

**CURSO DE ENGENHARIA CIVIL**

Felipe Augusto Bonzanini

**ESTUDO COMPARATIVO ENTRE O DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURA  
METÁLICA FEITO PELA NBR 8800:2008 E PELO EUROCODE 3**

Santa Cruz do Sul, novembro de 2013

Felipe Augusto Bonzanini

**ESTUDO COMPARATIVO ENTRE O DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURA  
METÁLICA FEITO PELA NBR 8800:2008 E PELO EUROCODE 3**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado à  
Universidade de Santa Cruz do Sul – UNISC na área  
de Estruturas Metálicas, como requisito parcial para  
obtenção do título de Engenheiro Civil.

Orientador: Prof. Msc. Leandro Olivio Nervis

Santa Cruz do Sul, novembro de 2013

Felipe Augusto Bonzanini

ESTUDO COMPARATIVO ENTRE O DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURA  
METÁLICA FEITO PELA NBR 8800:2008 E PELO EUROCODE 3

Este trabalho de conclusão de curso foi submetido à banca de avaliação do Curso de Engenharia Civil da Universidade de Santa Cruz do Sul – UNISC, como requisito parcial para obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.

Mestre Leandro Olivio Nervis  
Professor Orientador – UNISC

Mestre Letícia Diesel  
Professora Examinadora – UNISC

Doutor Eduardo Rizzatti  
Professor Examinador - UFSM

Santa Cruz do Sul, novembro de 2013

## **AGRADECIMENTOS**

Agradeço primeiramente a Deus por ter me proporcionado a oportunidade de realizar um curso superior e por ter me dado saúde e força para vencer os desafios e obter as conquistas ao longo desse período.

Agradeço a toda minha família pela educação, incentivo e auxílio nos estudos, sempre me motivando a alcançar minhas metas.

Também agradeço ao prof. Msc. Valdi Henrique Spohr por ter me sugerido este tema de trabalho; a prof. Msc. Jennefer Lavor Bentes por ter me auxiliado na parte inicial de projeto de trabalho; ao prof. Dr. Eduardo Rizzatti por ter me auxiliado na parte final e ao prof. Msc. Leandro Olivio Nervis pela ajuda e competência em resolver os problemas que surgiram ao longo deste ano.

Agradeço ao Instituto Superior Técnico pelo conhecimento e materiais cedidos durante a primeira etapa deste trabalho em Portugal.

Agradeço aos demais professores e colegas que me ajudaram de uma forma ou de outra e pelo companheirismo nos estudos durante todo esse período de graduação.

## RESUMO

No presente trabalho é comentado a respeito da utilização do sistema construtivo em estruturas metálicas no Brasil e na Europa, bem como as muitas vantagens apreciáveis desse sistema no momento de definir o projeto. É apresentado também como é organizado o sistema de normas estruturais europeias, em especial o Eurocode 3 de 2005, que trata do dimensionamento de estruturas metálicas na Europa. É descrito sobre o dimensionamento elástico e o dimensionamento plástico de estruturas metálicas, sendo este último muito utilizado na Europa tendo em vista ser mais econômico, obtendo mais vantagem dos materiais nos Estados Limites Últimos.

Com base nisso, esse trabalho faz uma comparação de dimensionamento de estruturas em aço baseado na NBR 8800:2008 e no Eurocode 3. São demonstradas as fases de quantificação de ações (incluindo cálculo de vento e neve), combinações, análise estrutural, dimensionamento elástico e verificações dos pórticos de um galpão construído em perfis metálicos laminados em alma cheia seguindo o Eurocode 3, o qual já foi dimensionado de acordo com a NBR 8800:2008 no Manual de Construção em Aço: Galpões para Usos Gerais, do Centro Brasileiro da Construção em Aço.

Ao final, conclui-se que o resultado do cálculo das solicitações é bem maior utilizando o Eurocode, mas os esforços resistentes também são maiores, obtendo-se resultados semelhantes quando comparadas ambas as normas nos Estados Limites Últimos, mesmo possuindo métodos de cálculo diferentes. Também é observada uma exigência maior por parte da NBR quanto aos Estados Limites de Serviço, possuindo limites de deslocabilidade mais exigentes do que as normas europeias, sendo este um fato de muita relevância ao tratar do dimensionamento de estruturas metálicas.

Palavras-chave: Estruturas Metálicas, Eurocode 3, NBR 8800:2008.

## ABSTRACT

In this work is discussed about the use of the constructive system in metallic structures in Brazil and Europe, as well as the many considerable advantages of this system when defining the project. It is also shown how is organized the system of European structural standards, in particular the Eurocode 3, 2005, which deals with the design of steel structures in Europe. It is described about the elastic and plastic sizing of steel structures, the latter widely used in Europe in order to be more economical, getting more advantage of the materials in the Serviceability Limit States.

Based on this, this work makes a comparison of sizing steel structures based on NBR 8800:2008 and Eurocode 3. Phases of quantification of actions (including calculation of wind and snow), combinations, structural analysis, elastic sizing and verifications of the portico built in rolled metal profiles in full soul are demonstrated following the Eurocode 3, which has already been dimensioned according to NBR 8800:2008 in the Manual de Construção em Aço: Galpões para Usos Gerais, by Centro Brasileiro da Construção em Aço.

Finally, it is concluded that the calculation result of solicitations is much higher using the Eurocode, but the resistant forces are also higher, obtaining similar results compared both standards in the Ultimate Limit States, even having different calculation methods. Greater emphasis is also observed by the NBR as the Serviceability Limit States, having displaceability limits stricter than European standards, this is a fact of great importance when dealing about the design of steel structures.

Keywords: Steel Structures, Eurocode 3, NBR 8800:2008.

## LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 01 – Pontes em estrutura metálica em Berlim.....	15
Figura 02 – Edifício Leadenhall, Londres .....	16
Figura 03 – Torre Eiffel.....	21
Figura 04 – Perfis metálicos H .....	30
Figura 05 – Diagramas de tensão: elástico, elastoplástico e plástico, respectivamente. ....	33
Figura 06 – Deslocamentos típicos $\Delta$ e $\delta$ .....	35
Figura 07 – Ponte D. Luis I.....	37
Figura 08 – Seção transversal / fachada.....	39
Figura 09 – Plano de cobertura .....	39
Figura 10 – Elevação lateral.....	39
Figura 11 – Coeficientes finais de pressão externa.....	44
Figura 12 – Forças finais de vento .....	44
Figura 13 – Valores de momento fletor para a combinação Fd1.....	47
Figura 14 – Diagrama de esforço normal para a combinação Fd1.....	48
Figura 15 – Diagrama de esforço cortante para a combinação Fd1.....	48
Figura 16 – Diagrama de momento fletor para a combinação Fd1 .....	49
Figura 17 – Diagrama de esforço normal para a combinação Fd2.....	49
Figura 18 – Diagrama de esforço cortante para a combinação Fd2.....	49
Figura 19 – Diagrama de momento fletor para a combinação Fd2 .....	50
Figura 20 – Diagrama de esforço normal para a combinação Fd3.....	50
Figura 21 – Diagrama de esforço cortante para a combinação Fd3.....	50
Figura 22 – Diagrama de momento fletor para a combinação Fd3 .....	51
Figura 23 – Base rotulada .....	53

Figura 24 – Curvas de flambagem .....	60
Figura 25 – Distâncias entre travamentos das vigas.....	68
Figura 26 – Combinação Fd1 .....	75
Figura 27 – Combinação Fd2 .....	75
Figura 28 – Combinação Fd3 .....	75
Figura 29 – Diagrama de corpo livre para cálculo dos deslocamentos verticais .....	79
Figura 30 – Deformada da estrutura .....	79
Figura 31 – Diagrama de corpo livre para cálculo dos deslocamentos horizontais .....	79
Figura 32 – Deformada da estrutura .....	80



## LISTA DE TABELAS

Tabela 01 – Limites máximos das relações largura-espessura para componentes comprimidos.....	28
Tabela 02 – Ações permanentes na estrutura.....	40
Tabela 03 – Coeficientes de pressão externa nas paredes e no telhado. ....	43
Tabela 04 – Ações verticais das combinações peela NBR 8800 e pelo EC3, e suas diferenças .....	46
Tabela 05 – Valores de reações e solicitações de uma análise linear e não-linear.....	47
Tabela 06 – Características dos perfis W 310x38,7 e IPE 300 .....	52
Tabela 07 – Esforços máximos nos pilares e nas vigas.....	54
Tabela 08 – Valores do coeficiente de esbelteza .....	57
Tabela 09 – Valores recomendados para o fator $\alpha$ .....	58
Tabela 10 – Escolha da curva de flambagem em função da seção transversal.... .....	59
Tabela 11 – Curvas de flambagem lateral.....	63
Tabela 12 – Valores recomendados de $\alpha_{LT}$ .....	64
Tabela 13 – Esforços máximos nos pilares e nas vigas.....	76

## LISTA DE ABREVIATURAS

a.C.	Antes de Cristo
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
AISC	American Institute of Steel Construction
ASTM	American Society for Testing and Materials
CBCA	Centro Brasileiro da Construção em Aço
CEN	Comitê Europeu de Normalização
EC / EN	Eurocode (Eurocódigo)
ELS	Estados Limites de Serviço (ou utilização)
ELU	Estados Limites Últimos
EUA	Estados Unidos
MPa	Mega Pascal
NBR	Denominação de Norma da ABNT
RSA	Regulamento de Segurança e Acções (Portugal)
UNISC	Universidade de Santa Cruz do Sul

## LISTA DE SÍMBOLOS

$A$	Área
$\alpha$	Coeficiente de dilatação térmica linear
$\alpha(cr)$	Fator de carga pelo qual deve ser multiplicado o carregamento de cálculo para se obter a carga crítica de instabilidade global da estrutura
$e, t$	Espessura
$E$	Módulo de elasticidade
$F_{cr}$	Valor crítico do carregamento associado à instabilidade elástica num modo global com deslocamentos laterais, determinado com base nos valores de rigidez inicial
$F_{ed}$	Valor de cálculo do carregamento da estrutura
$F_n$	Força nocional
$f_u$	Tensão última
$f_y$	Tensão de escoamento
$G$	Coeficiente de elasticidade transversal
$h_p$	Altura da seção transversal do pilar
$h_v$	Altura da seção transversal da viga
$L_{fl}$	Comprimento de flambagem de um elemento
$M$	Momento fletor
$P - \delta$	Correspondem aos efeitos dos deslocamentos ao longo do comprimento de um elemento
$P - \Delta$	Correspondem aos efeitos de deslocamento nas extremidades dos elementos
$p$	Massa específica
$\nu$	Coeficiente de Poisson
$\lambda_x$	Esbeltez em relação ao eixo 'x'
$\lambda_y$	Esbeltez em relação ao eixo 'y'
$\delta$	Deslocamento de um nó
$\delta_{máx}$	Deslocamento máximo de um nó

# SUMÁRIO

<b>1 INTRODUÇÃO</b> .....	14
<b>1.1 Área e Limitação do Tema</b> .....	17
<b>1.2 Justificativa</b> .....	18
<b>1.3 Objetivos do Trabalho</b> .....	18
<b>1.3.1 Objetivo Principal</b> .....	18
<b>1.3.2 Objetivos Específicos</b> .....	19
<b>2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA</b> .....	20
<b>2.1 Breve Histórico</b> .....	20
<b>2.2 A Construção Metálica no Brasil e na Europa nos Dias Atuais</b> .....	22
<b>2.3 Vantagens e Desvantagens da Construção Metálica</b> .....	23
<b>2.4 Normas de Construção Metálica</b> .....	24
<b>2.4.1 Normalização Europeia</b> .....	24
<b>2.4.1.1 Eurocode 3</b> .....	25
<b>2.4.1.2 Tipos e Perfis de Aço Utilizados na Europa</b> .....	26
<b>2.4.1.3 Propriedades Mecânicas Segundo o EC3</b> .....	26
<b>2.4.1.4 Classificação das Seções Transversais Segundo o EC3</b> .....	27
<b>2.4.2 Normalização Brasileira</b> .....	28
<b>2.4.2.1 Tipos de Aço Utilizados no Brasil</b> .....	29
<b>2.4.2.2 Propriedades Mecânicas Segunda a NBR 8800</b> .....	30
<b>2.4.2.3 Classificação das Seções Transversais Segundo a NBR 8800:2008</b> .....	31
<b>3. DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURAS METÁLICAS</b> .....	32
<b>3.1 Dimensionamento Plástico de Estruturas Metálicas</b> .....	32

3.2 Imperfeições nas Estruturas.....	34
3.3 Efeitos de 2ª Ordem.....	34
3.4 Contraventamentos .....	36
3.5 Dimensionamento Elástico de Estruturas Metálicas Esbeltas .....	37
<b>4 METODOLOGIA .....</b>	<b>38</b>
4.1 Considerações Principais .....	38
4.2 Apresentação do Pavilhão Industrial.....	38
<b>5 DESENVOLVIMENTO .....</b>	<b>40</b>
5.1 Ações Atuantes na Estrutura.....	40
5.1.1 Quantificação da Ação da Neve .....	41
5.1.2 Quantificação da Ação do Vento .....	42
5.2 Combinações .....	44
5.3 Análise Estrutural .....	46
5.4 Pré-dimensionamento .....	52
5.5 Pilares .....	55
5.5.1 Verificação ao Esforço Normal de Tração.....	55
5.5.2 Verificação ao Esforço Normal de Compressão.....	56
5.5.3 Verificação da Capacidade ao Cisalhamento .....	61
5.5.4 Verificação da Capacidade à Flexão.....	62
5.5.5 Flexão Composta com Compressão.....	64
5.6 Vigas .....	67
5.6.1 Verificação ao Esforço Normal de Tração.....	67
5.6.2 Verificação ao Esforço Normal de Compressão.....	68
5.6.3 Verificação da Capacidade ao Cisalhamento .....	69
5.6.4 Verificação da Capacidade à Flexão.....	70
5.6.5 Flexão Composta com Esforço Cortante .....	71

5.7 Verificação Quanto aos Estados Limites de Serviço.....	72
5.8 Demais Elementos do Galpão.....	73
5.9 Verificação Com os Carregamentos Calculados pelo Eurocode.....	74
5.9.1 Verificação Quanto aos Estados Limites Últimos .....	76
5.9.2 Verificação Quanto aos Estados Limites de Serviço .....	78
5.9.3 Análise Final dos Resultados.....	80
6 CONCLUSÃO .....	81
ANEXO A – Dados de Perfis Laminados IPE e IPEA .....	83
ANEXO B – Dados de Perfis Laminados IPE e IPEA parte 2 .....	84
ANEXO C – Limites máximos das relações largura/espessura para componentes comprimidos.....	85
ANEXO D – Fatores de interação $k_{ij}$ para elementos não susceptíveis à deformação por torção .....	86
ANEXO E – Coeficientes de momento uniforme equivalente $C_m$ do anexo D ....	87
REFERÊNCIAS .....	88

## 1. INTRODUÇÃO

Dentre as principais aplicações das estruturas em aço estão: os edifícios, residências, pontes, viadutos, passarelas, coberturas, torres, postes, indústria naval, escadas e mezaninos (PINHEIRO, 2005).

A utilização das estruturas metálicas abrange tanto edifícios residenciais, comerciais e principalmente industriais, devido às suas diversas vantagens como, por exemplo:

- tempo de execução reduzido (produção industrial e seriada);
- capacidade de vencer grandes vãos;
- redução do peso próprio da estrutura e das cargas nas fundações;
- menor quantidade de operários envolvidos na mão de obra;
- maior confiabilidade (material homogêneo e fabricação controlada);
- maior limpeza do canteiro de obras (utilização reduzida da madeira);
- menor impacto ambiental (menos madeira e o aço é 100% reciclável);
- maior liberdade arquitetônica (projetos mais arrojados);
- maior área útil da edificação;
- facilidade de desmontagem e reaproveitamento em uma obra futura;
- maior facilidade de reforço e ampliação da edificação;
- precisão de dimensões (podendo-se encomendar acessórios como portas e janelas antecipadamente); dentre outras.

São essas as características que têm transformado a construção civil no maior mercado para produtores de aço no exterior.

Atualmente, essas características estão começando a ser percebidas por aqui também. A construção metálica vem crescendo muito no Brasil, porém seu uso ainda está muito baixo em comparação com os países europeus, EUA e Japão.

Segundo Dias (1998), nos países desenvolvidos, o sistema metálico é muito mais utilizado, pois com esse processo construtivo as etapas de construção são simplificadas e mais rápidas do que o processo convencional em estrutura de concreto armado.

A título de exemplo, na figura 01 observam-se duas pontes em estrutura metálica em Berlim, sendo que há muitas outras espalhadas pela cidade, demonstrando um elevado uso da estrutura metálica na Alemanha. A ponte mais elevada é de função ferroviária, suportando, portanto, altos carregamentos em um grande vão. A leveza e resistência do aço o tornam um material bastante apropriado para este caso.

**Figura 01 – Pontes metálicas em Berlim, Alemanha.**



Fonte: o autor, 2013.

O Brasil não possui uma cultura voltada para o uso de estruturas metálicas (ANDRADE, 1998). Para o arquiteto Biselli (2006, apud CBCA), isso é reflexo das primeiras obras da arquitetura moderna brasileira, na figura de Oscar Niemayer e da Escola Carioca de Arquitetura, pois naquela época, a engenharia era a do concreto. No Brasil, entre 4% e 5% dos prédios construídos com mais de quatro andares usam estrutura de aço. Já na Inglaterra, o percentual é de mais de 70% (CBCA, 2006). A figura 02 mostra o Edifício Leadenhall ainda em construção (apelidado de *Cheesegrater*), se tratando de um edifício comercial de 50 andares e mais de 200 metros de altura no centro de Londres, onde sua fachada em vidro duplo permite visualizar a estrutura metálica do mesmo. Sua conclusão está prevista para 2014.



**Figura 02 – Edifício Leadenhall, Londres.**



Fonte: o autor, 2013.

De acordo com Paulo Tomazelli, diretor executivo do Centro Brasileiro da Construção em Aço (CBCA), não há restrições técnicas, legais ou de disponibilidade de materiais que impeçam a utilização dessa tecnologia em larga escala no país. O que existe é uma limitação de ordem cultural. O presidente da Abcem, Luiz Carlos Caggiano Santos, lembra: “no mercado europeu, e principalmente na Inglaterra, bem como nos Estados Unidos, o consumo de aço para construção civil gira em torno de 100 kg *per capita* ao ano, enquanto no Brasil não chega a 12 kg. Por isso qualquer profissional que se dedicar a esse assunto tem muitas oportunidades para crescer no mercado, pois esse mercado pode dobrar. As oportunidades profissionais são muitas, pois o setor como um todo tem uma falta muito grande de profissionais qualificados. Praticamente não há engenheiros treinados nessa área.” (Revista Grandes Construções, 2011).

É importante o nosso país olhar o sistema de estruturas em aço com outros olhos, deixar o bloqueio da parte cultural de lado e buscar capacitar mão de obra e investir em projetos de qualidade, seguindo o caminho dos países desenvolvidos.

O projeto e a execução de edificações em estruturas metálicas são regidos por normas específicas. No caso da Europa existem os Eurocodes, ou em português, Eurocódigos, que são um novo conjunto de códigos europeus de projeto estrutural para construção e obras de engenharia civil. Foram concebidos e desenvolvidos ao longo dos últimos 30 anos com a experiência combinada dos Estados membros da União Europeia, que são, indiscutivelmente, os códigos estruturais mais avançados do mundo. O Eurocode 3 (EN 1993, ou EC3) é o que trata sobre as estruturas metálicas.

No Brasil, o projeto e a execução seguem regras e diretrizes por normas de responsabilidade da Associação Brasileira de Normas Técnicas, as NBR's. A NBR 8800 trata das estruturas metálicas e mistas, tendo esta, no ano de 2008, uma revisão e atualização com uma nova versão. Como principais referências foram utilizadas normas internacionais como as europeias EN 1993-1:2005 e EN 1994-1:2004 e a americana ANSI/AISC 360-05 que são muito recentes. Portanto, a nova NBR 8800:2008 incorpora o que existe de mais moderno no mundo e visa contribuir para o avanço da construção metálica e mista no Brasil.

Neste trabalho pretende-se comparar o dimensionamento básico de um galpão industrial em estrutura metálica calculado pela NBR 8800:2008 e calculado pelo EC3, destacando e analisando as principais divergências encontradas e suas influências na estrutura, e evidenciando o que há de diferente em se projetar um galpão metálico no Brasil e na Europa.

## **1.1 Área e Limitação do Tema**

Este trabalho delimita-se a mostrar uma comparação sobre o uso das estruturas metálicas no Brasil e na Europa, bem como comparar a ABNT NBR 8800 de 2008 com o Eurocode 3 realizando um básico dimensionamento dos pórticos de um pavilhão em estrutura metálica pelo Eurocode 3, já dimensionado pela NBR 8800 no Manual de Construção em Aço – Galpões para Uso Geral, do CBCA, disponível gratuitamente para download mediante um simples cadastro no endereço eletrônico <http://www.cbca-acobrasil.org.br>.

O dimensionamento se limita somente aos pórticos do pavilhão submetido apenas a carregamento de serviço. Carregamentos classificados como acidentais ou excepcionais, como por exemplo, sismos, incêndios e uso de maquinário pesado sobre as lajes conforme a destinação da edificação não serão analisados; tampouco elementos estruturais das fundações e dimensionamento das ligações, tendo em vista sua amplitude e complexidade.

## **1.2 Justificativa**

A ABNT NBR 8800 foi recentemente atualizada, no ano de 2008, e teve significativas mudanças. O Eurocode 3 utilizado na Europa foi atualizado em 2005, sendo também recente, de certa forma. É importante entender as semelhanças e diferenças de métodos de cálculo utilizados e identificar as razões das divergências nos resultados do dimensionamento.

Esse entendimento auxilia o projetista a compreender melhor as etapas de dimensionamento de uma estrutura e perceber muitas diferenças no projeto básico de estruturas metálicas realizados no Brasil e na Europa.

## **1.3 Objetivos do Trabalho**

Os objetivos do presente trabalho estão classificados em principal e específico e são apresentados nos itens seguintes.

### **1.3.1 Objetivo Principal**

O principal objetivo deste trabalho é dimensionar os pórticos de um pavilhão em estrutura metálica pelo Eurocode 3, pavilhão este já dimensionado pelas diretrizes da NBR 8800 de 2008, e comparar as diversas etapas de cálculo das solicitações, análise estrutural, dimensionamento e verificação, explicitando as principais semelhanças e divergências normativas.

### 1.3.2 Objetivos Específicos

Os objetivos específicos deste trabalho são:

- Mostrar uma análise comparativa entre a utilização do sistema de estrutura metálica no Brasil e na Europa;
- Apresentar como funciona a organização dos códigos estruturais europeus e a classificação dos perfis;
- Dimensionar os pórticos de um pavilhão simples em estrutura metálica pelas diretrizes do Eurocode 3;
- Comparar os cálculos e critérios de projeto adotados pela NBR 8800:2008 com os critérios do Eurocode 3.

## 2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

### 2.1 Breve Histórico

Grandes descobertas conduzem a novas descobertas. Depois de o homem ter encontrado o cobre e logo depois o bronze, a prata e o ouro, o ferro também passou a ser utilizado, embora seu uso somente foi verdadeiramente estabelecido por volta do ano 500 a.C. na Europa. Com o passar do tempo, suas técnicas de fabricação e seu uso foi aperfeiçoado, surgindo o aço.

Depois de ocorrida a queda do Império Romano, durante a idade Média, por volta do século VIII, foi desenvolvido na Espanha o termo “Forja Catalã”, que trata de um novo processo de obtenção do ferro e do aço de uma maneira muito mais eficiente do que os fornos utilizados nos demais países. Essa foi uma grande evolução e logo foi se alastrando para a França, Alemanha e Inglaterra. Naquela época, o ferro era obtido na forma de uma massa pastosa moldada pelo uso do martelo.

Depois do ano 1500, ao fim da idade média, com a revolução industrial e a expansão do maquinismo, o processo de fabricação do ferro foi evoluindo e surge o ferro fundido, sendo possível moldar peças.

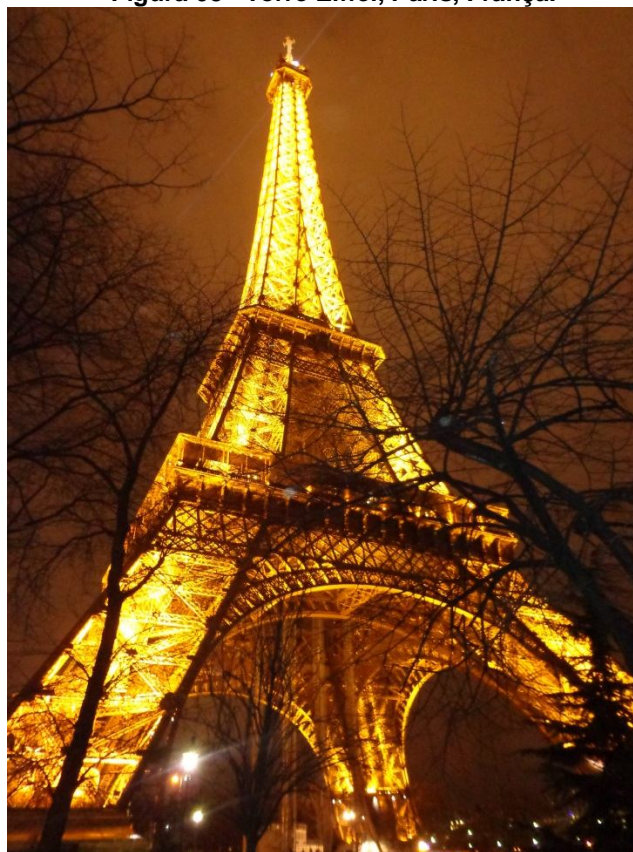
A Inglaterra foi muito beneficiada nessa conquista científica, pois possuía grandes jazidas de minério de ferro e carvão mineral em seu território, e logo dominou o mercado internacional do ferro. Lá foi construída a primeira ponte de ferro do mundo, no ano de 1779, em Coalbrookdale. As atividades de metalurgia foram crescendo. No ano de 1830, entra em atividade a ferrovia ligando as cidades de Liverpool e Manchester. Isso deu início ao mercado ferroviário no mundo, com a construção de longas ferrovias pela Inglaterra e também nos Estados Unidos.

As primeiras habitações de ferro eram casas portáteis produzidas na Inglaterra e destinadas às suas colônias. Devido à resistência de suas peças e à simplicidade de suas conexões, essas casas eram capazes de resistir aos terremotos. O único problema com essas casas foi que suas paredes consistiam de folhas de metal simples, e com a incidência do sol, estas se tornavam rapidamente

muito quentes e era insuportável permanecer dentro delas durante as épocas de calor (SCHULITZ, 2000).

Já antes do ano 1900, os Estados Unidos já eram os maiores produtores de aço do mundo. Nessa época, muitas construções em aço foram feitas. A Ponte do Brooklin, em Nova Iorque (1883); a Torre Eiffel, em Paris (1889); o edifício Empire State, também localizado em Nova Iorque (1933); a brilhante Ponte Golden Gate, em São Francisco (1937), dentre muitas outras. A Torre Eiffel (figura 03) foi construída entre 1887 e 1889 e projetada pelo eng. Gustave Eiffel, construtor de pontes e mestre em estruturas metálicas. Ela possui 320 metros de altura e, até 1930, foi a estrutura mais alta do mundo.

**Figura 03 - Torre Eiffel, Paris, França.**



Fonte: o autor, 2012.

No início da colonização do Brasil, a metalurgia era desenvolvida por ferreiros vindos de grupos de portugueses que desembarcavam em terras brasileiras, utilizando matéria prima importada e, portanto, cara. As obras iniciais em estruturas metálicas também foram na construção de ferrovias.

Durante o século XX, as construções em aço se intensificaram nos países como EUA, Japão e na Europa, devido às suas inúmeras vantagens e facilidades. No entanto, no Brasil e nos demais países em geral, esse fato não se verificou. A Indústria Siderúrgica realmente implantou-se no Brasil após a 2ª Guerra Mundial, com a Usina Presidente Vargas em Volta Redonda no Rio de Janeiro (PFEIL, 2009). Apesar de algumas obras importantes no final da década de 40, a construção metálica brasileira andava devagar e com o desaquecimento da construção de ferrovias, durante o governo de Juscelino Kubitschek, devido a um Plano de Metas que contemplava a implantação da indústria automobilística, o uso do aço não teve grande prosseguimento. O Brasil que sempre importava o aço, após a década de 70, passou a exportar, devido ao baixíssimo consumo interno.

## **2.2 A Construção Metálica no Brasil e na Europa nos Dias Atuais**

No presente, muitos países nórdicos vivem uma crise, atingindo muito forte o setor da construção civil. Na Europa, países como Portugal, Espanha, França, Itália e Grécia vivem uma grave desaceleração da economia e um aumento do desemprego. Segundo especialistas, a construção civil é a principal responsável pelo elevado índice de desemprego, tendo em vista o grande número de trabalhadores e o alto capital monetário que circula neste setor.

O esfriamento da economia mundial nos últimos anos tem atingido grandes empresas produtoras de aço.

Observou-se que, há alguns anos atrás, na Europa, construíram-se muitas novas residências e as técnicas construtivas estavam evoluindo muito. No entanto, a população de muitos países, tais como os citados acima, vem diminuindo nos últimos anos e a demanda por novas residências é muito pequena. Isso desencadeou um superávit no setor imobiliário, possuindo pouca procura para muitas residências disponíveis. Além disso, houve muitos adiamentos e

cancelamentos de projetos públicos. Com isso, a construção civil na Europa diminuiu muito o ritmo, ficando mais restrita a obras de reabilitação.

Já no Brasil, a situação é oposta. A população aumentou muito e existe uma grande falta de residências. A situação econômica está melhorando e os investimentos no setor imobiliário vêm crescendo. Junto com isso, a implantação de novas técnicas construtivas também está em elevação, também notadamente no que se refere às construções em aço.

Atualmente, a tendência na área de construção é de aumentar a utilização de estrutura metálica (ANDRADE, 2000). Nos últimos anos o mercado automotivo estava utilizando mais aço do que a construção civil, e em 2007, isso se inverteu. Com o desenvolvimento de novos produtos e de sistemas complementares para a estrutura metálica, a demanda do aço nas construções só tende a aumentar no país.

### **2.3 Vantagens e Desvantagens da Construção Metálica**

Conforme já citado, são muitas as vantagens que a estrutura metálica nos oferece. O aço possui uma resistência elevada em comparação com outros materiais; a estrutura fica muito mais leve, diminuindo as cargas nas fundações; as peças são fabricadas por processos seriados e controlados; permite vencer grandes vãos; possui um curto prazo de execução; utiliza menos espaço no canteiro de obras, além de ser mais limpa; existe a possibilidade de reaproveitamento e reciclagem dos materiais, etc.

Estruturas em aço possuem algumas desvantagens como uma limitação na geometria das peças aos perfis disponibilizados pelos fabricantes, a necessidade de tratamentos específicos em algumas regiões próximas ao mar, bem como de manutenção mais frequente. Existe também a dificuldade de transporte de peças em grandes centros urbanos, e em alguns locais, dificuldade em encontrar mão de obra especializada (PINHEIRO, 2005).

Na construção metálica, o projeto é a parte mais demorada, mas compensada pela montagem na obra que leva menos tempo, liberando o imóvel para ocupação e gerando um retorno mais rápido do investimento. Atualmente, com o aprimoramento dos softwares de análise, cálculo e detalhamento estruturais, esse tempo de projeto vem sendo reduzido.



A questão da sustentabilidade também é uma vantagem do aço, pois além de ser 100% reciclável, diminui o uso da madeira na obra. O desmonte e a inserção de outras peças contribuem para o uso de estruturas metálicas em construções temporárias e em novas estruturas.

## **2.4 Normas de Construção Metálica**

O sistema de organização e divisão das normas e códigos na União Europeia segue um padrão diferente do que temos no Brasil. As normas são aplicáveis em todo o continente, sendo que cada país possui resoluções específicas que complementam essas normas, ou normas próprias como o caso das normas DIN na Alemanha.

### **2.4.1 Normalização Europeia**

Desde 1975 a Europa vem se esforçando no sentido de desenvolver e uniformizar regras de cálculo e dimensionamento para os diversos tipos de estruturas. Então foram elaborados eurocodes (ou em português, eurocódigos), tendo a Comissão Europeia mandatado o CEN (Comitê Europeu de Normalização) em 1990 para a elaboração de nove eurocodes estruturais através da sua Comissão Técnica CEN/TC 250, designados da seguinte forma:

- EN 1990 Eurocode 0: Bases de Projeto
- EN 1991 Eurocode 1: Ações em Estruturas
- EN 1992 Eurocode 2: Projeto de Estruturas de Concreto
- EN 1993 Eurocode 3: Projeto de Estruturas de Aço
- EN 1994 Eurocode 4: Projeto de Estruturas Mistas Aço-Concreto
- EN 1995 Eurocode 5: Projeto de Estruturas de Madeira
- EN 1996 Eurocode 6: Projeto de Estruturas de Alvenaria
- EN 1997 Eurocode 7: Projeto Geotécnico
- EN 1998 Eurocode 8: Disposições para Projeto de Estruturas Resistentes aos Sismos
- EN 1999 Eurocode 9: Projeto de Estruturas de Alumínio

Os eurocodes estruturais são complementados com Anexos Nacionais, da responsabilidade dos organismos de normalização nacionais.

### 2.4.1.1 Eurocode 3

O Eurocode 3: Projeto de Estruturas de Aço, ou simplesmente EC3, é dividido em 6 partes:

- EN 1993-1: Regras gerais e regras para edifícios
- EN 1993-2: Pontes
- EN 1993-3: Torres, mastros e chaminés
- EN 1993-4: Depósitos, silos e oleodutos
- EN 1993-5: Estacas
- EN 1993-6: Estruturas de aparelhos de elevação

A Parte 1 do EC3 (EN 1993-1) inclui regras e disposições gerais para edifícios, as demais partes incluem regras aplicáveis a outros tipos de estruturas. Essa Parte 1 é ainda subdividida em 12 subpartes, conforme se descreve a seguir:

- EN 1993-1-1: Regras gerais e regras para edifícios
- EN 1993-1-2: Verificação da resistência ao fogo
- EN 1993-1-3: Elementos e chapas finas conformados a frio
- EN 1993-1-4: Aço inoxidável
- EN 1993-1-5: Estruturas Constituídas por placas
- EN 1993-1-6: Resistência e estabilidade de cascas
- EN 1993-1-7: Estruturas constituídas por placas carregadas transversalmente
- EN 1993-1-8: Ligações
- EN 1993-1-9: Fadiga
- EN 1993-1-10: Tenacidade dos materiais e propriedades no sentido da espessura
- EN 1993-1-11: Dimensionamento de estruturas com componentes tracionadas em aço
- EN 1993-1-12: Regras suplementares para aço de alta resistência

Neste trabalho, entretanto, será mencionada principalmente a subparte EN 1993-1-1 que fala sobre as regras gerais da construção metálica.

#### **2.4.1.2 Tipos e Perfis de Aço Usados na Europa**

A indústria do aço provê uma grande variedade de peças com suas diferentes formas e seções para a construção metálica. Um edifício é o resultado da combinação dessas peças, e o desafio de concepção consiste em fazer a escolha mais racional (BALLIO, 1983).

Os perfis de aço laminados a quente ou com seções tubulares mais utilizados na Europa são, em geral, o S235, S275, S355, S420 e S460, em que a letra S significa *Steel* e o número na sequência determina a tensão de escoamento do aço em *MPa*.

Um exemplo de perfil em I bastante usado é o IPE 300; e um de perfil em H é o HEA 200, em que o número significa a altura do perfil em milímetros. Um exemplo de perfil tubular é o CHS 82.5x10, que possui 82.5 mm de diâmetro exterior e 10 mm de espessura.

#### **2.4.1.3 Propriedades Mecânicas Segundo o EC3**

As propriedades mecânicas mais comuns dos aços são especificadas na cláusula 3.2 da parte 1-1 do EC3:

- Módulo de elasticidade:  $E = 210.000 \text{ MPa}$
- Coeficiente de Poisson:  $\nu = 0,3$
- Módulo de elasticidade transversal:  $G = 81.000 \text{ MPa}$
- Coeficiente de dilatação térmica linear:  $\alpha = 1,2 * 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$
- Massa específica:  $\rho = 7850 \text{ kg/m}^3$

#### 2.4.1.4 Classificação das Seções Transversais Segundo o EC3

De acordo com o item 5.2.2 do EC3-1-1 são definidas quatro classes de seções, dependentes da esbelteza dos elementos, de acordo com a tabela 01:

- Classe 1: são aquelas seções em que pode formar uma rótula plástica, com capacidade de rotação necessária para uma análise plástica, sem redução da mesma;
- Classe 2: são as que podem atingir o momento resistente plástico, mas a capacidade de rotação está limitada pela flambagem local;
- Classe 3: são aquelas que a fibra mais comprimida do elemento de aço pode atingir a tensão de escoamento, mas a flambagem local pode impedir que seja atingido o momento resistente plástico; e
- Classe 4: são as seções que ocorrem fenômenos localizados de flambagem antes de atingir a tensão de escoamento numa ou mais partes da seção transversal.

Muitos perfis laminados de aço são de classes 1 e 2, mas os perfis soldados e as chapas muito utilizadas na construção civil costumam ser de classes 3 ou 4.

**Tabela 01 – Limites máximos das relações largura-espessura para componentes comprimidos.**

Componentes internos comprimidos						
						Eixo de flexão
						Eixo de flexão
Classe	Componente solicitado à flexão	Componente solicitado à compressão	Componente solicitado à flexão e à compressão			
Distribuição das tensões nos componentes (compressão positiva)						
1	$c/t \leq 72\epsilon$	$c/t \leq 33\epsilon$	quando $\alpha > 0,5$ : $c/t \leq \frac{396 \epsilon}{13 \alpha - 1}$ quando $\alpha \leq 0,5$ : $c/t \leq \frac{36 \epsilon}{\alpha}$			
2	$c/t \leq 83\epsilon$	$c/t \leq 38\epsilon$	quando $\alpha > 0,5$ : $c/t \leq \frac{456 \epsilon}{13 \alpha - 1}$ quando $\alpha \leq 0,5$ : $c/t \leq \frac{41,5 \epsilon}{\alpha}$			
Distribuição das tensões nos componentes (compressão positiva)						
3	$c/t \leq 124\epsilon$	$c/t \leq 42\epsilon$	quando $\psi > -1$ : $c/t \leq \frac{42\epsilon}{0,67 + 0,33\psi}$ quando $\psi \leq -1$ <sup>*)</sup> : $c/t \leq 62\epsilon(1 - \psi)\sqrt{(-\psi)}$			
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$	$f_y$	235	275	355	420	460
	$\epsilon$	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

<sup>\*)</sup>  $\psi \leq -1$  aplica-se quando a tensão de compressão  $\sigma \leq f_y$ , ou quando a extensão de tração  $\epsilon_y > f_y/E$ .

Fonte: EC3.

## 2.4.2 Normalização Brasileira

A Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) é o Foro Nacional de Normalização no Brasil.

No que tange a Estruturas Metálicas, a principal norma é a NBR 8800:2008 – Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. Ela trata de dois assuntos distintos (estruturas de aço e mistas), sendo que pelo sistema europeu estes assuntos são divididos no EC3 e EC4, conforme já descrito.

Esta norma por si só não abrange tudo o que é preciso para a construção de edifícios em estruturas metálicas, precisando ser complementada por outras normas técnicas, tais como:

- NBR 6120:1980 – Cargas para o cálculo de estruturas de edificações.
- NBR 6123:1988 – Forças devidas ao vento em edificações
- NBR 6648:1984 – Chapas grossas de aço-carbono para uso estrutural.
- NBR 6649:1986 – Chapas finas a frio de aço-carbono para uso estrutural.
- NBR 6650: 1986 – Chapas finas a quente de aço-carbono para uso estrutural.
- NBR 14323:1999 – Dimensionamento de estruturas de aço de edifícios em situações de incêndio (procedimento).
- NBR 14762:2001 – Dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio (procedimento).
- NBR 15421:2006 – Projeto de estruturas resistentes a sismos (procedimentos).

A NBR 8800 teve uma nova versão em 2008, onde teve algumas mudanças em relação à sua antiga versão de 1986. Uma das mudanças é que o dimensionamento estrutural é feito de acordo com o Método dos Estados Limites, e não mais pelo Método das Tensões Admissíveis, que é um método obsoleto.

#### **2.4.2.1 Tipos de Aço Utilizados no Brasil**

Dos tipos de aço utilizados no Brasil, o mais comum é o aço-carbono ASTM A36 (norma americana), que possui como tensão de escoamento  $f_y = 250$  MPa e tensão última  $f_u = 400$  a  $550$  MPa. Ele é utilizado de modo geral em perfis, chapas e barras, para construção de edifícios, pontes e estruturas pesadas (PINHEIRO, 2005).

O aço ABNT MR-250 é mais utilizado para perfis laminados, com  $f_y = 250$  MPa e  $f_u = 400$  MPa e com baixo teor de carbono, possuindo alta ductilidade.

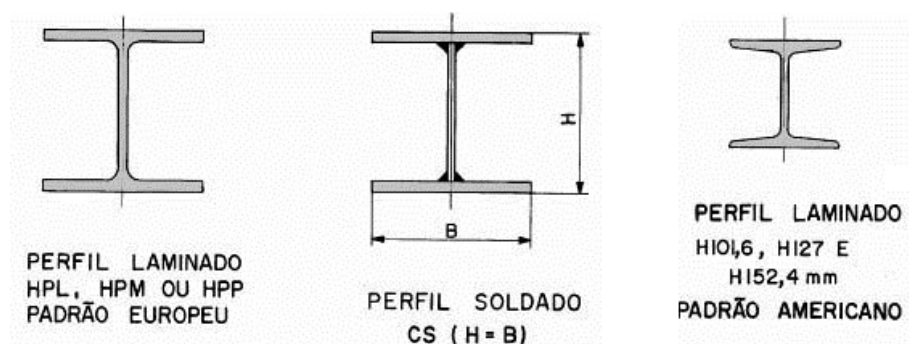
O ASTM A572 de alta resistência mecânica também é utilizado em larga escala no país, devido a sua tensão de escoamento  $f_y = 345$  MPa e tensão última  $f_u = 450$  MPa. É empregado em estruturas que necessitem de um aço mais resistente.

Como aço com alta resistência à corrosão atmosférica, temos o exemplo do ASTM A588, com  $f_y = 345$  MPa e  $f_u = 485$  MPa. Possui 400% da resistência à corrosão do aço-carbono, o que permite seu uso exposto a intempéries. Além disso, ele possui baixo peso e alta resistência mecânica, sendo muito empregado em pontes e viadutos (PINHEIRO, 2005).

Existe uma gama enorme de perfis de aço para estruturas metálicas. Para um bom projeto, sempre é válido consultar os diversos tipos de aço disponíveis na região e comparar suas vantagens/características com seu preço de mercado.

Para fins de comparação, a figura 04 apresenta o perfil laminado H padrão europeu, perfil H soldado e perfil laminado H americano (utilizado no Brasil). Nota-se como maior diferença o fato dos cantos das mesas serem arredondados no perfil padrão americano. Os perfis em H são bastante utilizados para colunas, visto terem valores aproximados de altura e largura e por isso possuem inércia significativa em ambos os eixos.

Figura 04 – Perfis metálicos H.



Fonte: <http://www.metalica.com.br/tipos-de-aco-e-perfis-para-estrutura-metalica-de-edificios>.

#### 2.4.2.2 Propriedades Mecânicas Segundo a NBR 8800:2008

Para efeitos de cálculo, a alínea 4.5.2.9 da NBR 8800:2008 determina que devem ser adotados os seguintes valores:

- Módulo de elasticidade:  $E = 200.000 \text{ MPa}$
- Coeficiente de Poisson:  $\nu = 0,3$
- Módulo de elasticidade transversal:  $G = 77.000 \text{ MPa}$
- Coeficiente de dilatação térmica linear:  $b = 1,2 * 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$
- Massa específica:  $p = 7850 \text{ kg/m}^3$

Nota-se que os valores dos módulos de elasticidade longitudinal e transversal são mais baixos que os adotados pelo Eurocode.

#### **2.4.2.3 Classificação das Seções Transversais Segundo a NBR 8800:2008**

Como o EC3 classifica as seções transversais em 4 classes, a NBR 8800 em seu item 5.1.2.1 classifica as seções em 3 classes, assim como a norma americana AISC, dependendo de seu parâmetro de esbeltez  $\lambda$ .

- Compactas: seções capazes de desenvolver uma distribuição de tensões totalmente plástica, com grande rotação antes do início da flambagem local;
- Semicompactas: os elementos comprimidos podem atingir a resistência ao escoamento levando-se em conta tensões residuais antes que a flambagem local ocorra, mas não apresentam grande capacidade à rotação;
- Esbeltas: um ou mais elementos comprimidos flambam em regime elástico, levando-se em conta as tensões residuais.



### **3. DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURAS METÁLICAS**

O dimensionamento de estruturas em aço pode ser elástico ou plástico. No Brasil predomina o dimensionamento elástico, porém na Europa o dimensionamento plástico é muito utilizado devido ao maior conhecimento e domínio do assunto.

#### **3.1 Dimensionamento Plástico de Estruturas Metálicas**

A existência de um patamar de escoamento e extensões garantidas superiores a 15%  $\epsilon_u \geq 15 \epsilon_y$  e  $f_u/f_y \geq 1,10$  e um comportamento razoavelmente aproximado por uma lei constitutiva elasto-plástica, permitem não só avaliar a resistência das seções assumindo a plastificação total das mesmas como também avaliar a capacidade resistente global de uma estrutura tirando partido da sua hiperestaticidade e da sua plastificação progressiva até a formação de um mecanismo. Essa possibilidade resulta potencialmente em estruturas mais econômicas, através de um maior aproveitamento dos materiais (SIMÕES da Silva, 2007).

Trata-se basicamente de uma redistribuição de esforços em uma estrutura hiperestática devido à plastificação de determinadas seções da estrutura que atuam como rótulas plásticas, em consequência do carregamento ou da diminuição da seção transversal, até tornar-se um sistema hipostático (mecanismo), que é o limite do carregamento, o ponto de colapso da estrutura.

A análise plástica de estruturas pode ser levada a diferentes níveis de sofisticação. Em termos práticos, para a avaliação preliminar de um projeto ou para um pré-dimensionamento, utilizam-se alguns métodos manuais como o da Análise Plástica Limite. Já para a verificação detalhada do dimensionamento, utilizam-se ferramentas computacionais como softwares de análise estrutural.

Genericamente, são três os requisitos básicos para a análise plástica de estruturas: verificação de equilíbrio, satisfação de um critério de escoamento e a verificação de colapso plástico da estrutura (formação de rótulas plásticas). A Análise Plástica Limite ou Método dos Mecanismos é o mais usado, tendo por base

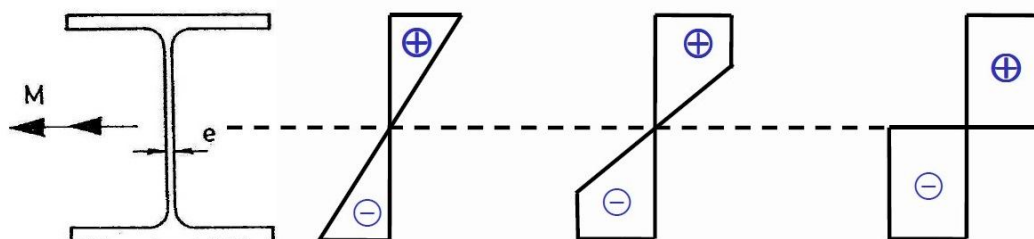
inicial o Princípio dos Trabalhos Virtuais para estabelecer a equação de equilíbrio entre o trabalho total externo produzido pelas forças exteriores e o trabalho interno absorvido nas seções onde se formam as rótulas plásticas (SIMÕES da Silva, 2007).

No entanto, a análise plástica é usualmente utilizada para edifícios de poucos andares. Isso se deve fundamentalmente ao fato de que para a determinação de esforços e deslocamento, a análise global plástica só pode ser utilizada quando a estrutura possuir capacidade de rotação suficiente nos pontos da estrutura em que ocorram rótulas plásticas, de forma a permitir que ocorram as necessárias redistribuições de momentos fletores, sendo essas limitações muito conservadoras. Essas análises são geométrica e materialmente não lineares com imperfeições sempre que a estrutura tenha susceptibilidade elevada aos efeitos de segunda ordem, o que acontece à medida que aumenta o número de andares do edifício (SIMÕES da Silva, 2007).

O dimensionamento plástico de estruturas metálicas é particularmente utilizado no projeto de pavilhões industriais com pórticos de travessas inclinadas. Foi esse tipo de estrutura que popularizou a análise plástica a partir de 1950 na Inglaterra, com a publicação de “The Steel Skeleton” (BAKER et al., 1956).

Todavia, a Análise Plástica só pode ser realizada para seções de classe 1, e alguns casos de classe 2. Já a Análise Elástica pode ser feita para qualquer classe de seção transversal.

**Figura 05 - diagramas de tensão: elástico, elastoplástico e plástico, respectivamente.**



Fonte: Simões da Silva, 2007.

O diagrama elástico acontece para um momento solicitante menor que o momento elástico, isto é, quando a análise ainda é linear e segue a Lei de Hooke. O diagrama elastoplástico ocorre com um momento solicitado maior que o momento elástico, porém ainda abaixo do momento plástico. O diagrama plástico, por sua vez, ocorre quando a sollicitação atinge o momento plástico da seção transversal.

### 3.2 Imperfeições nas Estruturas

Por muito cuidado que se tenha na sua execução, nas estruturas metálicas sempre ocorrem imperfeições, tais como: tensões residuais, excentricidade nas ligações, excentricidade das cargas, falta de verticalidade e falta de linearidade de seus elementos, entre outras. Essas imperfeições são responsáveis pela introdução de esforços secundários adicionais que devem ser tidos em conta na análise global e no dimensionamento dos elementos estruturais (SIMÕES, 2007).

As imperfeições geométricas consistem essencialmente no desvio do seu eixo reto ideal devido ao processo de fabricação e à falta de precisão na montagem. Segundo Ballio (1983), os efeitos das imperfeições no suporte de carga das barras podem ser caracterizados de duas formas:

- Cargas excêntricas nas extremidades das barras;
- Deslocamentos transversais de uma barra submetida a uma deflexão inicial.

As imperfeições numa estrutura podem ser globais ou locais. Elas devem ser consideradas com a forma e direção que conduzam aos efeitos mais desfavoráveis e podem ser simuladas com base no conceito de imperfeição geométrica equivalente (SIMÕES da Silva, 2007).

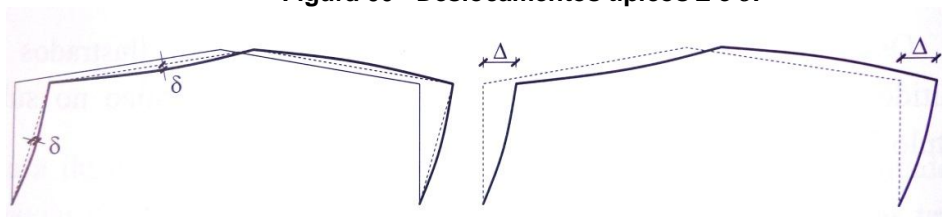
As imperfeições e os efeitos resultantes da não linearidade geométrica são incorporados na fase de verificação do dimensionamento.

### 3.3 Efeitos de 2ª Ordem

O dimensionamento plástico de estruturas metálicas conduz normalmente a estruturas bastante otimizadas e, conseqüentemente, esbeltas. Potencialmente, os fenômenos de instabilidade aumentam com a esbelteza dos elementos, pelo que é normalmente necessário verificar a estabilidade global da estrutura ou de parte da estrutura. Essa verificação obriga uma análise de 2ª ordem, com a consideração de imperfeições (SIMÕES da Silva, 2007).

Normalmente, é habitual subdividir os efeitos de 2º ordem em efeitos  $P - \delta$  (para elementos) e  $P - \Delta$  (para a estrutura). Os efeitos ao nível do elemento  $P - \delta$  correspondem aos efeitos dos deslocamentos ao longo do comprimento de um elemento. Os efeitos ao nível da estrutura  $P - \Delta$  correspondem aos efeitos de deslocamento nas extremidades dos elementos, conforme indica a figura 06.

**Figura 06 - Deslocamentos típicos  $\Delta$  e  $\delta$ .**



Fonte: Simões da Silva, 2007.

Os efeitos de 2ª ordem aumentam não só os deslocamentos mas também os esforços internos relativamente aos de 1ª ordem. Torna-se assim necessário, em primeiro lugar, avaliar se este agravamento é relevante e, seguidamente e em caso afirmativo, calcular os esforços e deslocamentos reais instalados na estrutura. Os procedimentos da avaliação dos efeitos de 2ª ordem entre análise plástica e análise elástica são genericamente os mesmos (SIMÕES da Silva, 2007).

O EC3 impõe a necessidade de tomar em consideração os efeitos de 2ª ordem sempre que:

$$\alpha(cr) = \frac{F_{cr}}{F_{ed}} \leq 10 \text{ (em análise elástica)} \quad (1)$$

$$\alpha(cr) = \frac{F_{cr}}{F_{ed}} \leq 15 \text{ (em análise plástica)} \quad (2)$$

$\alpha(cr)$  – fator de carga pelo qual deve ser multiplicado o carregamento de cálculo para se obter a carga crítica de instabilidade global da estrutura;

$F_{cr}$  – valor crítico do carregamento associado à instabilidade elástica num modo global com deslocamentos laterais, determinado com base nos valores de rigidez inicial;

$F_{ed}$  – valor de cálculo do carregamento da estrutura.

Ainda de acordo com o EC3, a determinação dos efeitos de 2ª ordem pode ser feita de maneira aproximada ou através de uma análise de 2ª ordem mais rigorosa. Esta última alternativa é obrigatória sempre que  $\alpha(cr) \leq 3$ .

A NBR 8800 permite o uso deste mesmo método. No cálculo dos efeitos de 2ª ordem do galpão dimensionado pelo CBCA foi utilizado um programa computacional chamado *Mastan2*.

### 3.4 Contraventamentos

Os contraventamentos são destinados a impedir a encurvadura fora do plano e devem providenciar a efetiva restrição a deslocamentos laterais do banzo comprimido da seção segundo a menor inércia (flambagem), bem como a rotações da seção em torno do eixo longitudinal do elemento. Segundo SIMÕES da Silva (2007) existem basicamente três tipos de contraventamentos:

- Contraventamento lateral: impede deslocamentos transversais do banzo comprimido (segundo a menor inércia da seção);
- Contraventamento torcional: impede a rotação de um elemento em torno de seu eixo principal;
- Contraventamentos parcial do banzo tracionado: não impede a encurvadura fora do plano nesse ponto, é equivalente a um apoio elástico.

A título de exemplo tem-se a ponte D. Luis I, ligando as cidades de Porto à Vila Nova de Gaia, em Portugal (figura 07). Foi construída entre os anos de 1881 e 1888. Observa-se um elevado grau de contraventamentos laterais, principalmente no arco, onde existem elevadas tensões de compressão e a flambagem local nos elementos precisa ser evitada.

**Figura 07 - Ponte D. Luis I, ligando Porto à Vila Nova de Gaia, em Portugal.**



Fonte: o autor, 2013.

### **3.5 Dimensionamento Elástico de Estruturas Metálicas Esbeltas**

A possibilidade de utilizar esbeltezas muito elevadas nas várias partes constituintes de uma seção transversal (almas ou banzos) permite uma otimização significativa no dimensionamento, apesar de eventuais limitações quanto à tensão máxima de dimensionamento a utilizar.

Trata-se das estruturas de classe 4, que são caracterizadas por possuírem partes muito esbeltas, e só podem ser dimensionadas por Análise Elástica, como dito anteriormente.

Neste caso, pode haver encurvadura ou flambagem local nos elementos estruturais antes de atingir a tensão de escoamento em alguma seção da estrutura. Por isso, pode ser necessário utilizar reforços transversais ou longitudinais (nas almas ou nos banzos).

Entretanto, na prática o dimensionamento elástico no Brasil é aplicado a perfis de qualquer classe, mesmo sem tirar proveito da esbelteza elevada (pouco peso de aço). Alguns fatores que implicam isso são a falta de conhecimento em análise plástica, o pensamento de poder ser mais conservador em estruturas metálicas e também a falta de bons programas de dimensionamento.

## **4. METODOLOGIA**

### **4.1 Considerações Principais**

O objetivo deste trabalho é dimensionar pórticos de um pavilhão industrial em aço seguindo as normativas do Eurocode 3, comparando com o dimensionamento realizado pelo CBCA de acordo com a ABNT NBR 8800 de 2008.

O roteiro de dimensionamento do devido pavilhão escolhido encontra-se no Manual de Construção em Aço – Galpões para Usos Gerais, disponível gratuitamente mediante um cadastro no endereço eletrônico do CBCA na web (<http://www.cbca-acobrasil.org.br>).

### **4.2 Apresentação do Pavilhão Industrial**

O projeto trata-se de um exemplo ilustrativo de um pequeno pavilhão destinado ao armazenamento de materiais, localizado no estado de São Paulo, Brasil, em um terreno plano, conforme dimensões apresentadas nas figuras 08, 09 e 10.

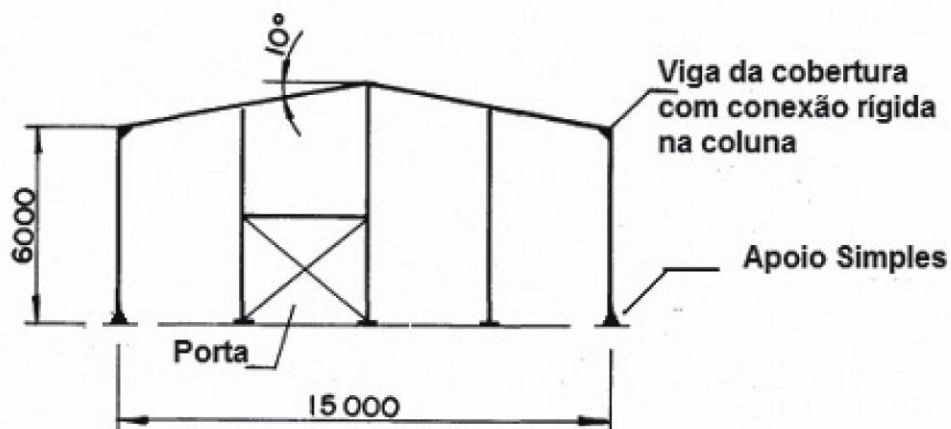
As suas características são as seguintes:

- Galpão com duas meias águas, inclinação da cobertura 10°;
- Pórtico com vigas e colunas em alma cheia, colunas com bases de apoios simples nas fundações (permitidas as rotações);
- Vão transversal de 15 metros;
- Vão longitudinal de 6 metros entre pórticos, comprimento total de 54 metros;
- Pé-direito de 6 metros;
- Telhas de espessura de 0,55 mm e 40 mm de altura de onda;
- Tapamentos laterais e frontais conforme as imagens a seguir.

Os materiais utilizados no dimensionamento que consta no Manual do CBCA foram perfis ASTM A572 G50, barras de travamentos e perfis para terças U ASTM A36.

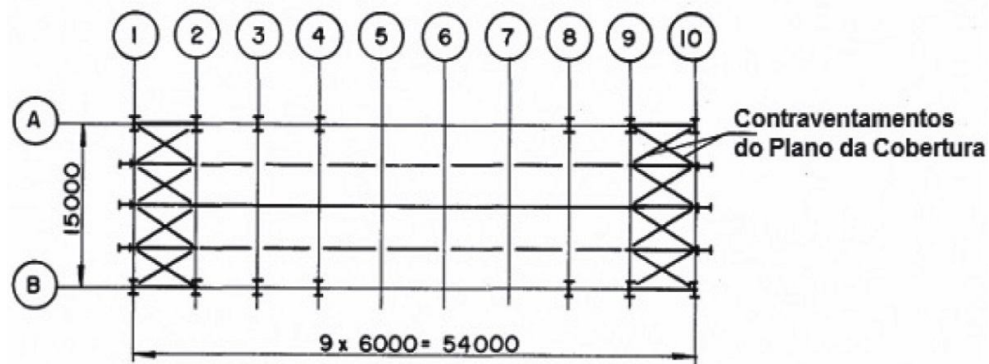
Para o dimensionamento pelo Eurocode 3 serão utilizados perfis europeus de aço, tais como os perfis descritos no item 2.4.1.2 deste trabalho.

Figura 08 - Seção transversal / fachada.



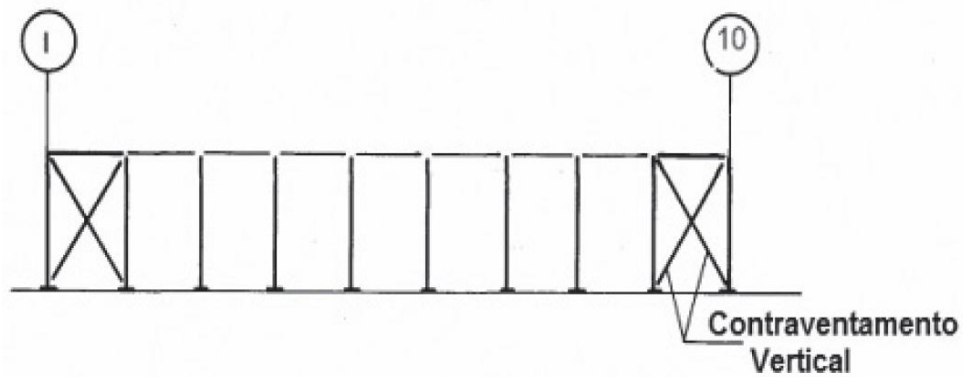
Fonte: Manual de Construção em Aço, Galpões para Usos Gerais, CBCA, 2010.

Figura 09 - Plano de cobertura.



Fonte: Manual de Construção em Aço, Galpões para Usos Gerais, CBCA, 2010.

Figura 10 - Elevação lateral.



Fonte: Manual de Construção em Aço, Galpões para Usos Gerais, CBCA, 2010.



## 5. DESENVOLVIMENTO

O dimensionamento do galpão foi realizado de acordo com o Eurocode 3 e demais normas europeias pertinentes, e em concomitância com o roteiro de cálculo apresentado no Manual do CBCA, de forma a realizar as comparações da maneira mais clara possível.

Primeiramente são calculadas as ações atuantes na estrutura, depois será feita uma análise estrutural do pórtico, o dimensionamento dos elementos e as verificações nos Estados Limites de Serviço.

### 5.1 Ações Atuantes na Estrutura

As cargas ou ações atuantes podem ser do tipo permanente, variável ou excepcional.

As ações permanentes se referem ao peso próprio de todos os elementos constituintes da estrutura. Esse valor é o mesmo independente da norma utilizada. O valor total estimado fica sendo:

**Tabela 02 – Ações permanentes na estrutura.**

Telhas	0,10 kN/m <sup>2</sup>
Contraventamentos	0,05 kN/m <sup>2</sup>
Terças e Tirantes	0,10 kN/m <sup>2</sup>
Vigas e Colunas	0,20 kN/m <sup>2</sup>
<b>Total Permanente</b>	<b>0,45 kN/m<sup>2</sup></b>

Fonte: o autor, com base no Manual de Galpões para Usos Gerais, CBCA, 2010.

O carregamento distribuído linearmente sobre um pórtico (6 metros de afastamento) fica conforme a equação 3:

$$F_g = 0,45 * 6 = 2,70 \text{ kN/m.} \quad (3)$$

As ações variáveis entram com o valor da carga acidental, que neste caso é exatamente a mesma, ou seja, 0,25 kN/m<sup>2</sup>, que multiplicando por 6 metros totaliza  $F_q = 1,50 \text{ kN/m}$ . Como dito anteriormente, não é considerado peso de equipamentos e instalações específicas conforme a destinação de uso do pavilhão. As ações excepcionais também não serão contabilizadas, para fins de simplificação.

A questão que difere se trata das demais cargas variáveis. O cálculo da incidência do vento utiliza um outro método de obter os coeficientes de pressões internas e externas. É claro que o clima e o vento que ocorre na Europa não são os mesmos que temos no Brasil. Além disso, o Eurocode utiliza fórmulas diferentes para calcular a ação da neve conforme cada região da Europa. Portanto, será demonstrado aqui como funciona o cálculo da ação do vento e da neve de acordo com os Eurocodes, mas na sequência, para a análise e dimensionamento do pórtico, será usado o mesmo valor de carregamento calculado pelo CBCA para o galpão no Brasil, a fim de facilitar a visualização da comparação dos resultados obtidos na análise e no dimensionamento.

### 5.1.1 Quantificação da Ação da Neve

De acordo com a EN 1991-1-3, cláusula 5.2, a quantificação da ação da neve é dada pela equação 4:

$$S = \mu_1 * C_e * C_t * S_k \quad (4)$$

sendo  $\mu_1$  um coeficiente de forma variando conforme o ângulo de inclinação da cobertura em relação ao plano,  $C_e$  (de 0,8 a 1,2) um coeficiente de exposição, variando conforme a topografia e as edificações em volta;  $C_t$  um coeficiente térmico que vale 1,0, apenas diminuindo esse valor para o caso específico de telhados com alta transmitância térmica que ajudam no derretimento da neve; e  $S_k$  o valor característico da ação da neve, a nível térreo, para uma determinada localidade (SIMÕES da Silva, 2007). Para a península Ibérica e para a região do Mediterrâneo,  $S_k$  é dado pela equação 5:

$$S_k = (0,498 * Z - 0,209) * \left[ 1 + \left( \frac{A}{452} \right)^2 \right] \quad (5)$$

onde  $Z$  é um coeficiente que depende da localização da obra dentro da referida região e  $A$  é a altitude acima do nível do mar, em metros. Opta-se por considerar o valor usual de  $Z = 1$  e um terreno situado a 200 metros de altitude. Nesse caso, tem-se:

$$S_k = (0,498 * 1 - 0,209) * \left[ 1 + \left( \frac{200}{452} \right)^2 \right] = 0,35 \text{ kN/m}^2 \quad (6)$$

Voltando à fórmula inicial da ação da neve, os demais coeficientes são encontrados em tabelas da cláusula 5.2 da norma supracitada:

$$\mu_1 = 0,8, \text{ pois } \alpha = 10^\circ < 30^\circ;$$

$$C_e = 1,0, \text{ em situações normais de topografia e exposição; e}$$

$$C_t = 1,0, \text{ sem telhado específico de alta transmitância térmica.}$$

Então, tem-se:

$$S = 0,8 * 1,0 * 1,0 * 0,35 = 0,28 \text{ kN/m}^2 \quad (7)$$

Atendendo ao afastamento entre pórticos de 6 metros, obtém-se:

$$F_{neve} = 0,28 * 6 = 1,68 \text{ kN/m} \quad (8)$$

### 5.1.2 Quantificação da Ação do Vento

A ação devida ao vento deve ser determinada tendo em conta simultaneamente os coeficientes de pressão externa e interna, tanto de acordo com a NBR 6123/88 tanto com a EN 1991-1-4. A força devida ao vento atuando sobre uma estrutura é dada pela soma vetorial da força devida a pressões externas ( $F_{w,e}$ ), pressões internas ( $F_{w,i}$ ) e da força resultante do atrito do vento paralelo à superfície externa ( $F_{fr}$ ), conforme equações 9 e 10. A força de atrito não é relevante para o dimensionamento do pórtico, podendo ser desprezada (SIMÕES da Silva, 2007).

$$F_{w,e} = C_s C_d * \sum W_e * A_{ref} \quad (9)$$

$$F_{w,i} = \sum_{areas} W_i * A_{ref} \quad (10)$$

Em que  $C_s C_d$  é um fator que depende do tipo de estrutura, dado pela cláusula 6, e no caso de edifícios com altura inferior a 15 metros, esse coeficiente pode ser tomado com o valor de 1,0.

$$W_e = Q_p(Z_e) * C_{pe} \quad (11)$$

$$W_i = Q_p(Z_i) * C_{pi} \quad (12)$$

Sendo  $Q_p(Z_e)$  e  $Q_p(Z_i)$  as pressões de vento correspondentes à velocidade de pico,  $Z_e$  e  $Z_i$  as alturas de referência e  $C_{pe}$  e  $C_{pi}$  são os coeficientes de pressão externa e interna, respectivamente.

O valor da velocidade base do vento é encontrado em anexos nacionais, e tomando como exemplo Portugal, utiliza-se a expressão que consta no RSA (Regulamento de Segurança e Acções) art. 24, para um solo do tipo II:

$$V_b = 25 * \left(\frac{h}{10}\right) + 14 \quad (13)$$

Assim sendo, para um  $h = 7,32$  m, obtém-se  $V_b = 37,49$  m/s. Para calcular as pressões de vento, usa-se a seguinte fórmula, tomando o valor da densidade do vento  $\rho = 1,25$  kg/m<sup>3</sup> (cláusula 4.5 EN 1991-1-4), e o fator de exposição  $C_e(h) = 2,05$  pode ser retirado do gráfico da figura 4.2 da EN 1991-1-4, considerando um terreno do tipo II (com vegetação baixa e densidade média de obstáculos em volta), que é o caso mais comum na construção de galpões:

$$QP(7,32) = C_e(7,32) * 0,5 * \rho * V_b^2 = 2,05 * 0,5 * 1,25/1000 * 37,47^2 = 1,80 \text{ kN/m}^2 \quad (14)$$

Observa-se que a pressão de vento calculada pelos Eurocodes fica quase o triplo da calculada pela NBR 6123 (0,64 kN/m<sup>2</sup>). Esse fato faz sentido, tendo em vista os ventos serem muito mais fortes na Europa. Porém é preciso salientar que o método de cálculo do vento é totalmente diferente, sem o uso de isopletras e com outras fórmulas.

Para o cálculo do coeficiente de pressão externa, segue-se o item 7.2.2 da EN 1991-1-4 (tab. 7.1; 7.4a e 7.4b), tirando os seguintes coeficientes:

**Tabela 03 – Coeficientes de pressão externa nas paredes e no telhado.**

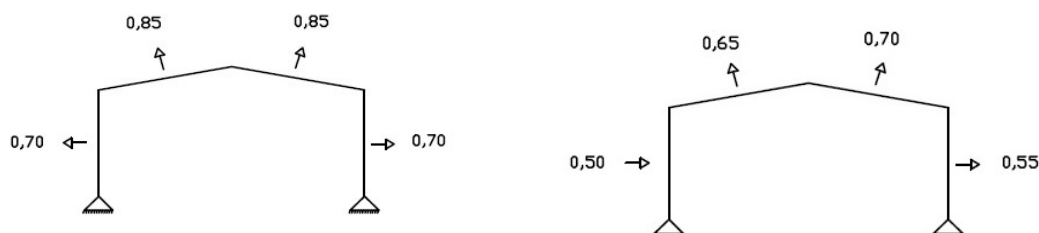
<b>C<sub>pe</sub> paredes</b>	<b>A</b>	<b>B</b>	<b>C</b>	<b>D</b>	<b>E</b>
	-1,2	-0,8	-0,5	0,7	-0,35
<b>C<sub>pe</sub> telhado</b>	<b>F</b>	<b>G</b>	<b>H</b>	<b>I</b>	<b>J</b>
$\theta = 0^\circ$	-1,3/0,1	-1,0/0,1	-0,45/0,1	-0,5/-0,3	0,05/-0,3
$\theta = 90^\circ$	-1,45	-1,30	-0,65	-0,55	-

Fonte: Simões da Silva, 2007.

Para o coeficiente de pressão interna, de acordo com a cláusula 7.2.9, pode-se assumir o valor de  $C_{pi}$  para qualquer direção do vento, a situação mais desfavorável entre os valores de  $+0,2$  e  $-0,2$ , assumindo uma distribuição uniforme das aberturas do edifício.

Da análise dos coeficientes anteriores, considera-se a situação mais desfavorável para cada uma das direções do vento que conduzem aos coeficientes finais representados na figura 11 e às forças finais representadas na figura 12, sendo essas forças as calculadas pela primeira fórmula deste subcapítulo.

**Figura 11 – Coeficientes finais de pressão externa.**



**Figura 12 – Forças finais de vento.**



## 5.2 Combinações de Ações

Após o cálculo das ações que atuam na estrutura, é feita uma combinação dessas ações de forma a obter os valores de cálculo dos esforços atuantes, segundo a EN 1990 de 2002. Obviamente, os carregamentos calculados para obras na Europa são bem maiores devido a fatores como sismo, neve e ventos mais fortes; porém, conforme dito anteriormente, será feita uma análise estrutural seguindo os valores obtidos pelo cálculo do CBCA segundo a NBR, a fim de obter uma melhor comparação entre os métodos utilizados. O critério geral de combinações é:

$$S_d = \gamma_g * Gk_j + \gamma_q * [Qk_i + \sum_{j=2}^n \psi_{0j} * Qk_i] \quad (15)$$

Fazendo uma comparação entre as combinações, salienta-se que a fórmula para o cálculo das mesmas é semelhante, diferenciando-se nos valores dos coeficientes. O Eurocode usa o valor de 1,35 para a majoração da ação permanente favorável, enquanto que a NBR descreve coeficientes diferentes para diversas situações, sendo que para carga permanente de estruturas metálicas este coeficiente é de apenas 1,25. O coeficiente relativo à sobrecarga é o mesmo para ambas as normas, 1,50. Ou seja, segundo o Eurocode, para a combinação Fd1 teríamos um pequeno aumento no coeficiente da ação permanente, e, além disso, deveria ser considerada a ação da neve também, que seria multiplicada por (1,50\*0,50), sendo o 0,50 um coeficiente de redução.

Para as outras duas combinações, a única diferença é que em vez da ação do vento ser multiplicada por 1,40 pela NBR, ela seria multiplicada por 1,50 pelo Eurocode. As três principais combinações são: Fd1 (carga permanente, carga acidental e neve), Fd2 (carga permanente sem majoração e primeiro caso de vento) e Fd3 (carga permanente sem majoração e segundo caso de vento).

$$Fd1 = 1,35 * 2,7 \frac{kN}{m} + 1,50 * 1,50 \frac{kN}{m} + 1,50 * 0,50 * 1,68 \frac{kN}{m} = 7,16 \frac{kN}{m} \quad (16)$$

$$Fd2 = 1,0 * 2,70 \frac{kN}{m} - 1,50 * 9,18 * \cos 10^\circ = -10,86 \frac{kN}{m} \quad (17)$$

$$Fd3 = 1 * 2,70 \frac{kN}{m} - 1,50 * 7,56 * \cos 10^\circ = -8,47 \frac{kN}{m} \quad (18)$$

As demais combinações serão calculadas mais adiante.

Portanto, as combinações segundo o Eurocode permaneceriam as mesmas, possuindo apenas um pequeno aumento em alguns coeficientes e a adição da ação da neve. Lembrando, é claro, que a ação do vento já é bem maior. A seguir segue uma tabela expondo a real diferença obtida entre as combinações com referência às ações verticais (na cobertura), que são os carregamentos mais influentes no pavilhão, seguindo ambas as normas. As combinações pela NBR já foram calculadas no Manual do CBCA, e as combinações pelo EC3 foram calculadas com a substituição dos coeficientes acima comentados e com os valores da ação do vento e da neve:

**Tabela 04 – Ações verticais das combinações pela NBR 8800 e pelo EC3, e suas diferenças.**

Combinação	NBR (kN/m)	EC (kN/m)	Diferença EC/NBR
Fd1	+ 5,63	+ 7,16	27%
Fd2	- 2,61	- 10,86	316%
Fd3	- 4,74	- 8,47	78%
Média =			140%

Fonte: o autor, 2013.

Isso mostra que utilizando a forma de cálculo do Eurocode, só para as ações na cobertura do presente caso, que por ora são as mais influentes, têm-se carregamentos da ordem de 2,4 vezes maiores, em média, do que seguindo os modelos da NBR. A razão para isso são os coeficientes de combinações mais elevados, juntando com as elevadíssimas cargas de vento (muito influente na combinação Fd2), bem como a ação da neve, tudo isso em conjunto traduz em um sistema de carregamentos bem mais elevado pela normalização europeia.

### 5.3 Análise Estrutural

No Manual de Galpões para Usos Gerais do CBCA é utilizado o programa computacional *Mastan2*, que realiza análises lineares e não lineares. É também apresentada uma tabela que compara os valores obtidos pelas duas análises, e conclui-se que existe pouca diferença entre os valores para este caso, caracterizando uma estrutura de pouca deslocabilidade. Validam-se, assim, todas as análises lineares para obtenção dos esforços necessários ao dimensionamento dos elementos.

Para comprovar este fato supracitado, foi realizado uma análise utilizando o programa *AcadFrame*, que é uma ferramenta computacional que utiliza o Método dos Elementos Finitos Posicional e inclui cálculo de não linearidade geométrica. A figura 13 mostra o diagrama de momento fletor gerado pelo programa para o caso da combinação Fd1. A seguir é apresentada a tabela 05 com os resultados de uma análise linear e não linear feitas pelo programa, ficando evidente a pouca diferença e comprovando se tratar de uma estrutura de pouca deslocabilidade.

Figura 13 – Valores de momento fletor para a combinação Fd1.

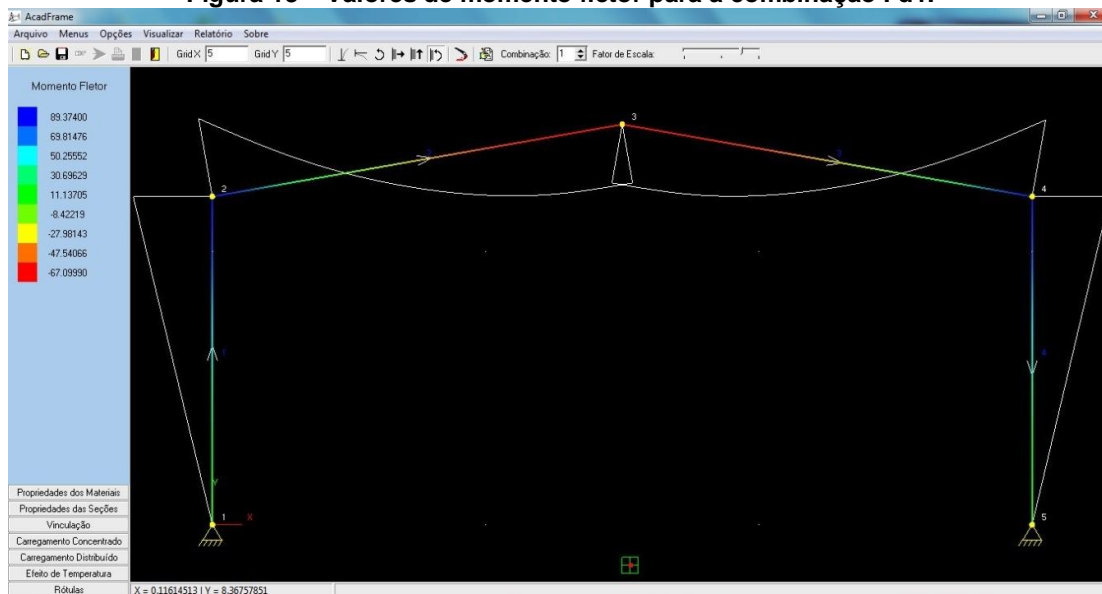


Tabela 05 – Valores de reações e solicitações de uma análise linear e não linear.

ANÁLISE	LINEAR		NÃO LINEAR	
Nó	Reação x (kN)	Reação y (kN)	Reação x (kN)	Reação y (kN)
1	14,89	46,78	14,88	46,79
5	-14,64	46,58	-14,63	46,57
Barra	Cortante (kN)	Momento Fletor (kN*m)	Cortante (kN)	Momento Fletor (kN*m)
1 Inicial	-14,89	0,00	-15,34	0,00
1 Final	-14,89	89,37	-14,38	90,12
2 Inicial	43,53	89,37	43,78	90,15
2 Final	-2,44	-67,10	-2,57	-68,37
3 Inicial	2,64	-67,10	2,79	-68,37
3 Final	-43,34	87,87	-43,57	88,48
4 Inicial	14,64	87,87	14,12	88,45
4 Final	14,64	0,00	15,06	0,00

Fonte: o autor, com base nos resultados do software AcadFrame, 2013.

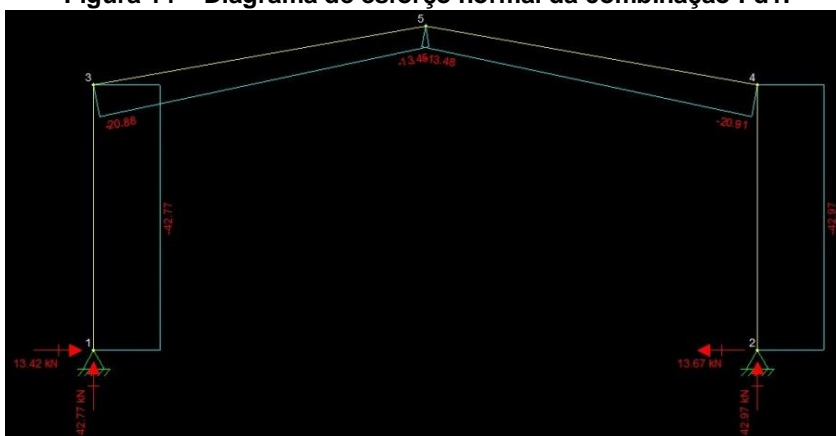
Nas estruturas de pequena e média deslocabilidade, como é o caso, os efeitos das imperfeições geométricas iniciais devem ser levados em conta diretamente na análise, por meio da consideração de um deslocamento horizontal entre os níveis superior e inferior do galpão industrial no valor de  $h/333$ , sendo  $h$  a altura do andar. Estes efeitos também podem ser levados em conta por meio da



aplicação de uma força horizontal equivalente, a Força Nocial ( $F_n$ ), igual a 0,3% do valor das cargas gravitacionais de cálculo. Como a combinação referente às cargas permanentes e acidentais calculada no Manual do CBCA é igual a 5,63 kN/m, a força nocial fica:  $F_n = 0,003 * 5,63 * 15m = 0,25$  kN.

A seguir são expostos os diagramas de esforços solicitantes lançados no programa *Ftool v. 3.0.0*. Nota-se que as ações de vento foram calculadas de forma dividida conforme a altura do pórtico, fato esse que a EN 1991-1-4, no item 7.2.2, despreza sempre que  $h \leq b$ , sendo  $h$  a altura e  $b$  a largura de referência. Mas aqui a intensão é usar exatamente os mesmos carregamentos, em forma e em intensidade.

**Figura 14 – Diagrama de esforço normal da combinação Fd1.**



**Figura 15 – Diagrama de esforço cortante da combinação Fd1.**

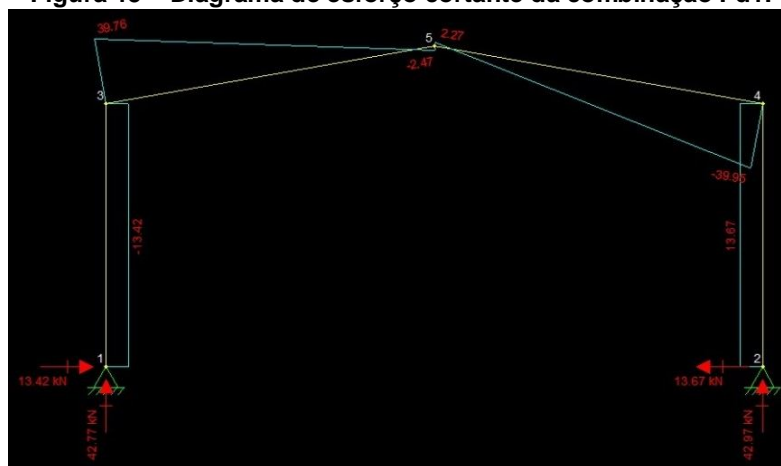


Figura 16 – Diagrama de momento fletor da combinação Fd1.

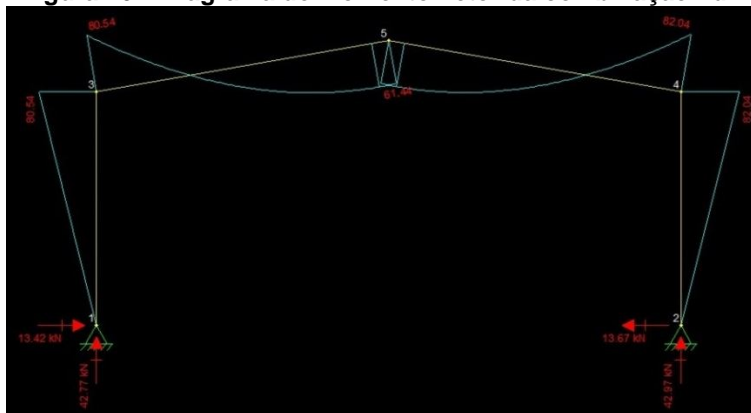


Figura 17 – Diagrama de esforço normal da combinação Fd2.

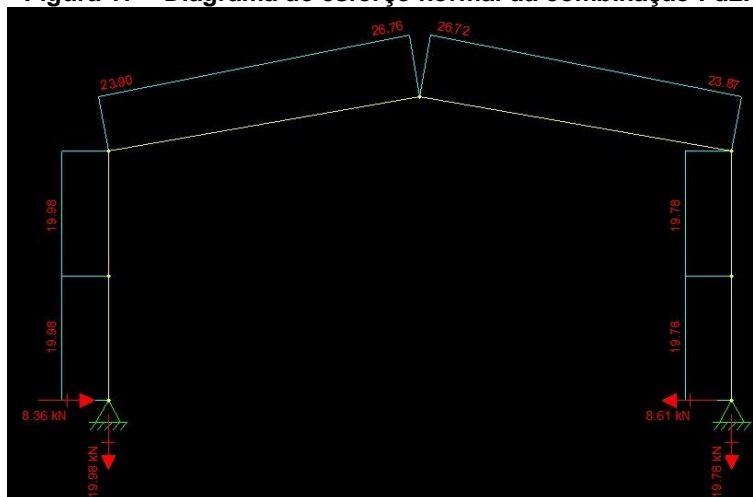


Figura 18 – Diagrama de esforço cortante da combinação Fd2.

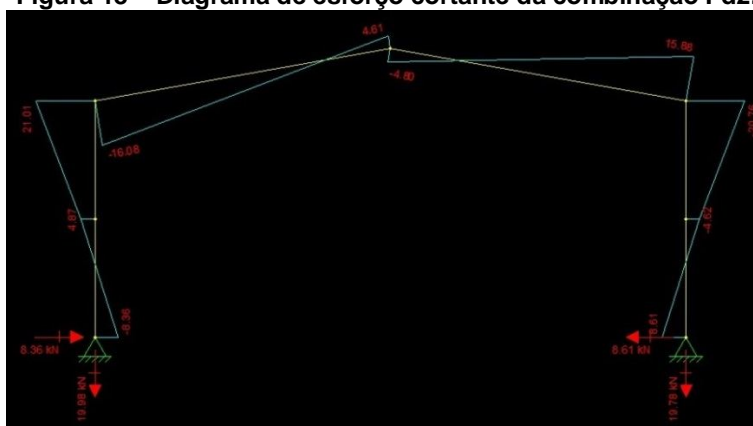


Figura 19- Diagrama de momento fletor da combinação Fd2.

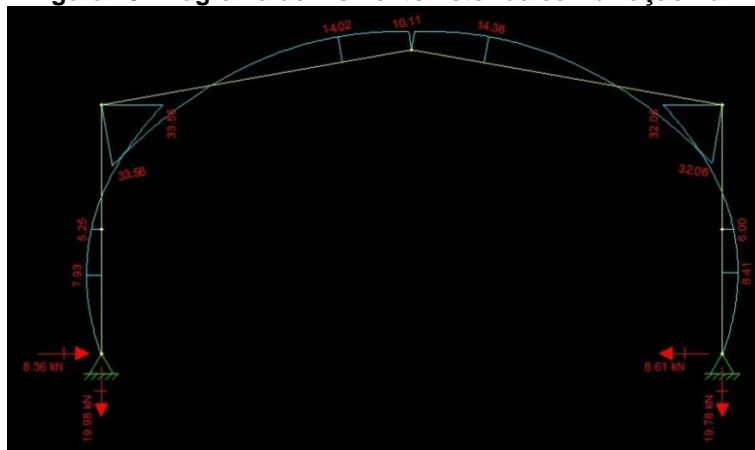


Figura 20 – Diagrama de esforço normal da combinação Fd3.

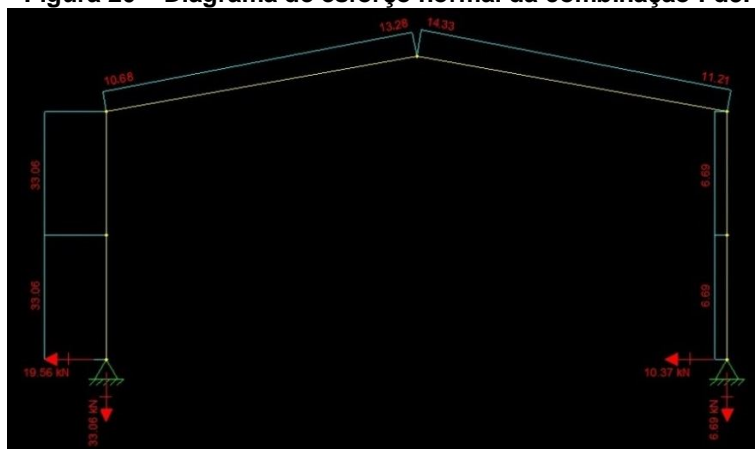


Figura 21 – Diagrama de esforço cortante da combinação Fd3.

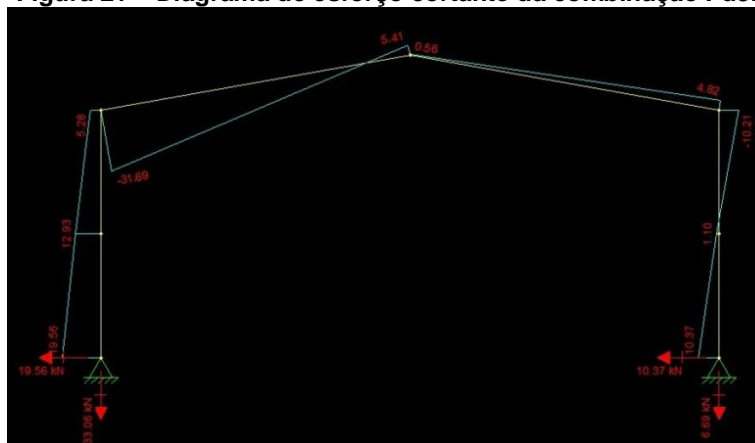
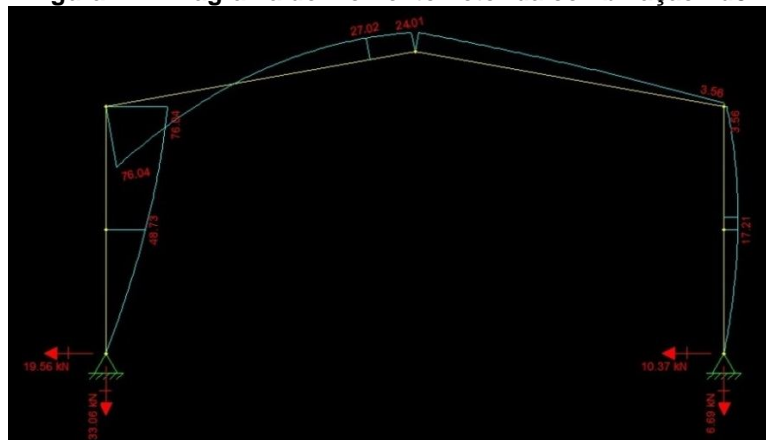


Figura 22 – Diagrama de momento fletor da combinação Fd3.



Avaliando-se os resultados obtidos, observa-se uma pequena diferença com relação aos calculados pelo Manual do CBCA, principalmente nas combinações Fd2 e Fd3 que possuem carregamentos mais complexos. Essas divergências são pequenas, provavelmente oriundas da diferença do método do programa utilizado, ou algum lançamento um pouco diferente.

Durante esta fase do projeto, foram encontrados dois erros no Manual de Galpões da CBCA. Na página 29, as cargas laterais no pilar esquerdo da combinação Fd2 estão invertidas, pois a ação do vento está no sentido para fora da estrutura. Porém os diagramas estão corretos, foi apenas um erro de desenho. Já na combinação Fd3 ocorre o contrário. O desenho está correto, entretanto os diagramas estão apresentados como se as cargas laterais do pilar da esquerda estivessem para fora também, porém neste caso elas são para dentro, como no desenho da página 29 do referido manual, existindo valores errados na tabela 03 do manual. Foi enviado um e-mail ao CBCA questionando tal assunto, onde o responsável pela última revisão do manual confirmou a primeira constatação, e ficou de revisar quanto à segunda constatação de erro.

Sobre a questão do dimensionamento plástico, o qual é descrito no EC3, aqui isto não será realizado pelo motivo da grande dificuldade de fazer tal análise e dimensionamento sem o uso de um *software* específico e sem maior conhecimento sobre o assunto até o presente momento, ficando este tipo de análise para um desenvolvimento futuro. Além disso, bibliografias apontam uma diferença não passando de 15% na diminuição dos momentos máximos devido à redistribuição de esforços na estrutura, oriundas da análise plástica. Assim como é feito no Manual de Galpões, será realizada uma análise elástica.

## 5.4 Pré-dimensionamento

No Manual de Galpões do CBCA, é citada uma recomendação de Bellei (2003), em que a altura de perfil indicada para colunas de galpões sem ponte rolante com seção constante seria algo entre  $h/20$  a  $h/30$ , sendo “ $h$ ” a altura da coluna em centímetros até o beiral. Para vigas de cobertura o autor recomenda alturas de perfil de  $L/50$  até  $L/70$ . Então no referido Manual são feitos os cálculos para a situação de maior segurança, tendo para os pilares  $h_p = \frac{6000}{20} = 300$  mm e para as vigas  $h_v = \frac{15000}{50} = 300$  mm. Isso leva a adotar o perfil W 310x38,7 tanto para as colunas quanto para as vigas, tendo um perfil único.

Como mencionado anteriormente, o dimensionamento será feito utilizando perfis europeus, até mesmo pelo fato das fórmulas e ábacos constantes no EC3 serem voltados para perfis laminados europeus. Portanto, fazendo uma análise às tabelas de perfis, utiliza-se a seção com as características mais próximas do perfil W adotado no Manual do CBCA. Será adotado o perfil IPE 300 para o novo caso.

**Tabela 06 – Características dos perfis W 310x38,7 e IPE 300.**

Perfil:	Massa (kg/m)	Área (cm <sup>2</sup> )	t (alma) (mm)	h (alma) (mm)	t (mesa) (mm)	b (mesa) (mm)	Inércia x (cm <sup>4</sup> )
W 310x38,7	38,7	49,7	5,8	291	9,7	165	8581
IPE 300	42,2	53,8	7,1	279	10,7	150	8360

Fonte: o autor, adaptado tabela de perfis, 2013.

Percebe-se que o perfil IPE se trata de um perfil levemente mais espesso nas suas partes, mas com inércia e comprimentos de suas partes um pouco menores.

Quanto ao tipo de aço, para o perfil W 310x38,7 foi utilizado o aço A572, que possui  $f_y = 345$  MPa. Já para o perfil europeu IPE 300, será utilizado o aço S355, bastante comum para perfis em I, que possui  $f_y = 355$  MPa.

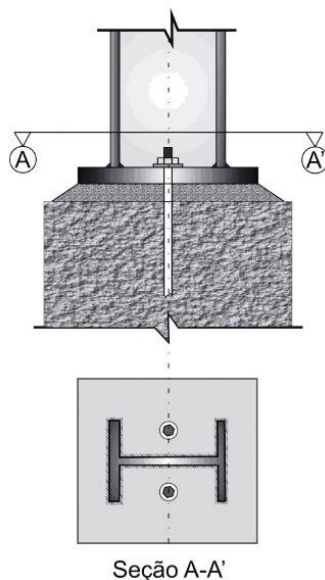
O peso do perfil W é de 38,7 Kg/m, enquanto que o peso do perfil IPE é de 42,2 Kg/m.

Em um estudo comparativo apresentado por Almeida (2012) em sua tese de Mestrado, na Universidade Fernando Pessoa em Portugal, revela que os perfis para pórticos industriais (galpões) em alma cheia são mais vantajosos do que os perfis treliçados para pórticos com até 20 metros de largura, no que tange ao consumo de

aço. A partir de 20 metros, os perfis treliçados começam a ganhar vantagem, mas sem levar em conta os excessos de gastos com pintura, manutenção, além de mão de obra e transporte mais caros, pois se tratam de elementos menores e esbeltos. Então a opção por perfis em alma cheia fica sendo uma boa solução para o caso em estudo.

Também é importante salientar que, segundo Bellei (2003), um pilar com base rotulada que normalmente é feito com uma placa soldada no pé da coluna e dois chumbadores no centro da base, traduz em economia para as fundações, enquanto que um pórtico com bases engastadas propicia mais economia nos perfis da estrutura, principalmente nas vigas. No entanto, para estruturas com grandes vãos, essa diferença é pequena, sendo mais utilizado o sistema com bases rotuladas. Como o pórtico em estudo possui um vão mediano, seria conveniente fazer uma análise sobre qual sistema seria mais vantajoso. Porém, no Manual do CBCA foi optado por bases rotuladas, conforme a figura 23.

**Figura 23: Base rotulada**



Fonte: Manual para Galpões CBCA, 2010.

Pelos diagramas de esforços e combinações calculadas, os esforços máximos nos elementos são listados na tabela 07:

Tabela 07 – Esforços máximos nos pilares e nas vigas.

Elemento	Esf. Normal (tração)	Esf. Normal (compressão)	Esf. Cortante	Momento Fletor
<b>PILAR</b>	27,69 kN	42,97 kN	21,99 kN	82,01 kNm
<b>VIGA</b>	25,02 kN	20,91 kN	39,95 kN	82,01 kNm

Fonte: Manual para Galpões CBCA, adaptado, 2010.

Conforme já dito, o EC3 em seu quadro 5.2 classifica as seções transversais dos perfis em classes de 1 a 4, sendo a classe 4 a seção mais esbelta e mais propícia à flambagem local. A análise plástica exige ter seções de classes 1 a 2, pois nelas é que se formam as rótulas plásticas, enquanto que nas demais seções ocorre flambagem antes de atingir a plastificação. Já a análise elástica pode ser feita para todas as classes de seções.

Para o perfil IPE 300 S355, conforme a tabela A (em anexo) e segundo as fórmulas do quadro 5.2 do EC3 (anexo C) tem-se os valores de  $h_1 = 248$  mm,  $tw(\text{alma}) = 7,1$  mm e  $\epsilon = 0,81$ . Portanto, para um componente solicitado à flexão e à compressão, tem-se a equação 19:

$$\frac{c}{t} = \frac{248}{7,1} = 34,9 \quad (19)$$

Para os pilares:

$$\alpha c = 0,5 * h_1 + \frac{0,5 * N_{ed}}{tw * f_y} = 0,5 * 248 + \frac{0,5 * 42,97 * 10^3}{7,1 * 355} = 132,5 \text{ mm} \quad (20)$$

$$\alpha = \frac{132,5}{248} = 0,53 \quad (21)$$

$$\frac{c}{t} \leq \frac{396 * \epsilon}{13 * \alpha - 1} \rightarrow 34,9 \leq \frac{396 * 0,81}{13 * 0,53 - 1} = 54,4 \text{ (*classe 1*)} \quad (22)$$

Para as vigas:

$$\alpha c = 0,5 * h_1 + \frac{0,5 * N_{ed}}{tw * f_y} = 0,5 * 248 + \frac{0,5 * 25,02 * 10^3}{7,1 * 355} = 129 \text{ mm} \quad (23)$$

$$\alpha = \frac{129}{248} = 0,52 \quad (24)$$

$$\frac{c}{t} \leq \frac{396 * \epsilon}{13 * \alpha - 1} \rightarrow 34,9 \leq \frac{396 * 0,81}{13 * 0,52 - 1} = 55,7 \text{ (*classe 1*)} \quad (25)$$

Sendo a seção do perfil IPE 300 S355 de classe 1, todos os métodos de cálculo são permitidos e não há a necessidade de cálculo da área de seção efetiva, como deve ser feito em perfis delgados de classe 4.

Ainda segundo o EC3, os coeficientes de segurança mais usados são os seguintes:

$\gamma_{m0} = 1,0$  – resistência das seções transversais de qualquer classe.

$\gamma_{m1} = 1,0$  → resistência dos elementos em relação à encurvadura (flambagem).

$\gamma_{m2} = 1,25$  → resistência à rotura de seções tracionadas em zonas com furos.

Assim sendo, procede-se à verificação das resistências das seções transversais no Estado Limite Último. Os comentários a respeito das divergências normativas e análise dos resultados são feitos após cada verificação.

## 5.5 Pilares

### 5.5.1 Verificação ao Esforço Normal de Tração

Como o esforço de compressão é muito maior do que o de tração nos pilares, não haveria a necessidade de realizar a verificação ao esforço de tração, pois ele é muito pequeno para um perfil IPE 300 S355. Além disso, no Manual do CBCA o esforço à tração nem é verificado. Porém, esta análise será feita somente para fins de comparação do EC3 com a NBR 8800.

A verificação de segurança à tração deve satisfazer à seguinte condição (que é igual à NBR):

$$\frac{N_{t,sd}}{N_{t,rd}} \leq 1,0 \quad (26)$$

$N_{t,sd}$  – Valor de cálculo do esforço de tração solicitante.

$N_{t,rd}$  – Valor de cálculo do esforço de tração resistente.



Assim como a NBR 8800, o EC3 define que em situações de seções com furos, o valor de  $N_{rd}$  deverá ser considerado o menor dos valores das equações 27 e 28:

$$N_{t,rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}} \quad (27)$$

$$N_{rd} = \frac{0,9 \cdot A_{ef} \cdot f_u}{\gamma_{m2}} \quad (28)$$

Com isso, notam-se diferenças para os métodos apresentados pela NBR 8800. Na primeira fórmula observa-se que o coeficiente de redução utilizado equivale a  $\gamma_{m0} = 1,0$ , enquanto que na NBR este coeficiente vale 1,1. Surpreendentemente, isso quer dizer que o EC3 está cerca de 9% mais econômico. Já na segunda fórmula, temos os coeficientes  $\frac{\gamma_{m2}}{0,9} = \frac{1,25}{0,9} = 1,39$ , enquanto que na NBR este coeficiente é 1,35. Isso reflete em um valor cerca de 2% mais econômico para o lado na NBR. Vale destacar que os métodos para se calcular a  $A_{ef}$  (área efetiva) em seções com furos são os mesmos para ambas as normas. Portanto, as diferenças são pequenas, mas de modo geral, o EC3 é um pouco mais econômico e a NBR um pouco mais conservadora neste aspecto.

Como neste caso não há furos no perfil, o cálculo do esforço de tração solicitante fica conforme a equação 29:

$$N_{t,rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{53,8 \cdot 35,5}{1,0} = 1909,9 \text{ kN} \quad (29)$$

Fazendo o cálculo conforme a equação 26, conclui-se que não há problema nenhum quanto à tração no perfil, como comentado acima:

$$\frac{N_{t,sd}}{N_{t,rd}} = \frac{27,69}{1909,9} = 0,015 \leq 1,0 \quad (30)$$

### 5.5.2 Verificação ao Esforço Normal de Compressão

Inicialmente, é necessário realizar a verificação da esbeltez da coluna. A NBR 8800 define que a esbeltez de qualquer elemento submetido à compressão não deve exceder a 200, enquanto que os elementos submetidos à tração não deve ser

superior a 300. O EC3 define valores um pouco diferentes para o caso da compressão:

**Tabela 08 – Valores do coeficiente de esbelteza.**

Tipo de elementos	$\lambda \leq$	$\bar{\lambda} \leq$		
		S235	S275	S355
Elementos comprimidos em geral	180	1.90	2.10	2.30
Elementos secundários ou de contraventamento	250	2.60	2.90	3.20
Elementos de travamento que funcionem como tirantes comprimidos apenas sob a acção do vento	300	3.20	3.50	3.80

Fonte: EC3.

Então a esbeltez não pode ser superior a 180, sendo o EC3 mais conservador neste aspecto. O comprimento de flambagem fica sendo a altura do pilar (6000 mm) multiplicado pelo coeficiente  $k=1$ , pois considera-se uma coluna com um apoio rotulado embaixo e um apoio do 2º gênero em cima, o qual só não impede a translação horizontal. Então a esbeltez calculada segundo o EC3 é:

$$\lambda_x = \frac{L_x}{r_x} = \frac{6000}{125} = 48 < 180 \rightarrow OK \quad (31)$$

$$\lambda_y = \frac{L_y}{r_y} = \frac{6000}{33,5} = 179,1 < 180 \rightarrow OK \quad (32)$$

O dimensionamento de colunas sujeitas à compressão axial deve verificar a mesma condição que no caso da tração, mas com esforços de compressão:

$$\frac{N_{sd}}{N_{b,rd}} \leq 1,0 \quad (33)$$

O valor de cálculo da resistência à encurvadura (flambagem) é dado pela equação 34:

$$N_{b,rd} = \chi * \frac{A * f_y}{\gamma_{m1}} \quad (34)$$

Em que  $\chi$  é o coeficiente de redução cuja forma reflete a influência das imperfeições geométricas e das tensões residuais. Este coeficiente é visto de uma

forma diferente no EC3. Na versão antiga da NBR 8800, eram usadas as cinco curvas de flambagem do EC3, mas como o EC3 passou a utilizar o coeficiente  $\gamma_{m1} = 1,0$  e não 1,1 como antigamente, as curvas passaram a ser incompatíveis com o método de cálculo da NBR, que na versão de 2008 passou a adotar uma única curva de flambagem baseada na norma americana ANSI/AISC.

Este coeficiente  $\chi$  pode ser determinado através da equação 35:

$$\chi = 1/(\Phi + \sqrt{(\Phi^2 - \lambda^{-(2)})}) \leq 1,0 \quad (35)$$

Em que:

$$\Phi = 0,5 * [1 + \alpha(\lambda^- - 0,2) + \lambda^{-(2)}] \quad (36)$$

$$\lambda^- = \sqrt{\frac{A*fy}{Ncr}} \quad (37)$$

$\lambda^-$  = *coeficiente de esbelteza normalizada.*

$\alpha$  = *fator de imperfeição.*

$Ncr$  = *valor crítico do esforço normal.*

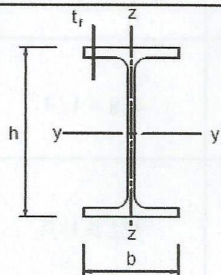
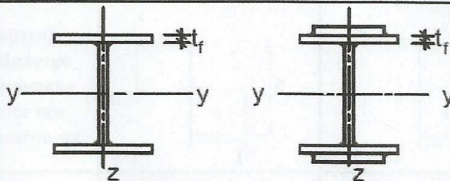
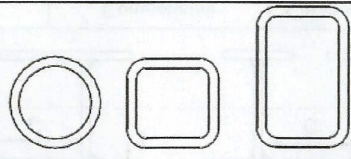
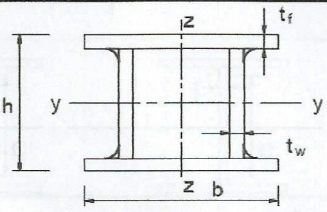
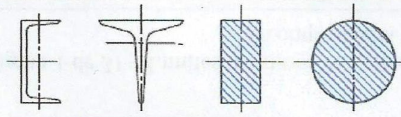
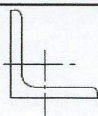
O fator de imperfeição  $\alpha$  corresponde à curva de flambagem apropriada indicada na tabela 10, e deverá ser obtido na tabela 09:

**Tabela 09 – Valores recomendados para o fator  $\alpha$ .**

Curva de flambagem	$a_0$	$a$	$b$	$c$	$d$
Fator $\alpha$	0,13	0,21	0,34	0,49	0,76

Fonte: EC3.

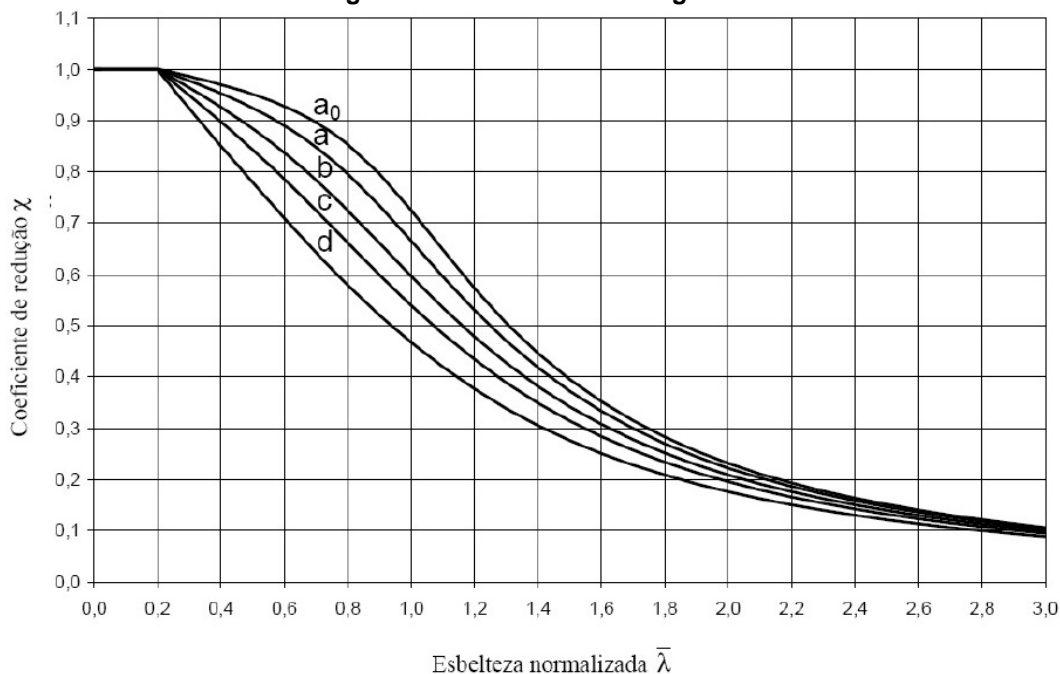
Tabela 10 – Escolha da curva de flambagem em função da seção transversal.

Secção transversal		Limites	Encurvadura em relação ao eixo	Curva de encurvadura	
				S 235 S 275 S 355 S 420	S 460
Perfis laminados		$h/b > 1,2$	$t_f \leq 40$ mm	y-y z-z	a a <sub>0</sub>
			$40 \text{ mm} < t_f \leq 100$ mm	y-y z-z	b c
		$h/b \leq 1,2$	$t_f \leq 100$ mm	y-y z-z	b c
			$t_f > 100$ mm	y-y z-z	d c
Perfis soldados		$t_f \leq 40$ mm	y-y z-z	b c	
		$t_f > 40$ mm	y-y z-z	c d	
Secções tubulares		acabadas a quente	qualquer	a	a <sub>0</sub>
		enformadas a frio	qualquer	c	c
Secções em caixão soldadas		em geral (excepto como abaixo indicado)	qualquer	b	b
		soldaduras espessas: $a > 0,5t_f$ $b/t_f < 30$ $h/t_w < 30$	qualquer	c	c
Perfis U, T e secções cheias			qualquer	c	c
Cantoneiras			qualquer	b	b

Fonte: EC3.

Os valores do coeficiente de redução  $\chi$  em função da esbelteza normalizada  $\lambda$  poderão ser obtidos pelas curvas de flambagem do Eurocode na figura 24:

Figura 24 – Curvas de flambagem.



Fonte: EC3.

O cálculo de  $N_{cr}$  é feito para o eixo de menor resistência:

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 * E * I_y}{(L_f l)^2} = \frac{\pi^2 * 210000 * 6,04 * 10^6}{6000^2} = 347,7 \text{ kN} \quad (38)$$

$$\lambda^- = \sqrt{\frac{A * f_y}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{53,8 * 35,5}{347,7}} = 2,34 \quad (39)$$

$$\frac{h}{b} = \frac{300}{150} = 2 \rightarrow \text{curva de flambagem } b \rightarrow \alpha = 0,34 \quad (40)$$

$$\Phi = 0,5 * [1 + 0,34(2,34 - 0,2) + 2,34^{(2)}] = 3,6 \quad (41)$$

$$\chi = 1 / (3,6 + \sqrt{(3,6^2 - 2,34^{(2)})}) = 0,16 < 1,0 \quad (42)$$

O valor de  $\chi = 0,16$  é comprovado olhando-se no gráfico da figura 24. Então:

$$N_{b,rd} = 0,16 * \frac{53,8 * 35,5}{1,0} = 305,6 \text{ kN} \quad (43)$$

$$\frac{42,97}{305,6} = 0,14 \leq 1,0 \rightarrow OK \quad (44)$$

Assim foi verificada a resistência à flambagem do perfil. Embora a carga de flambagem seja relativamente baixa devido à sua esbeltez (já calculada), a resistência do perfil é alta e a compressão solicitada é muito pequena, não afetando a estabilidade das colunas.

Com relação ao cálculo pela NBR 8800, a metodologia é bem semelhante, divergindo apenas alguns coeficientes e gráficos. Como se trata de perfis diferentes fica difícil fazer uma comparação exata, mas a resistência de compressão à flambagem que é multiplicada por 0,16 pelo EC3 é multiplicada por 0,18 nos cálculos do Manual do CBCA. Essa diferença, além de ser muito pequena, se deve ao fato de o perfil W 310x38,7 possuir uma inércia um pouco maior do que o IPE 300. A força axial resistente de cálculo pelo EC3 vale 305,6 kN enquanto que pela NBR vale 317,8 kN, ficando bem próximos. Portanto, os valores são coerentes e semelhantes, não tendo diferenças significativas neste cálculo.

### 5.5.3 Verificação da Capacidade ao Cisalhamento

O valor de cálculo do esforço atuante em cada seção transversal deve satisfazer a condição da equação 45:

$$\frac{V_{sd}}{V_{c,rd}} \leq 1,0 \quad (45)$$

Para se verificar o esforço transversal resistente elástico  $V_{c,rd}$  poderá utilizar o seguinte critério relativo a um ponto crítico da seção transversal:

$$\frac{\tau_{sd}}{\frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{m0}}} \leq 1,0 \quad (46)$$

No caso de seções em I ou H, a tensão tangencial na alma poderá ser considerada igual a:

$$\tau_{sd} = \frac{V_{sd}}{A_w} ; \text{ se } \frac{A_f}{A_w} \geq 0,6$$

Sendo  $A_f$  a área de um banzo e  $A_w = h_w * t_w$ , a área da alma.

$$\frac{Af}{Aw} = \frac{150 \cdot 10,7}{248 \cdot 7,1} = 0,91 > 0,6 \rightarrow OK \quad (47)$$

$$\tau_{sd} = \frac{21,99}{24,8 \cdot 0,71} = 1,25 \text{ kN/cm}^2 \quad (48)$$

$$\frac{\tau_{sd}}{\frac{fy}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{m0}}} = \frac{1,25}{\frac{35,5}{\sqrt{3}}} = 0,06 < 1,0 \rightarrow OK \quad (49)$$

A segurança quanto ao cisalhamento no pilar foi verificada.

#### 5.5.4 Verificação da Capacidade à Flexão

O termo “flambagem” usado no Brasil é empregado nas normas europeias sempre como “encurvadura” (buckling).

Segundo a cláusula 6.3.2.1 no EC3-1-1, um elemento sem travamento lateral e solicitado à flexão em relação ao eixo principal de maior inércia deverá ser verificado em relação à encurvadura lateral através de:

$$\frac{M_{sd}}{M_{b,rd}} \leq 1,0 \quad (50)$$

$M_{sd}$ : valor de cálculo do momento fletor atuante.

$M_{b,rd}$ : valor de cálculo do momento fletor resistente à encurvadura.

$$M_{b,rd} = \chi_{LT} * W_y * \frac{fy}{\gamma_{m1}} \quad (51)$$

$\chi_{LT}$ : coeficiente de redução para resistência à encurvadura lateral.

$W_y$ : módulo de flexão adequado considerado do seguinte modo:

$W_y = W_{pl,y}$  → para seções de classes 1 ou 2

$W_y = W_{el,y}$  → para seções de classe 3

$W_y = W_{eff,y}$  → para seções de classe 4

Para os casos de furos nas ligações na extremidade do elemento, não é necessário levá-los em conta no cálculo de  $W_y$ . Lembrando também que a verificação deverá ser feita em relação ao eixo principal de maior inércia, pois muitas vezes, pelo sistema europeu, os eixos em duas dimensões são adotados como, respectivamente, “y-y e z-z”, em vez de “x-x e y-y” usados pela NBR, sendo que

podem ocorrer trocas de valores ao se lidar com os eixos principais, pois possuem designações contrárias.

Para elementos em flexão com seções transversais constantes:

$$\chi_{LT} = 1 / (\Phi_{LT} + \sqrt{(\Phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^{- (2)})}) \leq 1,0 \quad (52)$$

$$\Phi_{LT} = 0,5 * [1 + \alpha_{LT}(\lambda_{LT}^{- (2)} - 0,2) + \lambda_{LT}^{- (2)}] \quad (53)$$

$$\lambda_{LT}^{-} = \sqrt{W_y * \frac{f_y}{M_{cr}}} \quad (54)$$

$M_{cr}$ : momento crítico elástico para a encurvadura lateral.

O módulo de flexão plástico pode ser obtido com base em tabelas de materiais, como as que se encontram no anexo B.  $W_y = W_{pl,y} = 628 \text{ mm}^3 = 0,628 \text{ cm}^3$ .

Existem muitas formas de se calcular o momento crítico, para diversos casos, sendo que até os anexos nacionais de diversos países europeus trazem os seus próprios métodos de cálculo do momento crítico. Sendo assim, aqui será usada a fórmula do “caso padrão” de momento crítico, desprezando a torção do elemento:

$$M_{cr} = \frac{\pi}{L} * \sqrt{G * E * I_z * \left(1 + \frac{\pi^2 * E}{L^2 * G}\right)} =$$

$$\frac{\pi}{600} * \sqrt{8100 * 21000 * 0,0604 * \left(1 + \frac{\pi^2 * 21000}{600^2 * 8100}\right)} = 16,78 \text{ kNcm} = 1678 \text{ kNm} \quad (55)$$

Prosseguindo com a sequência de cálculo:

$$\lambda_{LT}^{-} = \sqrt{W_y * \frac{f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{0,628 * \frac{35,5}{1678}} = 0,115 \quad (56)$$

**Tabela 11 – Curvas de flambagem lateral.**

<i>Secção transversal</i>	<i>Limites</i>	<i>Curva de encurvadura</i>
<i>Secções em I laminadas</i>	$h/b \leq 2$	a
	$h/b > 2$	b
<i>Secções em I soldadas</i>	$h/b \leq 2$	c
	$h/b > 2$	d
<i>Outras secções transversais</i>	-	d

Fonte: EC3.



Tabela 12 – Valores recomendados de  $\alpha_{LT}$ .

Curva de flambagem	<i>a</i>	<i>b</i>	<i>c</i>	<i>d</i>
Fator $\alpha_{LT}$	0,21	0,34	0,49	0,76

Fonte: EC3.

$$\Phi_{LT} = 0,5 * [1 + 0,21(0,115 - 0,2) + 0,115^{(2)}] = 0,498 \quad (57)$$

$$\chi_{LT} = 1 / (0,498 + \sqrt{(0,498^2 - 0,115^{(2)})}) = 1,02 > 1,0 \quad (58)$$

Como o valor do coeficiente de redução deu um pouco maior do que 1,0 será mantido  $\chi_{LT} = 1,0$ , ou seja, sem reduções para o cálculo do momento fletor resistente à encurvadura lateral devido ao alto momento crítico anteriormente calculado.

$$M_{b,rd} = \chi_{LT} * W_y * \frac{f_y}{\gamma_{m1}} = 1,0 * 0,628 * \frac{35,5}{1,0} = 22,29 \text{ kNcm} = 2229 \text{ kNm} \quad (59)$$

$$\frac{82,01}{2229} = 0,037 \leq 1,0 \rightarrow OK \quad (60)$$

Portanto, o elemento não sofre encurvadura lateral.

### 5.5.5 Flexão Composta com Compressão

Para o caso dos pilares, é aconselhado fazer um estudo de flexão composta com compressão. Para as seções de classe 1 ou 2 deve ser verificada a seguinte condição da equação 61:

$$M_{sd} \leq M_{N,rd} \quad (61)$$

Sendo  $M_{N,rd}$  o momento resistente reduzido devido à interação com o esforço axial.

$$M_{N,rd} = M_{Pl,rd} * \left[ 1 - \left( \frac{N_{sd}}{N_{Pl,rd}} \right)^2 \right] \quad (62)$$

No caso de seções de classe 1 ou 2 duplamente simétricas com banzos iguais, em I ou H ou outras, não é necessário ter em conta o efeito do esforço normal no cálculo do momento fletor plástico resistente quando os dois critérios seguintes são satisfeitos:

$$N_{sd} \leq 0,25 * N_{pl,rd} \quad (63) \text{ e } N_{sd} \leq 0,5 * hw * tw * \frac{fy}{\gamma_{m0}} \quad (64)$$

$$N_{pl,rd} = A * \frac{fy}{\gamma_{m0}} = 53,8 * \frac{35,5}{1,0} = 1909,9 \text{ kN} \quad (65)$$

$$N_{sd} \leq 0,5 * 24,8 * 0,71 * \frac{35,5}{1,0} = 312,5 \text{ kN} \quad (66)$$

Portanto, conforme equações 63 e 64:

$$42,97 \leq 0,25 * 1909,9 = 477 \rightarrow OK$$

$$42,97 \leq 312,5 \text{ kN} \rightarrow OK$$

Logo, não é necessário levar em conta o efeito do esforço normal no cálculo do momento fletor plástico resistente. Então calcula-se o valor da resistência à flexão em torno do eixo “x”, e conclui-se a verificação:

$$M_{pl,rd} = W_{pl,x} * \frac{fy}{\gamma_{m0}} = 0,628 * 35,5 = 22,29 \text{ kNcm} = 2229 \text{ kNm} \quad (67)$$

$$M_{N,rd} = 2229 * \left[ 1 - \left( \frac{42,97}{1909,9} \right)^2 \right] = 2227 \text{ kNm} \quad (68)$$

$$82,01 < 2227 \rightarrow OK$$

Por fim, procede-se ao cálculo da estabilidade dos elementos, segundo o item 6.3.3 do EC3-1-1:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\gamma_{M1}} \leq 1 \quad (69)$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\gamma_{M1}} \leq 1 \quad (70)$$

Em que:

$N_{ed}$  ou  $N_{sd}$ : valores de cálculo do esforço a compressão

$\Delta M_{ed}$ : momentos devido ao deslocamento do eixo neutro, somente para classe 4

$K_{yy}, K_{yz}, K_{zy}, K_{zz}$ : fatores de interação

Para o presente caso, não é computado o momento em relação ao eixo “z-z”, que equivale ao eixo y-y pela NBR8800. Sendo assim:

$$N_{rk} = f_y * A = 35,5 * 53,8 = 1909,9 \text{ kN} \quad (71)$$

$$M_{rk} = f_y * W_{pl} = 35,5 * 0,628 = 22,29 \text{ kNcm} \quad (72)$$

De acordo com a tabela no anexo D, são calculados os fatores de interação para seções em perfil I de classe 1 pelo Método 2 apresentado pelo EC3, método este que foi desenvolvido por um grupo de investigadores da Áustria e da Alemanha, e é mais usado por ser mais simples e de rápida aplicação. Usam-se as seguintes fórmulas, sendo que só as equações 73 e 75 são relevantes para esse caso:

$$K_{yy} = C_{my} * [1 + (\lambda^- - 0,2) * \frac{N_{ed}}{\chi_y * N_{rk}}] \quad (73)$$

$$K_{yz} = 0,6 * K_{zz} \quad (74)$$

$$K_{zy} = 0,6 * K_{yy} \quad (75)$$

$$K_{zz} = C_{mz} * [1 + (\lambda^- - 0,6) * \frac{N_{ed}}{\chi_z * N_{rk}}] \quad (76)$$

Seguindo o quadro do anexo E, para os pilares considera-se  $C_{my} = C_{mz} = 0,6$ , então:

$$K_{yy} = 0,6 * [1 + (2,34 - 0,2) * \frac{42,97}{0,16 * 1909,9}] = 0,78 \quad (77)$$

$$K_{yz} = 0,6 * K_{zz} = 0,38 \quad (78)$$

$$K_{zy} = 0,6 * K_{yy} = 0,47 \quad (79)$$

$$K_{zz} = 0,6 * [1 + (2,34 - 0,6) * \frac{42,97}{0,82 * 1909,9}] = 0,64 \quad (80)$$

Então:

$$\frac{42,97}{0,16 \cdot 1909,9} + 0,78 * \frac{82,01}{1,0 \cdot 2229} = 0,17 < 1,0 \rightarrow OK \quad (81)$$

$$\frac{42,97}{0,82 \cdot 1909,9} + 0,47 * \frac{82,01}{1,0 \cdot 2229} = 0,045 < 1,0 \rightarrow OK \quad (82)$$

Dessa forma, foi verificada a segurança para flexão composta com compressão.

Percebe-se claramente que existe a possibilidade de serem usados perfis menores e mais leves para a estrutura. Vale lembrar também que os carregamentos utilizados são iguais do exemplo seguido pelo Manual de Galpões, e que pelo EC3 esses valores são bem maiores. Além disso, foram considerados apenas os carregamentos mínimos no galpão, não levando em conta cargas de ponte rolante e demais cargas excepcionais ou de serviço. As verificações feitas no Manual também passaram com bastante folga. Mas mesmo assim, em comparação com demais exemplos didáticos, fica claro que ambos os perfis adotados estão superdimensionados, tanto o IPE 300 com os carregamentos segundo o EC3, quanto o W 310x38,7 calculado pela NBR 8800 no Manual de Galpões do CBCA. Isto também prova que para uma primeira análise de projeto, pode-se optar pelas medidas mínimas de perfis sugeridos por Bellei (2003), e não as máximas como foi escolhido no Manual e como é comentado no item 5.4 deste trabalho (Pré-dimensionamento). Além disso, já é percebido que o EC3 é mais conservador no cálculo das solicitações, mas mais ousado quanto aos esforços resistentes, como será concluído no fim deste trabalho.

## 5.6 Vigas

### 5.6.1 Verificação ao Esforço Normal de Tração

Aqui os cálculos serão tomados de maneira direta, e não detalhada como no caso dos pilares.

Desconsiderando a presença de furos no perfil, o cálculo do esforço de tração solicitante fica:

$$N_{t,rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{53,8 \cdot 35,5}{1,0} = 1909,9 \text{ kN} \quad (83)$$

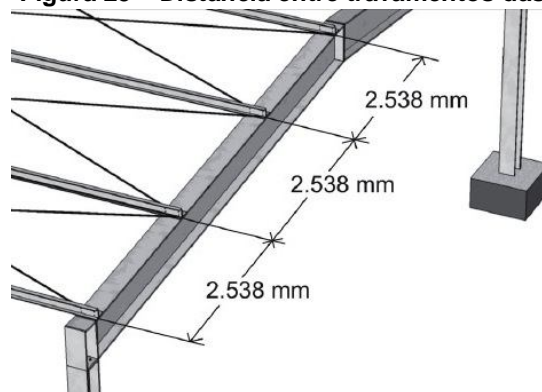
Semelhantemente ao caso dos pilares, é verificada a segurança ao esforço de tração da seção:

$$\frac{N_{t,sd}}{N_{t,rd}} = \frac{25,02}{1909,9} = 0,013 \leq 1,0 \quad (84)$$

### 5.6.2 Verificação ao Esforço Normal de Compressão

Deve-se ficar atento para os comprimentos de flambagem do perfil em questão. No caso da viga, existirão dois comprimentos de flambagem diferentes. O comprimento no eixo 'x' de 7615 mm que é o comprimento total do perfil, e o comprimento em torno do eixo 'y' de 2538 mm é a distância entre os travamentos de terças e outros elementos, como demonstra a figura 25:

**Figura 25 – Distância entre travamentos das vigas.**



Fonte: Manual para Galpões CBCA.

Logo, os coeficientes de esbeltez ficam:

$$\lambda_x = \frac{L_x}{r_x} = \frac{7615}{125} = 60,9 < 180 \rightarrow OK \quad (85)$$

$$\lambda_y = \frac{L_y}{r_y} = \frac{2538}{33,5} = 75,8 < 180 \rightarrow OK \quad (86)$$

O cálculo de  $N_{cr}$  é feito para o eixo com maior comprimento de flambagem:

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 * E * I_y}{(L_f l)^2} = \frac{\pi^2 * 210000 * 83,6 * 10^6}{7615^2} = 2988 \text{ kN} \quad (87)$$

$$\lambda^- = \sqrt{\frac{A * f_y}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{53,8 * 35,5}{2988}} = 0,80 \quad (88)$$

$$\frac{h}{b} = \frac{300}{150} = 2 \rightarrow \text{curva de flambagem } b \rightarrow \alpha = 0,34 \quad (89)$$

$$\Phi = 0,5 * [1 + 0,34(0,80 - 0,2) + 0,80^{(2)}] = 0,92 \quad (90)$$

$$\chi = 1 / (0,92 + \sqrt{(0,92^2 - 0,80^{(2)})}) = 0,73 < 1,0 \quad (91)$$

O valor de  $\chi = 0,73$  é comprovado olhando-se no gráfico da figura 22. Então:

$$N_{b,rd} = 0,73 * \frac{53,8 * 35,5}{1,0} = 1394 \text{ kN} \quad (92)$$

$$\frac{42,97}{1394} = 0,03 \leq 1,0 \rightarrow OK \quad (93)$$

E assim foi verificada a resistência à flambagem do perfil.

### 5.6.3 Verificação da Capacidade ao Cisalhamento

No caso de seções em I ou H, a tensão tangencial na alma poderá ser considerada igual a:

$$\tau_{sd} = \frac{V_{sd}}{A_w}; \text{ se } \frac{A_f}{A_w} \geq 0,6$$

Sendo  $A_f$  a área de um banzo e  $A_w = h_w * t_w$ , a área da alma.

$$\frac{A_f}{A_w} = \frac{150 * 10,7}{248 * 7,1} = 0,91 > 0,6 \rightarrow OK \quad (94)$$

$$\tau_{sd} = \frac{39,95}{24,8 * 0,71} = 2,27 \text{ kN/cm}^2 \quad (95)$$

$$\frac{\tau_{sd}}{\frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{m0}}} = \frac{2,27}{\frac{35,5}{\sqrt{3}}} = 0,11 < 1,0 \rightarrow OK \quad (96)$$

A segurança quanto ao cisalhamento na viga está verificada.

#### 5.6.4 Verificação da Capacidade à Flexão

Calculando o momento crítico do elemento:

$$M_{cr} = \frac{\pi}{L} * \sqrt{G * E * I_z * \left(1 + \frac{\pi^2 * E}{L^2 * G}\right)} =$$

$$\frac{\pi}{761,5} * \sqrt{8100 * 21000 * 0,835 * \left(1 + \frac{\pi^2 * 21000}{761,5^2 * 8100}\right)} = 49,17 \text{ kNcm} = 4917 \text{ kNm} \quad (97)$$

Prosseguindo com a sequência de cálculo:

$$\lambda_{LT}^- = \sqrt{W_y * \frac{f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{0,125 * \frac{35,5}{4917}} = 0,03 \quad (98)$$

$$\Phi_{LT} = 0,5 * [1 + 0,21(0,03 - 0,2) + 0,03^{(2)}] = 0,483 \quad (99)$$

$$\chi_{LT} = 1 / (0,483 + \sqrt{(0,483^2 - 0,03^{(2)})}) = 1,04 > 1,0 \quad (100)$$

Como o valor do coeficiente de redução deu um pouco maior do que 1,0 será mantido  $\chi_{LT} = 1,0$ , ou seja, sem reduções para o cálculo do momento fletor resistente à encurvadura lateral devido ao alto momento crítico anteriormente calculado.

$$M_{b,rd} = \chi_{LT} * W_y * \frac{f_y}{\gamma_{m1}} = 1,0 * 0,125 * \frac{35,5}{1,0} = 4,44 \text{ kNcm} = 444 \text{ kNm} \quad (101)$$

$$\frac{82,01}{444} = 0,18 < 1,0 \rightarrow OK \quad (102)$$

Portanto, o elemento não sofre encurvadura lateral.

### 5.6.5 Flexão Composta com Esforço Cortante

Nos casos em que o esforço cortante seja inferior a metade do esforço cortante resistente plástico, o seu efeito sobre o momento fletor resistente poderá ser desprezado. Contudo, procede-se o cálculo do esforço cortante plástico, que utiliza a área resistente de cisalhamento ( $A_v$ ), sendo esta calculada de acordo com o item 6.2.6 do EC3-1-1, e é expressa como:

$$\begin{aligned} A_v &= A - 2b * t_f + (t_w + 2r)t_f = 53,8 - 2 * 15 * 1,07 + (0,71 + 2 * 1,5) * 1,07 \\ A_v &= 25,67 \text{ cm}^2 \end{aligned} \quad (103)$$

$$V_{Pl,rd} = A_v * \frac{\left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{m0}} = 25,67 * \frac{35,5}{\sqrt{3}} = 526,13 \text{ kN} \quad (104)$$

Como  $39,95 < \frac{526,13}{2} = 263$ , não é necessário reduzir a resistência da seção com a combinação da flexão com o esforço axial, por causa do esforço transversal. Procede-se então à verificação quanto à estabilidade das vigas.

Seguindo o quadro do anexo E, para as vigas considera-se  $a_s = \frac{61,44}{80,54} = -0,76$ ,  $\Psi = 0$  para o caso da combinação  $F_{d1}$  e  $C_{my} = C_{mz} = 0,1 - 0,8 * a_s = 0,71$ , então:

$$K_{yy} = 0,71 * \left[1 + (0,8 - 0,2) * \frac{25,02}{0,73 * 1909,9}\right] = 0,72 \quad (105)$$

$$K_{yz} = 0,6 * K_{zz} = 0,38 \quad (106)$$

$$K_{zy} = 0,6 * K_{yy} = 0,43 \quad (107)$$

$$K_{zz} = 0,71 * \left[1 + (0,8 - 0,6) * \frac{25,02}{0,82 * 1909,9}\right] = 0,71 \quad (108)$$

Então:

$$M_{rk} = f_y * W_{pl} = 35,5 * 0,125 = 4,44 \text{ kNcm} = 444 \text{ kNm} \quad (109)$$

$$\frac{25,02}{0,73 * 1909,9} + 0,72 * \frac{82,01}{1,0 * 444} = 0,15 < 1,0 \rightarrow OK \quad (110)$$

$$\frac{25,02}{0,82 * 1909,9} + 0,43 * \frac{82,01}{1,0 * 444} = 0,095 < 1,0 \rightarrow OK \quad (111)$$



Portanto, o perfil com seção transversal IPE 300 com aço S355 MPa verifica a segurança e é solução.

Destes cálculos conclui-se que o perfil suporta com folga os esforços solicitados, apesar de sua esbelteza ser, de certa forma, alta para o caso dos pilares. Isso quer dizer que construindo travamentos laterais para os pilares seria possível escolher um perfil relativamente menor do que o IPE 300. Lembrando novamente que os esforços solicitantes são os calculados pelo Manual do CBCA de acordo com a NBR 8800 de 2008, e que estes são bem inferiores aos calculados pelo EC3, e ainda foram considerados os carregamentos mínimos para a estrutura. Ou seja, em uma situação prática, com os carregamentos segundo o EC3, os esforços seriam bem maiores e talvez os perfis escolhidos seriam adequados. Mas o objetivo principal é demonstrar as principais diferenças de métodos entre o EC3 e a NBR 8800:2008.

## 5.7 Verificação Quanto aos Estados Limites de Serviço

Os requisitos gerais relativos aos estados limites de serviço (ou de utilização) são indicados na seção 3.4 da EN 1990, bem como em seu anexo A1.4.

A norma cita que os limites para os deslocamentos verticais são definidos na figura A1.1 da EN 1990 e em anexos nacionais, e deverão ser especificados para cada projeto e acordados com o dono da obra. Para o caso de coberturas em geral, esse limite recomendado pelo anexo nacional português é de  $L/200$ , menos conservador que o limite de  $L/250$  da NBR 8800.

$$\delta_{m\acute{a}x} = \frac{L}{200} = \frac{15000mm}{200} = 75 \text{ mm} \quad (112)$$

Os limites dos deslocamentos horizontais são definidos na figura A1.2 da EN 1990 e em anexos nacionais, e vale  $h/150$  para pórticos sem aparelho de elevação, contrariando o valor de  $h/300$  utilizado no Manual do CBCA.

$$\delta_{m\acute{a}x} = \frac{h}{150} = \frac{6000mm}{150} = 40 \text{ mm} \quad (113)$$

Esses devidos deslocamentos verticais e horizontais já foram calculados no Manual para Galpões do CBCA e valem, respectivamente: 57,51 mm e 19,45 mm, que estão de acordo.

## 5.8 Demais Elementos do Galpão

Os demais elementos da estrutura do galpão, como a escolha da telha, as terças de cobertura, as vigas de tapamento lateral, tirantes de contraventamento da cobertura e contraventamento vertical, e placa de base do pilar e chumbadores não serão analisados.

A escolha da telha não é parte dos objetivos deste trabalho, as vigas de cobertura e tapamento lateral são elementos pequenos sem diferenças diretas em uma comparação de dimensionamento. Os tirantes de contraventamento mais comuns são de 16 mm de diâmetro, mas no item 2.11 do Manual de Galpões do CBCA é utilizado um diâmetro de 12,5 mm e este, por sua vez, passa com uma folga de 1600% no cálculo de dimensionamento, sendo citado ainda que esta verificação só é necessária em galpões grandes com painéis de tapamento de grandes dimensões. Os demais elementos de contraventamento também passam com bastante folga, e o índice de esbeltez não precisa ser analisado desde que as barras sejam colocadas com alguma pré-tensão, sendo também desnecessária esta comparação.

Quanto ao dimensionamento das placas de base e chumbadores, o anexo S da NBR 8800:2008 recomenda o uso do *Steel Design Guide 1*, da American Institute of Steel Construction (AISC), onde as dimensões mínimas exigidas também passam com folga considerável.

No referido manual, não são analisadas nem é comentado sobre as ligações da estrutura, sendo este um assunto de outro manual do CBCA, cujo nome é “Ligações em Estruturas Metálicas”, volumes 1 e 2. A parte 1-1 do EC3 não trata das ligações, sendo tratadas apenas na parte 1-8 do Eurocode citado. Assim sendo, não serão comparados os métodos de verificação e dimensionamento de ligações metálicas neste trabalho, ficando isto como tema sugerido para outros trabalhos.

## 5.9 Verificação com os Carregamentos Calculados pelo Eurocode

A fim de uma melhor comparação das normas e visualização dos resultados, serão verificados agora os estados limites últimos do perfil IPE 300 S355 seguindo os carregamentos calculados pelas diretrizes do Eurocode.

Conforme visto anteriormente, agora os carregamentos de vento são consideravelmente maiores, além da presença da neve nas edificações. Além disso, os coeficientes para as combinações são um pouco mais conservadores. Já foi comentado que a análise dos esforços de vento é feita com um único valor nas colunas do galpão, pois a EN 1991-1-4, no item 7.2.2, diz que a divisão de carregamentos na horizontal pode ser desprezada sempre que  $h \leq b$ , sendo  $h$  a altura e  $b$  a largura de referência.

Então são calculadas as combinações para a análise estrutural segundo o Eurocode. Algumas delas já foram calculadas no item 5.2 para uma pequena referência de valores. No item 5.1 são encontrados os diagramas de carregamentos de vento usados para o cálculo das combinações.

$$Fd1 = 1,35 * 2,7 \frac{kN}{m} + 1,50 * 1,50 \frac{kN}{m} + 1,50 * 0,50 * 1,68 \frac{kN}{m} = 7,16 \frac{kN}{m} \quad (114)$$

$$Fd2 \text{ (vertical cobertura)} = 1,0 * 2,70 \frac{kN}{m} - 1,50 * 9,18 * \cos 10^\circ = -10,86 \frac{kN}{m} \quad (115)$$

$$Fd2 \text{ (colunas)} = -1,50 * 7,56 \frac{kN}{m} = -11,34 \frac{kN}{m} \quad (116)$$

$$Fd2 \text{ (horizontal cobertura)} = -1,50 * 9,18 * \sin 10^\circ = -2,39 \frac{kN}{m} \quad (117)$$

$$Fd3 \text{ (vertical cobertura)} = 1 * 2,70 \frac{kN}{m} - 1,50 * 7,02 * \cos 10^\circ = -7,67 \frac{kN}{m} \quad (118)$$

$$Fd3 \text{ (vertical cobertura)} = 1 * 2,70 \frac{kN}{m} - 1,50 * 7,56 * \cos 10^\circ = -8,47 \frac{kN}{m} \quad (119)$$

$$Fd3 \text{ (horizontal cobertura)} = -1,50 * 7,02 * \sin 10^\circ = -1,83 \frac{kN}{m} \quad (120)$$

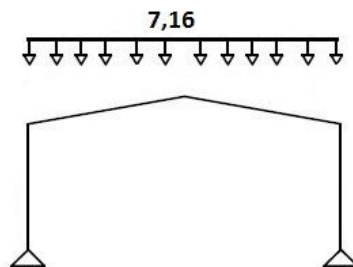
$$Fd3 \text{ (horizontal cobertura)} = -1,50 * 7,56 * \cos 10^\circ = -1,97 \frac{kN}{m} \quad (121)$$

$$Fd3 \text{ (coluna esquerda)} = 1,50 * 5,40 \frac{kN}{m} = 8,10 \frac{kN}{m} \quad (122)$$

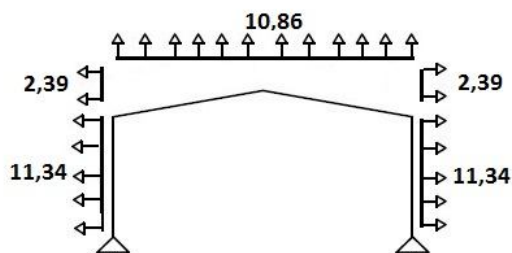
$$Fd3 \text{ (coluna direita)} = -1,50 * 5,94 \frac{kN}{m} = -8,91 \frac{kN}{m} \quad (123)$$

Logo, os diagramas de carregamentos para as combinações são demonstrados nas figuras 26, 27 e 28 (valores em kN/m):

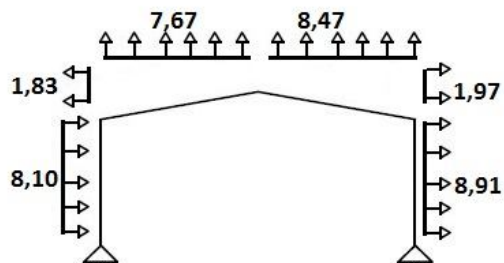
**Figura 26 – Combinação Fd1.**



**Figura 27 – Combinação Fd2.**



**Figura 28 – Combinação Fd3.**



E com isso temos uma nova tabela de esforços máximos nos elementos, a ser comparada com a tabela 07 do item 5.4 para conhecimento das diferenças nos valores:

Tabela 13 – Esforços máximos nos pilares e nas vigas.

Elemento	Esf. Normal (tração)	Esf. Normal (compressão)	Esf. Cortante	Momento Fletor
<b>PILAR</b>	82,7 kN	54,5 kN	58,3 kN	270,1 kNm
<b>VIGA</b>	75,3 kN	26,4 kN	76,0 kN	270,1 kNm

Fonte: o autor.

Nota-se que, em comparação com a tabela 07, os esforços aumentam significativamente. Os esforços de compressão são os que menos mudaram, entretanto os momentos fletores aumentaram mais de três vezes, sendo o vento a razão principal.

Na sequência, foi realizada a verificação para os estados limites últimos, porém de maneira rápida, pulando o roteiro detalhado já apresentado.

### 5.9.1 Verificação Quanto aos Estados Limites Últimos

Foram verificados os esforços de cisalhamento e flexão, que são os predominantes. Começando pelo cisalhamento para a viga:

$$\frac{Af}{Aw} = \frac{150 \cdot 10,7}{248 \cdot 7,1} = 0,91 > 0,6 \rightarrow OK \quad (124)$$

$$\tau_{sd} = \frac{76,0}{24,8 \cdot 0,71} = 4,32 \text{ kN/cm}^2 \quad (125)$$

$$\frac{\tau_{sd}}{\frac{fy}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{m0}}} = \frac{4,32}{\frac{35,5}{\sqrt{3}}} = 0,21 < 1,0 \rightarrow OK \quad (126)$$

A segurança quanto ao cisalhamento no pilar foi verificada. Apesar da folga ainda existente, é importante notar que a relação de 0,21 é bem maior agora do que a calculada com os carregamentos pela NBR, que era de 0,06.

Fazendo a verificação quanto à flexão na viga, alguns valores que dependem das características do material não se alteram, sendo iguais ao item 5.6.4. Portanto, o cálculo direto fica:

$$M_{b,rd} = \chi_{LT} * W_y * \frac{fy}{\gamma_{m1}} = 1,0 * 0,125 * \frac{35,5}{1,0} = 4,44 \text{ kNcm} = 444 \text{ kNm} \quad (127)$$

$$\frac{270,1}{444} = 0,61 < 1,0 \rightarrow OK \quad (128)$$

Portanto, o elemento não sofre encurvadura lateral. Observa-se que agora o valor de 0,61 está mais próximo do que se espera ao realizar uma verificação estrutural manual que não esteja superdimensionada. Na verdade, essa relação de 61% é praticamente igual aos resultados apresentados pelo Manual para Galpões, com o dimensionamento completo pela NBR 8800:2008, onde esta relação fica sendo  $\frac{M_{SD}}{M_{RD}} = \frac{82,01}{132,40} = 0,62$ .

Fazendo o cálculo da necessidade de iteração do momento fletor com o esforço cortante, tal como no item 5.6.5, tem-se:

$$A_v = 25,67 \text{ cm}^2$$

$$V_{Pl,rd} = A_v * \frac{\left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{m0}} = 25,67 * \frac{35,5}{\sqrt{3}} = 526,13 \text{ kN} \quad (129)$$

Como  $76,0 < \frac{526,13}{2} = 263$ , não é necessário reduzir a resistência da seção com a combinação da flexão com o esforço axial, por causa do esforço transversal. Proceda-se então à verificação quanto à estabilidade.

Seguindo o quadro do anexo E, considerando o pior caso sendo a combinação  $F_{d2}$ , tem-se um  $a_s = \frac{83,7}{145,4} = -0,58$ ,  $\Psi = 0$  e  $C_{my} = C_{mz} = 0,1 - 0,8 * a_s = 0,56$ , então:

$$K_{yy} = 0,56 * [1 + (0,8 - 0,2) * \frac{75,3}{0,73 * 1909,9}] = 0,58 \quad (130)$$

$$K_{yz} = 0,6 * K_{zz} = 0,34 \quad (131)$$

$$K_{zy} = 0,6 * K_{yy} = 0,35 \quad (132)$$

$$K_{zz} = 0,56 * [1 + (0,8 - 0,6) * \frac{75,3}{0,82 * 1909,9}] = 0,57 \quad (133)$$

Então:

$$M_{rk} = f_y * W_{pl} = 35,5 * 0,125 = 4,44 \text{ kNcm} = 444 \text{ kNm} \quad (134)$$

$$\frac{75,3}{0,73 * 1909,9} + 0,58 * \frac{270,1}{1,0 * 444} = 0,41 < 1,0 \rightarrow OK \quad (135)$$

$$\frac{75,3}{0,82 * 1909,9} + 0,35 * \frac{270,1}{1,0 * 444} = 0,26 < 1,0 \rightarrow OK \quad (136)$$

Portanto, o perfil com seção transversal IPE 300 com aço S355 MPa verifica a segurança e é solução também para o carregamento calculado pelo Eurocode.

Desta vez os valores calculados se demonstraram mais próximos da expectativa do dimensionamento, bem como dos resultados calculados de acordo com a NBR 8800, mas mesmo assim pode-se claramente adotar um perfil menor para o projeto, conforme já comentado. No pré-dimensionamento (item 5.4) foi adotado o maior perfil seguindo a orientação de Bellei (2003), indo para o lado conservador. Porém, os resultados aqui expostos conduzem à conclusão de que podem ser adotados perfis de acordo com aquela orientação, mas sem escolher os mais conservadores, e sim os mínimos.

### 5.9.2 Verificação Quanto aos Estados Limites de Serviço

Os valores máximos dos deslocamentos para os ELS já foram calculados no item 5.7 e valem:

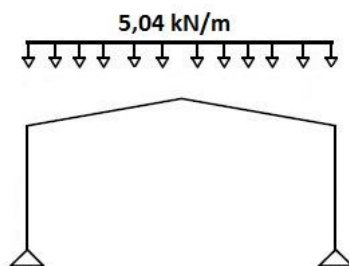
$$\delta_{m\acute{a}x,vertical} = 75 \text{ mm}$$

$$\delta_{m\acute{a}x,horizontal} = 40 \text{ mm}$$

Os deslocamentos da estrutura são calculados computacionalmente, utilizando uma combinação de ações com coeficientes de majoração unitários. Para os deslocamentos verticais utiliza-se somente a seguinte combinação:

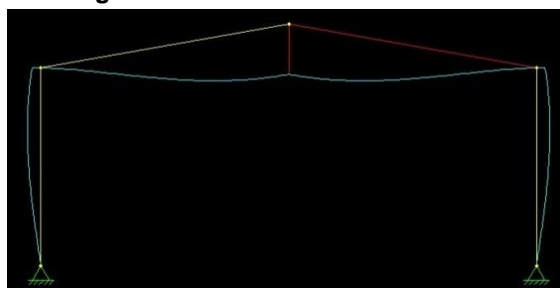
$$Fdv = 1,0 * 2,7 \frac{kN}{m} + 1,0 * 1,50 \frac{kN}{m} + 1,0 * 0,50 * 1,68 \frac{kN}{m} = 5,04 \frac{kN}{m} \quad (137)$$

Figura 29 – Diagrama de corpo livre para cálculo dos deslocamentos verticais.



O valor do deslocamento calculado pelo software *Ftool* no centro do vão é de 65,01 mm, conforme a figura 30:

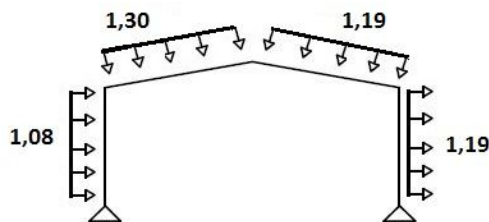
Figura 30 – Deformada da estrutura.



$$65,01 \text{ mm} < 75 \text{ mm} \rightarrow \text{Conforme!}$$

Para deslocamentos horizontais utiliza-se somente a carga de vento na pior hipótese, que é a segunda hipótese da figura 12, sendo multiplicados pelo fator de redução  $\Psi_1 = 0,2$  que consta na EN 1990:2002, com a carga permanente na cobertura multiplicada por 1,0:

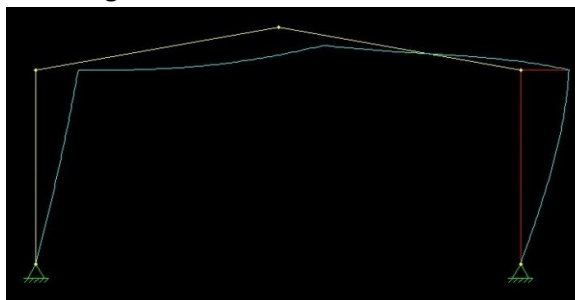
Figura 31 – Diagrama de corpo livre para cálculo dos deslocamentos horizontais.



O valor do deslocamento calculado pelo software *Ftool* na coluna da direita (ponto crítico) é de 42,25 mm, conforme a figura 32:



Figura 32 – Deformada da estrutura.



$42,25 \text{ mm} > 40 \text{ mm} \rightarrow$  Deslocamento máximo excedido

Para este deslocamento, o valor de  $\delta_{\text{máx}}$  é levemente excedido. No entanto, a diferença é tão pequena e pode-se concluir que não afeta o aspecto e a conveniente utilização da estrutura, tampouco causa danos nos elementos. Aqui a estrutura foi analisada como pórtico livre, ainda sem os devidos contraventamentos e tirantes.

Portanto, os estados limites de serviço são considerados satisfeitos, porém sem aquela folga encontrada nos cálculos nos estados limites últimos.

### 5.9.3 Análise Final dos Resultados

Nesta segunda hipótese de cálculo ficou claro o fato de a NBR adotar esforços solicitantes bem menores, ao passo que adota esforços resistentes menores também. Isto explica o porquê de os resultados dos cálculos utilizando os mesmos carregamentos e diagramas solicitantes calculados no Manual para Galpões do CBCA serem bem baixos, enquanto que no cálculo das solicitações utilizando os valores de combinações segundo o Eurocode os valores foram mais próximos e equilibrados. Este fato não era esperado inicialmente.

Na verificação quanto ao Estado Limite de Serviço, nota-se que os valores calculados no Manual estão muito próximos do limite permitido. Já no cálculo pelo EC3 o deslocamento vertical obteve maior folga, enquanto que o deslocamento lateral teve um leve excesso, mas isto devido aos ventos constantes e à análise sem os contraventamentos e tirantes. Uma análise tridimensional levaria a respostas de deslocamentos mais precisos e reais, no entanto aqui foi feita uma análise bidimensional de forma igual à análise realizada no Manual do CBCA.

## 6. CONCLUSÃO

O dimensionamento e detalhamento de grandes estruturas em aço é uma tarefa árdua e cansativa, e o número de profissionais capacitados para isso é pequeno, levando muitas vezes a projetos superdimensionados, diminuindo as vantagens econômicas e prejudicando a disseminação do uso desse sistema estrutural no Brasil. Para o contínuo avanço do nosso país na construção civil, é importante o incentivo do uso do aço neste setor, e no uso racional, com projetos e mão de obra de qualidade, de forma que, com o passar do tempo, o bloqueio da questão cultural venha a ser quebrado. É relevante também o incentivo a programas de especialização profissional neste setor, para capacitar novos profissionais a atuarem nas diversas etapas da construção em aço, desde o projeto, detalhamento, fabricação, montagem e manutenção em obra. Também vale salientar a importância das empresas de softwares desenvolverem novos programas de dimensionamento e detalhamento de estruturas metálicas, bem como cursos de treinamento.

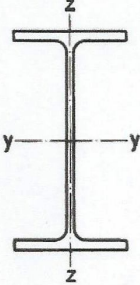
Nesse trabalho observou-se muitas diferenças entre a NBR 8800 de 2008 e o Eurocode 3 de 2005. Diferenças estas que se encontram desde a fase de cálculo das solicitações, das combinações, até a fase de análise, dimensionamento e verificação da estrutura. No cálculo das ações foi evidenciado que a ação do vento e da neve tornam as solicitações bem mais elevadas, além dos coeficientes das combinações serem maiores também. A verificação mais importante é quanto ao momento fletor, e esse obteve um aumento de mais de três vezes ao ser calculado pelo EC3 em relação à NBR 8800.

No entanto, durante a fase de verificação e dimensionamento foi demonstrado que a NBR 8800:2008 aponta coeficientes de minoração dos esforços resistentes maiores, sendo de 1,10 e 1,35, enquanto que o EC3 mantém esses coeficientes unitários. Tudo isso demonstra um lado mais ousado por parte da NBR no cálculo das solicitações, porém mais conservador no cálculo dos esforços resistentes. Além disso, nos cálculos de flambagens, o EC3 possui outras fórmulas e curvas de encurvadura, sendo outro ponto diferenciado. Estas discrepâncias já eram esperadas, pois os coeficientes e as curvas impostas pela NBR 8800:2008 foram fortemente baseadas na norma americana AISC 360-05.

Diante disso, não podemos concluir qual norma é a melhor, pois cada uma é feita para a sua situação geográfica e para os perfis comercializados na sua faixa de domínio. O Eurocode apresenta tabelas para aços com tensões de escoamento de 235, 275 e 355 MPa, por exemplo, enquanto que a NBR apresenta tabelas para aços com escoamento a 250 e 345 MPa. O sistema de normalização europeia se difere desde a organização até a classificação dos seus perfis. Neste trabalho foram demonstradas as diferenças de fórmulas, coeficientes, curvas e resultados após cada verificação realizada, ficando evidentes os valores de solicitações e resistências mais elevados pelo Eurocode, mas numa análise de verificação os resultados foram próximos, como no cálculo da flexão no pórtico pelo EC3 obtendo uma relação de  $0,61 < 1,0$  enquanto que no cálculo da flexão pela NBR 8800 no Manual do CBCA essa relação foi de  $0,62 < 1,0$ .

É muito comum para projetos de estruturas de aço acontecer o fato de o dimensionamento nos ELU ser satisfeito com demasiada folga, enquanto que a verificação nos ELS ficar bem no limite e até não passar, em alguns casos. O exemplo utilizado pelo Manual do CBCA e o mesmo exemplo calculado nesse trabalho demonstram isso muito bem. Isso se deve pela razão de que geralmente em estruturas metálicas são utilizados perfis mais esbeltos para vãos maiores que em concreto armado. Assim sendo, o dimensionamento desse tipo de estrutura necessita de um cuidado bem maior com os deslocamentos globais e locais do que com o dimensionamento de estruturas em concreto armado, onde é dada maior relevância aos ELU. Por esse ponto de vista, o Eurocode ser menos conservador nos valores de deslocamentos máximos permitidos nos ELS tem como consequência a utilização de perfis menores em muitos casos. Além disso, o EC3 adota um módulo de elasticidade um pouco maior (menos conservador que a NBR) e isso significa que o cálculo de deslocamentos é menor pelo EC3, o que dá uma folga maior ainda. O fato da combinação para verificação aos ELS ser maior devido à neve e aos ventos constantes na Europa não justifica as grandes diferenças de deslocamentos permitidos. Portanto, isto também leva a concluir que para a próxima revisão da NBR 8800, é válida uma atenção especial para os valores máximos requeridos para deslocamentos nos ELS, tendo em vista esses valores serem, de modo geral, menos exigentes pelas normas europeias.

## ANEXO A – Dados de perfis laminados IPE e IPEA

IPE, PEA		IPE- und IPEA-Träger									Profils IPE et IPEA				
		$A_v = A - 2bt_f + (t_w + 2r) t_f$ $A_w = b \cdot d$ $S_y = \frac{1}{2} W_{ply}$ $S_z = \frac{1}{2} W_{plz}$ $W_{ely} = \frac{I_y}{h/2}$ $\bar{W}_y = \frac{I_y}{(h-t_f)/2}$ $W_{elz} = \frac{I_z}{b/2}$									Maximale Lagerlängen / <i>Longueurs maximales en stock:</i> $h \leq 180$ 18 m $h \geq 200$ 24 m EURONORM 19 – 57, DIN 1025/5, ASTM A 6, Werksnorm/Norme d'usine				
		○ Das Verfahren PP nach SIA 263 ist für dieses Profil aus S355 bei reiner Biegung ( $n = 0$ ) nicht anwendbar! * Auch in S355J0 oder S355J2G3 ab Schweizer Lager erhältlich.									○ La méthode PP selon SIA 263 n'est pas applicable pour ce profilé en acier S355 en flexion simple ( $n = 0$ )! * Livrable en S355J0 ou S355J2G3 du stock suisse.				
IPE	m kg/m	Statische Werte / Valeurs statiques													
		A mm <sup>2</sup>	A <sub>v</sub> mm <sup>2</sup>	A <sub>w</sub> mm <sup>2</sup>	I <sub>y</sub> mm <sup>4</sup>	W <sub>ely</sub> mm <sup>3</sup>	$\bar{W}_y$ mm <sup>3</sup>	W <sub>ply</sub> mm <sup>3</sup>	i <sub>y</sub> mm	I <sub>z</sub> mm <sup>4</sup>	W <sub>elz</sub> mm <sup>3</sup>	W <sub>plz</sub> mm <sup>3</sup>	i <sub>z</sub> mm	K = I <sub>x</sub> mm <sup>4</sup>	
					x 10 <sup>6</sup>	x 10 <sup>3</sup>	x 10 <sup>3</sup>	x 10 <sup>3</sup>		x 10 <sup>6</sup>	x 10 <sup>3</sup>	x 10 <sup>3</sup>		x 10 <sup>6</sup>	
80*	6,0	764	358	284	0,801	20,0	21,4	23,2	32,4	0,085	3,69	5,8	10,5	0,0067	
100*	8,1	1030	508	387	1,71	34,2	36,3	39,4	40,7	0,159	5,79	9,2	12,4	0,0115	
120*	10,4	1320	631	500	3,18	53,0	55,9	60,8	49,0	0,277	8,65	13,6	14,5	0,0169	
140*	12,9	1640	764	626	5,41	77,3	81,3	88,4	57,4	0,449	12,3	19,2	16,5	0,0240	
160*	15,8	2010	966	763	8,69	109	114	124	65,8	0,683	16,7	26,1	18,4	0,0353	
180*	18,8	2390	1125	912	13,2	146	154	166	74,2	1,01	22,2	34,6	20,5	0,0472	
200*	22,4	2850	1400	1070	19,4	194	203	220	82,6	1,42	28,5	44,7	22,4	0,0685	
220*	26,2	3340	1588	1240	27,7	252	263	286	91,1	2,05	37,3	58,0	24,8	0,0898	
240*	30,7	3910	1914	1430	38,9	324	338	366	99,7	2,84	47,3	74,0	26,9	0,127	
270*	36,1	4590	2214	1710	57,9	429	446	484	112	4,20	62,2	97,0	30,2	0,157	
300*	42,2	5380	2568	2050	83,6	557	578	628	125	6,04	80,5	125	33,5	0,198	
330*	49,1	6260	3081	2390	117,7	713	739	804	137	7,88	98,5	154	35,5	0,276	
360*	57,1	7270	3514	2780	162,7	904	937	1020	150	10,4	123	191	37,9	0,371	
400*	66,3	8450	4269	3320	231,3	1160	1200	1310	165	13,2	146	229	39,5	0,504	
450*	77,6	9880	5085	4090	337,4	1500	1550	1700	185	16,8	176	275	41,2	0,661	
500*	90,7	11600	5987	4940	482,0	1930	1990	2200	204	21,4	214	336	43,1	0,886	
550	106	13400	7234	5910	671,2	2440	2520	2780	223	26,7	254	401	44,5	1,22	
600	122	15600	8378	6970	920,8	3070	3170	3520	243	33,9	308	486	46,6	1,65	
750 x 137		17500	9290	8460	1599	4250	4340	4860	303	51,7	393	614	54,4	1,36	
750 x 147		18700	10540	9720	1661	4410	4510	5110	298	52,9	399	631	53,1	1,57	
750 x 173		22100	11640	10700	2058	5400	5560	6220	305	68,7	515	810	55,7	2,71	
750 x 196		25100	12730	11600	2403	6240	6450	7170	310	81,8	610	959	57,1	4,06	
PEA															
120	8,7	1100	542	428	2,57	43,8	45,8	49,9	48,3	0,224	7,00	11,0	14,2	0,0101	
140	10,5	1340	620	501	4,35	63,3	66,0	71,6	57,0	0,364	9,98	15,5	16,5	0,0133	
160	12,7	1620	780	604	6,89	87,8	91,2	99,2	65,3	0,544	13,3	20,7	18,3	0,0191	
180	15,4	1960	920	733	10,6	120	124	135	73,7	0,819	18,0	28,0	20,5	0,0265	
200	18,4	2350	1147	855	15,9	162	167	181	82,3	1,17	23,4	36,6	22,3	0,0402	
220	22,2	2830	1355	1050	23,2	214	222	240	90,5	1,71	31,2	48,5	24,6	0,0559	
240	26,2	3330	1631	1190	32,9	278	288	312	99,4	2,40	40,0	62,5	26,8	0,0820	
270	30,7	3920	1875	1420	49,2	368	381	412	112	3,58	53,0	82,4	30,2	0,101	
300	36,5	4650	2225	1760	71,7	483	498	542	124	5,19	69,2	107	33,4	0,131	
330	43,0	5470	2699	2060	102	626	645	702	137	6,85	85,6	133	35,4	0,190	
360	50,2	6400	2972	2280	145	812	839	906	151	9,44	111	172	38,4	0,269	
400	57,4	7310	3578	2700	203	1020	1050	1140	167	11,7	130	202	40,0	0,350	
450	67,2	8560	4226	3300	298	1330	1370	1490	186	15,0	158	246	41,9	0,462	
500	79,4	10100	5047	4050	429	1730	1780	1950	206	19,4	194	302	43,8	0,636	
550	92,1	11700	6030	4780	600	2190	2260	2480	226	24,3	232	362	45,5	0,879	
600	108	13700	7014	5680	829	2780	2860	3140	246	31,2	283	442	47,7	1,21	

Fonte: Tabela de perfis laminados, UTL/IST, 2012.



## ANEXO B – Dados de perfis laminados IPE e PEA parte 2

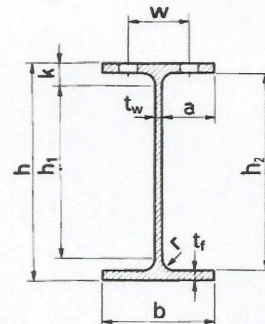
### IPE- und IPEA-Träger      Profilés IPE et IPEA      IPE, PEA

Die Profile PER, IPEo und IPEv sind im Walzprogramm einzelner Werke aufgeführt.

Im allgemeinen nur ab Werk lieferbar.  
Mindestmengen und Termine beachten.

Les profilés PER, IPEo et IPEv figurent dans le programme de laminage de quelques aciéries.

En général livrable d'usine uniquement. Tenir compte des quantités minimales et des délais.



Walztoleranzen siehe Seite 116

Tolérances de laminage voir p. 116

IPE	m kg/m	Profilmasse Dimensions de la section					Konstruktionsmasse Dimensions de construction					Oberfläche Surface		IPE	
		h mm	b mm	t <sub>w</sub> mm	t <sub>f</sub> mm	r mm	h <sub>1</sub> mm	k mm	a mm	h <sub>2</sub> mm	w mm	Ø <sub>max</sub>	U <sub>m</sub> m <sup>2</sup> /m		U <sub>t</sub> m <sup>2</sup> /ft
80	6,0	80	46	3,8	5,2	5	60	10	21	70			0,328	54,8	80
100	8,1	100	55	4,1	5,7	7	74	13	25	89			0,400	49,5	100
120	10,4	120	64	4,4	6,3	7	92	14	29	107	36	M10	0,475	45,6	120
140	12,9	140	73	4,7	6,9	7	112	14	34	126	38	M10	0,551	42,6	140
160	15,8	160	82	5,0	7,4	9	126	17	38	145	44	M12	0,623	39,4	160
180	18,8	180	91	5,3	8,0	9	146	17	42	164	50	M12	0,698	37,1	180
200	22,4	200	100	5,6	8,5	12	158	21	47	183	56	M12	0,768	34,3	200
220	26,2	220	110	5,9	9,2	12	178	21	52	202	60	M16	0,848	32,4	220
240	30,7	240	120	6,2	9,8	15	190	25	56	220	68	M16	0,922	30,0	240
270	36,1	270	135	6,6	10,2	15	220	25	64	250	72	M20	1,04	28,8	270
300	42,2	300	150	7,1	10,7	15	248	26	71	279	80	M20	1,16	27,5	300
330	49,1	330	160	7,5	11,5	18	270	30	76	307	86	M24	1,25	25,5	330
360	57,1	360	170	8,0	12,7	18	298	31	81	335	90	M24	1,35	23,6	360
400	66,3	400	180	8,6	13,5	21	330	35	85	373	96	M27	1,47	22,2	400
450	77,6	450	190	9,4	14,6	21	378	36	90	421	106	M27	1,61	20,7	450
500	90,7	500	200	10,2	16,0	21	426	37	94	468	110	M27	1,74	19,2	500
550	106	550	210	11,1	17,2	24	468	41	99	516	120	M27	1,88	17,7	550
600	122	600	220	12,0	19,0	24	514	43	104	562	120	M27	2,02	16,6	600
750 x 137		753	263	11,5	17,0	17	685	34	126	719	120	M27	2,51	18,3	750x 137
750 x 147		753	265	13,2	17,0	17	685	34	126	719	120	M27	2,51	17,1	750x 147
750 x 173		762	267	14,4	21,6	17	685	39	126	719	120	M27	2,53	14,6	750x 173
750 x 196		770	268	15,6	25,4	17	685	42	126	719	120	M27	2,55	13,0	750x 196
<b>PEA</b>															
120	8,7	118	64	3,8	5,1	7	93	12	30	107	36	M10	0,472	54,5	120
140	10,5	137	73	3,8	5,6	7	111	13	34	126	38	M10	0,547	52,1	140
160	12,7	157	82	4,0	5,9	9	127	15	39	145	44	M12	0,619	48,7	160
180	15,4	177	91	4,3	6,5	9	145	16	43	164	50	M12	0,694	45,1	180
200	18,4	197	100	4,5	7,0	12	159	19	47	183	56	M12	0,764	41,5	200
220	22,2	217	110	5,0	7,7	12	177	20	52	202	60	M16	0,843	38,0	220
240	26,2	237	120	5,2	8,3	15	189	24	57	220	68	M16	0,918	35,0	240
270	30,7	267	135	5,5	8,7	15	219	24	64	250	72	M20	1,04	33,9	270
300	36,5	297	150	6,1	9,2	15	247	25	71	279	80	M20	1,16	31,8	300
330	43,0	327	160	6,5	10,0	18	271	28	76	307	86	M24	1,25	29,1	330
360	50,2	357	170	6,6	11,5	18	297	30	81	334	90	M24	1,35	26,9	360
400	57,4	397	180	7,0	12,0	21	331	33	86	373	96	M27	1,46	25,4	400
450	67,2	447	190	7,6	13,1	21	377	35	91	421	106	M27	1,60	23,8	450
500	79,4	497	200	8,4	14,7	21	425	36	95	468	110	M27	1,74	21,9	500
550	92,1	547	210	9,0	15,7	24	467	40	100	516	120	M27	1,88	20,4	550
600	108	597	220	9,8	17,5	24	513	42	105	562	120	M27	2,01	18,6	600

Fonte: Tabela de perfis laminados, UTL/IST, 2012.



## ANEXO C – Limites máximos das relações largura/espessura para componentes comprimidos

Componentes internos comprimidos						
						Eixo de flexão
						Eixo de flexão
Classe	Componente solicitado à flexão	Componente solicitado à compressão		Componente solicitado à flexão e à compressão		
Distribuição das tensões nos componentes (compressão positiva)						
1	$c/t \leq 72\epsilon$	$c/t \leq 33\epsilon$		quando $\alpha > 0,5$ : $c/t \leq \frac{396 \epsilon}{13 \alpha - 1}$ quando $\alpha \leq 0,5$ : $c/t \leq \frac{36 \epsilon}{\alpha}$		
2	$c/t \leq 83\epsilon$	$c/t \leq 38\epsilon$		quando $\alpha > 0,5$ : $c/t \leq \frac{456 \epsilon}{13 \alpha - 1}$ quando $\alpha \leq 0,5$ : $c/t \leq \frac{41,5 \epsilon}{\alpha}$		
Distribuição das tensões nos componentes (compressão positiva)						
3	$c/t \leq 124\epsilon$	$c/t \leq 42\epsilon$		quando $\psi > -1$ : $c/t \leq \frac{42\epsilon}{0,67 + 0,33\psi}$ quando $\psi \leq -1^{*)}$ : $c/t \leq 62\epsilon(1 - \psi)\sqrt{(-\psi)}$		
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$	$f_y$	235	275	355	420	460
	$\epsilon$	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

<sup>\*)</sup>  $\psi \leq -1$  aplica-se quando a tensão de compressão  $\sigma \leq f_y$  ou quando a extensão de tração  $\epsilon_y > f_y/E$ .

Fonte: Quadro 5.2 do EC3-1-1.

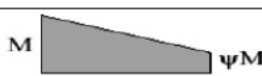
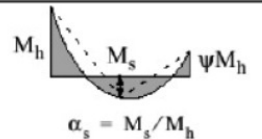
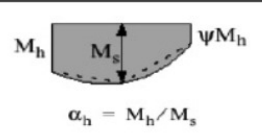
## ANEXO D – Fatores de interação $k_{ij}$ para elementos não susceptíveis à deformação por torção

Factores de interação	Tipo de secções	Hipóteses de cálculo	
		Propriedades elásticas das secções transversais	Propriedades plásticas das secções transversais
		Classe 3, Classe 4	Classe 1, Classe 2
$k_{yy}$	Secções em I Secções tubulares rectangulares	$C_{my} \left( 1 + 0,6 \bar{\lambda}_y \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{my} \left( 1 + 0,6 \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$	$C_{my} \left( 1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{my} \left( 1 + 0,8 \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$
$k_{yz}$	Secções em I Secções tubulares rectangulares	$k_{zz}$	$0,6 k_{zz}$
$k_{zy}$	Secções em I Secções tubulares rectangulares	$0,8 k_{yy}$	$0,6 k_{yy}$
$k_{zz}$	Secções em I	$C_{mz} \left( 1 + 0,6 \bar{\lambda}_z \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{mz} \left( 1 + 0,6 \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$	$C_{mz} \left( 1 + (2\bar{\lambda}_z - 0,6) \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{mz} \left( 1 + 1,4 \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$
	Secções tubulares rectangulares		$C_{mz} \left( 1 + (\bar{\lambda}_z - 0,2) \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{mz} \left( 1 + 0,8 \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$
Para secções em I e H e para secções tubulares rectangulares submetidas a compressão axial e a flexão recta $M_{y,Ed}$ , o factor $k_{zy}$ poderá considerar-se $k_{zy} = 0$ .			

<sup>\*)</sup> De acordo com o disposto no Anexo Nacional NA, este Anexo tem, em Portugal, um carácter normativo (nota nacional).

Fonte: EC3, anexo B.

## ANEXO E – Coeficientes de momento uniforme equivalente $C_m$ do anexo D

Diagrama de momentos	Domínio de aplicação		$C_{my}$ e $C_{mz}$ e $C_{mLT}$	
			Carga uniforme	Carga concentrada
	$-1 \leq \psi \leq 1$		$0,6 + 0,4\psi \geq 0,4$	
 $\alpha_s = M_s/M_h$	$0 \leq \alpha_s \leq 1$	$-1 \leq \psi \leq 1$	$0,2 + 0,8\alpha_s \geq 0,4$	$0,2 + 0,8\alpha_s \geq 0,4$
	$-1 \leq \alpha_s < 0$	$0 \leq \psi \leq 1$	$0,1 - 0,8\alpha_s \geq 0,4$	$-0,8\alpha_s \geq 0,4$
		$-1 \leq \psi < 0$	$0,1(1-\psi) - 0,8\alpha_s \geq 0,4$	$0,2(-\psi) - 0,8\alpha_s \geq 0,4$
 $\alpha_h = M_h/M_s$	$0 \leq \alpha_h \leq 1$	$-1 \leq \psi \leq 1$	$0,95 + 0,05\alpha_h$	$0,90 + 0,10\alpha_h$
	$-1 \leq \alpha_h < 0$	$0 \leq \psi \leq 1$	$0,95 + 0,05\alpha_h$	$0,90 + 0,10\alpha_h$
		$-1 \leq \psi < 0$	$0,95 + 0,05\alpha_h(1+2\psi)$	$0,90 + 0,10\alpha_h(1+2\psi)$
Em elementos com modos de encurvadura associados a deslocamentos laterais, o coeficiente de momento uniforme equivalente deverá tomar-se igual a $C_{my} = 0,9$ ou $C_{mz} = 0,9$ , respectivamente.				
$C_{my}$ , $C_{mz}$ e $C_{mLT}$ deverão ser obtidos de acordo com o diagrama dos momentos flectores actuantes entre as secções de travamento, de acordo com:				
coeficiente de momento	eixo de flexão	travamento na direcção		
$C_{my}$	y-y	z-z		
$C_{mz}$	z-z	y-y		
$C_{mLT}$	y-y	y-y		

Fonte: EC3, anexo B.



## REFERÊNCIAS

ALMEIDA, Pedro Miguel Nunes. Dimensionamento de Estruturas Metálicas segundo o Eurocódigo 3. Análise comparativa entre diversas concepções estruturais para edifícios industriais. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil apresentado à Universidade Fernando Pessoa. Porto, 2012.

ARRUDA, Antônio Sérgio Santiago. Utilização do Método Plástico no Dimensionamento de Estruturas Metálicas. Trabalho de Conclusão de Curso apresentado à Universidade Estadual de Feira de Santana. Feira de Santana, 2008.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 8800-2008: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. Rio de Janeiro, 2008.

BAKER JF. Horne MR. Heyman J. The Steel Skeleton. Volume II. Cambridge University Press, 1956.

BALLIO, Giulio. MAZZOLANI, Federico M. Theory and Design of Steel Structures. First published 1979 in Italian by ISEDI. London, 1983.

BELLEI, Ildony H. Edifícios industriais em aço. 4ª edição. Editora Pini. São Paulo, 2003.

COMITÊ EUROPEU DE NORMALIZAÇÃO. EUROCÓDIGO 3: Projeto de estruturas de aço. Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios. Parte 1-5: Estruturas constituídas por placas. Versão traduzida para o português. Bruxelas, 2005.

HOLICKÝ, Milan et al. Load Effects on Buildings. Czech Technical University in Prague. Klokner Institute. Praga, 2009.

INSTITUTO AÇO BRASIL. CENTRO BRASILEIRO DA CONSTRUÇÃO EM AÇO. Manual da construção em aço: Galpões para usos gerais. 4ª edição. Rio de Janeiro, 2010.

ITO, Márcia Lie. Estruturas Metálicas: estudo de viabilidade em edifícios comerciais. Trabalho de Conclusão de Curso apresentado à Universidade Anhembi Morumbi. São Paulo, 2005.

MORAIS, Osmano Manuel Fins. Dissertação do MIEM. Projecto de um pavilhão industrial. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Porto, 2011.

NETO, Augusto Cantusio. Notas de aula da disciplina de Estruturas Metálicas I. Pontifícia Universidade Católica de Campinas. Campinas, 2008.

PFEIL, Walter. PFEIL, Michèle. Estruturas de aço: dimensionamento prático. 8ª edição. Rio de Janeiro. LTC, 2009.

PINHEIRO, Antonio Carlos da F. Bragança. Estruturas Metálicas: Cálculos, detalhes, exercícios e projetos. 1ª edição. Editora Edgard Blucher Ltda, 2001.

RAMOS, Rui António Rodrigues. Nova filosofia de cálculo de estruturas de aço – Eurocódigo 3. Dissertação de Mestrado em Estruturas apresentada à Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Porto, 1993.

REIS, A.J. Projeto de Estruturas Metálicas - Eurocódigo 3. Seminário Eurocódigos Estruturais: o início de sua aplicação em Portugal. LNEC – Laboratório Nacional de Engenharia Civil. Lisboa, 2010.

SANTOS, Maria Eduarda Mateus Henriques. Métodos de análise elástica e de análise plástica para cálculo de esforços em estruturas de aço. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil. FCT – Universidade Nova de Lisboa. Lisboa, 2011.

SCHULITZ, H.C., SOBEK W., HABERMANN, K.J. Steel Construction Manual. Edition DETAIL. Munique, 2000.

SEMEDO, Bruno. Colóquio sobre Construção Metálica e Mista apresentado no Instituto Superior Técnico - Universidade Técnica de Lisboa. Lisboa, 2012.

SIMÕES, Rui. Manual de dimensionamento de estruturas metálicas. Coleção Construção Metálica e Mista. 2ª edição. CMM Press. Coimbra, 2007.

SIMÕES da SILVA, Luís. GERVÁSIO, Helena. Manual de dimensionamento de estruturas metálicas: métodos avançados. CMM Press. Coimbra, 2007.

VIRTUOSO, Francisco. Análise plástica de estruturas – Notas de aula. IST – Universidade Técnica de Lisboa. Lisboa, 2012.