela NBR 6123.

Com base no item 2.3, o fator topográfico  $S_1$  foi determinado como sendo igual a 1,0. O fator de rugosidade do terreno ( $S_2$ ) foi obtido a partir da Equação 6, adotando-se terreno de Categoria II e Classe B. Os parâmetros “b”, “Fr” e “p” foram extraídos da Tabela 1. Como esse fator depende da altura de incidência do vento sobre a estrutura, ele possui valores diferentes para cada painel da torre, conforme se verifica na Tabela 7. Por fim, para o fator  $S_3$  foi adotado o valor de 1,10, pois a ruína dessa estrutura pode interromper a telecomunicação local.

Figura 64 – Mapa de calor das velocidades básicas do vento em Minas Gerais



Fonte: Reis (2020).

A velocidade característica do vento foi obtida para cada altura de aplicação das forças, a partir da Equação 1. O mesmo foi feito para se obter a pressão dinâmica do vento, utilizando para esta a Equação 7.

Para se obter a força do vento que está atuando na torre, foi necessário obter o índice de área exposta usando a Equação 8. Sendo assim, a área efetiva foi determinada multiplicando a largura do perfil cantoneira pelo seu comprimento. A sobreposição dos perfis nas ligações foi desconsiderada, conforme recomenda a norma.

O coeficiente de arrasto foi retirado da FIG. 3, levando em consideração o índice de área exposta obtido, chegando-se ao valor de 3,2. Em seguida, as forças atuantes em cada face foram determinadas aplicando-se o coeficiente de proteção  $\eta$  encontrado de acordo com as dimensões da estrutura. Pela FIG.4, esse valor foi de 0,9, resultando em fatores de decomposição da força de 0,53 para a face I e 0,47 para a face III, conforme a TAB. 2.

Por fim, a força estática devida ao vento foi obtida através da Equação 9. Ela foi aplicada aos dois nós superiores de cada painel, incidindo a  $90^\circ$ . Destaca-se que o vento a  $0^\circ$

foi desconsiderado, uma vez que a torre é duplamente simétrica, ou seja, a sua magnitude seria exatamente a mesma quando de sua incidência a 90°.

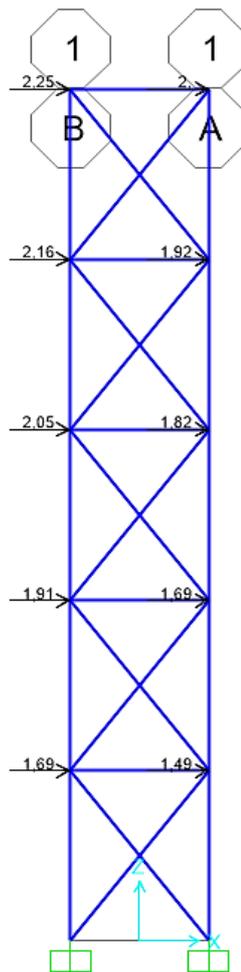
A TAB. 7 apresenta os parâmetros necessários para a obtenção das forças estáticas devidas ao vento de acordo com a NBR 6123 e os respectivos valores destas forças. A FIG. 15, por sua vez, apresenta um esquema do carregamento estático, no qual as forças apresentadas na Tabela 7 são aplicadas às faces I e III, no plano Y-Z. Destaca-se que cada força é aplicada em dois nós, logo, nessa figura (vista em perfil vertical), os valores visualizados representam metade do valor total.

Tabela 7 – Parâmetros usados no cálculo das forças estáticas do vento segundo a NBR 6123

Painel	z [m]	S <sub>2</sub>	V <sub>k</sub> [m/s]	q [N/m <sup>2</sup> ]	F <sub>a</sub> [kN]	F <sub>a</sub> face I [kN]	F <sub>a</sub> face III [kN]
1	5	0,92	34,44	726,89	6,36	3,37	2,99
2	10	0,98	36,65	823,49	7,20	3,82	3,39
3	15	1,02	38,01	885,83	7,75	4,11	3,64
4	20	1,04	39,01	932,91	8,16	4,33	3,84
5	25	1,06	39,80	971,15	8,50	4,50	3,99

Fonte: os autores (2021).

Figura 75 – Esquema de carregamento estático segundo a NBR 6123



Fonte: os autores (2021).

### 2.5.2 Análise dinâmica segundo a NBR 6123

Para a determinação da resposta dinâmica da estrutura, foi adotado o modelo contínuo simplificado, uma vez que o modelo adotado possui altura inferior a 150 metros e seção constante. Segundo a norma NBR 6123 (ABNT, 1988), esse método, que utiliza apenas um modo de vibração, conduz a resultados com erros inferiores a 10%. Conforme visto no item 2.3.4.2, a norma apresenta a Equação 13 para obter o primeiro modo de vibração da estrutura, contudo, neste trabalho, o modo de vibração foi extraído diretamente do *software* SAP2000, resultando em 0,24255 segundos de período e 4,12288 Hz de frequência.

A determinação da velocidade de projeto ( $\bar{V}_p$ ) foi realizada através de um processo semelhante ao do método estático, como mostra a Equação 12, utilizando os mesmos fatores  $S_1$  e  $S_3$ , porém para essa análise foi utilizado o vento básico ( $V_0$ ) considerando período de integração igual a 10 minutos, como determina a norma.

O valor da pressão dinâmica  $\overline{q_0}$ , por sua vez, foi obtido segundo a Equação 15 e os parâmetros “b” e “p” foram extraídos da TAB. 4. Os valores de  $\gamma$  e  $\zeta$  foram retirados da TAB. 3 e, com base no valor de  $\zeta$  e da relação  $\overline{V_p}/f_jL$ , foi obtido o valor de  $\xi$  a partir da FIG. 5.

Por fim, o valor da força decorrente da ação do vento que atua sobre a estrutura resulta do produto entre a pressão  $q(z)$ , a largura da estrutura ( $l_1$ ) e o coeficiente de arrasto ( $C_a$ ), sendo este último obtido da mesma forma que no método estático. A largura utilizada foi o somatório das larguras dos perfis da torre, que ao ser multiplicada pela pressão e pelo coeficiente de arrasto resultaram em uma força distribuída ao longo dos comprimentos das barras.

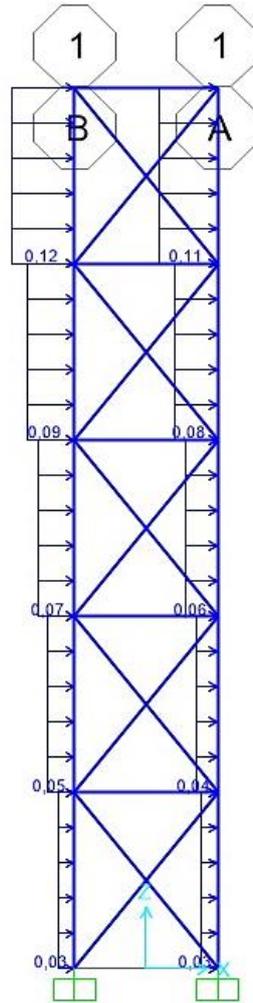
Assim, na Tabela apresentam-se as solicitações encontradas para a análise dinâmica, enquanto a FIG. 16 exibe o esquema de carregamento do vento incidente sobre a estrutura.

Tabela 8 – Forças dinâmicas devidas ao vento segundo a NBR 6123

Painel	z [m]	q(z) [N/m <sup>2</sup> ]	F [kN/m]	F <sub>a</sub> face I [kN/m]	F <sub>a</sub> face III [kN/m]
1	5	187,52	0,06	0,03	0,03
2	10	289,61	0,09	0,05	0,04
3	15	408,69	0,13	0,07	0,06
4	20	547,41	0,18	0,09	0,08
5	25	705,80	0,23	0,12	0,11

Fonte: os autores (2021).

Figura 16 – Esquema de carregamento dinâmico segundo a NBR 6123



Fonte: os autores (2021).

### 2.5.3 Análise estática segundo a IEC 60826

A metodologia proposta pela norma europeia IEC 60826 para análise estática de estruturas treliçadas submetidas ao vento é semelhante ao da NBR 6123. Neste trabalho, optou-se pelo método 1, apresentado no item 2.4.1.2, pois este método exige que a torre seja discretizada em diferentes painéis, assemelhando-se às análises anteriores.

Conforme explicitado no item 2.4, esta norma recomenda que o valor da velocidade de referência seja obtido a partir de um banco de dados das principais estações meteorológicas presentes no local da estrutura. Portanto, para a velocidade de referência, foi utilizado o mapa de calor de velocidades básicas do vento proposto por Reis (2020), previamente apresentado na FIG. 14, considerando a velocidade média de um período de 10 minutos. Assim, adotou-se a velocidade igual a 23,5 m/s.

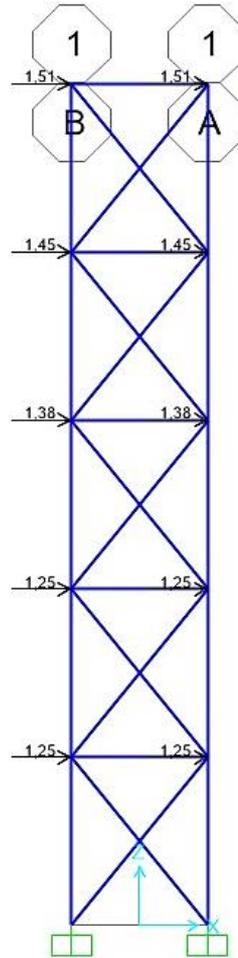
Como foi considerado um terreno de categoria B, o fator de rugosidade do terreno ( $K_R$ ) é igual a 1,0. Sendo assim, o valor de  $V_{RB}$  será igual ao  $V_R$ , segundo a Equação 22.

Em seguida, foi calculada a pressão dinâmica do vento pela Equação 26. Para o coeficiente  $\tau$ , considerou-se altitude de 1000 metros e temperatura ambiente de 15 °C. Assim, o valor do fator de correção  $\tau$ , segundo a TAB. 6, foi 0,89.

O valor do coeficiente  $\chi$  se assemelha ao índice de área exposta ( $\phi$ ) da NBR 6123, tendo o mesmo valor, 0,14. O coeficiente de arrasto, por sua vez, foi extraído da FIG.8, sendo igual a 3,2, e o coeficiente  $G_t$  foi obtido da FIG. 9 para cada altura de aplicação da força.

Por fim, calculou-se a força do vento para cada altura dos diferentes painéis da torre por meio da Equação 27, cujo esquema de carregamento é apresentado na FIG. 17, a ser aplicada em cada nó da estrutura na direção de incidência do vento. Os valores de força encontrados foram divididos igualmente entre os dois nós do topo de cada painel. Os valores das solicitações encontradas para a análise estática segundo a IEC 60826 são dados na Tabela

Figura 17 – Esquema de carregamento segundo a IEC 60826



Fonte: os autores (2021).

Tabela 9 – Solicitações estáticas devidas ao vento de acordo com a norma IEC 60826

Painel	z [m]	Gt	A <sub>t</sub> [kN]	F <sub>a</sub> face I [kN/m]	F <sub>a</sub> face III [kN/m]
1	5	1,9	5,00	2,50	2,50
2	10	1,9	5,00	2,50	2,50
3	15	2,1	5,53	2,77	2,77
4	20	2,2	5,79	2,90	2,90
5	25	2,3	6,06	3,03	3,03

Fonte: os autores (2021)

## 2.6 Estudos paramétricos complementares

A fim de compreender melhor o comportamento da estrutura frente às análises estática e dinâmica, foi realizado um estudo paramétrico utilizando o mesmo modelo computacional em elementos finitos, variando apenas a altura da torre. Em outras palavras, pretendeu-se avaliar se o tipo de resposta da estrutura pode ser influenciado pela sua altura, uma vez que, como demonstrado anteriormente, as forças devidas ao vento variam com a altura. Sendo

assim, foram analisados outros dois modelos, com alturas de 50 e 100 metros. O cálculo dos esforços destes casos foi feito da mesma maneira que os apresentados anteriormente. Portanto, para estes estudos apresentam-se somente os resultados.

## 2.7 Resultados e discussões

Para todos os casos apresentados anteriormente, foram realizadas análises lineares e não-lineares. A interpretação do comportamento estrutural da torre foi feita a partir das respostas obtidas numericamente, nomeadamente: reações de apoio na direção da força ( $F_x$ ), momentos em torno dos eixos X ( $M_x$ ) e Y ( $M_y$ ) na base e deslocamento máximo da torre ( $d_{m\acute{a}x}$ ), em seu ponto mais alto. Estes resultados são exibidos na TAB. 10. A TAB. 11, por sua vez, apresenta as diferenças relativas entre as análises, tendo como parâmetro de referência a análise estática linear da NBR 6123.

Os resultados obtidos nos estudos paramétricos complementares, por sua vez, são apresentados separadamente na TAB. 12, uma vez que retratam situações atípicas (torres de telecomunicação de até 100 metros de altura).

Tabela 10 – Resultados das análises numéricas da torre treliçada submetida ao vento

Consideração		$F_x$ [kN]	$M_x$ [kN.m]	$M_y$ [kN.m]	$d_{m\acute{a}x}$ [cm]
Análise estática (NBR 6123)	Linear	-53,14	-7,62	-821,19	2,79
	Não-linear	-53,14	-7,63	-821,99	2,79
Análise dinâmica (NBR 6123)	Linear	-25,52	-3,78	-401,4	1,38
	Não-linear	-25,52	-3,79	-401,8	1,38
Análise estática (IEC 60826)	Linear	-38,30	-5,42	-585,72	1,98
	Não-linear	-38,30	-5,43	-586,29	1,98

Fonte: os autores (2021).

Tabela 11 – Diferenças relativas das análises em relação à análise estática linear da NBR 6123

Consideração		$F_x$	$M_x$	$M_y$	$d_{m\acute{a}x}$
Análise estática (NBR 6123)	Linear	-	-	-	-
	Não-linear	0,00%	0,24%	0,10%	0,00%
Análise dinâmica (NBR 6123)	Linear	-51,98%	-50,41%	-51,12%	-50,54%
	Não-linear	-51,98%	-50,29%	-51,07%	-50,54%

Análise estática (IEC 60826)	Linear	-27,92%	-28,88%	-28,67%	-29,03%
	Não-linear	-27,92%	-28,71%	-28,61%	-29,03%

Fonte: os autores (2021).

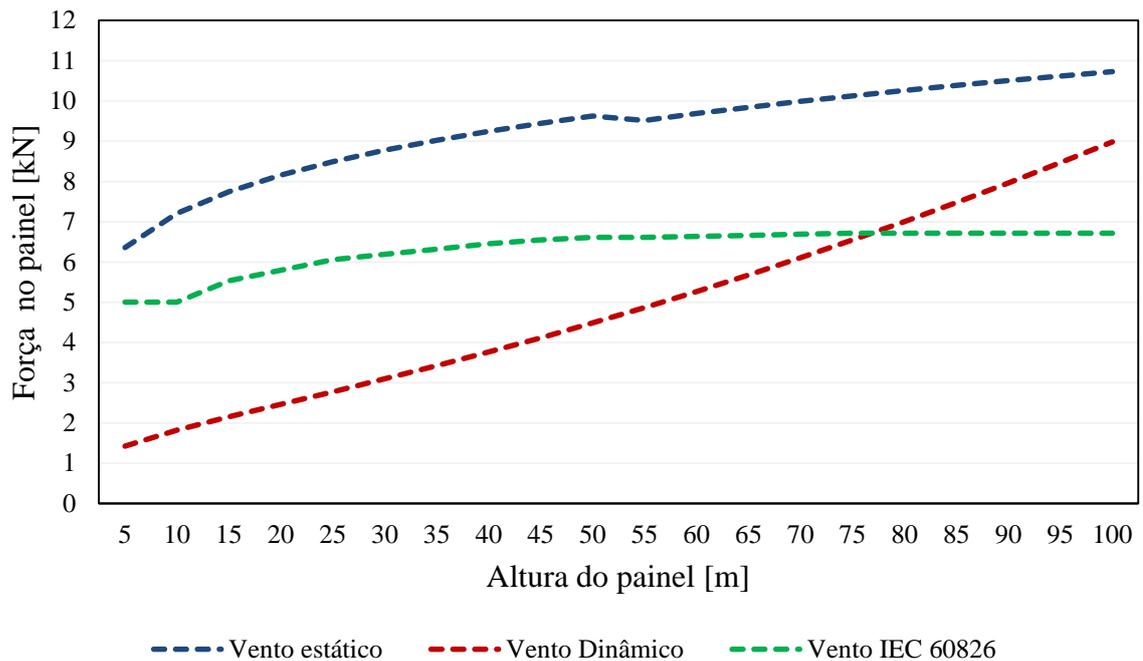
Tabela 12 – Respostas dos estudos complementares (alturas de 50 e 100 metros)

Altura [m]	Consideração	$F_x$	$M_x$	$M_y$	$d_{máx}$	
50	Análise estática (NBR 6123)	Linear	-112,6	-102,0	-3125,4	39
		Não-linear	-112,6	-103,7	-3145,5	39
	Análise dinâmica (NBR 6123)	Linear	-54,8	-55,0	-1631,5	21
		Não-linear	-54,8	-55,9	-1642,3	21
	Análise estática (IEC 60826)	Linear	-134,9	-123,9	-3772,6	47
		Não-linear	-134,9	-126,0	-3797,8	47
100	Análise estática (NBR 6123)	Linear	-393,6	-1834,6	-18909,1	846
		Não-linear	-393,6	-2032,8	-19681,5	889
	Análise dinâmica (NBR 6123)	Linear	-137,0	-742,7	-7263,9	343
		Não-linear	-137,0	-826,7	-7585,7	362
	Análise estática (IEC 60826)	Linear	-315,7	-1439,3	-14956,9	664
		Não-linear	-315,7	-1601,7	-15584,1	699

Fonte: os autores (2021).

Analisando os resultados apresentados, fica evidente que as solicitações provenientes da análise estática da NBR 6123 apresentam valores significativamente superiores às demais análises. Em contrapartida, é notável que o crescimento das solicitações em função da variação da altura é maior no caso dinâmico, chegando a superar a solicitação estática da IEC 60826 a partir de aproximadamente 75 metros, como mostra o gráfico da FIG. 18. Esses resultados demonstram que, para uma estrutura com dimensões verticais mais relevantes, a análise dinâmica apresenta reações na base maiores, o que corrobora os resultados obtidos no trabalho desenvolvido por Almeida e Vidotto (2013).

Figura 18 – Esforços solicitantes em função da altura



Fonte: Os autores (2021).

Em relação às análises linear e não-linear, nota-se que ambas apresentaram resultados muito semelhantes em alturas menores. Tal fato pode ser atribuído ao pequeno deslocamento máximo verificado no topo da torre, uma vez que a estrutura é muito rígida e não susceptível ao acréscimo de solicitações devido às não linearidades geométricas, decorrentes da posição deformada da própria estrutura, fato que se torna inverídico em altitudes mais elevadas, devido à inclinação exacerbada da estrutura. Além disso, a causa provável para ocorrência dos grandes deslocamentos verificados nas torres de 50 e 100 metros, principalmente nesta última, pode estar associada à alta intensidade do vento nestas alturas e ao aumento da dimensão vertical da torre não acompanhado do uso de perfis mais robustos para os montantes.

### 3 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Este trabalho apresentou um estudo comparativo entre as análises estática e dinâmica propostas pela norma brasileira NBR 6123 e pela norma europeia IEC 60826 de torres de telecomunicação submetidas a forças devidas ao vento. A partir de modelos numéricos computacionais e estudos paramétricos, realizados no *software* de elementos finitos SAP2000, foram obtidas respostas da estrutura que evidenciaram a importância de se considerar o vento da maneira mais correta possível, para cada caso específico.

Para torres de menor porte, é notável a superioridade dos esforços provenientes da análise estática proposta pela NBR 6123 e, conseqüentemente, as reações da estrutura também

se mostraram consideravelmente superiores. Em contrapartida, observa-se que o aumento da altura da torre leva ao crescimento dos esforços provenientes da análise dinâmica, que se tornam significativos, chegando a superar os resultados obtidos através da norma IEC 60826 a partir dos 75 metros. Além disso, evidencia-se que, com aumento contínuo das dimensões verticais da torre, a análise dinâmica eventualmente superará a estática, comportamento que também foi encontrado por outros trabalhos da literatura.

Com esta perspectiva, os resultados destacam a importância de um estudo detalhado durante o dimensionamento da estrutura. A título de exemplo, uma torre de 25 metros submetida ao vento estático da norma brasileira provavelmente estará a favor dos critérios de segurança, porém, para uma torre de 150 metros, pode ser necessária a análise do vento de forma dinâmica. A norma europeia, por sua vez, mostrou resultados mais consistentes, com uma menor variação em função da altura, o que pode justificar o seu uso cada vez mais frequentes mesmo em estruturas construídas no Brasil.

Outro importante ponto de observação é a comparação entre as análises linear e não-linear. Para modelos menores e, portanto, mais rígidos, a variação dos esforços solicitantes provenientes dessas duas análises se mostrou insignificante, o que se deve à baixa deslocabilidade do topo da estrutura. Com o aumento da altura, os deslocamentos se tornam preponderantes e surgem esforços de segunda ordem, como mostra a análise não-linear, devendo estes ser considerados no dimensionamento da estrutura.

## REFERÊNCIAS

- ALMEIDA, Diego Cadena de; VIDOTO, Thiago Augusto Helvig. **Análise comparativa dos métodos estático e dinâmicos da ação do vento em edifícios esbeltos de concreto armado segundo a NBR 6123/1988**. Trabalho de Conclusão de Curso, Universidade Tecnológica Federal do Paraná, 2013.
- AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION. Specification for Structural Steel Buildings **ANSI/AISC 360-16**. Chicago, Illinois, 2016.
- AMERICAN IRON AND STEEL INSTITUTE – **AISI S100-16**. North American Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members. 2016.
- AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS ASCE. **ASCE 10-15**: Design of Latticed Steel Transmission Structures. ASCE, 2015.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6123**: Forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro, 1988.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, **NBR 8800**: Projeto e execução de estruturas de aço de edifícios. 1986.
- BLESSMANN, Joaquim. **O vento na engenharia estrutural**. Editora da UFRGS, 2013.
- BOLINA, C. C.; PALECHOR, E. U. L.; VÁSQUEZ, M. P. R. Vibrações: as frequências naturais estimada e experimental de uma estrutura. **Blucher Mathematical Proceedings**, v. 1, n. 1, p. 186-194, 2015.
- BRONZATTO, A. F. L. **Esforços de Vento em Estruturas Esbeltas para Telecomunicações: Comparação entre as Análises Estática e Dinâmica Propostas pela NBR6123/1988**. 81 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2012.
- CARRIL JÚNIOR, Célio Fontão. **Análise numérica e experimental do efeito dinâmico do vento em torres metálicas treliçadas para telecomunicações**. Tese de Doutorado. Universidade de São Paulo, São Paulo, 2000.
- CARVALHO, H. **Efeitos do vento em linhas de transmissão**. Tese de Doutorado, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2015.
- FILIPE, João Carlos Iria *et al.* **Estudo paramétrico da ação do vento em torres metálicas de telecomunicações**. Dissertação de Mestrado. 2012.
- INTERNATIONAL ELECTROTECHNICAL COMMISSION **IEC 60826**: Design criteria of overhead transmission lines. 3rd ed, International standard, Geneva, Switzerland, 2017.
- LINS, Bernardo Felipe Estellita. A evolução da Internet: uma perspectiva histórica. **Cadernos Aslegis**, v. 17, n. 48, p. 11-45, 2013.
- MACHADO, Eduarda Lauck; PINTO, Eduardo Lourenço. **Comparação entre as análises estática e dinâmica do vento em torre metálica autoportante**. Construmetal – Congresso Latino-americano da Construção Metálica, São Paulo, 2016.

MENDES, Victor Roberto Verga. **Verificação estrutural de uma torre de suspensão treliçada conforme os critérios da norma IEC 60826**. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2020.

OLIVEIRA, Breno de Almeida Santos; SILVA, J. G. S. Modelagem do Comportamento Estrutural Dinâmico de Torres de Aço de Telecomunicações Submetidas à Ação Dinâmica Não Determinística de Cargas de Vento. **CILAMCE 2016**, 2016.

OLIVEIRA, C. C. **Avaliação do Comportamento de Sistemas Estruturais de Linhas de Transmissão Submetidos à Ação do Vento**. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2019.

OLIVEIRA, C. C.; CARVALHO, H.; MENDES, VRV. **Avaliação das forças devidas ao vento em cabos de linhas aéreas de transmissão segundo diferentes metodologias**. XVIII ERIAC, Foz do Iguaçu, 2019.

OLIVEIRA, Túlio Sales de *et al.* **Análise e dimensionamento de torres treliçadas autoportantes para telecomunicações**. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) - Universidade Federal Rural do Semi-Árido, Caraúbas, 2018.

PINHO, José Benedito. **Publicidade e vendas na internet: técnicas e estratégias**. Summus Editorial, 2000.

REIS, Elvys Dias. **Critérios de projeto de estruturas de linhas aéreas de transmissão em Minas Gerais**. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2020.

REIS, Elvys Dias *et al.* Structural Safety and Stability of the Bridge on the Paraopeba River in Moeda, Minas Gerais, Brazil: Case Study. **Practice Periodical on Structural Design and Construction**, v. 26, n. 1, p. 05020012, 2021

SILVA, Lucas Lourenço Ferreira da. **Análise dinâmica de estruturas submetidas a forças devidas ao vento**. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) - Universidade Federal Rural do Semi-Árido, Caraúbas, 2018.

TORRES, Fabrício Cotta; INOUE, Hisashi. Análise Estrutural e Dimensionamento de Linhas de Transmissão de Energia. **XII Congresso Brasileiro de Pontes e Estruturas**, 2021.