



Centro Universitário de Brasília - UNICEUB  
Faculdade de Tecnologia e Ciências Sociais Aplicadas - FATECS  
Curso: Engenharia Civil

LOYANE NUNES MARTINS CARVALHO

**ANÁLISE DE GALPÃO EM ESTRUTURA METÁLICA:  
Avaliação das ações do vento típicas para as diversas regiões  
brasileiras.**

Brasília  
2017

LOYANE NUNES MARTINS CARVALHO

**ANÁLISE DE GALPÃO EM ESTRUTURA METÁLICA:  
Avaliação das ações do vento típicas para as diversas regiões  
brasileiras.**

Trabalho de Curso apresentado como um dos requisitos para a conclusão do curso de Engenharia Civil do UniCEUB - Centro Universitário de Brasília.

Orientadora: Eng.<sup>a</sup> Civil Rosanna Duarte Fernandes Dutra, Msc. Estruturas e Construção Civil.

Brasília  
2017

LOYANE NUNES MARTINS CARVALHO

**ANÁLISE DE GALPÃO EM ESTRUTURA METÁLICA:  
Avaliação das ações do vento típicas para as diversas regiões  
brasileiras.**

Trabalho de Curso apresentado como um dos requisitos para a conclusão do curso de Engenharia Civil do UniCEUB - Centro Universitário de Brasília.

Orientadora: Eng.<sup>a</sup> Civil Rosanna Duarte Fernandes Dutra, Msc. Estruturas e Construção Civil.

Brasília, 12 de Junho de 2017.

**Banca Examinadora**

---

Eng.<sup>a</sup>. Civil: Rosanna Duarte Fernandes Dutra  
Msc.Estruturas e Construção Civil  
Orientadora

---

Eng.<sup>o</sup>. Civil: Jocinez Nogueira Lima  
Msc.Estruturas e Construção Civil  
Examinador Interno

---

Eng.<sup>o</sup>. Civil: Vinícius Klier da Silva Oliveira  
Examinador Externo

## **AGRADECIMENTOS**

Agradeço a Deus, que me direcionou nessa jornada e me sustentou em todos os momentos, levando-me a perseverar mesmo diante das dificuldades.

Agradeço aos meus pais, Francisco Darci Nunes Martins e Maria Adélia Carvalho Martins, que sempre me apoiaram e me incentivaram a alcançar os meus objetivos, me dando todo suporte necessário.

Às minhas irmãs e melhores amigas, Luana Nunes Martins Carvalho e Larissa Nunes Martins Carvalho, por serem mais um porto seguro, pessoas com quem posso contar em todos os momentos da minha vida.

Aos meus colegas da faculdade pelos momentos de companheirismo e aprendizagem que me proporcionaram durante o curso.

Quero agradecer ao Departamento de Projeto das empresas SUPERAÇO e TELMEC Engenharia, pela oportunidade de Estágio e por me cederem a Plataforma Stabile para que eu pudesse realizar este Trabalho de conclusão de curso. Agradeço especialmente ao meu chefe de Estágio, Engenheiro Vinícius Klier da Silva Oliveira, por toda atenção, disposição e paciência ao me ensinar, e por me proporcionar grande experiência e aprendizagem, que terão reflexos por toda minha vida profissional.

Agradeço à equipe de professores e funcionários do UniCEUB, à minha orientadora Rosanna Duarte, à professora Maruska e à professora Érika, pelo apoio e direcionamentos. Ao Coordenador do curso de Engenharia Civil, Jocinez Lima, que para mim é uma grande referência profissional, meu primeiro Professor Engenheiro, com quem tive o prazer de ser aluna ainda no curso de Arquitetura, e que me inspirou a fazer a segunda graduação em Engenharia Civil.

“Consagre ao Senhor tudo o que você faz, e os seus planos serão bem-sucedidos.”

(Provérbios 16:3)

## RESUMO

A estabilidade e segurança estrutural em projetos de edificação podem ser colocadas em risco quando as ações do vento não são consideradas devidamente, podendo levar a estrutura ao colapso global ou parcial devido à composição de forças do vento internas e externas à edificação, ainda mais no que se refere às construções erguidas com materiais leves, a exemplo das estruturas metálicas, que são mais vulneráveis às ações do vento. Por essa razão, este trabalho teve como objetivo analisar comparativamente a estabilidade e segurança de algumas estruturas em aço comumente empregadas para galpões de uso geral, ponderando as diferentes ações do vento. Para tanto, foram utilizados como parâmetro os critérios de Estados Limites Últimos e Estados Limites de Serviço, contidos na NBR 8800/2008, e as estruturas dos galpões foram analisadas com o auxílio do software mCalc3D 4.0, desenvolvido pela empresa *Stabile Engenharia* para Modelagem, Análise e Dimensionamento de Estruturas Metálicas. Nessa avaliação, foram considerados quatro tipos de galpões, cada qual com perfis de diferentes dimensões, analisados nas cinco variações das velocidades básicas do vento do Brasil, estabelecidas pela NBR 6123/1988, a saber: 30, 35, 40, 45 e 50 m/s. Dessa forma, sobre o ponto de vista estrutural, foi possível concluir que cada perfil analisado nas cinco variações de vento possui comportamento idêntico em três velocidades - 30, 35 e 40 m/s - o que compreende as ações das velocidades médias dos ventos de aproximadamente 90% do território brasileiro. Porém, nas análises com velocidades de ventos superiores a 40 m/s, que envolve a região sul do Brasil e partes da região centro-oeste e sudeste, os esforços das combinações das forças de vento foram predominantes em comparação aos esforços da combinação de sobrecarga. Em vista disso, ressalta-se a importância das ações de vento ao se projetar estruturas leves em tais regiões, cujos ventos intensos podem gerar instabilidade estrutural, colocando em risco o conforto e a segurança, e ser, portanto, a causa de sinistros nessas edificações.

Palavras chaves: Estrutura metálica. Ações de vento. mCalc3D. Stabile. Pórticos.

## ABSTRACT

The structural Stability and safety in building projects can be put at risk when wind actions are not properly considered and can lead to structure to global or partial collapse due to the composition of internal and external forces of the wind to the building, even more so than Refers to buildings erected with light materials, such as metal structures, which are more vulnerable to wind. For this reason, this work aimed to comparatively analyze the stability and safety of some steel structures commonly used for general purpose sheds, considering the different wind actions. In order to do so, the Ultimate Limit State and State Limits of Service criteria, contained in NBR 8800/2008, were used as parameters and the structures of the warehouses were analyzed with the aid of mCalc3D 4.0 software, developed by the company Stabile Engenharia para Modeling, Analysis And Dimensioning of Metallic Structures. In this evaluation, four types of sheds, each with profiles of different dimensions, were analyzed in the five variations of the basic wind speeds of Brazil, established by NBR 6123/1988, namely: 30, 35, 40, 45 and 50 m/s. Thus, from the structural point of view, it was possible to conclude that each profile analyzed in the five wind variations has the same behavior at three speeds - 30, 35 and 40 m/s - which comprises the actions of the average wind speeds of approximately 90% of the Brazilian territory. However, in the analyzes with wind velocities of over 40 m / s, involving the southern region of Brazil and parts of the central-west and southeast region, the wind strength combinations were predominant in comparison to the efforts of the overload combination. In view of this, the importance of wind actions is emphasized when designing light structures in such regions, whose intense winds can generate structural instability, jeopardizing comfort and safety, and are therefore the cause of accidents in these buildings

Keywords: Metallic structure. Wind actions. MCalc3D. Shed. Porches.

## LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1 - Galpão de transportadora derrubado pela força do vento no bairro.....	12
Figura 2 – Efeito do vendaval que desabou paredes e destelhou um.....	13
Figura 3 – Diagrama simplificado de tração versus deformação dos aços estruturais. .....	20
Figura 4 - Principais tipos de produtos siderúrgicos laminados de utilização estrutural .....	22
Figura 5 - Edifício baixo do tipo galpão .....	25
Figura 6 - Isopletas da velocidade básica $V_0$ (m/s).....	28
Figura 7 – Fluxo esquemático do vento incidindo perpendicularmente sobre uma edificação. ....	29
Figura 8 – Esquema básico de pressões com vento perpendicular a cumeeira.....	30
Figura 9 – Influência da inclinação do telhado. ....	30
Figura 10 – Pressão interna em função da localização de aberturas dominantes com incidência normal à cumeeira.....	31
Figura 11 - Notações utilizadas para efeito de flambagem local sobre a resistência à flexão de vigas I ou H com um ou dois eixos de simetria.....	38
Figura 12 - Flambagem local e flambagem lateral em vigas. ....	39
Figura 13 – Dimensões do pórtico - Vista Transversal Pórtico.....	42
Figura 14 – Dimensões do pórtico – Desenho esquemático .....	42
Figura 15 – Perspectiva Lateral .....	42
Figura 16 – Perspectiva Frontal .....	43
Figura 17 – Fórmula empírica - Pré-dimensionamento Pórticos de aço.....	43
Figura 18 - Atuação da ação permanente. ....	45
Figura 19 - Atuação da sobrecarga. ....	46
Figura 20 – Perspectiva – Direções de vento.....	47
Figura 21 – Atuação do vento longitudinal para galpões em duas águas (vento $0^\circ$ ). 47	
Figura 22 – Atuação do vento transversal para galpões em duas águas (vento $90^\circ$ ). .....	48
Figura 23 - Coeficiente de forma externo ( $C_e$ ) - Paredes.....	49
Figura 24 – Coeficiente de forma externo ( $C_e$ ) - Telhado .....	49



Figura 25 – Interface do Programa - Percentuais da relação de esforços das barras com perfil PS 800 X 480 X 6.35 X 4.75 dimensionadas para velocidade de vento de 45m/s. ....	55
Figura 26 – Gráficos – Máximos percentuais da relação de esforços em função da velocidade de vento para cada perfil - Critério de E.L.U - Vigas .....	60
Figura 27 – Gráficos – Máximos percentuais da relação de esforços em função da velocidade de vento para cada perfil - Critério de E.L.U - Pilares .....	61
Figura 28 - Diagramas de deformações conforme Combinações .....	63
Figura 29 – Gráficos – Deslocamentos máximos verticais em função das velocidades de vento, para cada perfil analisado.....	64
Figura 30 – Gráficos - Deslocamentos máximos horizontais em função das velocidades de vento, para cada perfil analisado.....	65
Figura 31 – Fluxograma - Influência das características geométricas de um perfil I metálico no cálculo de flambagem local da alma em torno do eixo y.....	70

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Comparativo resistência de materiais estruturais convencionais .....	17
Tabela 2 - Valores dos coeficientes de ponderação das ações .....	35
Tabela 3 - Deslocamentos Máximos para Estados Limites de Serviço .....	36
Tabela 4 – Variação dos tipos de perfis conforme fórmula empírica de pré-dimensionamento .....	44
Tabela 5– Fatores determinados conforme a NBR 6123:1988. ....	49
Tabela 6 - Quadro comparativo dimensionamento – Verificação dos perfis das Vigas. ....	53
Tabela 7 - Quadro comparativo dimensionamento – Verificação dos perfis dos Pilares. ....	54
Tabela 8 – Percentuais das relações de esforços das barras mais solicitadas de cada galpão conforme variações de perfis e as cinco velocidades básicas do vento do Brasil, estabelecidas pela NBR 6123/1988. ....	58
Tabela 9 – Resultados dos Cálculos da Resistência à Flexão - Eixo Y – Flambagem Local da Alma para a velocidade básica do vento de 45m/s.....	59
Tabela 10 - Resultados dos Cálculos da Resistência à Flexão - Eixo Y – Flambagem Local da Mesa para a velocidade básica do vento de 45m/s. ....	59
Tabela 11 – Limites dos deslocamentos máximos verticais e horizontais para os modelos de galpões analisados, conforme NBR 8800/2008.....	62

# SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO.....	12
2. OBJETIVOS.....	15
2.1.1 Objetivo geral.....	15
2.1.2 Objetivos específicos .....	15
3. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA .....	16
3.1 Aço na construção civil.....	16
3.2 Composição química e propriedades do aço .....	19
3.3 Perfis estruturais de aço.....	22
3.4 Galpões de Uso Geral.....	25
3.5 Aerodinâmica das construções .....	27
3.5.1 Origem do vento .....	27
3.5.2 Ação do Vento em Edificações .....	27
3.6 Ações, segurança e desempenho estrutural .....	33
3.6.1 Ações.....	33
3.6.2 Método dos Estados-Limites.....	34
3.7 Considerações sobre o dimensionamento estrutural de galpão.....	37
4. METODOLOGIA .....	40
4.1 Parâmetros.....	40
4.1.1 Definição do modelo - características geométricas e estruturais .....	41
4.1.2 Pré-dimensionamento dos perfis .....	43
4.2 Aspectos aplicados no dimensionamento .....	45
4.2.1 Ações atuantes nos modelos .....	45
A. Ações Permanentes (G).....	45
B. Ações Variáveis .....	46

B1. Sobrecarga de Cobertura (Q) .....	46
B2. Ação do Vento (V) .....	46
4.2.2 Combinações de Ações .....	50
4.3 Critérios da análise estrutural.....	50
5. RESULTADOS .....	52
5.1 Verificação dos modelos no Estado Limite Último .....	52
5.2 Verificação dos modelos no Estado Limite de Serviço - Deslocamentos.....	62
6. CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	66
6.1 Conclusões .....	66
6.2 Sugestões para Pesquisas Futuras .....	67
7. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....	68
8. APÊNDICE .....	70
9. ANEXO .....	71
9.1 Anexo A.....	71

# 1. INTRODUÇÃO

No Brasil, não estamos suscetíveis com frequência a terremotos, neves, furacões ou grandes vendavais, o que leva a alguns construtores ou projetistas de estruturas não darem a devida importância para estes fenômenos naturais.

No entanto, a estabilidade e segurança estrutural em projetos de edificação podem ser colocadas em risco quando as ações do vento não são consideradas devidamente, podendo levar a estrutura ao colapso global ou parcial devido à composição de forças do vento internas e externas à edificação.

Segundo Mauricio Marcelli, autor do livro “Sinistro na Construção Civil” (2007, p. 159):

Os ventos têm sido a causa de muitos sinistros no Brasil, principalmente em algumas regiões onde eles ocorrem com maior intensidade. Na região Sul do país, os vendavais acontecem com mais frequência e causam enormes danos às edificações, tendo em vista que a maioria delas não foi projetada ou construída para resistir à ação do vento.

A Figura 1 mostra o colapso de um Galpão de uma Transportadora em Florianópolis – Santa Catarina, ocorrido em novembro de 2016. De acordo com o portal de notícias do jornal “Notícias do Dia”, o Galpão veio abaixo após um vendaval, que na mesma região ocasionou destelhamentos em outras edificações<sup>1</sup>.

**Figura 1 - Galpão de transportadora derrubado pela força do vento no bairro Tijucas em Florianópolis – Santa Catarina, em novembro de 2016.**



**Fonte: Divulgação/ND<sup>1</sup>**

<sup>1</sup> HOROSTECKI, M. NDOonline. **Notícias do Dia**, 2016. Disponível em: <<https://ndonline.com.br/florianopolis/noticias/vendaval-derruba-galpao-de-transportadora-em-tijucas>>. Acesso em: 21 junho 2017.

A Figura 2 retrata outro sinistro por efeito de um vendaval que desabou paredes e destelhou um galpão no noroeste do Paraná, em janeiro de 2015. No acidente uma pessoa morreu e dezessete ficaram feridas. Segundo o meteorologista Celso Oliveira entrevistado pelo jornal G1, o fenômeno que ocorreu na região foi um pré-tornado e a velocidade dos ventos no momento do acidente, foi estimada entre 65 km/h e 115 km/h, o equivalente a aproximadamente 18m/s a 31m/s.<sup>2</sup>

**Figura 2 – Efeito do vendaval que desabou paredes e destelhou um galpão de uma lavanderia no noroeste do Paraná, em janeiro de 2015.**



**Fonte: Print screen de vídeo<sup>2</sup>**

Como se verifica, os ventos podem ser a causa de muitos sinistros onde os vendavais acontecem com maior intensidade e onde a topografia ou as edificações próximas favorecem o aumento da velocidade das massas de ar. Nesse contexto, as edificações construídas com materiais leves, como madeira e metálica, são as mais sujeitas à ação do vento e o telhado é o componente mais vulnerável, principalmente quando possui baixas inclinações. Além de prejuízos materiais, esses acidentes comprometem também a integridade humana.

Por isso, o presente estudo analisa comparativamente a estabilidade e segurança de algumas estruturas em aço comumente empregadas para galpões de uso geral, ponderando as diferentes ações do vento. Para tanto, serão utilizados

---

<sup>2</sup> PR, G. G1. **Portal de notícias da Globo**, 2015. Disponível em: <<http://g1.globo.com/pr/norte-noroeste/noticia/2015/01/o-vento-foi-muito-forte-lembra-funcionario-de-lavanderia-destruida.html>>. Acesso em: 21 junho 2017.

como parâmetro os critérios de Estados Limites Últimos e Estados Limites de Serviço, contidos na NBR 8800/2008 que trata de projeto de estruturas de aço.

As estruturas dos galpões serão analisadas com o auxílio do software mCalc3D 4.0, desenvolvido pela empresa Stabile Engenharia para Modelagem, Análise e Dimensionamento de Estruturas Metálicas. Nessa análise, serão considerados quatro tipos de galpões, cada qual com perfil de diferente dimensão, avaliados nas cinco variações das velocidades básicas do vento do Brasil, estabelecidas pela NBR 6123/1988 que fixa as condições exigíveis na consideração das forças devidas à ação do vento para efeito de cálculo de edifícios.

Na fundamentação teórica, a fim de compreender o uso do aço na construção civil serão abordadas as vantagens e desvantagens do aço como material estrutural, sua composição química, propriedades mecânicas, tipos de perfis de aço e os componentes estruturais de um galpão para uso geral.

Sobre a atuação dos ventos nas estruturas, serão introduzidos aspectos meteorológicos e relatados os efeitos das ações internas e externas do vento às edificações. Em seguida, para compreensão do desempenho estrutural, serão apresentados conceitos sobre combinações de ações que podem atuar na estrutura, o método dos estados-limites e algumas considerações sobre o dimensionamento estrutural.

Ao final, com o objetivo de demonstrar a importância de se considerar a ação do vento em projetos de galpões metálicos, serão apresentados os resultados das verificações quanto à segurança e estabilidade das estruturas avaliadas. Dessa forma, pretende-se obter análises conclusivas sobre o comportamento estrutural dos pórticos de galpões metálicos, cada qual com perfil de diferente dimensões, submetidos às cinco variações de velocidades básicas do vento, típicas para as regiões do Brasil.

## **2. OBJETIVOS**

### **2.1.1 Objetivo geral**

O objetivo geral deste trabalho é analisar comparativamente a estabilidade e segurança de estruturas em aço para galpões de uso geral, considerando diferentes ações de vento.

### **2.1.2 Objetivos específicos**

Os objetivos específicos são:

- Analisar a estabilidade e segurança de estruturas metálicas de um galpão com perfis de alma cheia em diferentes dimensões, considerando as variações das velocidades de vento estabelecidas pela NBR 6123/1988;
- Verificar a estabilidade e segurança das estruturas principais dos galpões pelo critério de Estado Limite e deslocamento vertical e horizontal, conforme NBR 8800/2008;
- Fazer uso do Software mCalc3D 4.0 da plataforma Stabile - Programa utilizado para Geração, Análise e Dimensionamento de Estruturas Metálicas para analisar as estruturas dos galpões com perfis em diferentes dimensões;
- Gerar gráficos que permitam comparar a relação de esforços das barras e os deslocamentos máximos das estruturas analisadas, nas diversas velocidades de vento.



## 3. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

### 3.1 Aço na construção civil

As primeiras obras em aço datam de 1750, quando se descobriu a maneira de produzi-lo industrialmente. Seu emprego estrutural foi em 1757 na construção da Coalbrookdale, na Inglaterra - ponte em ferro fundido com 30m de vão. Por volta de 1780 o aço foi utilizado na França em uma escadaria do Louvre e no teatro do Palais Royal. A arquitetura em aço sempre esteve associada à idéia de modernidade. Desde as primeiras arquiteturas em aço no século XVIII, até os dias atuais, o aço tem possibilitado aos profissionais da construção civil, velocidade de execução aliada à qualidade do produto final e elevada produtividade.

Segundo Yopanan (2007, p. 99):

É nos galpões industriais que a estrutura metálica de aço apresenta sua aplicação mais frequente em nosso país. Tal fato deve-se à exigência de grandes vãos livres, em que a estrutura metálica se apresenta como solução mais econômica se comparada à estrutura de concreto armado.

O aço é comercializado em toneladas, mas vários são os fatores que influenciam o custo de uma estrutura, permeando detalhes de projeto, fabricação, montagem e transporte. Algumas das principais vantagens da utilização do aço como material estrutural são:

- Elevada resistência: O aço é o material estrutural que possui maior índice de resistência (razão entre resistência e peso específico)<sup>3</sup>. Em virtude disso, os elementos de aço possui seção transversal com dimensões menores que outros materiais.

- Elevada ductibilidade: capacidade dos materiais de se deformar plasticamente sem se romper.

- Alto grau de confiança: o aço é obtido industrialmente com alto controle de qualidade, é um material confiável quanto as suas propriedades. E por ser um material homogêneo e isotrópico, com características mecânicas bem definidas, possui um coeficiente de ponderação da resistência empregado no cálculo estrutural bem menor que o do concreto.

---

<sup>3</sup> HALLAL FAKURY, R.; REIS DE CASTRO E SILVA, A. L.; BARRETO CALDAS, R. **Dimensionamento básico de elementos estruturais de aço e mistos de aço e concreto**. São Paulo, p. 04, 2016.

- Canteiro de obra menor, limpo e organizado: dispensa escoramento, fôrmas e o manuseio de diferentes materiais.

- Facilidade de reforço e ampliação em caso de necessidade.

- Reciclagem e reaproveitamento: O aço está entre os materiais mais recicláveis e reciclados do mundo. Além da fabricação de novos produtos siderúrgicos a partir de sucatas, a estrutura de aço, em especial quando as ligações são parafusadas podem ser desmontadas e reaproveitadas.

- Rapidez de execução: Formada por peças pré-fabricadas, com dimensões precisas, a montagem de uma estrutura metálica é executada com rapidez, sem ser afetada por chuvas, o que possibilita a conclusão da obra em menor prazo comparada a estruturas de concreto.

**Tabela 1 – Comparativo resistência de materiais estruturais convencionais**

Resistência à compressão	Resistência à tração
$\sigma_{\text{aço}} = 1500 \text{ kg/cm}^2$	$\sigma_{\text{aço}} = 1500 \text{ kg/cm}^2$
$\sigma_{\text{concreto}} = 100 \text{ kg/cm}^2$	$\sigma_{\text{concreto}} = 10 \text{ kg/cm}^2$
$\sigma_{\text{madeira}} = 85 \text{ kg/cm}^2$	$\sigma_{\text{madeira}} = 90 \text{ kg/cm}^2$

**Fonte: Yopanan (2016)**

Vê-se pela Tabela 1 que comparado a outros materiais estruturais convencionais, além do aço ser mais resistente, apresenta resistências iguais à tração e à compressão, com isso permite peças estruturais com menores dimensões.

De acordo com Yopanan, as vigas metálicas apresentam uma altura referente a 60% das vigas de concreto, o que proporciona diversas vantagens:

- menor pé-direito, resultando em menor área de acabamento;

- altura final do edifício em aço fica menor que um edifício de estrutura de concreto, podendo até viabilizar um edifício com a maior quantidade de andares dentro de um mesmo gabarito,

- menores dimensões dos elementos estruturais, obtendo assim menor peso próprio da estrutura, o que resulta em menor carga nas fundações, possibilitando fundações mais econômicas.

Segundo Hall Fakury (2016, p. 4):

A estrutura de aço é, portanto, a mais adequada às obras em que há a necessidade de vencer grandes vãos, como é o caso de ginásio de esportes, estádios, centros de compras, galpões e hangares, ou grandes alturas, como em edifícios altos. Além disso, por causa do menor peso próprio da estrutura, o uso do aço é vantajoso quando as condições do solo são pouco favoráveis para a fundação.

No entanto, como qualquer outro material estrutural, o aço demanda alguns cuidados para evitar situações indesejáveis. Alguns desses cuidados são referentes ao comportamento em situações de incêndio e a corrosão.

Em situações de incêndio, quando submetido a altas temperaturas, as principais propriedades mecânicas do aço reduzem consideravelmente, perdendo a capacidade de suportar as ações atuantes. Para proteção contra incêndio em edificações de estrutura em aço aparente pode-se fazer a pintura intumescente, eficiente material de revestimento contra fogo.

Para a proteção contra a corrosão - processo espontâneo que reduz gradualmente as espessuras das chapas dos elementos estruturais, podendo torná-los inválidos para as finalidades pretendidas, os procedimentos mais utilizados são a pintura e a galvanização. O processo de galvanização consiste no cobrimento da superfície com uma camada de zinco, geralmente obtida pela imersão das peças em zinco fundido a aproximadamente 450°C.

### 3.2 Composição química e propriedades do aço

O aço é uma liga constituída fundamentalmente por ferro e carbono. Além desses dois elementos são adicionados outros elementos conforme o tipo de aço que se queira obter, como: manganês, silício, fósforo, enxofre, alumínio, cobre, níquel, nióbio, entre outros, que modificam as propriedades físicas da liga, como: resistência mecânica, resistência a corrosão, ductilidade e etc.

Os aços estruturais possuem uma porcentagem de ferro superior a 95% e de carbono uma porcentagem máxima de 0,29%. Pequenas variações na quantidade de carbono e de outros elementos possibilitam a obtenção de aços com qualidades diferentes. Aços com porcentagem maior de carbono são mais resistentes, mas em contrapartida tornam-se pouco dúcteis e muito quebradiços.

O carbono, o manganês, o silício, o cobre, o cromo, o titânio e o níquel aumentam a resistência mecânica, mas também reduzem a soldabilidade e a ductibilidade do aço.

A ductilidade é uma característica muito importante dos materiais estruturais, pois quando o material tem boa ductilidade possibilita a visualização de grandes deformações antes que haja a ruptura da peça. A tensão de ruptura não é considerada como limite de trabalho do aço, mas sim a tensão de escoamento, pois a partir do momento em que o material atinge esse estágio tensional, as deformações se tornam permanentes e indesejáveis. O escoamento é o fenômeno em que sem aumento de tensão ocorre grande deformação plástica.

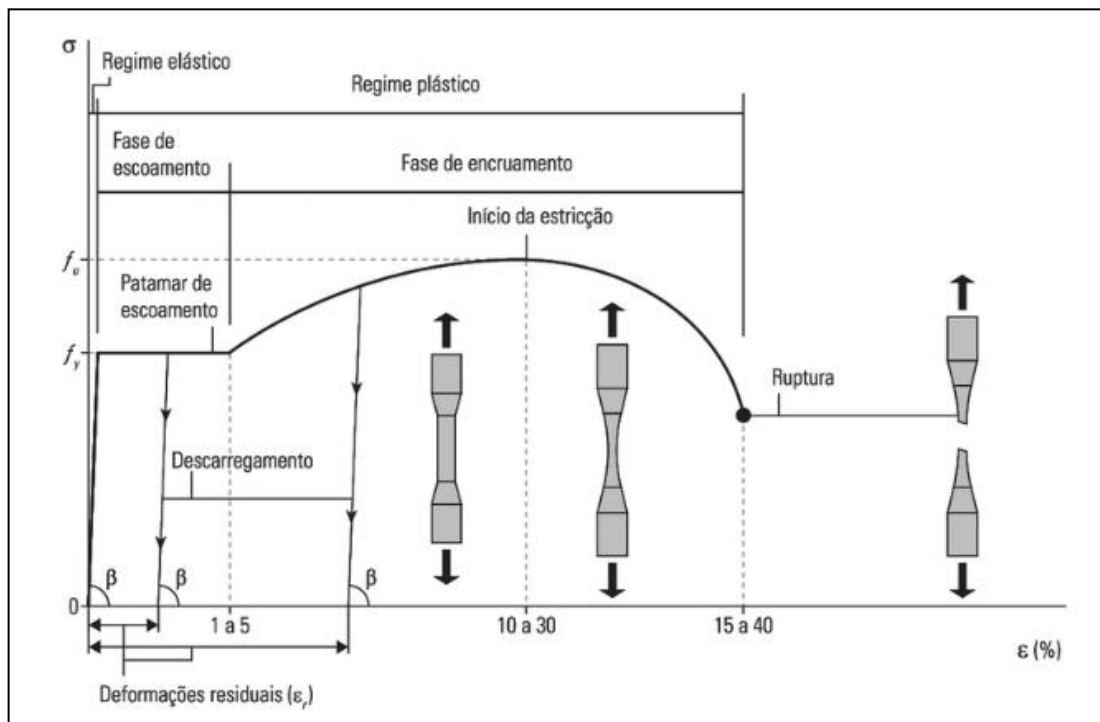
As propriedades mecânicas dos aços estruturais relacionadas ao comportamento sob tensão normal são obtidas a partir de ensaios de tração, sendo possível assim, traçar um diagrama de tensão versus deformação, como mostrado na Figura 3, em que o material está inicialmente em regime elástico e, depois, em regime plástico, o qual se subdivide nas fases de escoamento e encruamento.

O regime elástico é o trecho reto que se inicia na origem e se encerra quando o aço atinge a tensão  $f_y$ , chamada de resistência ao escoamento. As tensões e as deformações do aço obedecem a relação linear da lei de Hooke,

$$\sigma = E_a \varepsilon \quad (1)$$

Onde  $E_a$  é uma constante denominada módulo de elasticidade, ou módulo de deformação longitudinal. Para efeitos práticos, considera-se  $E_a = 200.000\text{MPa}$ .

**Figura 3 – Diagrama simplificado de tração versus deformação dos aços estruturais.**



Fonte: Hall Fakury, 2016, p.14.

O regime plástico se inicia no trecho do diagrama em que o aço fica com a tensão constante, igual a  $f_y$ , enquanto a deformação aumenta consideravelmente. Esse trecho é conhecido como patamar de escoamento. Após o escoamento, o aço sofre um rearranjo cristalino, denominado encruamento, em que a tensão aumenta sem relação linear com a deformação e atinge sua tensão mais elevada, chamada resistência à ruptura, representada por  $f_u$ .

Depois da tensão  $f_u$  ocorre o fenômeno conhecido como estricção, em que a área da seção transversal na região central do corpo começa a se reduzir rapidamente até a ruptura.

A resistência ao escoamento por cisalhamento, representada por  $f_{vy}$ , varia entre a metade e cinco oitavos da resistência ao escoamento à tensão normal ( $f_y$ ).<sup>4</sup> Assim, usa-se tradicionalmente em projetos estruturais o seguinte valor para a resistência ao escoamento por cisalhamento:

<sup>4</sup> HALLAL FAKURY, R.; REIS DE CASTRO E SILVA, A. L.; BARRETO CALDAS, R. **Dimensionamento básico de elementos estruturais de aço e mistos de aço e concreto**. São Paulo, p. 15, 2016.

$$f_{vy} = \frac{1}{\sqrt{3}} f_y \cong 0,6 f_y \quad (2)$$

De acordo com Hall Fakury, na prática, a resistência à ruptura por cisalhamento ( $f_{vu}$ ) adota-se como igual a 60% de  $f_u$ .

Para assegurar características relacionadas principalmente a questões de soldabilidade e ductibilidade, a Associação brasileira de Normas técnicas (ABNT) 8800/2008 exige que os aços estruturais possuam:

- resistência ao escoamento ( $f_y$ ) máxima de 450 MPa, e,
- relação mínima entre as resistências à ruptura e ao escoamento ( $f_u/f_y$ ) de 1,18.

Dois aços estruturais são de uso mais comum no Brasil, em função da qualidade proporcionada pela composição química, são eles: aço-carbono apresentando resistência ao escoamento máxima de 300MPa, e aço de baixa liga e alta resistência, tendo resistência ao escoamento situada entre 275 MPa e 450 MPa.

Dentre os aços-carbono destaca-se como mais conhecido e utilizado o ASTM A36, que é classificado como um aço carbono de média resistência mecânica, possuindo resistência ao escoamento aproximadamente de 250 Mpa.

De acordo com Bellei, para qualquer aço estrutural as seguintes propriedades são praticamente constantes, na faixa normal de temperatura atmosférica:

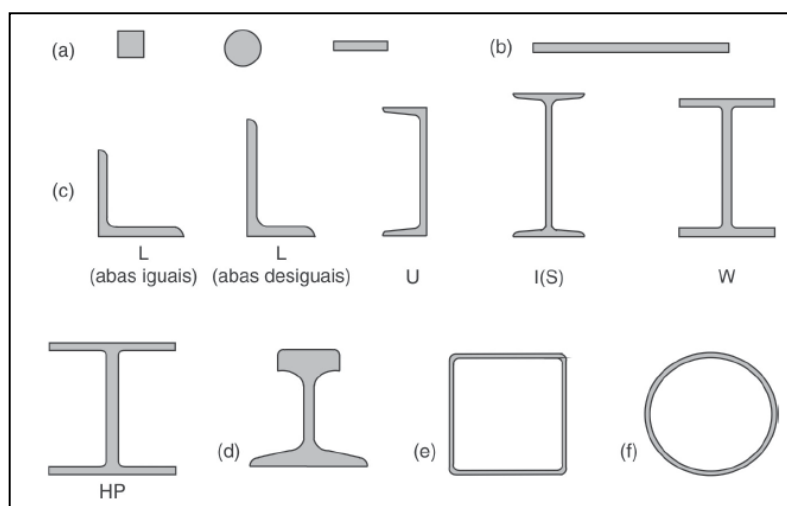
Massa específica.....	$\rho = 7,85t/m^3 = 7,70 \text{ kN/m}^3$
Modulo de elasticidade .....	$E=200.000 \text{ Mpa} = 20.000 \text{ kn/m}^3$
Coeficiente de Poisson no regime elástico.....	$\nu=0,3$
Módulo transversal de elasticidade.....	$G=E/2(1+\nu)=7.700\text{kN/cm}^2$
Coeficiente de Poisson no regime plástico.....	$\nu_p=0,3$
Coeficiente de dilatação térmica.....	$\alpha=1,2 \times 10^{-5}/^\circ\text{C}$

### 3.3 Perfis estruturais de aço

Na construção civil do Brasil os perfis estruturais de aço mais utilizados podem ser classificados, segundo o modo de obtenção, como perfis laminados e perfis soldados, normatizados pela NBR 8800:2008. No entanto, além do grupo dos perfis laminados e dos perfis soldados há um terceiro grupo de perfis para uso estrutural, chamado Perfis Formados a Frio (PFF), conhecidos por perfis leves, normatizados pela NBR 14762:2010.

Os perfis laminados são obtidos por meio de um processo de transformação mecânica, chamado laminação. Já os perfis soldados são aqueles formados por dois ou mais perfis laminados unidos entre si por meio de solda elétrica.

**Figura 4 - Principais tipos de produtos siderúrgicos laminados de utilização estrutural**



**Legenda: (a) barras, com diversas seções transversais (quadrada, redonda, chata); (b) chapas; (c) perfis estruturais laminados; (d) trilho; (e) tubo quadrado; (f) tubo redondo.**

**Fonte: PFEIL, Walter, PFEIL, Michèle. 2008, p.20.**

A Figura 4 mostra os produtos siderúrgicos laminados de utilização estrutural. Os principais perfis de aço padronizados pela ABNT são chapas, barras redondas, tubos e perfis de seção aberta.

A partir de placas com dimensões maiores, as chapas (item b da Figura 4) são obtidas com a laminação a quente, submetida à temperatura, geralmente, superior a 1.000°C. Essas chapas podem ser classificadas como grossas, com espessura igual ou superior a 4,75 mm, ou como finas, com espessura inferior a 4,75 mm. As chapas finas são mais utilizadas para perfis formados a frio.

Os perfis formados a frio (PFF) são obtidos a partir da dobragem de chapas em temperatura ambiente, por dois processos distintos: descontínuo, com a utilização de prensa dobradeira/viradeira, ou contínua, por meio de perfiladeira. Geralmente o PFF possui espessuras a partir de 0,4mm, com limite estabelecido por norma até 8mm, embora se possa ter perfis dobrados a frio até 19mm.

As barras redondas (item a – Figura 4) são obtidas por meio de cilindros com ranhuras, podendo ser lisas ou nervuradas. As barras lisas possuem diâmetro entre 6,35 mm e 88,9 mm, geralmente são empregadas como tirantes ou como elementos de contraventamento. Por outro lado, as barras nervuradas são comumente usadas para armadura de concreto e possuem diâmetro entre 5,00 mm e 40 mm.

Os tubos estruturais de aço (item f – Figura 4) são fabricados com seções circulares, quadradas e retangulares, e possuem grande variedade das dimensões, sendo fornecidos no comprimento padrão de 6.000mm, fabricados no processo de laminação a quente, a frio ou soldado.

Já os perfis de seção aberta, I, H, U e L (item c – Figura 4) são obtidos por laminação a quente, de maneira similar às chapas, porém a partir de blocos. Quando há necessidade de seções transversais com dimensões maiores que as dos perfis laminados disponíveis são utilizados os perfis soldados. Os perfis soldados também são utilizados para se obter formatos especiais de seção transversal para se cumprir exigências estruturais ou arquitetônicas. Os perfis soldados mais comuns são o I e o H, constituídos por três chapas cortadas. Esses perfis são normatizados pela NBR 5884:2005 que os divide em quatro séries de dimensões padronizadas, a saber:

1) série CS (colunas soldadas), formada por perfis H duplamente simétricos. Nessa série a largura das mesas é sempre igual à altura da seção transversal, que varia entre 150 mm e 750mm;

2) série VS (vigas soldadas), formada por perfis I duplamente simétricos. A altura da seção transversal desses perfis varia entre 150 mm e 2000 mm;

3) série CVS (colunas-vigas soldadas), formada de perfis I e H duplamente simétricos. A altura da seção transversal desses perfis varia entre 150 mm e 1000 mm;



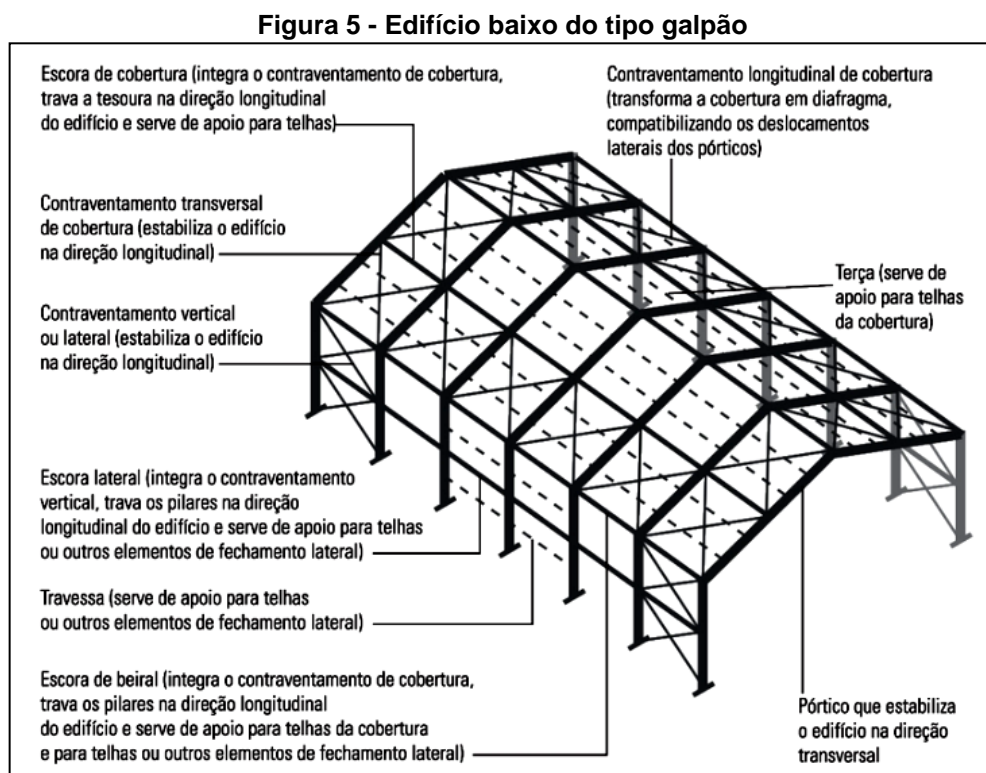
4) série VSM (vigas soldadas monossimétricas), formada por perfis que as duas mesas possuem a mesma largura, mas espessuras diferentes. A altura desses perfis varia entre 150 mm e 650 mm.

Há também uma norma para os perfis I e H de quaisquer dimensões, a NBR 5884:2005, que permite maior liberdade ao projetista de estrutura. Nessa norma os perfis são subdivididos em duas séries:

- 1) série PS (perfil soldado), formada por perfis duplamente simétricos;
- 2) série PSM (perfil soldado monossimétrico), formada por perfis que as duas mesas possuem a mesma largura, mas espessuras diferentes, e perfis com larguras de mesas diferentes entre si.

### 3.4 Galpões de Uso Geral

Para Bellei (2010) edifícios industriais são construções, geralmente de um pavimento que tem diversos fins, como fábricas, oficinas, almoxarifados, depósitos e hangares. A Figura 5 apresenta a estrutura usual de um galpão, com o nome e funções dos componentes estruturais.



Fonte: Hall Fakury, 2016, p.63.

Segundo Yopanan (2007), os principais componentes de um galpão industrial são:

- Estrutura principal: pórticos
- Cobertura: terças e telhas
- Fechamento: longarinas e elementos de vedação
- Contraventamentos: horizontal e vertical

Os elementos que compõe o pórtico, vigas e pilares, podem ser de alma cheia, Vierendeel ou treliçados<sup>5</sup>, dependendo dos vãos, das cargas e dos resultados estéticos pretendidos. As vigas de alma cheia em aço são comumente usadas para vãos de até 20m.

<sup>5</sup> REBELLO, Y. C. P. **Bases para Projeto Estrutural na Arquitetura**. São Paulo: Ziguarte, p.99, 2007.

A estrutura principal pode ser formada por pórticos simples (isolados) ou múltiplos, dependendo do vão a ser vencido. Os pórticos múltiplos são usados quando os espaços a serem cobertos são muito grandes, onde não é econômico o uso de um único pórtico, geralmente para vãos acima de 30m.

As terças são vigas longitudinais dispostas nos planos da cobertura e destinadas a transferir à estrutura principal as cargas atuantes na cobertura, como peso do telhado e sobrepessões e sucções devidas ao vento. O espaçamento entre as terças é definido pelas dimensões das telhas.

O cobrimento das faces laterais dos galpões é em geral executado com chapas corrugadas de aço, as quais se apóiam nas vigas de travessa ou escora lateral. Essas vigas destinam-se também a transferir as cargas de vento das fachadas às estruturas principais através do apoio diretamente nas colunas dos pórticos principais.

O sistema portante principal é, no caso da Figura 5, o pórtico transversal formado pela associação rígida entre a viga de cobertura e as duas colunas. Esse pórtico deve resistir à ação do vento nas fachadas longitudinais e na cobertura além das cargas gravitacionais.

Os contraventamentos são feitos por barras associadas geralmente em forma de X, compondo sistemas treliçados. Esses sistemas são destinados principalmente a fornecer estabilidade espacial ao conjunto, além de distribuir as cargas de vento. (PFEIL e PFEIL, 2015)

Os galpões podem ser produzidos e montados no local da obra ou fabricados em partes na empresa especializada e, posteriormente, levados para o local onde serão montados. As montagens de estruturas metálicas se caracterizam pela rapidez, precisão, adaptabilidade e confiabilidade.<sup>6</sup>

Uma montagem bem feita necessita de um bom planejamento. Para isso, o projetista deve escolher o método de montagem, conforme o prazo e os equipamentos disponíveis, além de levar ao conhecimento dos montadores orientações básicas como, diagrama de montagem, indicação de contra-flechas, quando necessárias, lista de parafusos, lista de eletrodos de solda e desenhos de detalhamento.

---

<sup>6</sup> BELLEI, I. H. **Edifícios Industriais em Aço**. 6ª. ed. São Paulo: Pini, p.313, 2010.

## 3.5 Aerodinâmica das construções

### 3.5.1 Origem do vento

O movimento de massas de ar na atmosfera terrestre tem sua origem com as diferenças de pressão atmosférica e as variações de temperatura. Na Terra, o aquecimento do ar não se dá de maneira uniforme entre pólos e equador, pois os raios solares atingem a superfície terrestre em diferentes ângulos devido ao formato do planeta, com isso, as regiões tropicais têm maior aquecimento do que as regiões polares. Esse “aquecimento diferencial da atmosfera induz a formação dos ventos que transportam ar quente e úmido da região tropical para os pólos, e o ar frio e seco dos pólos para a região tropical.” (MICHELLE, 2012, p.36). Portanto, o vento pode ser definido como o movimento de uma massa de ar devido às variações de temperatura e pressão.

### 3.5.2 Ação do Vento em Edificações

Cada região da Terra possui características peculiares que influenciam no deslocamento do ar. A dinâmica do vento é influenciada pelas diferentes coberturas vegetais, topografias e edificações. As edificações funcionam como barreiras, geralmente não aerodinâmicas. Quando o vento incide sobre a edificação surgem grandes vórtices, alterando as pressões no local e o fluxo do vento no seu entorno.

Marcelli, autor do livro: “Sinistros na Construção Civil”, exemplifica características do entorno que favorecem uma forte atuação do vento devido à topografia local e a disposição das edificações.

Segundo Marcelli (2007, p.151)

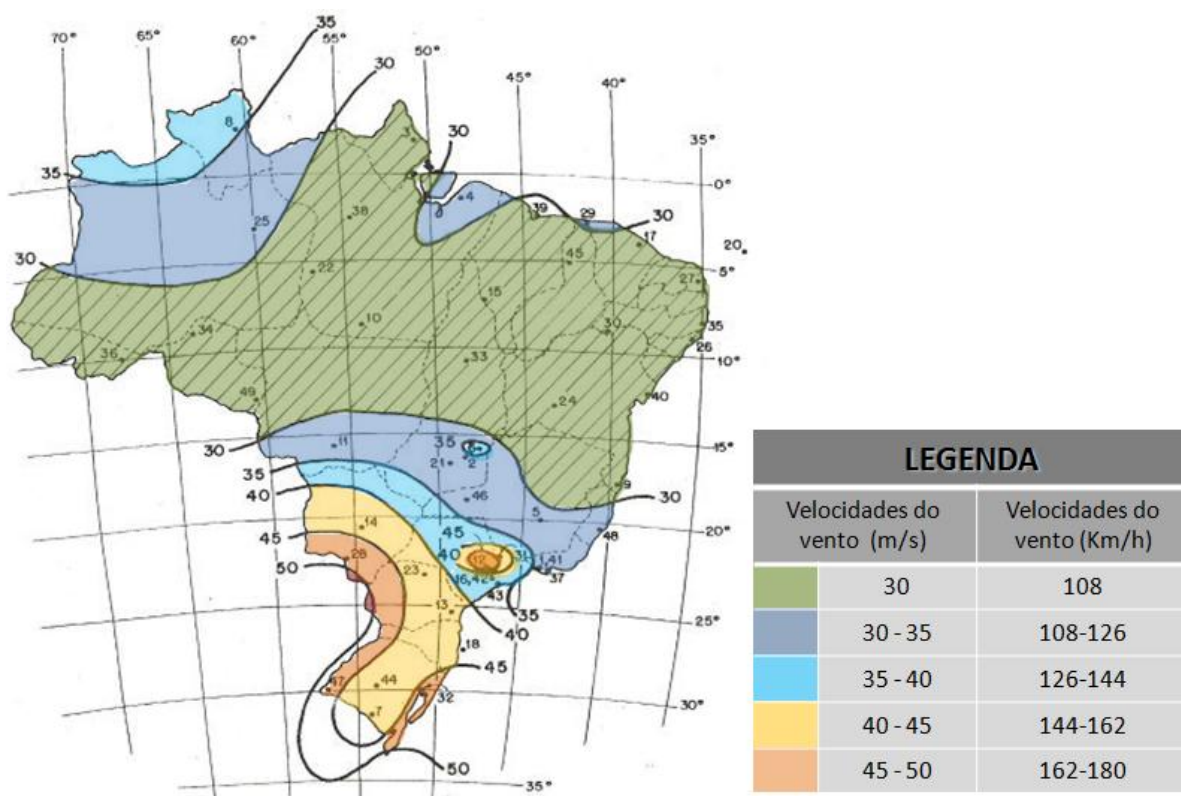
[...] a velocidade e a turbulência aumenta atrás de morros e montanhas; da mesma forma, nos aclives de taludes e colinas há um aumento de velocidade; porém, pode ocorrer o contrário em vales protegidos por morros e montanhas, em que a velocidade do vento tende a diminuir.

O valor das velocidades básicas do vento ( $V_0$ ), é definido conforme o local onde a estrutura será construída. A NBR 6123/1988 estabelece cinco variações das velocidades básicas do vento do Brasil, com intervalo de 5m/s, são elas: 30, 35, 40,

45 e 50m/s. De acordo com a NBR 6123, como regra geral é admitido que o vento básico pode soprar de qualquer direção horizontal.

Na Figura 6 as velocidades do vento são apresentadas por um gráfico de isopletas que correspondem a velocidade de uma rajada de três segundos de duração, a dez metros de altura, em campo aberto e plano, ultrapassada, em média, uma vez a cada 50 anos (NBR 6123/1988).

**Figura 6 - Isopletas da velocidade básica  $V_0$  (m/s)**



**Fonte: NBR 6123 (Adaptado pela autora)**

No entanto, a velocidade básica não leva em consideração as características referentes a edificações vizinhas, topografia, rugosidade do terreno e altura do edifício. Por isso, a velocidade de cálculo a ser adotada para determinar o valor das cargas atuantes deve ser a velocidade característica ( $V_k$ ) - velocidade básica com a correção da influência dos fatores externos que interferem no comportamento de uma edificação.

Dessa forma, temos que:

$$V_k = V_0 \times S_1 \times S_2 \times S_3 \quad (3)$$

Onde:

$V_k$ = velocidade característica (m/s)

$V_0$ = velocidade básica (m/s)

$S_1$ = fator topográfico

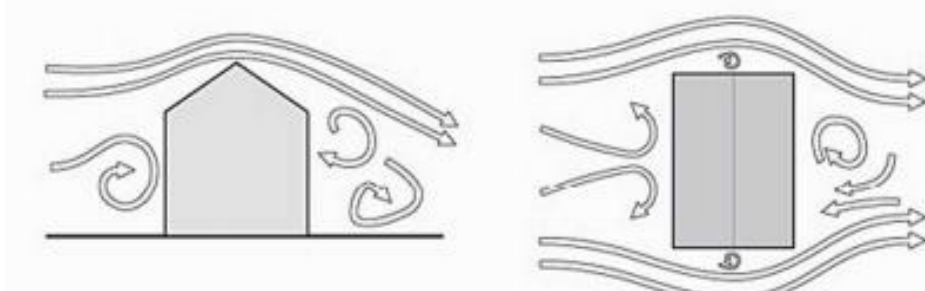
$S_2$ = fator de rugosidade, dimensão da edificação e altura do terreno

$S_3$ = fator estatístico

Outro fator que interfere no comportamento das edificações são os esforços provocados pelo vento devido às pressões internas, quando estas se sobrepõem aos efeitos externos.

A Figura 7 mostra o fluxo esquemático do vento incidindo perpendicularmente sobre uma edificação. A face onde incide o vento é denominada “barlavento” e fica sujeita a pressões positiva, sendo que nessa face ocorre uma diminuição da velocidade do vento. Por sua vez, o fluxo de vento se divide pelas laterais e por sobre a edificação, criando vórtices ou turbilhões, que provocam, na fachada oposta denominada de “sotavento”, e nas coberturas pouco inclinadas, esforços negativos de sucção.<sup>7</sup> Sucção é o termo denominado para a pressão efetiva abaixo da pressão atmosférica de referência (sinal negativo). Com o vento soprando axialmente (paralelo à cumeeira), todo o telhado está em sucção, como apresentado no desenho da Figura 8.

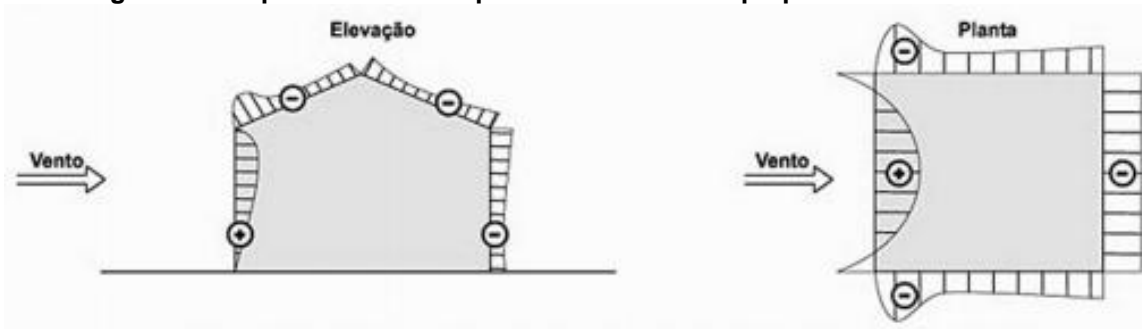
**Figura 7 – Fluxo esquemático do vento incidindo perpendicularmente sobre uma edificação.**



Fonte: Marcelli, 2007, p.152.

<sup>7</sup> MARCELLI, M. **Sinistros na construção civil**: causas e soluções para danos e prejuízos em obras. 1ª. ed. São Paulo: Pini, p.152, 2007.

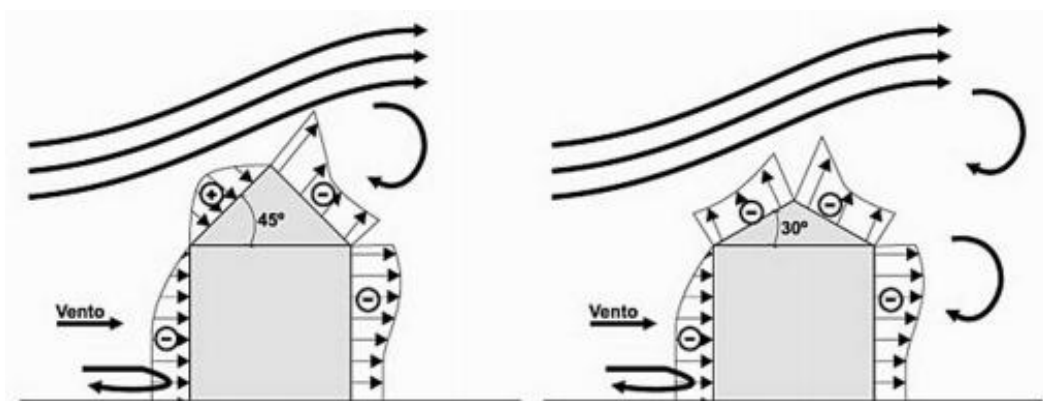
**Figura 8 – Esquema básico de pressões com vento perpendicular a cumeeira.**



Fonte: Marcelli, 2007, p.153.

Situação que se inverte nos telhados com inclinação de  $45^\circ$ , em vez de esforços de sucção (negativos) na água de barlavento, como no telhado de  $30^\circ$ , tem-se uma pressão de compressão (positiva), conforme ilustrado na Figura 9. Dessa forma, percebe-se que a forma, a altura, a inclinação do telhado e a direção dos ventos alteram significativamente as pressões.

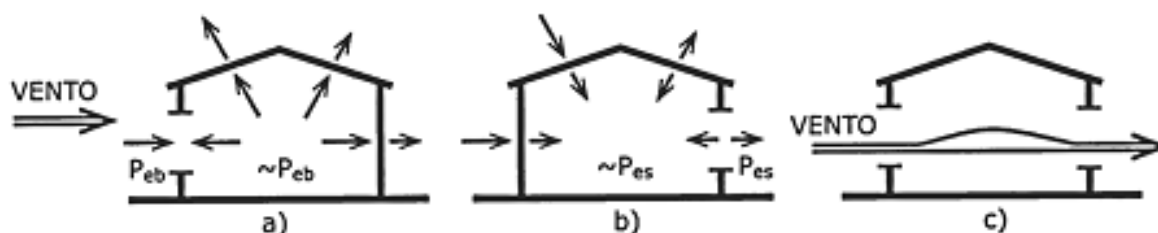
**Figura 9 – Influência da inclinação do telhado.**



Fonte: Marcelli, 2007, p.153.

Além dos efeitos do vento nas partes externas das edificações, há esforços do vento devido às pressões internas em função das aberturas existentes nas vedações. A arte da Figura 10 representa a influência da localização de aberturas dominantes (grandes aberturas em relação às demais) no valor da pressão interna.

**Figura 10 – Pressão interna em função da localização de aberturas dominantes com incidência normal à cumeeira.**



Fonte: Fornel, 2016 apud Blessmann, 2009, p.21.

Grandes aberturas em zonas de elevada pressão externa (sobrepessão) ocasionam elevadas pressões internas (sobrepessões) nas coberturas, que aliadas a sucções externas podem ocasionar o arrancamento do telhado.

No caso “a” da Figura 10, observa-se que a abertura principal está situada a barlavento; e ocorreu a somatória dos esforços internos e externos, tanto para a cobertura como para a parede de sotavento, o que pode gerar o colapso da cobertura, e até mesmo o tombamento da parede de sotavento se os esforços superarem em muito o peso da cobertura, caso a estrutura de sustentação não tenha sido projetada para suportar esse acúmulo de pressão.

“O prof. Blessmann alerta para o risco de haver engano e abrirem-se as portas e janelas a barlavento. [...] Alerta que é melhor deixar tudo aberto ou fechado para se correr menos risco.” (MARCELLI, 2007, p.166)

Na situação “b” a posição da abertura predominante se inverte e fica situada a sotavento, o que favorece as condições de equilíbrio da cobertura, porém agrava os esforços na parede de barlavento.

No caso “c” as áreas das aberturas nas paredes de barlavento e sotavento são parecidas. Essa situação é a mais adequada para se evitar as pressões internas, pois o vento passará por dentro da edificação sem produzir esforços significativos.

As forças devidas ao vento sobre uma edificação devem ser calculadas individualmente para:

- a) elementos de vedação e suas fixações (telhas, vidros, esquadrias, painéis de vedação, etc.);
- b) partes da estrutura (telhados, paredes, etc);
- c) a estrutura como um todo.

A NBR 6123/1998 apresenta coeficientes aerodinâmicos para edificações correntes de planta retangular. Nessa norma são dados valores tabelados de



coeficientes de pressões e de forma, externos, para direções críticas do vento (incidência de 0° e 90°) nas paredes e no telhado.

O valor dos coeficientes de pressão interna é determinado conforme a permeabilidade de toda a superfície externa da edificação, incluindo a cobertura. Para edificações com paredes internas permeáveis, a pressão interna pode ser considerada uniforme.

É importante destacar que a NBR 6123:1988 não se aplica a edificações de formas, dimensões ou localização fora do comum, nestes casos, estudos especiais devem ser feitos para determinar as forças atuantes do vento e seus efeitos.<sup>8</sup> Blessmann adverte que “obras excepcionais e/ou formas diferentes deverão ser ensaiadas em túnel de vento, procurando-se reproduzir as características de vento natural que influem no caso em estudo.” (BLESSMANN, 1979, p.55).

O vento é imprevisível e possui muitos fatores que influenciam na sua atuação, mas sabe-se que os esforços com valores significativos, provocados pela ação externa do vento, são predominantemente de sucção, e os esforços significativos provocados pela ação interna podem ser de sobrepressão ou de sucção, dependendo do tamanho e da disposição das aberturas nos elementos de vedação. Nesse contexto, as situações em que pode ocorrer a somatória dos esforços internos com os externos devem ser evitadas, pois são a causa de muitos sinistros, principalmente em coberturas leves.

---

<sup>8</sup> ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6123: Forças Devidas ao Vento em Edificações, Rio de Janeiro, p.1, 1988.

### **3.6 Ações, segurança e desempenho estrutural**

A segurança de uma edificação e a capacidade para desempenhar satisfatoriamente a sua função é garantida pelo dimensionamento adequado, obedecendo às normas técnicas estruturais.

Este item aborda o dimensionamento de estruturas em aço conforme a norma brasileira atualmente em vigor, a ABNT 8800/2008, que adota o método de estados-limites, o mais empregado atualmente.

#### **3.6.1 Ações**

Ações podem ser definidas como qualquer influência que provoque esforços ou deformações nas estruturas. No projeto estrutural, as ações são classificadas em permanentes, variáveis ou excepcionais.

As ações permanentes são sempre verticais, uniformemente distribuídas na estrutura e são praticamente invariáveis ao longo da vida útil da edificação. A exemplo de ações permanentes, têm-se o peso próprio da estrutura e o peso próprio de todos os elementos construtivos, tais como: pisos, paredes permanentes, revestimentos e acabamentos, instalações e equipamentos fixos.

As ações variáveis são aquelas que são decorrentes do uso e ocupação da edificação, a exemplo das ações do vento e a sobrecarga devida à utilização, como pessoas, móveis e paredes removíveis.

As ações excepcionais têm caráter de excepcionalidade, são decorrentes de causas como explosões, choques de veículos, incêndios, enchentes e efeitos sísmicos.

Na teoria, um estado de ação nunca atuará isolado em uma estrutura, mas sempre ocorrerá simultaneamente a atuação de dois ou mais estados de ação. Por isso, para dimensionar uma estrutura, é necessário criar o que se chama de Combinações de Ações.

Existem quatro tipos de combinações de ações:

- Combinação normal: inclui todas as ações decorrentes do uso previsto da estrutura.
- Combinação de construção: considera ações que podem promover algum estado limite último na fase de construção da estrutura.

– Combinação especial: inclui ações variáveis especiais, cujos efeitos têm magnitude maior que os efeitos das ações de uma combinação normal.

– Combinação excepcional: inclui ações excepcionais, as quais podem produzir efeitos catastróficos.

O projetista deve avaliar quais estados de ações poderão ocorrer juntos num determinado momento e somá-los. Devem ser consideradas tantas combinações de ações quantas forem necessárias para verificação das condições de segurança em relação a todos os estados-limites últimos aplicáveis. “Aquele que resultar no maior valor do efeito será adotada na verificação dos estados limites últimos e as demais desprezadas” (FAKURY, 2016, p.41).

### 3.6.2 Método dos Estados-Limites

Um estado limite ocorre sempre que a estrutura deixa de satisfazer um de seus objetivos de segurança e bom desempenho. Eles podem ser divididos em:

- Estados Limites Últimos (ELU),
- Estados Limites de Serviço (ELS).

Os Estados Limites Últimos estão associados à ocorrência de cargas excessivas e conseqüente colapso da estrutura devido, por exemplo, a perda de equilíbrio como corpo rígido e a flambagem; Os estados limites de utilização (serviço) estão associados a cargas em serviço e incluem: deformações excessivas e vibrações excessivas.

#### Estados Limites Últimos

Na verificação de um estado limite-último, considera-se o dimensionamento da estrutura, satisfatório se atender a relação:

$$\frac{S_d}{R_d} \leq 1,0 \quad (4)$$

Onde  $S_d$  é o esforço solicitante de cálculo, ou de projeto que causa o estado-limite, e  $R_d$  é o esforço resistente de cálculo correspondente para esse mesmo estado-limite.

Um ELU pode ser causado simultaneamente por mais de um esforço solicitante. Nessas situações emprega-se a ação de cálculo - valor da ação multiplicado por um coeficiente de ponderação ( $\gamma$ ), que é um coeficiente que majora as ações nominais, tendo em vista as incertezas de seus valores.

Os valores dos Coeficientes de ponderação das ações no ELU são mostrados a seguir, na Tabela 2.

**Tabela 2 - Valores dos coeficientes de ponderação das ações**

Combinações	Ações permanentes ( $\gamma_g$ ) <sup>a c</sup>					
	Diretas					Indiretas
	Peso próprio de estruturas metálicas	Peso próprio de estruturas pré-moldadas	Peso próprio de estruturas moldadas no local e de elementos construtivos industrializados e empuxos permanentes	Peso próprio de elementos construtivos industrializados com adições <i>in loco</i>	Peso próprio de elementos construtivos em geral e equipamentos	
Normais	1,25 (1,00)	1,30 (1,00)	1,35 (1,00)	1,40 (1,00)	1,50 (1,00)	1,20 (0)
Especiais ou de construção	1,15 (1,00)	1,20 (1,00)	1,25 (1,00)	1,30 (1,00)	1,40 (1,00)	1,20 (0)
Excepcionais	1,10 (1,00)	1,15 (1,00)	1,15 (1,00)	1,20 (1,00)	1,30 (1,00)	0 (0)
	Ações variáveis ( $\gamma_q$ ) <sup>a d</sup>					
	Efeito da temperatura <sup>b</sup>	Ação do vento	Ações truncadas <sup>e</sup>	Demais ações variáveis, incluindo as decorrentes do uso e ocupação		
Normais	1,20	1,40	1,20	1,50		
Especiais ou de construção	1,00	1,20	1,10	1,30		
Excepcionais	1,00	1,00	1,00	1,00		

<sup>a</sup> Os valores entre parênteses correspondem aos coeficientes para as ações permanentes favoráveis à segurança; ações variáveis e excepcionais favoráveis à segurança não devem ser incluídas nas combinações.

<sup>b</sup> O efeito de temperatura citado não inclui o gerado por equipamentos, o qual deve ser considerado ação decorrente do uso e ocupação da edificação.

<sup>c</sup> Nas combinações normais, as ações permanentes diretas que não são favoráveis à segurança podem, opcionalmente, ser consideradas todas agrupadas, com coeficiente de ponderação igual a 1,35 quando as ações variáveis decorrentes do uso e ocupação forem superiores a 5 kN/m<sup>2</sup>, ou 1,40 quando isso não ocorrer. Nas combinações especiais ou de construção, os coeficientes de ponderação são respectivamente 1,25 e 1,30, e nas combinações excepcionais, 1,15 e 1,20.

<sup>d</sup> Nas combinações normais, se as ações permanentes diretas que não são favoráveis à segurança forem agrupadas, as ações variáveis que não são favoráveis à segurança podem, opcionalmente, ser consideradas também todas agrupadas, com coeficiente de ponderação igual a 1,50 quando as ações variáveis decorrentes do uso e ocupação forem superiores a 5 kN/m<sup>2</sup>, ou 1,40 quando isso não ocorrer (mesmo nesse caso, o efeito da temperatura pode ser considerado isoladamente, com o seu próprio coeficiente de ponderação). Nas combinações especiais ou de construção, os coeficientes de ponderação são respectivamente 1,30 e 1,20, e nas combinações excepcionais, sempre 1,00.

<sup>e</sup> Ações truncadas são consideradas ações variáveis cuja distribuição de máximos é truncada por um dispositivo físico, de modo que o valor dessa ação não possa superar o limite correspondente. O coeficiente de ponderação mostrado nesta Tabela se aplica a este valor-limite.

## Estados Limites de Serviço

Para que não ocorram ELS a NBR 8800/2008 estabelece valores máximos permitidos para o deslocamento na estrutura. A Tabela 3 apresenta alguns valores de deslocamentos máximos recomendados pela NBR 8800/2008 em função do tipo, ou elemento estrutural.

**Tabela 3 - Deslocamentos Máximos para Estados Limites de Serviço**

Descrição	$\delta^a$
- Travessas de fechamento	$L/180^b$
	$L/120^{c,d}$
- Terças de cobertura <sup>g)</sup>	$L/180^e$
	$L/120^f$
- Vigas de cobertura <sup>g)</sup>	$L/250^h$
- Vigas de piso	$L/350^h$
- Vigas que suportam pilares	$L/500^h$
Vigas de rolamento: <sup>j)</sup>	
- Deslocamento vertical para pontes rolantes com capacidade nominal inferior a 200 kN	$L/600^i$
- Deslocamento vertical para pontes rolantes com capacidade nominal igual ou superior a 200 kN, exceto pontes siderúrgicas	$L/800^i$
- Deslocamento vertical para pontes rolantes siderúrgicas com capacidade nominal igual ou superior a 200 kN	$L/1000^i$
- Deslocamento horizontal, exceto para pontes rolantes siderúrgicas	$L/400$
- Deslocamento horizontal para pontes rolantes siderúrgicas	$L/600$
Galpões em geral e edifícios de um pavimento:	
- Deslocamento horizontal do topo dos pilares em relação à base	$H/300$
- Deslocamento horizontal do nível da viga de rolamento em relação à base	$H/400^{k,l}$
Edifícios de dois ou mais pavimentos:	
- Deslocamento horizontal do topo dos pilares em relação à base	$H/400$
- Deslocamento horizontal relativo entre dois pisos consecutivos	$h/500^m$
Lajes mistas	Ver Anexo Q

<sup>a</sup>  $L$  é o vão teórico entre apoios ou o dobro do comprimento teórico do balanço,  $H$  é a altura total do pilar (distância do topo à base) ou a distância do nível da viga de rolamento à base,  $h$  é a altura do andar (distância entre centros das vigas de dois pisos consecutivos ou entre centros das vigas e a base no caso do primeiro andar).

<sup>b</sup> Deslocamento paralelo ao plano do fechamento (entre linhas de tirantes, caso estes existam).

<sup>c</sup> Deslocamento perpendicular ao plano do fechamento.

<sup>d</sup> Considerar apenas as ações variáveis perpendiculares ao plano de fechamento (vento no fechamento) com seu valor característico.

<sup>e</sup> Considerar combinações raras de serviço, utilizando-se as ações variáveis de mesmo sentido que o da ação permanente.

<sup>f</sup> Considerar apenas as ações variáveis de sentido oposto ao da ação permanente (vento de sucção) com seu valor característico.

<sup>g</sup> Deve-se também evitar a ocorrência de empoçamento, com atenção especial aos telhados de pequena declividade.

<sup>h</sup> Caso haja paredes de alvenaria sobre ou sob uma viga, solidarizadas com essa viga, o deslocamento vertical também não deve exceder a 15 mm.

<sup>i</sup> Valor não majorado pelo coeficiente de impacto.

<sup>j</sup> Considerar combinações raras de serviço.

<sup>k</sup> No caso de pontes rolantes siderúrgicas, o deslocamento também não pode ser superior a 50 mm.

<sup>l</sup> O diferencial do deslocamento horizontal entre pilares do pórtico que suportam as vigas de rolamento não pode superar 15 mm.

<sup>m</sup> Tomar apenas o deslocamento provocado pelas forças cortantes no andar considerado, desprezando-se os deslocamentos de corpo rígido provocados pelas deformações axiais dos pilares e vigas.

Fonte: ABNT 8800, 2008, p.117.

### 3.7 Considerações sobre o dimensionamento estrutural de galpão

Os objetivos de um projeto estrutural são:

- Garantia de segurança estrutural, a fim de evitar o colapso da estrutura.
- Garantia de bom desempenho da estrutura, a fim de evitar a ocorrência de grandes deslocamentos, vibrações e danos locais.

Com o fim de alcançar tais objetivos, as normas e recomendações aplicadas a edificações brasileiras baseiam-se no método de estados-limites. Dessa forma, ao se dimensionar um galpão, verificam-se as barras comparando as solicitações de projeto com a resistência de cálculo de cada perfil. No caso de se optar por perfis laminados ou soldados, as verificações dos perfis são definidas de acordo com a NBR 8800:2008 (ABNT, 2008). Se os perfis forem formados a frio, os cálculos seguirão os procedimentos prescritos pela NBR 14762:2001 (ABNT, 2001).

O roteiro abaixo descreve alguns procedimentos a serem considerados na realização do dimensionamento de um galpão em estrutura metálica:

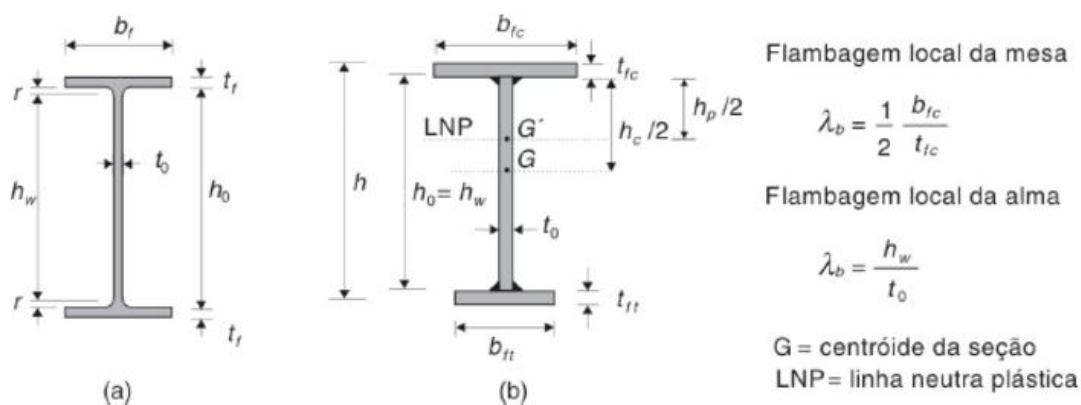
- 1) Obter os dados preliminares conforme o anteprojeto;
- 2) Cálculo da ação dos ventos;
  - a. Coeficientes de pressão e de forma externo para as paredes;
  - b. Coeficientes de pressão e de forma internos;
  - c. Combinações entre os coeficientes internos e externos resultantes;
  - d. Determinação dos coeficientes para cálculo das telhas e vigas de tapamento,
  - e. Cálculo do carregamento devido ao vento conforme combinações adotadas.
- 3) Combinação de ações a serem usadas;
- 4) Dimensionamento do fechamento lateral e terças;
- 5) Dimensionamento das vigas do fechamento lateral;
- 6) Dimensionamento das vigas de cobertura, ou treliças (conforme a tipologia de estrutura para cobertura);
- 7) Dimensionamento das colunas;
- 8) Dimensionamento da base das colunas;
- 9) Contraventamentos,
- 10) Dimensionamento das calhas.

Conforme NBR 8800:2008, para dimensionar as barras, é necessário considerar os cálculos e procedimentos abaixo:

- 1) Cálculo da Tração
- 2) Cálculo da Compressão
- 3) Cálculo de Resistência a Flexão – eixo y
  - a. FLT - Flambagem Lateral com Torção
  - b. FLM - Flambagem Local da Mesa
  - c. FLA - Flambagem Local da Alma
- 4) Cálculo de Resistência a Flexão – eixo z
  - a. FLM - Flambagem Local da Mesa
- 5) Cálculo de Resistência ao cortante – eixo y
- 6) Cálculo de Resistência ao cortante – eixo z
- 7) Equações de interação

Os perfis metálicos caracterizam-se por apresentarem instabilidades, que poderão ser Locais, quando ocorrer ondulações de uma ou mais partes que compõe(m) o perfil; ou Globais, quando a barra toda se instabilizar.<sup>9</sup> A Figura 11 apresenta os índices de esbeltez da mesa e da alma, que avaliam o quanto uma barra é vulnerável ao efeito da flambagem.

**Figura 11 - Notações utilizadas para efeito de flambagem local sobre a resistência à flexão de vigas I ou H com um ou dois eixos de simetria**



Legenda: (a) perfil laminado; (b) perfil soldado.

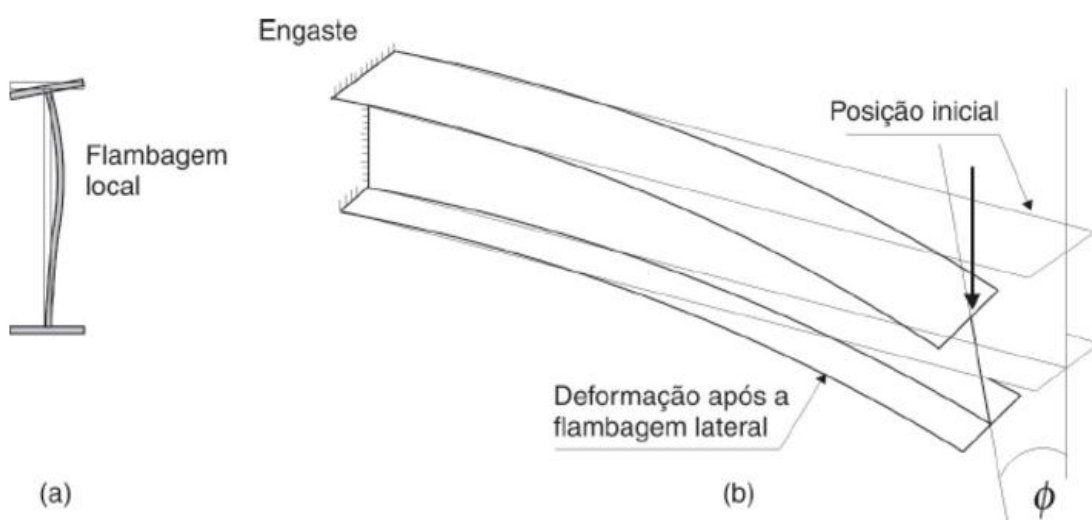
Fonte: PFEIL, 2015, p.160.

<sup>9</sup> CARVALHO, P. R. M. D.; GRICOLETTI, G.; DALTROZO BARBOSA, G. **Curso Básico de Perfis de Aço Formados a Frio**. 3ª. ed. Porto Alegre: [s.n.], 2014, p.61.

O renomado engenheiro Walter Pfeil define Flambagem Local (item a - Fig.12) como “a perda de estabilidade das chapas comprimidas componentes do perfil, a qual reduz o momento resistente da seção” (PFEIL, 2015, p.153). Essa influência das características geométricas de um perfil “I”, no cálculo de flambagem local da alma em torno do eixo y, se encontra demonstrada no fluxograma presente no apêndice deste trabalho.

Conforme demonstrado no item b da Figura 12, a Flambagem Lateral com Torção (FLT), também chamada de Flambagem Global, ocorre quando a viga perde seu equilíbrio no plano principal de flexão (em geral vertical), apresentando deslocamentos laterais e rotações de torção.<sup>10</sup>

Figura 12 - Flambagem local e flambagem lateral em vigas.



Fonte: PFEIL, 2015, p.153.

<sup>10</sup> PFEIL, W.; PFEIL, M. **Estruturas de Aço - Dimensionamento Prático de Acordo com a NBR 8800**: 2008. 8ª edição. ed. [S.l.]: LTC, 2015, p.153.



## 4. METODOLOGIA

Tendo em vista o objetivo de se avaliar a estabilidade e segurança de estruturas em aço para galpões de uso geral considerando diferentes ações de vento e considerando que a estrutura desses edifícios é constituída pela repetição de pórticos planos transversais, a análise dos modelos restringiu-se na avaliação estrutural dos pórticos principais.

Para esta avaliação utilizou-se o auxílio do software mCalc3D 4.0, desenvolvido pela empresa *Stabile Engenharia* para Modelagem, Análise e Dimensionamento de Estruturas Metálicas.

### 4.1 Parâmetros

A escolha dos parâmetros para o desenvolvimento do estudo sobre galpões de uso geral pode ser estabelecida a partir da variação de diversas características que influenciam no comportamento estrutural, a exemplo de:

- Tipologia do pórtico transversal;
- Vão livre do pórtico transversal;
- Distância entre os pórticos transversais;
- Inclinação da cobertura;
- Altura do pilar;
- Tipo de vinculações;
- Tipologia de perfis,
- Diferentes ações do vento.

Cada parâmetro exerce maior ou menor influência no desempenho estrutural. Neste trabalho optou-se por avaliar a influência dos seguintes parâmetros:

- Mesma tipologia de perfil com diferentes dimensões,
- Diferentes ações do vento, típicas das diversas regiões brasileiras.

Nessa avaliação, foram considerados quatro tipos de galpões, cada qual com perfil de diferente dimensão, definidos conforme pré-dimensionamento empírico.

Sabendo que as ações devidas ao vento exercem uma importante influência no dimensionamento dos galpões de estrutura metálica pelo seu baixo peso próprio, a estruturas formadas por cada perfil pré-dimensionado foram analisadas considerando todas as cinco variações das velocidades básicas do vento do Brasil, estabelecidas pela NBR 6123/1988, a saber: 30, 35, 40, 45 e 50 m/s.

Na seleção dos demais parâmetros que possibilite essa avaliação, adotou-se características comumente empregadas para galpões de apenas um pavimento.

#### **4.1.1 Definição do modelo - características geométricas e estruturais**

Para a definição das características geométricas dos modelos estruturais, toma-se como referência uma inclinação de 10% para a cobertura, o que é usual no caso de telhas metálicas. E admite-se que a ligação entre a coluna e a viga de cobertura em alma cheia é rígida, sendo as colunas rotuladas na base.

Nas Figuras 13, 15 e 16 apresenta-se o modelo de pórtico de alma cheia utilizado para este estudo, cujo vão livre é de 20 metros, altura dos pilares de 6 metros e altura máxima sobre terreno de 7 metros.

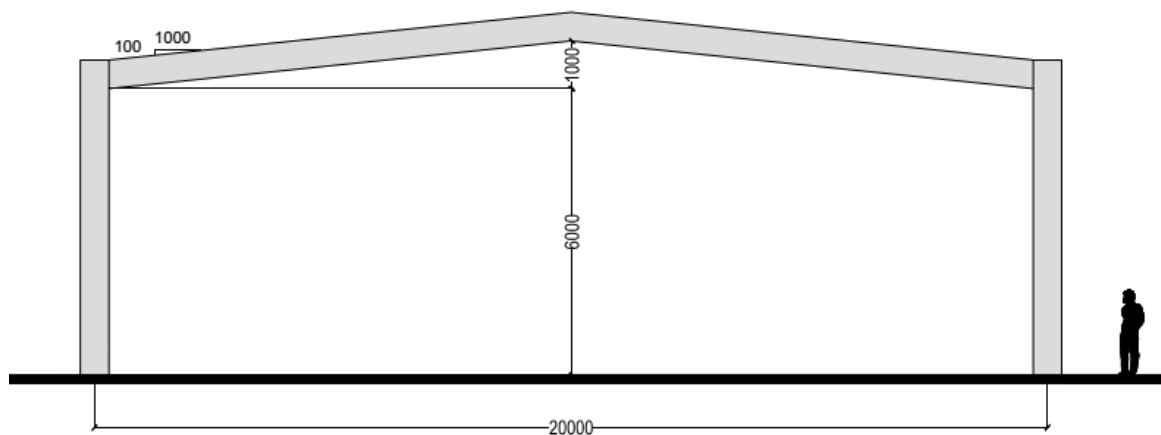
Outras dimensões podem ser visualizadas na perspectiva esquemática apresentada pela Figura 14. O modelo do galpão possui comprimento longitudinal de 63 metros pela repetição de 8 pórticos com espaçamento entre si de 9 metros.

Segundo NBR 8800 (2008, p. 34)

O projeto estrutural, além de prever uma estrutura capaz de atender aos estados-limites últimos e de serviço pelo período de vida útil pretendido para a edificação, deve permitir que a fabricação, o transporte, o manuseio e a montagem da estrutura sejam executados de maneira adequada e em boas condições de segurança. Deve ainda levar em conta a necessidade de manutenção futura, demolição, reciclagem e reutilização de materiais.

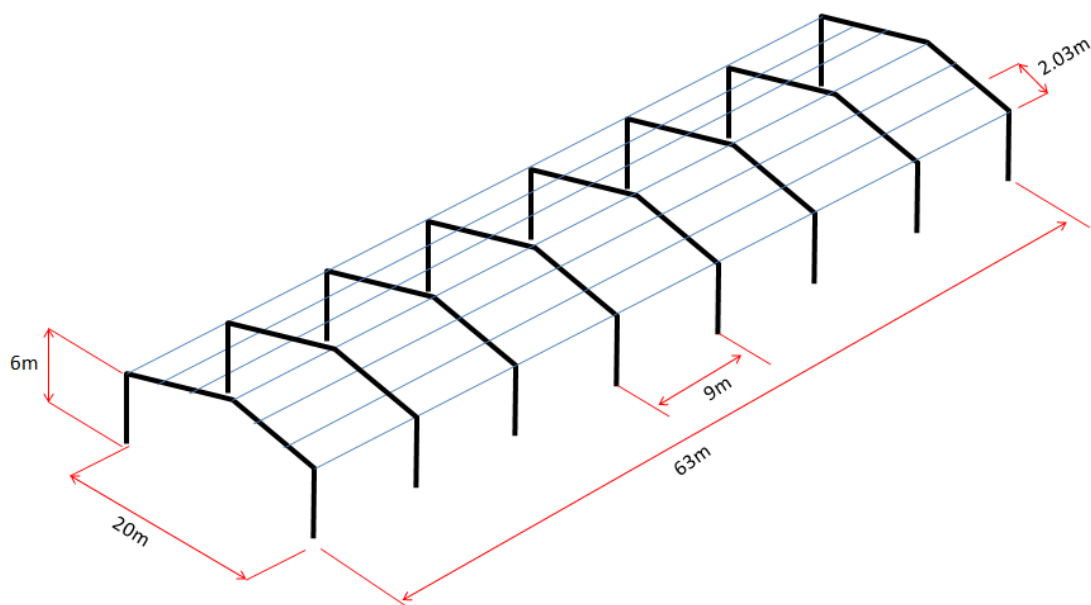
Nesse contexto, optou-se por dividir os pilares em peças com comprimento de dois metros para facilitar o manuseio, a montagem e transporte da estrutura.

Figura 13 – Dimensões do pórtico - Vista Transversal Pórtico



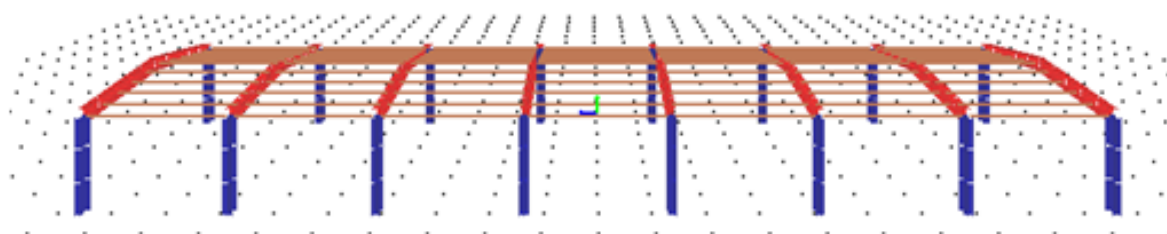
Fonte: Autor

Figura 14 – Dimensões do pórtico – Desenho esquemático



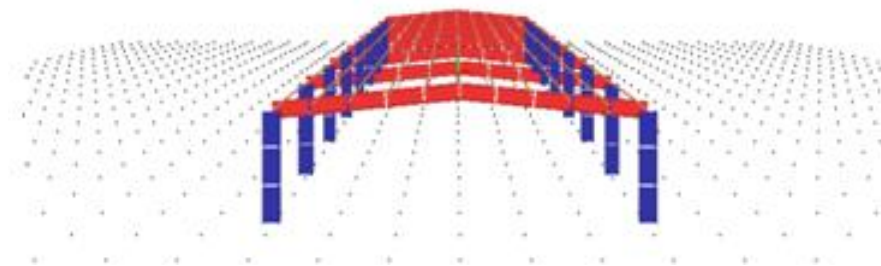
Fonte: Autor

Figura 15 – Perspectiva Lateral



Fonte: View 3D - MCalc

Figura 16 – Perspectiva Frontal



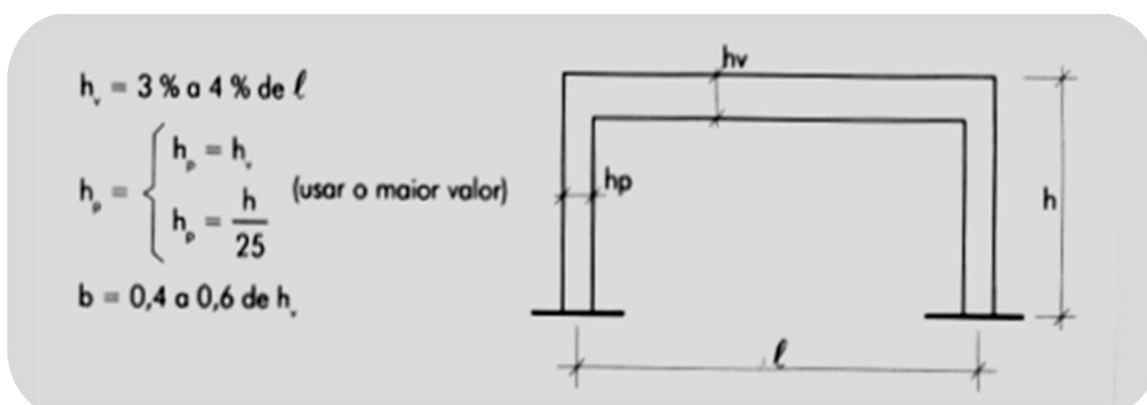
Fonte: View 3D - MCalc

#### 4.1.2 Pré-dimensionamento dos perfis

Apesar da grande utilização de perfis formados a frio nos galpões de uso geral e da disponibilidade de normas brasileira sobre projetos estruturais, o Brasil não dispõe de normas para o pré-dimensionamento de estruturas de aço. Gráficos e fórmulas empíricas para pré-dimensionamento são encontradas em bibliografias de projeto estrutural da arquitetura.

O Engenheiro Civil Yopanan Rebello, mestre e doutor pela Faculdade de Arquitetura de São Paulo, expõe em seu livro, Bases para Projeto Estrutural na Arquitetura, fórmulas empíricas para o pré-dimensionamento de pórticos de aço.

Figura 17 – Fórmula empírica - Pré-dimensionamento Pórticos de aço



Fonte: Rebello, 2007, p.92.

A Figura 17 apresenta a fórmula mencionada e o desenho esquemático de pórticos de aço, em que “os perfis usados nos pórticos são os mesmos usados

para vigas e pilares<sup>11</sup>. Considerando o pré-dimensionamento apresentado pelo Yopanan, foram adotados quatro tipos de perfis de alma cheia, definidos pela fórmula empírica conforme Tabela 4, a saber:

- Tipo 1 – PS 600 x 240 x 6.35 x 4.75
- Tipo 2 – PS 600 x 360 x 6.35 x 4.75
- Tipo 3 – PS 800 x 320 x 6.35 x 4.75
- Tipo 4 – PS 800 x 480 x 6.35 x 4.75

A estrutura desses edifícios é marcada pela repetição de pórticos planos transversais em um único tipo de perfil, obtiveram-se assim, quatro modelos diferentes de galpões. A fórmula empírica não menciona o tipo de perfil e a espessura da chapa, por isso adotou-se o perfil de alma cheia, do tipo I, com valores usuais de espessura de chapa, sendo 6,35mm para a espessura da alma e 4,75 mm para a espessura da mesa.

**Tabela 4 – Variação dos tipos de perfis conforme fórmula empírica de pré-dimensionamento**

<b>TIPOS DE PERFIS – SEÇÕES TRANSVERSAIS</b>			
<b>PERFIL - TIPO 1</b> $H = 3\% \text{ de } L$ $H = 3\% \times 2000\text{mm}$ $H = 600\text{mm}$  $b = 0,4 \times H$ $b = 0,4 \times 600\text{mm}$ $b = 240 \text{ mm}$	<b>PERFIL - TIPO 2</b> $H = 3\% \text{ de } L$ $H = 3\% \times 2000\text{mm}$ $H = 600\text{mm}$  $b = 0,6 \times H$ $b = 0,6 \times 600\text{mm}$ $b = 360 \text{ mm}$	<b>PERFIL - TIPO 3</b> $H = 4\% \text{ de } L$ $H = 4\% \times 2000\text{mm}$ $H = 800\text{mm}$  $b = 0,4 \times H$ $b = 0,4 \times 800\text{mm}$ $b = 320 \text{ mm}$	<b>PERFIL - TIPO 4</b> $H = 4\% \text{ de } L$ $H = 4\% \times 2000\text{mm}$ $H = 800\text{mm}$  $b = 0,6 \times H$ $b = 0,6 \times 800\text{mm}$ $b = 480 \text{ mm}$
<b>PS 600 x 240 x 6.35 x 4.75</b>	<b>PS 600 x 360 x 6.35 x 4.75</b>	<b>PS 800 x 320 x 6.35 x 4.75</b>	<b>PS 800 x 480 x 6.35 x 4.75</b>

Fonte: Autor

<sup>11</sup> REBELLO, Y. C. P. **Bases para Projeto Estrutural na Arquitetura**. São Paulo: Zigurate, p. 92, 2007.

## 4.2 Aspectos aplicados no dimensionamento

Os quatro perfis adotados e as cinco velocidades vento consideradas nesse estudo resultaram num total de 20 análises. Neste item apresentam-se os principais aspectos dos modelos que compõem o estudo de verificação de estabilidade e segurança dessas estruturas.

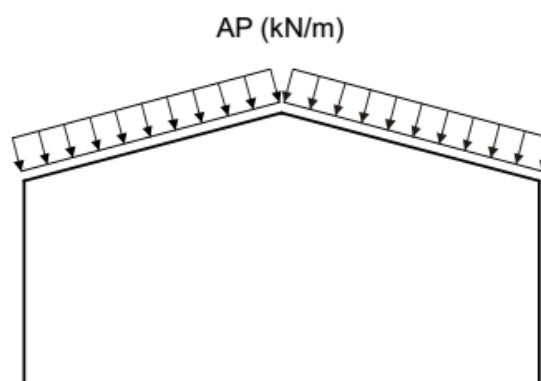
### 4.2.1 Ações atuantes nos modelos

As ações atuantes nos modelos foram determinadas de acordo com as recomendações do Anexo B da NBR 8800/2008 (ABNT, 2008) - ações causadas pelo uso e ocupação da edificação no dimensionamento de estruturas de aço.

#### A. Ações Permanentes (G)

Para galpões industriais leves, as ações permanentes correspondem ao peso próprio dos elementos que compõem a estrutura e dos materiais ligados a ela. O peso próprio dos elementos estruturais do pórtico transversal é definido automaticamente pelo mCalc, enquanto as demais ações são informadas separadamente. Assim considerou-se uma ação permanente de  $0,11\text{kN/m}^2$ , ou seja,  $11,2167\text{Kgf/m}^2$ , levando-se em conta o peso próprio das telhas, terças e elementos secundários de cobertura. O sentido de atuação dessas ações permanentes está ilustrado na Figura 18.

Figura 18 - Atuação da ação permanente.



Fonte: Nogueira, 2009, p.57.

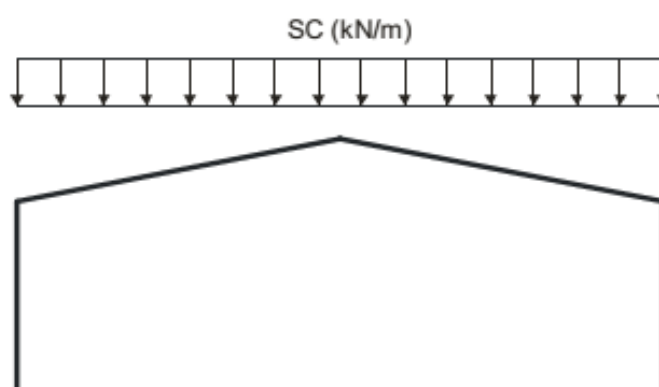
## B. Ações Variáveis

As ações variáveis são aquelas que ocorrem com valores que apresentam variações significativas durante a vida útil da construção<sup>12</sup>. Para galpões industriais leves, as ações variáveis a serem consideradas são a ação de sobrecarga de cobertura e a ação do vento.

### B1. Sobrecarga de Cobertura (Q)

De acordo com o Anexo B da NBR 8800/2008, para coberturas comuns, na ausência de especificação mais rigorosa, deve ser prevista uma sobrecarga característica mínima de  $0,25 \text{ kN/m}^2$ , que equivale a  $25,4925 \text{ Kgf/m}^2$ . Portanto, para sobrecarga de cobertura considerou-se este valor recomendado na norma. O sentido de atuação desse carregamento é apresentado na Figura 19.

Figura 19 - Atuação da sobrecarga.



Fonte: Nogueira, 2009, p.59.

### B2. Ação do Vento (V)

A ação do vento nos galpões foi determinada segundo as recomendações da NBR 6123:1988 (ABNT, 1988).

Como foi apresentado no item 4.1, para este estudo foram consideradas cinco velocidades básicas do vento, a saber:  $V_0 = 30, 35, 40, 45$  e  $50 \text{ m/s}$ , as quais abrangem todas as regiões do território brasileiro. Além da velocidade básica do

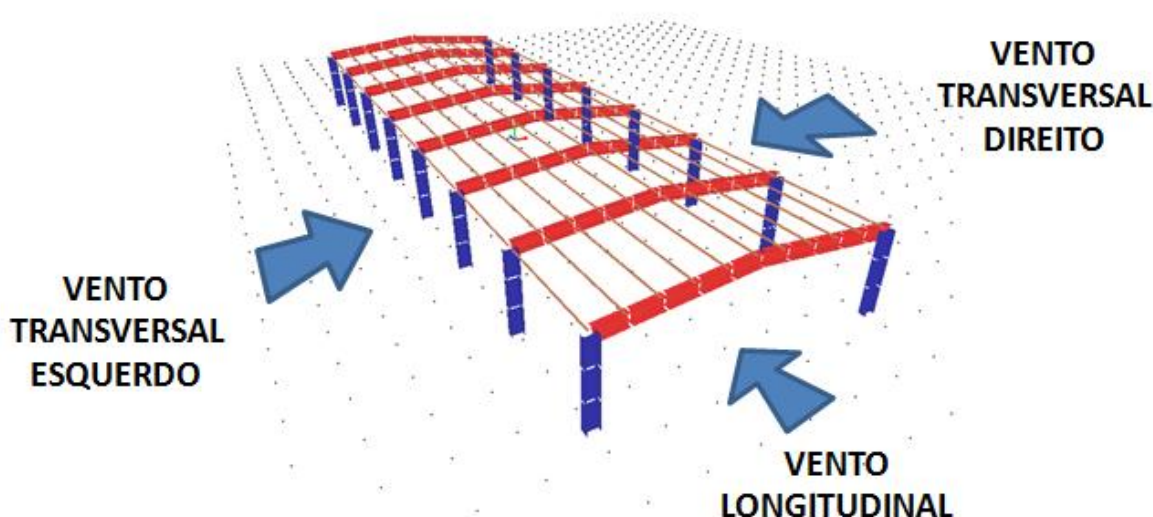
<sup>12</sup> ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 8800: Projeto de Estruturas de Aço e de Estrutura Mistas de Aço e Concreto de Edifícios, Rio de Janeiro, p. 15, 2008.

vento, considerou-se que os galpões de uso geral estão localizados em terrenos planos ou fracamente acidentados, abertos em nível ou aproximadamente em nível, com poucos obstáculos isolados, tais como árvores e edificações baixas.

A ação do vento foi determinada para o edifício com planta retangular e cobertura em duas águas, comprimento longitudinal de 63 metros e espaçamento entre pórticos transversais igual a 9 metros. Em todos os modelos foi considerado o coeficiente de pressão interna,  $C_{pi}$ , igual a -0,30 ou 0 (entre o valor mais nocivo), admitindo-se que o galpão possui quatros faces igualmente permeáveis.

Os sentidos dos ventos estão ilustrados na Figura 20. O vento transversal direito e esquerdo se dá de forma perpendicular à cumeeira e o vento longitudinal é paralelo à cumeeira.

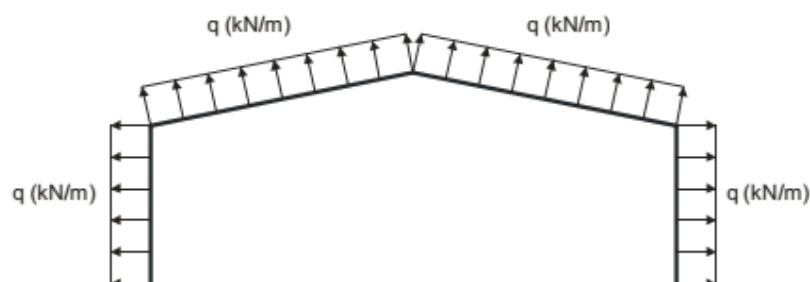
**Figura 20 – Perspectiva – Direções de vento**



Fonte: View 3D - MCalc (Adaptado pelo autor)

As atuações dos ventos são ilustradas nas Figuras 21 e 22 conforme o ângulo de incidência na estrutura, ventos a  $0^\circ$  e a  $90^\circ$ , respectivamente.

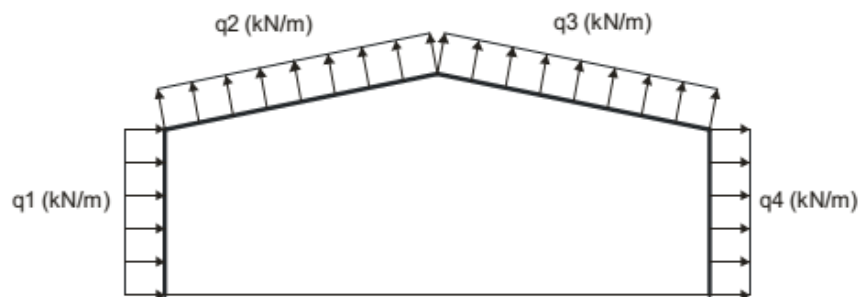
**Figura 21 – Atuação do vento longitudinal para galpões em duas águas (vento  $0^\circ$ ).**



Fonte: Nogueira, 2009, p.60.



Figura 22 – Atuação do vento transversal para galpões em duas águas (vento 90°).



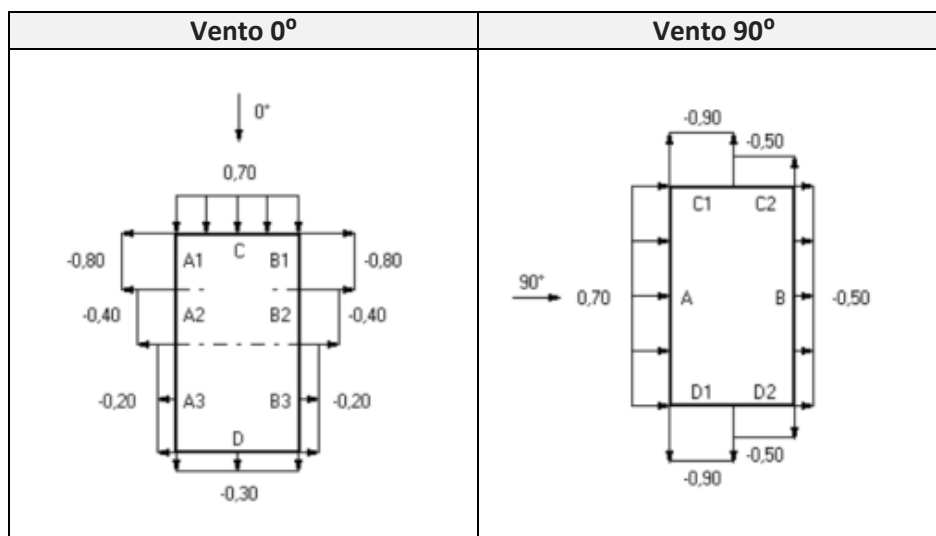
Fonte: Nogueira, 2009, p.60.

Os fatores e coeficientes determinados conforme a NBR 6123/1988 para a estrutura analisada estão descritos abaixo:

- Fator topográfico ( $S_1$ ): Terreno plano ou fracamente acidentado.
- Rugosidade do terreno ( $S_2$ ): Terrenos abertos em nível ou aproximadamente em nível com poucos obstáculos isolados, tais como árvores e edificações baixas. (Rugosidade II)
- Dimensões da edificação ( $S_2$ ): Classe C: Toda a edificação ou parte de edificação para qual a maior dimensão (horizontal ou vertical) da superfície frontal for maior que 50 metros.
- Fator Estatístico ( $S_3$ ): Grupo 3 – Edificações e instalações industriais com baixo fator de ocupação.
- Coeficiente de pressão interna: Quatro faces igualmente permeáveis.  $C_{pi} = -0.30$  ou  $0$  (considerado o valor mais nocivo).

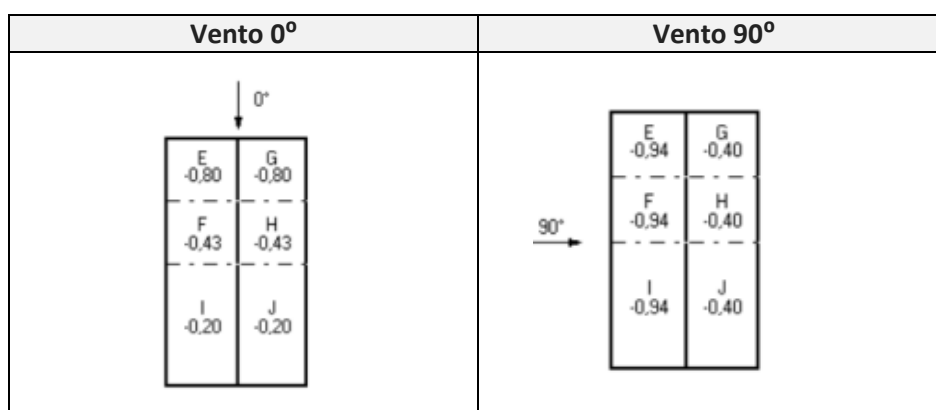
Após inserir dados sobre a geometria do galpão no MCalc3D, selecionam-se informações sobre a velocidade do vento e fatores do terreno, com isso o programa emite os cálculos da velocidade característica, e da pressão dinâmica. Após essa etapa, conforme NBR 6123/1988, o software informa os coeficientes de pressão externo relacionados às paredes e ao telhado, apresentados na figura 23 e 24, respectivamente.

Figura 23 - Coeficiente de forma externo (Ce) - Paredes



Fonte: MCalc 3D

Figura 24 – Coeficiente de forma externo (Ce) - Telhado



Fonte: MCalc 3D

Os valores dos fatores, velocidade característica do vento e pressão dinâmica gerados para esta análise nas cinco velocidades básicas do vento estão relacionados na Tabela 5.

Tabela 5– Fatores determinados conforme a NBR 6123:1988.

Velocidades básicas do vento ( $v_0$ )	Fatores e Classificações	Velocidade característica do vento $V_k = V_0 S_1 S_2 S_3$	Pressão Dinâmica
30 m/s	Caso 1 Rugosidade II Classe C Z= 7,00 m Grupo 3	$V_k = 26.13$ m/s	$P_{din} = 43$ kgf/m <sup>2</sup>
35 m/s		$V_k = 30.48$ m/s	$P_{din} = 58$ kgf/m <sup>2</sup>
40 m/s		$V_k = 34.84$ m/s	$P_{din} = 76$ kgf/m <sup>2</sup>
45 m/s		$V_k = 39.19$ m/s	$P_{din} = 96$ kgf/m <sup>2</sup>
50 m/s		$V_k = 43.54$ m/s	$P_{din} = 119$ kgf/m <sup>2</sup>

Fonte: Autor (Dados do Software MCalc3D)

## 4.2.2 Combinações de Ações

De acordo com a NBR 8800/2008, a combinação das ações - probabilidade de ocorrer carregamentos simultâneos num determinado período de tempo deve ser feita de forma que possam ser consideradas as situações mais críticas, ou seja, os efeitos mais desfavoráveis para a estrutura. A norma supramencionada prescreve os seguintes valores de coeficientes de ações para estruturas metálicas, adotados nas combinações abaixo:

- Combinação 01 → 1.25 (A.P) + 1.5 (S.C) + 1.25 (P.P)
- Combinação 02 → 1.4 (V.T) + 1.4 (PI/VT) + 1.0 (P.P)
- Combinação 03 → 1.4 (V.T.D) + 1.4 (PI/VT) + 1.0 (P.P)
- Combinação 04 → 1.4 (V.L) + 1.4 (PI/VL) + 1.0 (P.P)

Nesta análise foram consideradas quatro combinações, sendo a primeira combinação somente dos coeficientes para as ações permanentes, ações de sobrecarga e ações de peso próprio. E nas demais combinações, além do peso próprio, somaram-se as ações variáveis do vento. Na combinação 2 considerou-se os ventos transversais esquerdos; na combinação 3, o vento transversal direito e, por fim, na combinação 4 foram considerados os ventos longitudinais.

## 4.3 Critérios da análise estrutural

Conforme a NBR 8800/2008, o objetivo da análise estrutural é determinar os efeitos das ações na estrutura de edificações, visando efetuar verificações de Estado Limite Últimos (ELU) e Estado Limite de Serviço (ELS). Os ELU estão relacionados com a segurança da estrutura submetida às combinações mais desfavoráveis de ações previstas em toda a vida útil da edificação. Já os ELS estão relacionados com o desempenho da estrutura sob condições normais de utilização (ABNT, 2008).

Neste trabalho, foram utilizados os critérios de Estado Limite Último (ELU), pelo qual os esforços resistentes devem ser maiores ou iguais aos esforços atuantes; e o critério de Estado-Limite de Serviço (ELS) de deslocamentos excessivos da estrutura, prescritos na Tabela C.1 do anexo C da NBR 8800/2008, que fornece os valores máximos para os deslocamentos verticais (flechas) e horizontais.

A NBR 8800/2008 também estabelece que, para as estruturas de pequena e média deslocabilidade, pode ser feita análise elástica de primeira ordem. Ao passo que, para as estruturas de grande deslocabilidade, devem ser considerados os efeitos globais e locais de segunda ordem (ABNT, 2008).

Tendo em vista que a estrutura do modelo de galpão analisado é formada por pórticos planos de um só pavimento, normalmente de pequena deslocabilidade lateral, optou-se pela realização de uma análise elástica e de primeira ordem. No entanto, uma avaliação dos efeitos de segunda ordem pode ser objeto de trabalhos futuros dentro dessa mesma linha de pesquisa.

## 5. RESULTADOS

De acordo com a NBR 8800/2008, o método dos estados-limites utilizado para o dimensionamento de uma estrutura exige que nenhum estado-limite aplicável seja excedido quando a estrutura for submetida a todas as combinações apropriadas de ações. Isto é, se um ou mais estados-limites forem excedidos, a estrutura passa a não atender aos objetivos para os quais foi projetada.

Conforme os critérios pretendidos, as Tabelas 6 e 7 expressam, respectivamente, os resultados da verificação dos perfis das vigas e dos pilares, os quais, são demonstrados por representações gráficas nas Figuras 26, 27, 29 e 30.

### 5.1 Verificação dos modelos no Estado Limite Último

Na presente análise, foram utilizados perfis soldados da Série PS, cujo cálculo de dimensionamento realizado pelo software Mcalc3D foi feito em conformidade com a NBR 8800/2008 (ABNT, 2008).

Para melhor apresentação, o Mcalc3D possibilita a visualização da relação de esforços em uma escala de cores, sendo representadas na cor vermelha as barras com valores maiores ou iguais a 1,00.

A Figura 25 apresenta um exemplo de resultados da verificação de barras com perfil PS 800 X 480 X 6.35 X 4.75 considerando a velocidade de vento de 45m/s, os quais indicam a relação de tensão  $N_d/R_d$  para a combinação mais desfavorável em cada barra dos pórticos. Na imagem, podem ser observadas diversas barras na cor vermelha, com valores maiores que 1.00, as quais não satisfazem ao critério de Estado de Limite Último. Sendo que, os valores de  $N_d/R_d$  menores de 1,00 indicam que a barra atende ao critério de estado limite.

Verificou-se, ainda, que os pórticos das extremidades foram menos solicitados que os pórticos internos devido à área de influência, pois receberam metade da carga recebida pelos pórticos internos.

Tabela 6 - Quadro comparativo dimensionamento – Verificação dos perfis das Vigas.

QUADRO COMPARATIVO DIMENSIONAMENTO - VERIFICAÇÃO DOS PERFIS PRÉ DIMENSIONADOS - VIGAS															
VELOC. VENTO	PERFIL	RELAÇÃO DE ESFORÇOS Nd/Rd* (MAIOR VALOR)	Sd>Rd	MÁX. DESLOCAMENTO (mm) NÓ CUMEEIRA VIGA											
				Comb. 1 (SC)			Comb. 2 (V.T.E)			Comb. 3 (V.T.D)			Comb. 4 (V.L)		
				dx	dy	dz	dx	dy	dz	dx	dy	dz	dx	dy	dz
30m/s	PS 600 x 240 x 6.35 x 4.75	0,81	OK	-	-	-34,24	10,25	0,04	5,87	10,25	-0,03	5,87	-	-	7,42
	PS 600 x 360 x 6.35 x 4.75	1,34	FLA	-	-	-25,46	7,4	-	3,52	7,4	-	3,52	-	-	4,65
	PS 800 x 320 x 6.35 x 4.75	0,89	OK	-	-	-14,99	4,3	-0,03	1,92	4,3	0,04	1,92	-	-	2,6
	PS 800 x 480 x 6.35 x 4.75	1,49	FLM	-	-	-11,25	3,11	-	0,98	3,11	-	0,98	-	-	1,48
35 m/s	PS 600 x 240 x 6.35 x 4.75	0,81	OK	-	-	-34,24	13,95	0,04	10,49	13,95	-0,04	10,49	-	-	12,6
	PS 600 x 360 x 6.35 x 4.75	1,34	FLA	-	-	-25,46	10,07	-	6,86	10,07	-	6,86	-	-	8,39
	PS 800 x 320 x 6.35 x 4.75	0,89	OK	-	-	-14,99	5,85	-0,04	3,86	5,85	0,05	3,86	-	-	4,79
	PS 800 x 480 x 6.35 x 4.75	1,49	FLM	-	-	-11,25	4,23	-	2,39	4,23	-	2,39	-	-	3,06
40m/s	PS 600 x 240 x 6.35 x 4.75	0,81	OK	-	-	-34,24	18,22	0,06	15,81	18,22	-0,06	15,81	-	-	18,57
	PS 600 x 360 x 6.35 x 4.75	1,34	FLA	-	-	-25,46	13,16	-	10,7	13,16	-	10,7	-	-	12,7
	PS 800 x 320 x 6.35 x 4.75	0,89	OK	-	-	-14,99	7,64	-0,06	6,1	7,64	0,06	6,1	-	-	7,32
	PS 800 x 480 x 6.35 x 4.75	1,49	FLM	-	-	-11,25	5,52	0,01	4,01	5,52	-0,01	4,01	-	-	4,89
45m/s	PS 600 x 240 x 6.35 x 4.75	0,98	OK	-	-	-34,24	23,06	0,08	21,84	23,06	-0,07	21,84	-	-	25,33
	PS 600 x 360 x 6.35 x 4.75	1,54	FLA	-	-	-25,46	16,65	-	15,06	16,65	-	15,06	-	-	17,6
	PS 800 x 320 x 6.35 x 4.75	0,98	OK	-	-	-14,99	9,67	-0,07	8,65	9,67	0,08	8,65	-	-	10,18
	PS 800 x 480 x 6.35 x 4.75	1,57	FLM	-	-	-11,25	6,99	0,01	5,85	6,99	-0,01	5,85	-	-	6,96
50m/s	PS 600 x 240 x 6.35 x 4.75	1,23	FLA	-	-	-34,24	28,47	0,08	28,58	28,47	-0,1	28,58	-	-	32,89
	PS 600 x 360 x 6.35 x 4.75	1,95	FLA	-	-	-25,46	20,56	-	19,93	20,56	-	19,93	-	-	23,06
	PS 800 x 320 x 6.35 x 4.75	1,26	FLM	-	-	-14,99	11,94	-0,09	11,48	11,94	0,1	11,48	-	-	13,37
	PS 800 x 480 x 6.35 x 4.75	2,01	FLM	-	-	-11,25	8,63	0,02	7,9	8,63	0,02	7,9	-	-	9,28

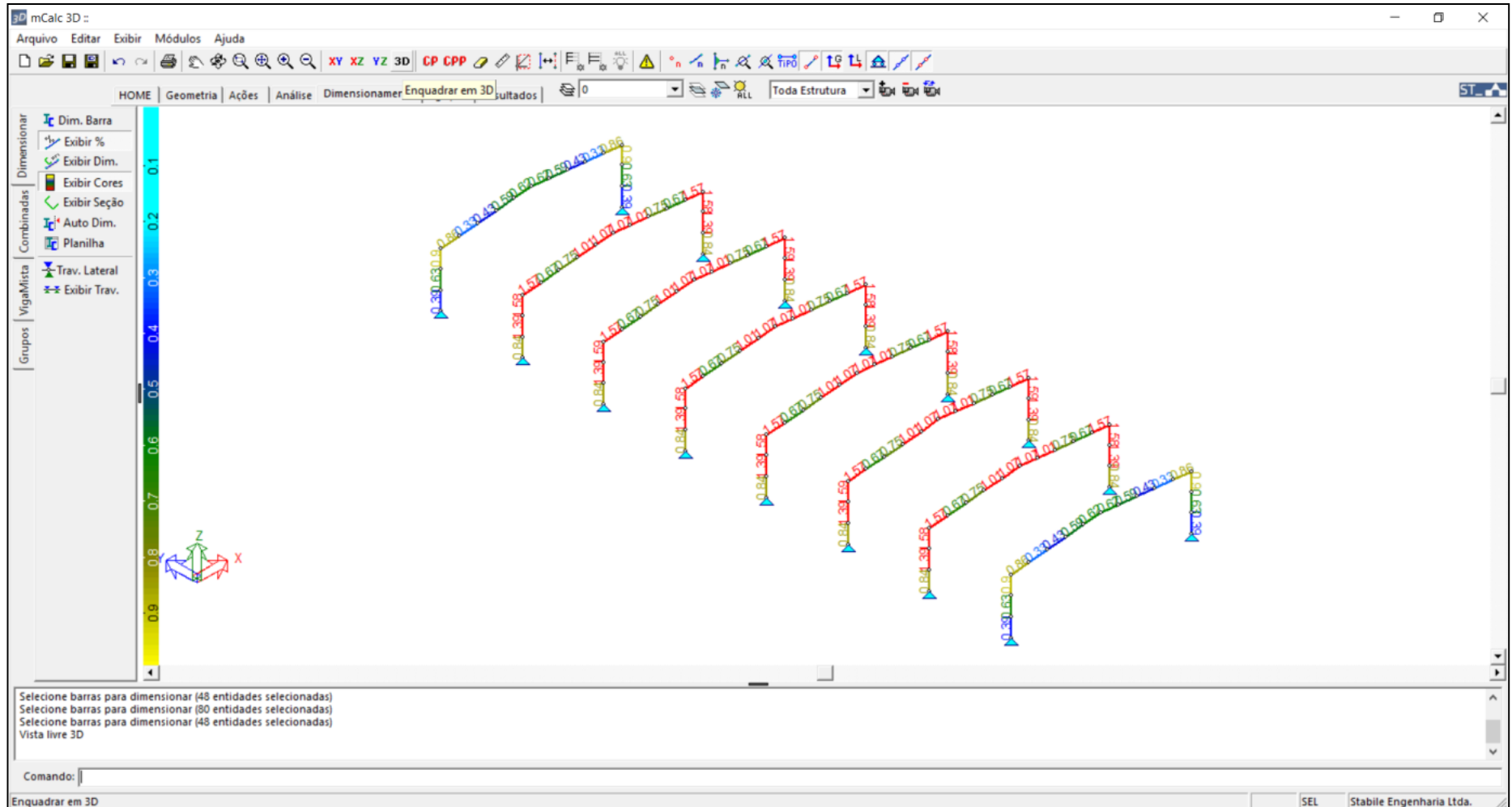
Fonte: Autor (Valores retirados da memória de cálculo do Software MCalc 3D)

Tabela 7 - Quadro comparativo dimensionamento – Verificação dos perfis dos Pilares.

QUADRO COMPARATIVO DIMENSIONAMENTO - VERIFICAÇÃO DOS PERFIS PRÉ DIMENSIONADOS - PILARES																											
VELOC. VENTO	PERFIL	RELAÇÃO DE ESFORÇOS Nd/Rd* (MAIOR VALOR)	Sd>Rd	MÁX. DESLOCAMENTO (mm) NÓ DE LIGAÇÃO VIGA x PILAR																							
				Comb. 1 (SC)						Comb. 2 (V.T.E)						Comb. 3 (V.T.D)						Comb. 4 (V.L)					
				P.E			P.D			P.E			P.D			P.E			P.D			P.E			P.D		
				dx	dy	dz	dx	dy	dz	dx	dy	dz	dx	dy	dz	dx	dy	dz	dx	dy	dz	dx	dy	dz	dx	dy	dz
30m/s	PS 600 x 240 x 6.35 x 4.75	0,85	OK	-3,23	-	-0,21	3,23	-	-0,21	10,84	0,03	0,06	9,66	0,03	-0,02	-9,66	-0,03	-0,02	-10,8	-0,03	0,06	0,65	-	0,04	-0,65	-	0,04
	PS 600 x 360 x 6.35 x 4.75	1,38	FLA	-2,39	-	-0,17	2,39	-	-0,17	7,76	-	0,04	7,04	-	-0,02	-7,05	-	-0,02	-7,8	-	0,04	0,39	-	0,03	-0,39	-	0,03
	PS 800 x 320 x 6.35 x 4.75	0,93	OK	-1,35	-	-0,17	1,35	-	-0,17	4,49	-0,03	0,04	4,1	-0,03	-0,02	-4,01	0,03	-0,02	-4,5	0,03	0,04	0,2	-	0,03	-0,2	-	0,03
	PS 800 x 480 x 6.35 x 4.75	1,51	FLM	-1	-	-0,14	1	-	-0,14	3,21	-	0,02	3	-	-0,02	-3	-	-0,02	-3,2	-	0,02	0,1	-	0,01	-0,1	-	0,01
35 m/s	PS 600 x 240 x 6.35 x 4.75	0,85	OK	-3,23	-	-0,21	3,23	-	-0,21	14,98	0,03	0,1	12,91	0,04	-	-12,92	-0,04	-	-15,0	-0,04	0,1	1,12	-	0,08	-1,12	-	0,08
	PS 600 x 360 x 6.35 x 4.75	1,38	FLA	-2,39	-	-0,17	2,39	-	-0,17	10,75	-	0,07	9,39	-	-0,01	-9,4	-	-0,01	-10,8	-	0,07	0,73	-	0,06	-0,73	-	0,06
	PS 800 x 320 x 6.35 x 4.75	0,93	OK	-1,35	-	-0,17	1,35	-	-0,17	6,23	-0,04	0,07	5,47	-0,04	-0,01	-5,47	0,04	-0,01	-6,2	0,04	0,07	0,38	-	0,05	-0,38	-	0,05
	PS 800 x 480 x 6.35 x 4.75	1,51	FLM	-1	-	-0,14	1	-	-0,14	4,47	-	0,05	3,99	-	-0,02	-3,99	-	-0,02	-4,5	-	0,05	0,23	-	0,03	-0,23	-	0,03
40m/s	PS 600 x 240 x 6.35 x 4.75	0,85	OK	-3,23	-	-0,21	3,23	-	-0,21	19,76	0,05	0,14	16,67	0,05	-	-16,67	-0,05	-	-19,8	-0,05	0,14	1,66	-	0,12	-1,66	-	0,12
	PS 600 x 360 x 6.35 x 4.75	1,38	FLA	-2,39	-	-0,17	2,39	-	-0,17	14,2	-	0,11	12,11	-	-	-12,11	-	-	-14,2	-	0,11	1,12	-	0,09	-1,12	-	0,09
	PS 800 x 320 x 6.35 x 4.75	0,93	OK	-1,35	-	-0,17	1,35	-	-0,17	8,23	-0,05	0,1	7,05	-0,05	-	-7,05	0,06	-	-8,2	0,05	0,1	0,59	-	0,08	-0,59	-	0,08
	PS 800 x 480 x 6.35 x 4.75	1,51	FLM	-1	-	-0,14	1	-	-0,14	5,91	-	0,07	5,13	0,01	-	-5,13	-	-	-5,9	-0,01	0,07	0,38	-	0,06	-0,38	-	0,06
45m/s	PS 600 x 240 x 6.35 x 4.75	1	OK	-3,23	-	-0,21	3,23	-	-0,21	25,2	0,06	0,2	20,92	0,07	0,02	-20,93	-0,05	0,02	-25,2	-0,06	0,2	2,27	-	0,16	-2,27	-	0,16
	PS 600 x 360 x 6.35 x 4.75	1,56	FLA	-2,39	-	-0,17	2,39	-	-0,17	18,12	-	0,15	15,18	-	-	-15,18	-	-	-18,1	-	0,15	1,56	-	0,12	-1,56	-	0,12
	PS 800 x 320 x 6.35 x 4.75	1	OK	-1,35	-	-0,17	1,35	-	-0,17	10,5	-0,07	0,14	8,84	-0,06	-	-8,84	0,07	-	-10,5	0,07	0,14	0,83	-	0,11	-0,83	-	0,11
	PS 800 x 480 x 6.35 x 4.75	1,58	FLM	-1	-	-0,14	1	-	-0,14	7,55	0,01	0,1	6,42	0,01	-	-6,43	-0,01	-	-7,6	-0,01	0,1	0,55	-	0,08	-0,55	-	0,08
50m/s	PS 600 x 240 x 6.35 x 4.75	1,26	FLA	-3,23	-	-0,21	3,23	-	-0,21	31,26	0,06	0,25	25,68	0,07	0,04	-25,69	-0,08	0,04	-31,3	-0,09	0,25	2,96	-	0,21	-2,96	-	0,21
	PS 600 x 360 x 6.35 x 4.75	1,97	FLA	-2,39	-	-0,17	2,39	-	-0,17	22,5	-	0,19	18,61	-	0,02	-18,62	-	0,02	-22,5	-	0,19	2,05	-	0,16	-2,05	-	0,16
	PS 800 x 320 x 6.35 x 4.75	1,28	FLM	-1,35	-	-0,17	1,35	-	-0,17	13,04	-0,08	0,18	10,84	-0,08	0,02	-10,84	0,09	0,02	-13,0	0,09	0,18	1,09	-	0,15	-1,09	-	0,15
	PS 800 x 480 x 6.35 x 4.75	2,02	FLM	-1	-	-0,14	1	-	-0,14	9,38	0,01	0,14	7,87	0,02	-	-7,87	-0,02	-	-9,4	-0,02	0,14	0,74	-	0,11	-0,74	-	0,11

Fonte: Autor (Valores retirados da memória de cálculo do Software MCalc 3D)

Figura 25 – Interface do Programa - Percentuais da relação de esforços das barras com perfil PS 800 X 480 X 6.35 X 4.75 dimensionadas para velocidade de vento de 45m/s.



Fonte: MCalc3D (Estrutura dimensionada pelo autor)



Para melhor visualização dos resultados, uma seleção dos pórticos com os maiores percentuais da relação de esforços, para cada perfil e velocidades de vento em análise, foi apresentada na Tabela 8, por meio da qual é possível verificar que:

- 1) Quanto ao critério de Estado Limite Último, nenhum perfil pré-dimensionado está adequado para todas as cinco velocidades básicas do vento de 30, 35, 40, 45 e 50 m/s.
- 2) Todos os perfis pré-dimensionados excederam a relação de esforços  $N_d/R_d = 1,00$  nos cálculos para as velocidades de ventos de 50 m/s.
- 3) As relações de esforços para os ventos 30, 35 e 40 m/s foram as mesmas, ou seja, não apresentaram variações conforme o aumento das velocidades de vento. Isso significa que a combinação 1 foi a mais desfavorável (combinação da sobrecarga), pois não varia com alterações de velocidade dos ventos, como as combinações 2, 3 e 4.
- 4) Os dois perfis com altura de alma de 600 mm não foram aprovados nos cálculos de resistência à flexão do eixo Y, devido à Flambagem Local da Alma (FLA). Sendo que o perfil 600x240 flambou na alma para a velocidade de vento de 50m/s e o perfil 600x360 flambou na alma em todas as cinco velocidades de vento - 30, 35, 40, 45 e 50 m/s.
- 5) Os dois perfis com altura da alma de 800 mm não passaram no cálculo de resistência à flexão do eixo Y, devido à Flambagem Local da Mesa (FLM). Sendo que o perfil 800x320 flambou na mesa para a velocidade de vento de 50m/s e o perfil 800x480 flambou na mesa em todas as cinco velocidades de vento - 30, 35, 40, 45 e 50 m/s.

Ao se analisar a relação de esforços entre os perfis 800x320 e 800x480 com mesma espessura de chapa, constatou-se que o aumento da largura da mesa ocasionou o aumento do parâmetro de esbeltez da mesa, o que gerou a Flambagem Local da Mesa (FLM) nas barras das vigas e pilares submetidas aos esforços de flexão, conforme se verifica na Tabela 10.

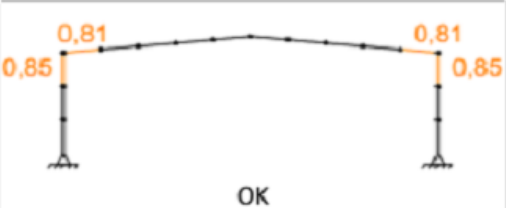
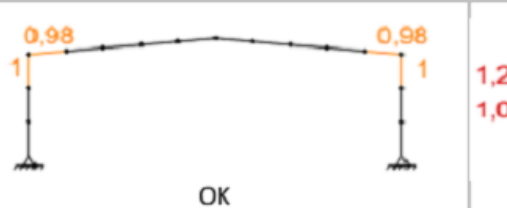
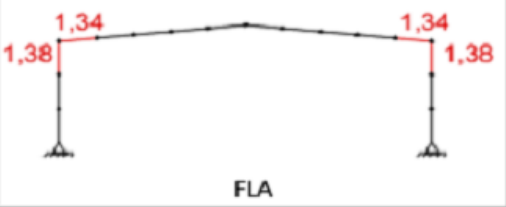
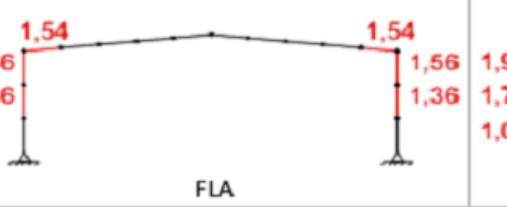
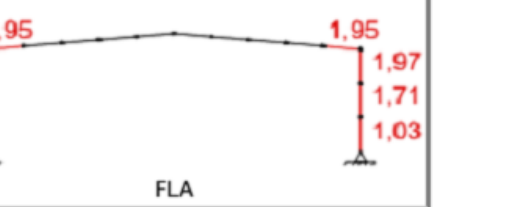
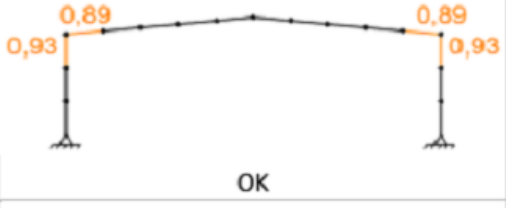
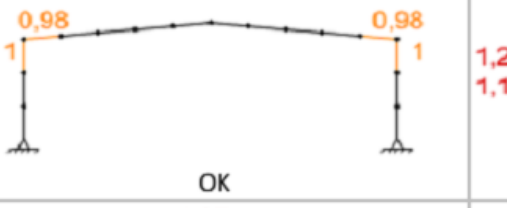
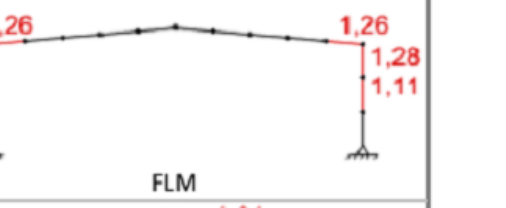
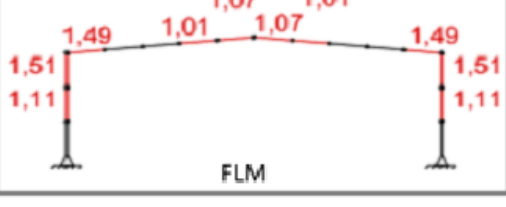
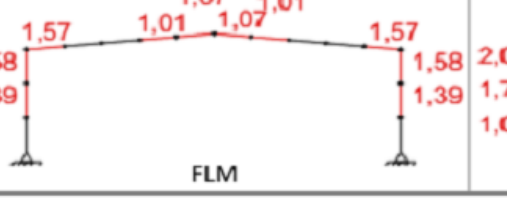
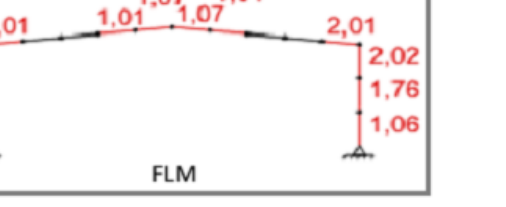
Ao se comparar os resultados entre os perfis 600x240 e 600x360, notou-se que o aumento da largura das mesas, de 240mm para 360mm, fez com que as barras dos pilares e das vigas não atendessem ao critério de ELU, devido à flambagem local da alma (FLA). Isso ocorreu porque o aumento da largura da mesa gerou o aumento dos módulos resistente elástico (W) e resistente plástico (Z). Conseqüentemente, o Momento Fletor Correspondente ao Início do Escoamento

( $M_r$ ) também se mostrou maior, reduzindo o Momento Fletor Resistente Característico ( $M_{Rk}$ ) e o Momento Resistente de Cálculo ( $M_{yRd}$ ), tornando este último parâmetro ( $M_{yRd}$ ) menor que o Momento Fletor Solicitado ( $M_{ySd}$ ), conforme demonstrado na Tabela 9 e no Apêndice.

Para um maior esclarecimento do desenvolvimento dos cálculos e influência da largura da mesa na resistência do perfil, apresenta-se no anexo A deste trabalho a memória de cálculo da flexão em torno do eixo y do Perfil PS 600x360x6.35x4.75 para  $V_0=45\text{m/s}$ .

Nas Figuras 26 e 27, gráficos comparativos representam os máximos percentuais das relações de esforços dos perfis das vigas e dos pilares em cada vento analisado. Por meio de tais gráficos é possível notar que a ação da velocidade de vento de 50 m/s é a mais desfavorável em todos os casos, e que apenas dois perfis atenderam ao critério de ELU para as velocidades dos ventos de 30 a 45 m/s, a saber, PS 600x240 e PS 800x320.

Tabela 8 – Percentuais das relações de esforços das barras mais solicitadas de cada galpão conforme variações de perfis e as cinco velocidades básicas do vento do Brasil, estabelecidas pela NBR 6123/1988.

PERFIL PÓRTICOS	$V_0 = 30 \text{ m/s}$ $V_0 = 35 \text{ m/s}$ $V_0 = 40 \text{ m/s}$	$V_0 = 45 \text{ m/s}$	$V_0 = 50 \text{ m/s}$
	PS 600 x 240 x 6.35 x 4.75	 OK	 OK
PS 600 x 360 x 6.35 x 4.75	 FLA	 FLA	 FLA
PS 800 x 320 x 6.35 x 4.75	 OK	 OK	 FLM
PS 800 x 480 x 6.35 x 4.75	 FLM	 FLM	 FLM

Fonte: Autor (Valores retirados da memória de cálculo do Software MCalc 3D)

Tabela 9 – Resultados dos Cálculos da Resistência à Flexão - Eixo Y – Flambagem Local da Alma para a velocidade básica do vento de 45m/s.

PERFIL Vigas	Módulo resistente elástico (cm <sup>3</sup> )	Módulo resistente plástico (cm <sup>3</sup> )	Momento fletor de plastificação da seção (kgf.cm)	Parâmetro de esbeltez da mesa *Não é considerado no cálculo de FLA	Parâmetro de esbeltez da alma	Momento fletor correspondente ao início do escoamento (Kgf.cm)	Momento fletor resistente característico para seção semi-compacta (Kgf.cm)	Momento fletor resistente de cálculo (Kgf.cm)	Relação entre o Momento fletor Solicitado e o Momento fletor Resistente
PS 600 x 240 x 6.35 x 4.75	1162,46	1314,32	3285791,58	18,52	123,64	2906161,55	2142887,33	1948079,39	0,98 < 1,00 <b>OK!</b>
PS 600 x 360 x 6.35 x 4.75	1610,06	1766,68	4416694,83	27,97	123,64	4025138,75	1332384,02	1211258,2	1,54 > 1,00 <b>ERRO!</b>

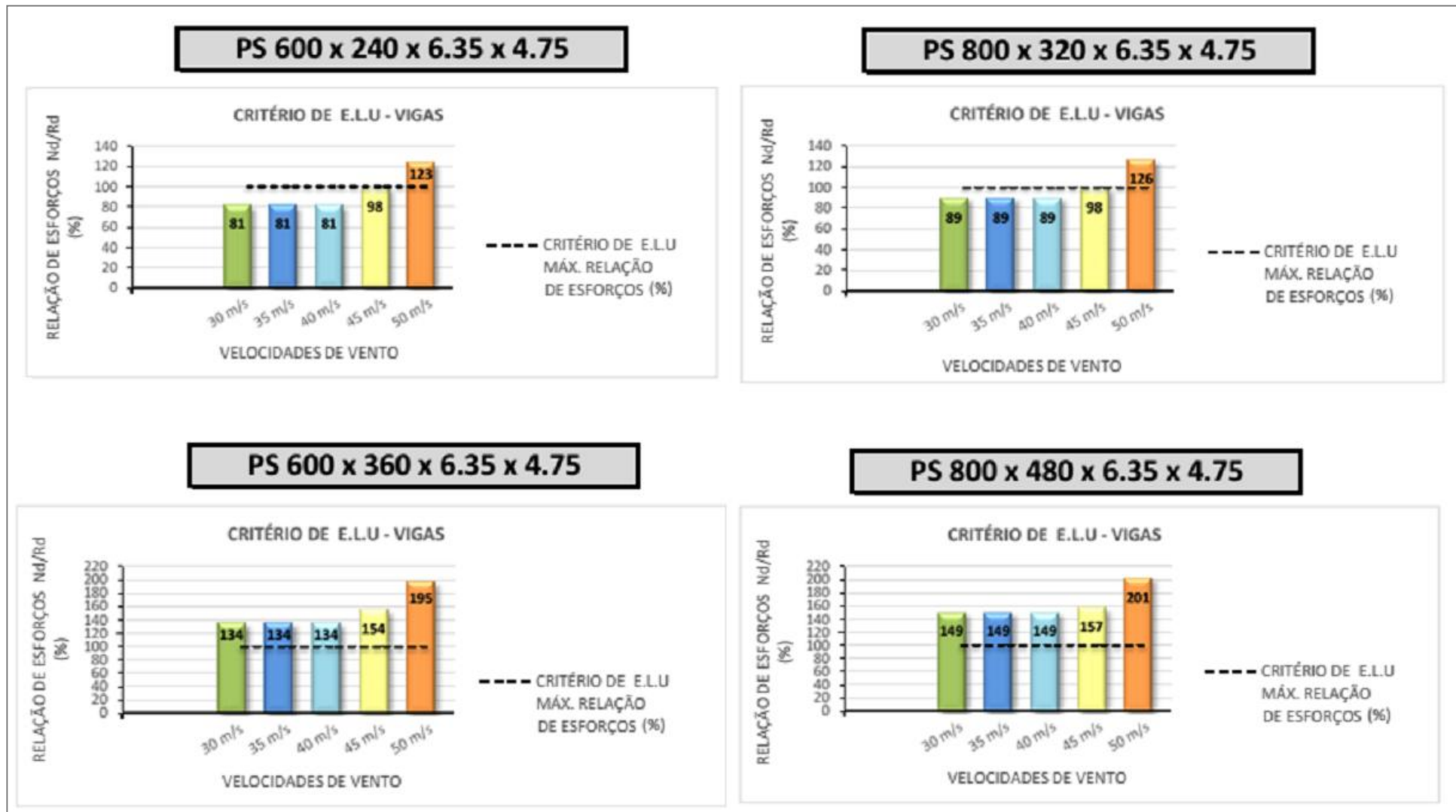
Fonte: Autor (Valores retirados da memória de cálculo do Software MCalc 3D)

Tabela 10 - Resultados dos Cálculos da Resistência à Flexão - Eixo Y – Flambagem Local da Mesa para a velocidade básica do vento de 45m/s.

PERFIL Vigas	Parâmetro de esbeltez da mesa	Momento fletor resistente característico para viga esbelta (Kgf.cm)	Momento fletor resistente de cálculo (Kgf.cm)	Relação entre o Momento fletor Solicitado e o Momento fletor Resistente
PS 800 x 320 x 6.35 x 4.75	25,2	2066833,94	1870005,4	0,98 < 1,00 <b>OK!</b>
PS 800 x 480 x 6.35 x 4.75	37,8	1271399,33	1151723,5	1,57 > 1,00 <b>ERRO!</b>

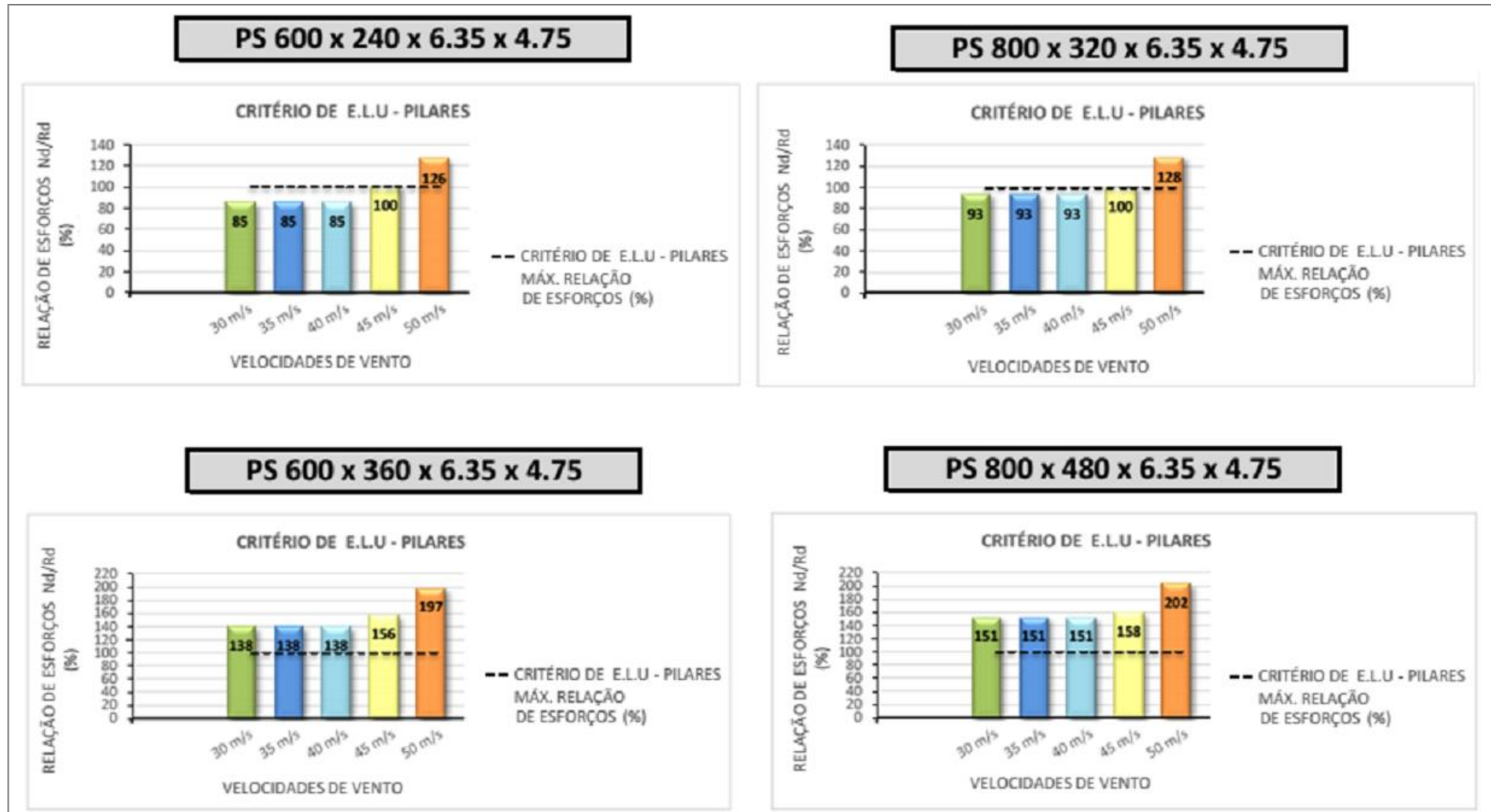
Fonte: Autor (Valores retirados da memória de cálculo do Software MCalc 3D)

Figura 26 – Gráficos – Máximos percentuais da relação de esforços em função da velocidade de vento para cada perfil - Critério de E.L.U - Vigas



Fonte: Autor (Valores retirados da memória de cálculo do Software MCalc 3D)

Figura 27 – Gráficos – Máximos percentuais da relação de esforços em função da velocidade de vento para cada perfil - Critério de E.L.U - Pilares



Fonte: Autor (Valores retirados da memória de cálculo do Software MCalc 3D)

## 5.2 Verificação dos modelos no Estado Limite de Serviço - Deslocamentos

Neste trabalho a verificação dos deslocamentos máximos verticais e horizontais foi feita com base no critério indicado no Anexo C da NBR 8800:2008. A qual diz que tais deslocamentos “devem ser entendidos como valores práticos a serem utilizados para verificação do estado-limite de serviço de deslocamentos excessivos da estrutura” (ABNT, 2008, p.115).

Os valores limites de deslocamentos máximos, verticais (flechas) e horizontais para os modelos de galpões analisados são apresentados na Tabela 11, conforme recomendações da NBR 8800/2008, em que L é o vão teórico entre apoios e H é a altura total do pilar (distância do topo à base).

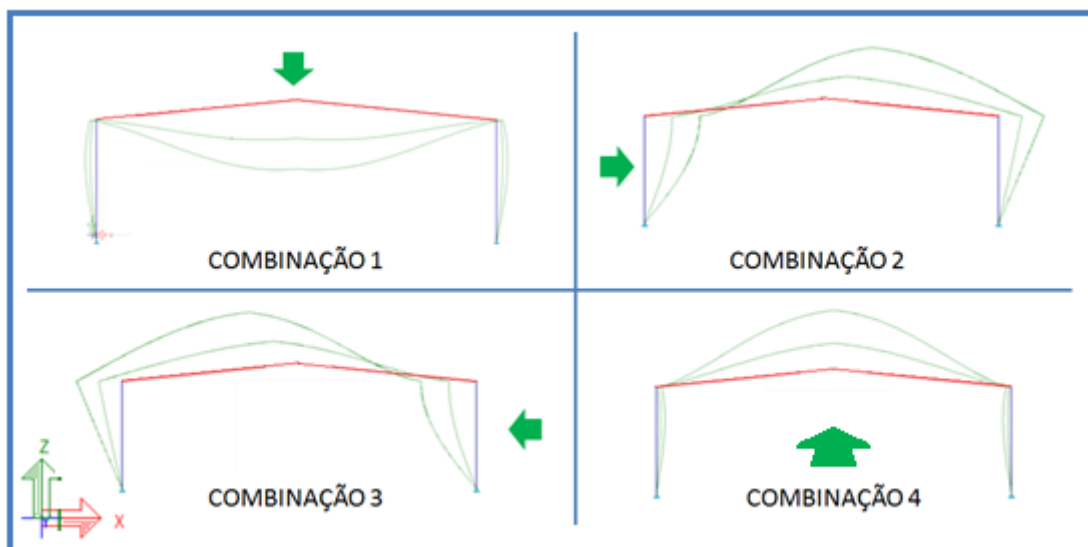
**Tabela 11 – Limites dos deslocamentos máximos verticais e horizontais para os modelos de galpões analisados, conforme NBR 8800/2008.**

DESCRIÇÃO	DESLOCAMENTOS MÁXIMOS ( $\delta$ ) NBR8800/2008	DESLOCAMENTOS MÁXIMOS ( $\delta$ ) Modelos analisados
Deslocamento vertical em vigas de cobertura	L/250	Vão: 20 metros $2000/250 = 8\text{cm} = 80\text{mm}$
Deslocamento horizontal do topo dos pilares em relação à base para galpões em geral	H/300	Altura do pilar: 6 metros $600/300 = 2\text{cm} = 20\text{mm}$

Fonte: Autor

A Figura 28 apresenta os desenhos relativos às deformações das diversas combinações de ações, elaborados pelo software MCalc3D. Nela, é possível observar que a Combinação 1 gerou deslocamentos verticais (eixo z) nas vigas, bem como deslocamentos horizontais (predominantes no eixo x) no nó de ligação entre as vigas e os pilares. Já as combinações 2 e 3 geraram deslocamentos horizontais e verticais nas vigas, e também deslocamentos horizontais (predominantes no eixo x) nos nós entre as vigas e os pilares, em função das cargas transversais do vento. No que diz respeito à 4ª combinação de ações, observa-se deslocamentos verticais (eixo z) nas vigas, bem como deslocamentos horizontais (predominantes no eixo x) nos nós entre as vigas e os pilares, devido às cargas longitudinais do vento. Os valores de cada deslocamento podem ser consultados nas Tabelas 6 e 7.

**Figura 28 - Diagramas de deformações conforme Combinações**



Fonte: MCalc 3D (Adaptado pelo autor)

Na Tabela 7, é possível notar que os valores máximos dos deslocamentos dos pilares gerados pela Combinação 2 foram praticamente iguais aos ocasionados pela Combinação 3. Por isso, na representação gráfica das Figuras 29 e 30, as combinações 2 e 3 foram apresentadas com o mesmo indicador.

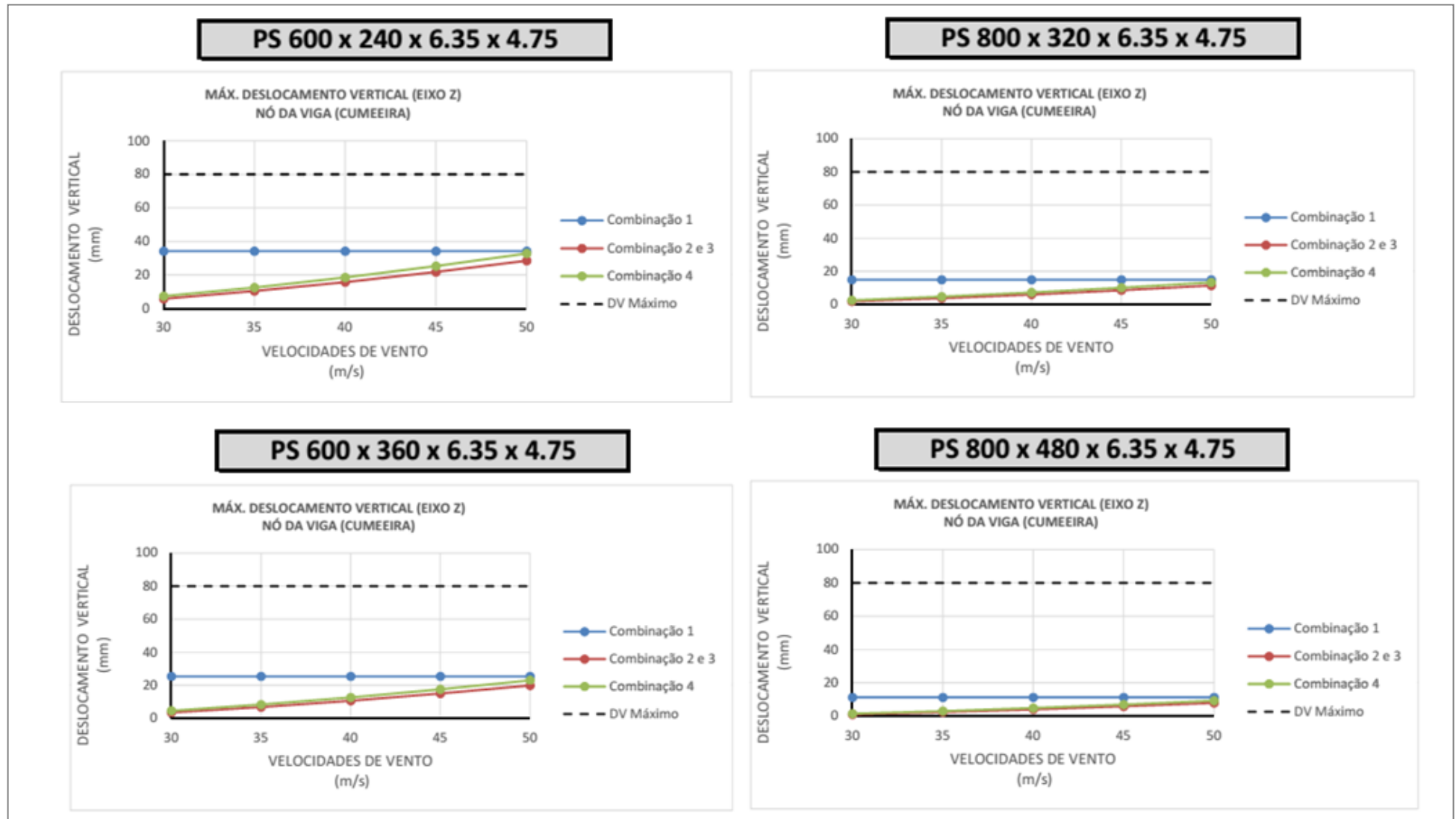
Nas Figuras 29 e 30, verifica-se que os deslocamentos máximos gerados pela combinação 1, em cada perfil avaliado, não variaram diante das alterações de velocidade do vento, pois a combinação 1 considera somente ações verticais, como a ação permanente, sobrecarga e peso próprio.

Ao analisar a representação gráfica dos deslocamentos máximos horizontais, apresentada na Figura 30, verifica-se que as combinações 2 e 3 (linhas vermelhas) foram as que ocasionaram os maiores deslocamentos horizontais nas estruturas avaliadas. Isto é, as ações dos ventos que atuam na direção transversal ao galpão são as responsáveis pelos maiores deslocamentos horizontais.

Quanto ao deslocamento vertical, é possível constatar, mediante os gráficos comparativos da Figura 29, que todos os modelos estruturais analisados atenderam ao ELS de deslocamentos excessivos da estrutura. Porém, ao se avaliar os deslocamentos horizontais nos gráficos da Figura 30, observa-se que os galpões formados pelos perfis 600X240 e 600x360 excederam ao limite de deslocamento horizontal estabelecido em norma, devido à atuação dos ventos de velocidade de 50 m/s. Sendo que, o perfil 600x240 também excedeu o limite de deslocamento horizontal na velocidade do vento de 45m/s.

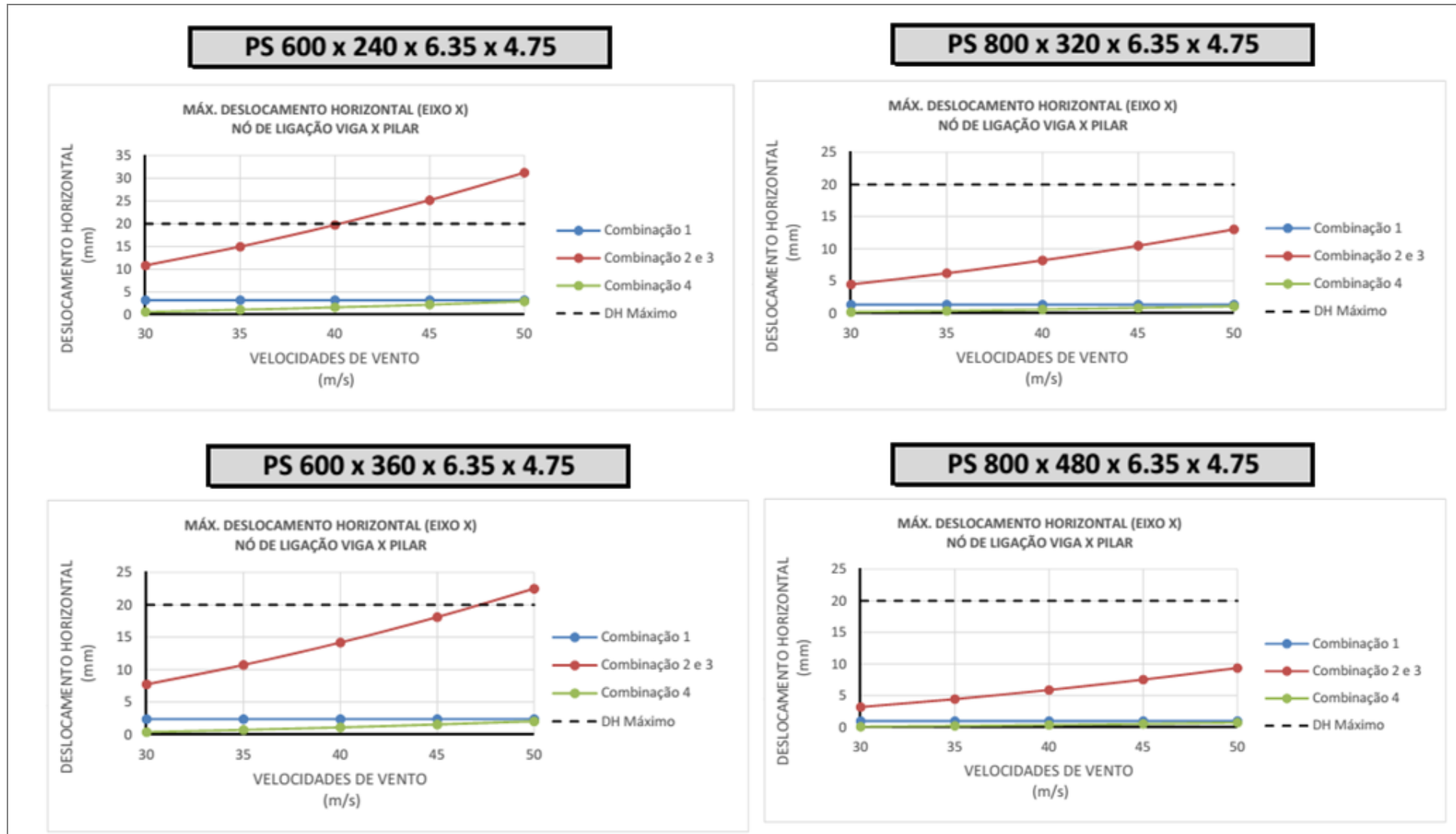


Figura 29 – Gráficos – Deslocamentos máximos verticais em função das velocidades de vento, para cada perfil analisado.



Fonte: Autor (Valores retirados da memória de cálculo do Software MCalc 3D)

Figura 30 – Gráficos - Deslocamentos máximos horizontais em função das velocidades de vento, para cada perfil analisado.



Fonte: Autor (Valores retirados da memória de cálculo do Software MCalc 3D)

## 6. CONSIDERAÇÕES FINAIS

### 6.1 Conclusões

Sob o ponto de vista estrutural, observou-se que nas velocidades de vento, 30, 35, 40 e 45 m/s, dos quatro perfis analisados, apenas dois obedecem ao critério de ELU nas vigas e nos pilares: os perfis 600x240 e 800x320. Porém, quanto aos limites de deslocamentos máximos verticais e horizontais, o perfil 600x240 foi aprovado somente para os ventos de velocidade 30m/s, 35m/s e 40m/s, e o perfil 800x320 foi aprovado para todas as velocidades de ventos.

Assim sendo, o perfil PS 800x320 foi o que teve melhor desempenho para a maior quantidade de velocidades de vento, já que atendeu aos critérios de ELU e ELS, analisados para os ventos de 30, 35, 40 e 45m/s, sendo válido, portanto, para uma estrutura principal de galpão de uso geral nas regiões Norte, Nordeste e parte das regiões Centro-Oeste e Sudeste.

Também foi possível concluir que cada perfil analisado nas cinco variações de vento possui comportamento idêntico em três velocidades - 30, 35 e 40 m/s - o que compreende as ações das velocidades médias dos ventos de aproximadamente 90% do território brasileiro.

Quanto às velocidades de ventos de 45 m/s e 50 m/s, que envolvem a região Sul do Brasil e partes da região Centro-Oeste e Sudeste, é necessário dar maior atenção aos esforços dos ventos, pois nessa análise, as combinações de ações que consideraram os ventos foram as mais desfavoráveis à segurança da estrutura, apresentando variações crescentes das relações de esforços, conforme o aumento das velocidades, o que nos faz compreender o grande número de sinistros por vendavais na região Sul do Brasil.

Nesse contexto, os resultados do presente estudo reforçam a importância das ações de vento ao se projetar estruturas leves, cujos ventos intensos podem gerar instabilidade estrutural, colocando em risco o conforto e a segurança, e podendo ser, portanto, a causa de sinistros nessas edificações.

No que diz respeito ao comportamento estrutural, em função das características geométricas dos perfis pré-dimensionados por fórmula empírica, observou-se que os perfis de maior altura flambaram na mesa e os perfis de menor altura flambaram na alma. Com isso, no que tange ao pré-dimensionamento dos

perfis, notou-se que o aumento da largura da mesa pode diminuir a resistência das vigas e dos pilares, gerando instabilidade no comportamento estrutural por flambagem.

Assim, considerando as infinitas possibilidades de pré-dimensionamento, vários responsáveis técnicos por projetos de edificações, a exemplo de arquitetos e engenheiros, podem ser induzidos a considerar que o aumento da largura da mesa de um perfil “I” o tornará mais resistente. No entanto, isso pode gerar aumento do parâmetro de esbeltez da peça e redução do momento resistente da seção, apresentando instabilidade no comportamento estrutural por flambagem local, podendo resultar no colapso da peça ou do conjunto estrutural.

Dessa forma, ressalta-se a importância do conhecimento técnico para se realizar um dimensionamento por meio de análises numéricas, com as devidas avaliações dos esforços de tração, compressão e flexão, conforme as normas estabelecidas para segurança, conforto e estabilidade das estruturas.

## **6.2 Sugestões para Pesquisas Futuras**

Sugere-se para o desenvolvimento de futuros trabalhos:

- Analisar o comportamento estrutural dos pórticos com nervuras de rigidez para combater a flambagem;
- Avaliar os efeitos dos ventos, bem como a pressão interna em galpões com diferentes localizações de aberturas dominantes;
- Analisar sistemas estruturais para galpões compostos por viga treliçada e Vierendel para coberturas planas de duas águas;
- Analisar sistemas estruturais para galpões compostos por vigas em arco;
- Realizar estudos econômicos de sistemas estruturais para galpões industriais,
- Analisar sistemas estruturais para galpões industriais com variação de espaçamentos entre os pórticos.

## 7. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8800: Projeto de Estruturas de Aço e de Estrutura Mistas de Aço e Concreto de Edifícios**, Rio de Janeiro, 2008.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 14762: Dimensionamento de Estruturas de Aço Constituídas por Perfis Formados a Frio**, Rio de Janeiro, 2010.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6355: Perfis Estruturais de Aço Formados a Frio**, Rio de Janeiro, 2012.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6123: Forças Devidas ao Vento em Edificações**, Rio de Janeiro, 1988.

BELLEI, I. H. **Edifícios Industriais em Aço**. 6ª. ed. São Paulo: Pini, 2010.

BLESSMANN, J. **Considerações sobre alguns tópicos para uma norma de vento**. 2ª. ed. Porro Alegre: Editora da URGS - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 1979.

CARVALHO, P. R. M. D.; GRICOLETTI, G.; DALTROZO BARBOSA, G. **Curso Básico de Perfis de Aço Formados a Frio**. 3ª. ed. Porto Alegre: [s.n.], 2014.

FAKURY, R. H.; REIS DE CASTRO E SILVA, A. L.; BARRETO CALDAS, R. **Dimensionamento básico de elementos estruturais de aço e mistos de aço e concreto**. São Paulo: Pearson Education do Brasil, 2016.

HOROSTECKI, M. NDOonline. **Notícias do Dia**, 2016. Disponível em: <<https://ndonline.com.br/florianopolis/noticias/vendaval-derruba-galpao-de-transportadora-em-tijucas>>. Acesso em: 21 junho 2017.

MARCELLI, M. **Sinistros na construção civil: causas e soluções para danos e prejuízos em obras**. 1ª. ed. São Paulo: Pini, 2007.

MARINGONI, H. M. PRINCÍPIOS DE ARQUITETURA EM AÇO. In: \_\_\_\_\_ **Coletânea do Uso do Aço**. 2ª Edição. ed. [S.I.]: Perfis Gerdau Aço Minas, v. 4, 2004.

MICHELLE SIMÕES REBOITA, NISIA KRUSCHE, TÉRCIO AMBRIZZI, ROSMERI PORFÍRIO DA ROCHA. Entendendo o Tempo e o Clima na América do Sul. **Terra e didática**, 2012.

NOGUEIRA, G. S. **Avaliação de soluções estruturais para galpões compostos por perfis de aço formados a frio**. 2009. 161 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro preto. [S.l.].

PFEIL, W.; PFEIL, M. **Estruturas de Aço - Dimensionamento Prático de Acordo com a NBR 8800**: 2008. 8ª edição. ed. [S.l.]: LTC, 2015.

PINHEIRO, A. C. D. F. B. **Estruturas metálicas: cálculos, detalhes, exercícios e projetos**. 1ª Edição. ed. São Paulo: Edgard Blucher, 2003.

PR, G. G1. **Portal de notícias da Globo**, 2015. Disponível em: <<http://g1.globo.com/pr/norte-noroeste/noticia/2015/01/o-vento-foi-muito-forte-lembra-funcionario-de-lavanderia-destruida.html>>. Acesso em: 21 junho 2017.

REBELLO, Y. C. P. **A Concepção Estrutural e a Arquitetura**. 4ª Edição. ed. São Paulo: Zigurate, 2006.

REBELLO, Y. C. P. **Bases para Projeto Estrutural na Arquitetura**. São Paulo: Zigurate, 2007.

REBELLO, Y. C. P. **Estruturas de aço, concreto e madeira: atendimento a expectativa dimensional**. 5ª Edição. ed. São Paulo: Zigurate, 2011.

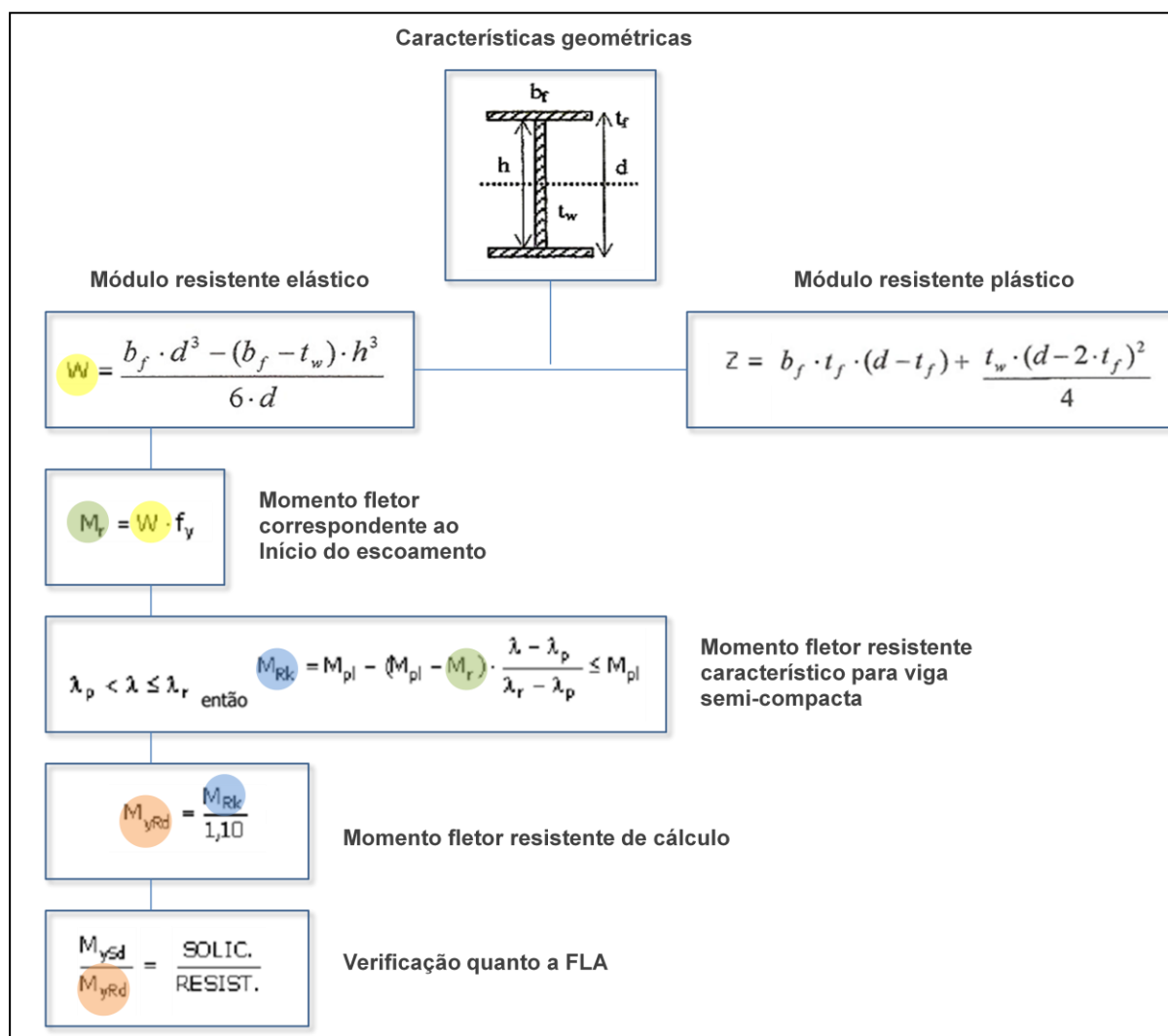
REBOITA, M. S. et al. Entendendo o Tempo e o Clima na América. **TERRÆ DIDÁTICA**, 2012.

## 8. APÊNDICE

Fluxograma – influência das características geométricas de um perfil I no cálculo de flambagem local da alma em torno do eixo y.

As dimensões da mesa e da alma determinam o módulo resistente elástico ( $W$ ) e plástico ( $Z$ ) da seção de uma viga em perfil I. O módulo resistente elástico ( $W$ ) é considerado no cálculo do momento fletor correspondente ao início do escoamento ( $M_r$ ), e este determina o momento fletor resistente característico ( $M_{Rk}$ ) o qual é considerado no cálculo do momento fletor resistente ( $M_{yRd}$ ), utilizado na comparação com momento de solicitação ( $M_{ySd}$ ) para verificação da resistência a Flambagem Local da Alma.

Figura 31 – Fluxograma - Influência das características geométricas de um perfil I metálico no cálculo de flambagem local da alma em torno do eixo y.



## 9. ANEXO

### 9.1 Anexo A

Memória de cálculo da verificação do Perfil PS 600 x 360 x 6.35 x 4.75 para  $V_0=45\text{m/s}$ , conforme NBR 8800/2008 e NBR 14762/2010, fornecida pelo software MCalc3D.

#### Perfil PS

Perfil: PS 600 x 360 x 6.35 x 4.75  
Aço: ASTM A36  $f_y = 250\text{ MPa}$   $f_u = 400\text{ MPa}$

#### COMPRIMENTOS DA BARRA

$K_x L_x = 202,99\text{ cm}$   $K_z L_z = 202,99\text{ cm}$   
 $K_y L_y = 202,99\text{ cm}$   $L_b = 202,99\text{ cm}$

### 1. Cálculo da Tração

$C_T = 1,00$  Coeficiente de redução da área líquida  
 $A_n = 73,62\text{ cm}^2$  Área líquida da seção transversal  
 $A_e = C_T \cdot A_n = 73,62\text{ cm}^2$  Área líquida efetiva da seção transversal

$$N_{tRd1} = \frac{A \cdot f_y}{1,10} = 167310,80\text{ kgf} \quad \text{Resistência de escoamento}$$

$$N_{tRd2} = \frac{A_e \cdot f_u}{1,35} = 218123,70\text{ kgf} \quad \text{Resistência à ruptura}$$

$$N_{tRd} = 167310,80\text{ kgf} \quad \text{Força normal resistente de cálculo à tração}$$

$$\frac{\text{SOLIC.}}{\text{RESIST.}} = \frac{N_{tSd}}{N_{tRd}} = 0,00 < 1,00 \quad \text{OK!}$$

### 2. Cálculo da Compressão

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_y}{(K_y \cdot L_y)^2} = 23138891,80\text{ kgf}$$

$$N_{ez} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{(K_z \cdot L_z)^2} = 2365688,50\text{ kgf}$$

$$N_{et} = \frac{1}{r_o^2} \cdot \left[ \frac{\pi^2 \cdot E \cdot C_w}{(K_t \cdot L_t)^2} + G \cdot J \right] = 2890486,76\text{ kgf}$$

$$H = 1 - \frac{\chi_o^2}{r_o^2} = 1,00$$

$$N_{ext} = \frac{N_{ex} + N_{et}}{2 \cdot H} \cdot \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{4 \cdot N_{ex} \cdot N_{et} \cdot H}{(N_{ex} + N_{et})^2}} \right] = 2890486,76\text{ kgf}$$

$$N_e = 2365688,50\text{ kgf}$$



$Q = 0,26$  Fator de redução associado à instabilidade local

$$N_{pl} = A \cdot f_y = 184041,88 \text{ kgf}$$

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{Q \cdot N_{pl}}{N_e}} = 0,14$$

$$\lambda_0 \leq 1,5 \text{ então } \chi = 0,658 (\lambda_0)^2 = 0,99$$

$$N_{cRd} = \frac{\chi \cdot Q \cdot A \cdot f_y}{1,10} = 42496,27 \text{ kgf}$$

$$\frac{\text{SOLIC.}}{\text{RESIST.}} = \frac{N_{cSd}}{N_{cRd}} = 0,00 < 1,00 \quad \text{OK!}$$

### 3. Cálculo da Resistência à Flexão - eixo Y

$\sigma_r = 750,00 \text{ kgf/cm}^2$  Tensão residual

$W = 1610,06 \text{ cm}^3$  Módulo resistente elástico

$Z = 1766,68 \text{ cm}^3$  Módulo resistente plástico

$M_{pl} = Z \cdot f_y = 4416694,83 \text{ kgf.cm}$  Momento fletor de plastificação da seção

#### 3.1. FLT - Flambagem Lateral com Torção

$$\lambda = \frac{L_b}{r_z} = 24,78 \quad \text{Parâmetro de esbeltez}$$

$$\lambda_p = 1,76 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 49,78 \quad \text{Parâmetro de esbeltez correspondente à plastificação}$$

$$\beta_1 = 0,17$$

$$\lambda_r = \frac{1,38 \cdot \sqrt{I_y \cdot I_t}}{r_y \cdot I_t \cdot \beta_1} \cdot \sqrt{1 + \sqrt{1 + \frac{27 \cdot C_w \cdot \beta_1^2}{I_y}}} = 126,26 \quad \text{Parâmetro de esbeltez correspondente ao início do escoamento}$$

$M_r = (f_y - \sigma_r) \cdot W = 2817597,12 \text{ kgf.cm}$  Momento fletor correspondente ao início do escoamento

$C_b = 1,32$  Fator de modificação para diagrama de momento fletor não-uniforme

$$M_{cr} = \frac{C_b \cdot \pi^2 \cdot E \cdot I_y}{L_b^2} \cdot \sqrt{\frac{C_w}{I_y} \cdot \left(1 + 0,039 \cdot \frac{I_t \cdot L_b^2}{C_w}\right)} \leq M_{pl} = 4416694,83 \text{ kgf.cm} \quad \text{Momento fletor de flambagem elástica}$$

$$\lambda \leq \lambda_p \text{ então } M_{Rk} = \frac{M_{pl}}{1,10}$$

$M_{Rk}^{FLT} = 4416694,83 \text{ kgf.cm}$  Momento fletor resistente característico para o estado limite FLT

#### 3.2. FLM - Flambagem Local da Mesa

$$\lambda = \frac{b}{t} = 27,97 \quad \text{Parâmetro de esbeltez}$$

$$\lambda_p = 0,38 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 10,75 \quad \text{Parâmetro de esbeltez correspondente à plastificação}$$

$$k_c = \frac{4}{\sqrt{h/t_w}} = 0,36$$

$$\lambda_r = 0,95 \cdot \sqrt{\frac{E}{(f_y - \sigma_r) / k_c}} = 19,26 \quad \text{Parâmetro de esbeltez correspondente ao início do escoamento}$$

$$M_{cr} = \frac{0,90 \cdot E \cdot k_c}{\lambda^2} \cdot W_c = 1332384,02 \text{ kgf.cm} \quad \text{Momento fletor de flambagem elástica}$$

$$\lambda > \lambda_r \text{ então } M_{Rk} = M_{cr} \leq M_{pl}$$

$$M_{Rk}^{FLM} = 1332384,02 \text{ kgf.cm} \quad \text{Momento fletor resistente característico para o estado limite FLM}$$

### 3.3. FLA - Flambagem Local da Alma

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = 123,64 \quad \text{Parâmetro de esbeltez}$$

$$\lambda_p = 3,76 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 106,35 \quad \text{Parâmetro de esbeltez correspondente à plastificação}$$

$$\lambda_r = 5,70 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 161,22 \quad \text{Parâmetro de esbeltez correspondente ao início do escoamento}$$

$$M_r = W \cdot f_y = 4025138,75 \text{ kgf.cm} \quad \text{Momento fletor correspondente ao início do escoamento}$$

$$\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r \text{ então } M_{Rk} = M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \cdot \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \leq M_{pl}$$

$$M_{Rk}^{FLA} = 4293292,39 \text{ kgf.cm} \quad \text{Momento fletor resistente característico para o estado limite FLA}$$

$$M_{Rk} = 1332384,02 \text{ kgf.cm} \quad \text{Momento fletor resistente característico}$$

$$M_{yRd} = \frac{M_{Rk}}{1,10} = 1211258,20 \text{ kgf.cm} \quad \text{Momento fletor resistente de cálculo}$$

$$\frac{\text{SOLIC.}}{\text{RESIST.}} = \frac{M_{ySd}}{M_{yRd}} = 1,54 > 1,00 \quad \text{ERRO!}$$

## 4. Cálculo da Resistência à Flexão - eixo Z

$$\sigma_r = 750,00 \text{ kgf/cm}^2 \quad \text{Tensão residual}$$

$$W = 274,35 \text{ cm}^3 \quad \text{Módulo resistente elástico}$$

$$Z = 414,79 \text{ cm}^3 \quad \text{Módulo resistente plástico}$$

$$M_{pl} = Z \cdot f_y = 1036981,85 \text{ kgf.cm} \quad \text{Momento fletor de plastificação da seção}$$

### 4.1. FLM - Flambagem Local da Mesa

$$\lambda = \frac{b}{t} = 28,35 \quad \text{Parâmetro de esbeltez}$$

$$\lambda_p = 0,38 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 10,75 \quad \text{Parâmetro de esbeltez correspondente à plastificação}$$

$$\lambda_r = 0,95 \cdot \sqrt{\frac{E}{(f_y - \sigma_r) / k_c}} = 19,26 \quad \text{Parâmetro de esbeltez correspondente ao início do escoamento}$$

$$\lambda > \lambda_r \text{ então } M_{Rk} = M_{cr} \leq M_{pl}$$

$$M_{Rk}^{FLM} = 221083,51 \text{ kgf.cm} \quad \text{Momento fletor resistente característico para o estado limite FLM}$$

$$M_{Rk} = 221083,51 \text{ kgf.cm} \quad \text{Momento fletor resistente característico}$$

$$M_{zRd} = \frac{M_{Rk}}{1,10} = 200985,00 \text{ kgf.cm} \quad \text{Momento fletor resistente de cálculo}$$

$$\frac{\text{SOLIC.}}{\text{RESIST.}} = \frac{M_{zSd}}{M_{zRd}} = 0,00 < 1,00 \quad \text{OK!}$$

## 5. Cálculo da Resistência ao cortante - eixo Y

$$\lambda = \frac{h}{t} = 56,69 \quad \text{Parâmetro de esbeltez}$$

$$k_v = 5,00 \quad \text{Coeficiente de flambagem local por cisalhamento}$$

$$\lambda_p = 1,10 \cdot \sqrt{\frac{k_v \cdot E}{f_y}} = 69,57 \quad \text{Parâmetro de esbeltez limite para plastificação}$$

$$\lambda_r = 1,37 \cdot \sqrt{\frac{k_v \cdot E}{f_y}} = 86,65 \quad \text{Parâmetro de esbeltez limite para início de escoamento}$$

$$A_w = 30,40 \text{ cm}^2 \quad \text{Área efetiva de cisalhamento}$$

$$V_{pl} = 0,60 \cdot A_w \cdot f_y = 45605,70 \text{ kgf} \quad \text{Força cortante correspondente à plastificação}$$

$$\lambda \leq \lambda_p \quad \text{então} \quad V_{Rk} = V_{pl}$$

$$V_{yRd} = \frac{V_{Rk}}{1,10} = 41459,73 \text{ kgf} \quad \text{Resistência ao esforço cortante em relação ao eixo Y}$$

$$\frac{\text{SOLIC.}}{\text{RESIST.}} = \frac{V_{ySd}}{V_{yRd}} = 0,00 < 1,00 \quad \text{OK!}$$

## 6. Cálculo da Resistência ao cortante - eixo Z

$$\lambda = \frac{h}{t} = 123,64 \quad \text{Parâmetro de esbeltez}$$

$$k_v = 5,00 \quad \text{Coeficiente de flambagem local por cisalhamento}$$

$$\lambda_p = 1,10 \cdot \sqrt{\frac{k_v \cdot E}{f_y}} = 69,57 \quad \text{Parâmetro de esbeltez limite para plastificação}$$

$$\lambda_r = 1,37 \cdot \sqrt{\frac{k_v \cdot E}{f_y}} = 86,65 \quad \text{Parâmetro de esbeltez limite para início de escoamento}$$

$$A_w = 28,50 \text{ cm}^2 \quad \text{Área efetiva de cisalhamento}$$

$$V_{pl} = 0,60 \cdot A_w \cdot f_y = 42750,00 \text{ kgf} \quad \text{Força cortante correspondente à plastificação}$$

$$\lambda > \lambda_r \quad \text{então} \quad V_{Rk} = 1,24 \cdot \left(\frac{\lambda_p}{\lambda}\right)^2 \cdot V_{pl}$$

$$V_{zRd} = \frac{V_{Rk}}{1,10} = 15257,30 \text{ kgf} \quad \text{Resistência ao esforço cortante em relação ao eixo Z}$$

$$\frac{\text{SOLIC.}}{\text{RESIST.}} = \frac{V_{zSd}}{V_{zRd}} = 0,40 < 1,00 \quad \text{OK!}$$

## 7. Equações de Interação

$$\frac{N_{tSd}}{2 \cdot N_{tRd}} + \left( \frac{M_{xSd}}{M_{xRd}} + \frac{M_{ySd}}{M_{yRd}} \right) = 1,54$$

$$\frac{N_{cSd}}{2 \cdot N_{cRd}} + \left( \frac{M_{xSd}}{M_{xRd}} + \frac{M_{ySd}}{M_{yRd}} \right) = 1,54$$