

UNIEVANGÉLICA

CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

LUIZ PAULO LIBANIO DE VASCONCELOS

**DIMENSIONAMENTO DE EDIFICAÇÕES EM ESTRUTURAS
DE AÇO**

**ANÁPOLIS / GO
2019**

LUIZ PAULO LIBANIO DE VASCONCELOS

**DIMENSIONAMENTO DE EDIFICAÇÕES EM ESTRUTURAS
DE AÇO**

**TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO SUBMETIDO AO
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL DA UNIEVANGÉLICA**

ORIENTADORA: M.sc ROGÉRIO SANTOS CARDOSO

ANÁPOLIS / GO: 2019

FICHA CATALOGRÁFICA

VASCONCELOS, LUIZ PAULO LIBANIO

DIMENSIONAMENTO DE EDIFICAÇÕES EM ESTRUTURAS DE AÇO

73P, 297 mm (ENC/UNI, Bacharel, Engenharia Civil, 2019).

TCC - UniEvangélica

Curso de Engenharia Civil.

1. Estrutura Metálica

2. Aço

3. Dimensionamento

3. História do Aço

I. ENC/UNI

II. Título (Série)

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

VASCONCELOS, Luiz Paulo Libanio. Dimensionamento de edificações em estruturas de aço. TCC, Curso de Engenharia Civil, UniEvangélica, Anápolis, GO, 73p. 2019.

CESSÃO DE DIREITOS

NOME DO AUTOR: Luiz Paulo Libanio de Vasconcelos

TÍTULO DA DISSERTAÇÃO DE TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO:

Dimensionamento de edificações em estruturas em aço.

GRAU: Bacharel em Engenharia Civil

ANO: 2019

É concedida à UniEvangélica a permissão para reproduzir cópias deste TCC e para emprestar ou vender tais cópias somente para propósitos acadêmicos e científicos. O autor reserva outros direitos de publicação e nenhuma parte deste TCC pode ser reproduzida sem a autorização por escrito do autor.



E-mail: luizpaulo_gt10@hotmail.com

LUIZ PAULO LIBANIO DE VASCONCELOS

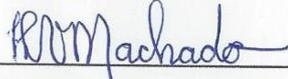
**DIMENSIONAMENTO DE EDIFICAÇÕES EM ESTRUTURAS
DE AÇO**

**TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO SUBMETIDO AO CURSO DE
ENGENHARIA CIVIL DA UNIEVANGÉLICA COMO PARTE DOS REQUISITOS
NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE BACHAREL**

APROVADO POR:



**ROGÉRIO SANTOS CARDOSO, Mestre (UniEvangélica)
(ORIENTADOR)**



**HAYDÊE LISBOA VIEIRA MACHADO, Mestra (UniEvangélica)
(EXAMINADOR INTERNO)**



**WANESSA MESQUITA GODOI QUARESMA, Mestra (UniEvangélica)
(EXAMINADOR INTERNO)**

DATA: ANÁPOLIS/GO, 30 de maio de 2019.

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente a Deus, que conhece meus caminhos e minhas dificuldades, e que em todos os dias, me deu razões para continuar.

Agradeço a meu pai, que não mais está junto a nós neste mundo, mas que, em todos os dias de sua vida me desejou que fosse persistente na minha luta ao conhecimento, que era resistente em dizer que eu precisava me esforçar nos estudos, e que dele guardo boas lembranças.

Agradeço a meu orientador Msc. Rogério, que teve muita paciência e me ajudou nessa empreitada.

Agradeço a todos que foram atenciosos comigo, e soube entender da minha ausência em alguns momentos.

RESUMO

O presente trabalho trata sobre alguns dos métodos construtivos mais usuais da atualidade, o aço. Apresentando suas vantagens e desvantagens, além de realizar o dimensionamento e análise do comportamento dos sistema a partir de um estudo de caso. O atual estudo avalia os efeitos das ações ativa na edificação, com o objetivo de comparar sua viabilidade em quesitos técnicos e de funcionalidade. Edifícios em aço, tem ampliado sua demanda de forma considerável, com objetivos de se aproveitar melhor o espaço disposto, o que torna fundamental a progressão da ciência de referências técnicas, fundamentando as várias alternativas expressa na literatura e utilização na aplicação da construção civil. O aço apresenta uma total padronização de seus elementos que compõem as estruturas principais, tornando vantajoso sua utilização já que para o tempo de execução e muito menor quando comparados com outros métodos construtivos.

PALAVAS-CHAVES: Aço. Estruturas Metálicas. Dimensionamento.

ABSTRACT

The present work deals with some of the most usual constructive methods of the present time, steel. By presenting its advantages and disadvantages, besides performing the sizing and analysis of the behavior of the system from a case study. The present study evaluates the effects of the active actions in the building, with the objective of comparing its viability in technical and functional questions. Steel buildings, has expanded its demand in a considerable way, with the purpose of making better use of the space available, which makes fundamental the progression of the science of technical references, basing the various alternatives expressed in the literature and use in the application of civil construction. The steel presents a total standardization of its elements that make up the main structures, making advantageous its use since for the time of execution and much smaller when compared with other constructive methods.

KEYWORDS: Steel. Metallic Structures. Sizing.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Ponte em Coalbrookdale	14
Figura 2- Ponte Rio Niterói	15
Figura 3 - Isométrica da Estrutura	33
Figura 4 - Perfil H , I	34
Figura 5 - Diagrama das cargas da Teça.....	36
Figura 6 - Diagrama da reação da força cortante.....	37
Figura 7 - Diagrama das reações de Momento na terça	37
Figura 8 - Diagrama de corpo livre da viga.....	41
Figura 9 - Diagrama da Força Cortante da viga	42
Figura 10 - Diagrama de momento da viga	42
Figura 11 - Notas da Tabela 5	60

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 - Deslocamentos máximos.....	62
---------------------------------------	----

LISTA DE TABELA

Tabela 1 - Parâmetros de carregamento	34
Tabela 2 - Possíveis combinações de carregamentos	35
Tabela 3 - Parâmetros de carregamento com majoração	35
Tabela 4 - Tabela comparativa com os resultados obtidos no dimensionamento viga.....	48
Tabela 5 - Tabela comparativa com os resultados obtidos no dimensionamento viga.....	48
Tabela 6 - Tabela comparativa com os resultados obtidos no dimensionamento do pilar	48
Tabela 8-Dimensões máximas de furos para parafusos e barras redondas rosqueadas.	54
Tabela 9-Coeficiente de flambagem por flexão de elementos isolados.	54
Tabela 10 - Valor de X em função do índice de esbeltez λ_o	55
Tabela 11 - Valores de (b/t)lim.....	56
Tabela 12 - Parâmetros referentes ao momento fletor resistente	58

LISTA DE ABREVIATURAS

FLM	Flambagem Lateral da Mesa
FLA	Flambagem Lateral da Alma
FLT	Flambagem Lateral por Torção
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO.....	14
1.1 BREVE HISTORICO	14
1.1.1 Aço	15
1.1.2 Estruturas de aço	16
1.2 JUSTIFICATIVA.....	17
1.3 OBJETIVOS	17
1.3.1 Objetivos Geral.....	17
1.3.2 Objetivos Específicos	17
1.4 METODOLOGIA	18
1.5 ESTRUTURA DO TRABALHO.....	18
2 REFERENCIAL TEÓRICO	19
2.1 Dimensionamento do elementos	20
2.1.1 Barras submetidas à força de tração	21
2.1.2 Barras submetidas à força de compressão	22
2.1.3 Barras submetidas aos esforços de flexão e cisalhamento	27
2.1.4 Flexo Compressão	32
3 Exemplo numérico	33
3.1 Edifício exemplo	34
3.2 dimensionamento DO EDIFÍCIO	36
3.2.1 Dimensionamento da Terça.....	36
3.2.1.1 Força Cortante.....	36
3.2.1.2 Reação do Momento	37
3.2.2 Dimensionamento Viga.....	41
3.2.2.1 Reações de apoio da viga.....	41
Para determinar os valores para as reações de apoio, é necessário determinar seus esforços..	41
3.2.3 Dimensionamento Pilar:	45
4 Apresentação dos Resultados.....	48
5 Considerações finais	49
REFERÊNCIAS	51
ANEXO A – TABELAS E QUADROS	53

ANEXO B - TABELA DE BITOLAS DOS PERFIS DA GERDAU	
AÇOMINAS.....	64
ANEXO C - ANEXO NORMATIVO H DA NBR 8800 (ABNT, 2008).....	67
ANEXO D - DESLOCAMENTO ELÁSTICO EM VIGAS.....	71
ANEXO E - PROJETO ARQUITETÔNICO DO OBJETO DE ESTUDO.....	73

1 INTRODUÇÃO

1.1 BREVE HISTORICO

O aço tem origem a cerca de mais de 8.000 anos atrás, como as civilizações da Índia, Egito e da Babilônia, não eram usados de forma estrutural, mas seu uso se dava na finalidade de uso militar e adereço para construção. Anos depois, meados do século XIX, no período decorrente da Revolução Industrial, ao qual, o ferro passou a ser utilizado em equivalência industrial na Inglaterra, Alemanha e França. (CHAMBERL, 2013).

A exemplo disso uma estrutura vencendo um vão central de 30 m, a ponte sobre o Rio Severn, na Inglaterra em Coalbrookdale demonstrado na Figura 1, que possui arcos de ferro fundido em arco treliçados submetidos a compressão, esta ponte é datada de 1779. (PFEIL, 2019).

Figura 1 - Ponte em Coalbrookdale



Fonte: UFMG – Universidade Federal de Minas Gerais (2019).

O ferro forjado, com baixo teor de carbono permite a ele ser mais maleável, ganhando destaque pela sua segurança em relação ao ferro fundido, onde houve uma expressiva diminuição de seu uso no início do século XIX. O fato, se deu pelo número de acidentes que ocorriam em obras importantes de treliças e ferrovias de ferro fundido, no

período de 1850 e 1880. Com isso houve a necessidade de estudos mais detalhados para obter características melhores dos materiais. (PFEIL, 2009).

1.1.1 Aço

Segundo (CHIAVERINI, 1996), “O aço é a liga ferro-carbono contendo geralmente 0,008% até aproximadamente 2,11% de carbono, além de certos elementos residuais, resultantes dos processos de fabricação”. O aço dividido em várias classes e características, são exigidas propriedades de boa homogeneidade, soldabilidade e ductilidade para aços estruturais, além do mais, boa relação de escoamento e resistência, e indispensável a resistência à corrosão.

Já com conhecimento desde a antiguidade, o aço era inviável pelo alto preço de fabricação, tornando pouco competitivo. Em 1856 com o avanço trazido pelo inglês Henry Bessemer, possibilitando a produção em larga escala do aço, e tempos depois, em 1864, os irmãos Martin, trazendo melhoras superiores a de Henry, o aço superou e sobrepôs o ferro fundido e o forjado na manufatura da construção.

Após a Segunda Guerra Mundial, Em 1946, o Brasil entra para na corrida do aço, com a usina Presidente Vargas, em Volta Redonda-RJ, da CSN (Companhia Siderúrgica Nacional), no qual, era produzido e montado pela FEM (Fábrica de Estruturas Metálicas), tal empresa foi extinta, sendo a primeira a executar um edifício alto em estrutura metálica. Com estudos mais aprofundados, foi desenvolvido novas formas com melhor funcionalidade e desempenho. Um grande marco desse desenvolvimento no Brasil foi a construção da Ponte Rio Niterói demonstrado na Figura 2, com vãos em viga reta com laterais de 200 m e 300 m no centro. (SILVA, 1993).

Figura 2- Ponte Rio Niterói



Fonte: HuffPost Brasil (2019).

1.1.2 Estruturas de aço

Se compreende como uma estrutura de aço quando todas seções da estruturas são elementos em material metálico, composto por ferro e carbono e sua resistência demanda da quantidade de carbono utilizado. Assim faz-se necessário a correta elaboração de um projeto para definição do material mais adequando para a execução do edifício proposto.

O conjunto ou partes de uma construção, é destinada a resistir cargas é denominada como estrutura. Caracterizada como elemento estrutural, cada portante deve resistir aos esforços incidentes, e assim, transmiti-los por meio de vínculos que os unem, para conduzir tais esforços até sua base ligada ao solo (BELLEI, 2011).

Dimensionar uma estrutura, é definir para os elementos portantes, as influencias que os carregamentos transmitidos, que sejam assim, divididos para toda estrutura de forma uniforme, garantindo segurança e economia. Existe uma enorme possibilidade de escolha do tipo de material a ser escolhido para o dimensionamento, de acordo com cada tipo e funcionalidade da obra, para tanto e necessário um julgamento arquitetônico e econômico. O projeto deve prover de uma reserva de resistência, necessário a eventuais sobrecargas, na possibilidade de um excesso de carga.

A junção de vigas aço e lajes de concreto, conectadas mecanicamente é considerado um método construtivo que compõe as estruturas mistas, o que, é composto por basicamente vigas, pilares, lajes e eventuais estruturas de estabilização (pórticos, contraventamentos, núcleos rígidos, etc.). A boa eficiência e estabilidade estrutural são fundamentais no lançamento da estrutura, obtendo reflexo direto sobre o custo da obra. Resumidamente, a escolha certa de laje irá definir os vão de pilares e vigas.

A considerável redução do peso da estrutura metálica, favorece diretamente na diminuição das cargas de fundações, com o valor de carga permanente mais leves, garantindo menos ações dos esforços para a fundação.

1.2 JUSTIFICATIVA

A busca por empreendimentos rentáveis na construção civil, são atraídos quando suas características tem como base a qualidade, boa durabilidade, tempo de execução e custo menores. Para tal, pesquisas foram realizadas a fim de esboçar um novo cenário para criação de novos métodos estruturais que possam a vir ser utilizados em novos projetos.

Por motivos sociais, técnicos, políticos e econômicos o concreto é ainda em destaque o sistema construtivo mais utilizado no Brasil, no entanto, o processo em aço vem ganhando destaque, com principal foco, os elaborados em elementos mistos, na criação de múltiplos pavimentos, pontes e estruturas com grandes vão, ao qual, ganham expansão à medida que cresce a demanda.

Tendo demonstrados os métodos estruturais supracitados, fica difícil salientar de imediato qual dos sistemas existentes, quando adotado em um projeto, trará bons benefícios, tanto ao empreendimento quanto ao empreendedor. Para tal, a imposição de uma avaliação de parâmetros necessários para embasar tal afirmação. Como base fundamental do estudo, se faz necessário, comparações de inúmeros fatores, como métodos construtivos, vantagens e desvantagens, custos, acesso ao matéria prima ou industrial, mão de obra, etc.

1.3 OBJETIVOS

1.3.1 Objetivos Geral

Propõe-se desenvolver uma investigação relativa pertinente aos sistemas construtivos de aço existentes, na elaboração de edifícios, demonstrando os recursos, normas, dimensionamento, vantagens e desvantagens, entre outros. Os estudos contemplará o comportamento estrutural e aspectos construtivos.

Além do mais, pretende-se organizar os critérios de projeto para elementos em aço. Será utilizada a norma NBR 8800 (ABNT, 2018).

1.3.2 Objetivos Específicos

- Analisar a vantagens de se usar o sistema construtivo em aço;

- Desenvolver um projeto, com anseio de visualizar de forma didática os esforços solicitantes e aspecto construtivos.
- Demonstrar através dos resultados obtidos, as características que a estrutura de aço pode proporcionar.
- Analisar os deslocamentos pertinentes a estrutura metálica, por razões de esforços, e qual melhor métodos de combate-lo para se obter melhor custo benefício.

1.4 METODOLOGIA

A metodologia que será utilizada, consiste em apresentar o dimensionamento de um edifício em aço, usando como auxílio para o cálculo, o software FTOOL para levantamento de reações adversar da estrutura. A base técnica e teórica para o dimensionamento será apresentado segundo a NBR 8800 (ABNT, 2018).

1.5 ESTRUTURA DO TRABALHO

O presente trabalho está organizado em 5 capítulos. O primeiro capítulo descreve um contexto histórico mundial e nacional, e a importância do sistema estrutural em aço, demonstrando as vantagens de se utilizá-lo, ainda para melhor decisão, o capítulo apresenta justificativas e objetivos.

O capítulo 2 refere-se ao “Embasamento Teórico” abordando com ênfase o dimensionamento de uma estrutura simples, para análise de esforços pertinentes, afim de demonstrar as vantagens da construção em aço. Nesse tópico tem como embasamento para os cálculos a NBR 8800 (ABNT, 2008) como auxílio de dados e estudos para variados autores.

No capítulo 3 encontra-se um edifício exemplo, e é feito o seu dimensionamento à tração, compressão e flexão, para demonstrar quão eficiente e vantajosa a estrutura se apresenta, de acordo com base na norma NBR 8800 (ABNT, 2008).

O capítulo 4 apresenta os resultados obtidos no dimensionamento dos elementos estruturais citados no capítulo 3 de forma que o leitor tenha uma boa compreensão dos resultados obtidos.

O capítulo 5 apresenta as considerações finais onde será analisado e ponderado os resultados adquiridos.

2 REFERENCIAL TEÓRICO

O processo artesanal da produção do ferro nas fornalhas, oriundas da Idade Média, apresentava uma produção pequena e onerosa conseqüentemente. Nesse período a fabricação era voltada para armas, armaduras e ferramentas. A produção de utensílios de cozinha eram feitos na Europa, além de grades ornamentais que eram entendidas como parte arquitetônica (SILVA, 1987).

Para os Gregos e romanos optavam pelo bronze, por apresentar boa resistência a a intempéries, e já os Renascentistas, utilizavam a matéria em seu estado natural, a exemplo da madeira e a pedra. Em todo esse período o ferro era usado na arquitetura somente para tarefas acessórios: tirantes para união de peças entre si, fechaduras, dobradiças, cravos e peças de ligação (ROCHA, 2011).

Após a invenção do alto-forno no século XV, a produção de ferro teve seu custo reduzido e, conseqüentemente popularizado. Porém, somente três séculos mais tarde, por ocasião da chamada Primeira Revolução Industrial, o ferro torna-se um material competitivo. Os acontecimentos trouxeram descobertas científicas como a energia a vapor, que acabou impulsionando não somente os processos de fabricação, como também os meios de transportes.

Em tempos onde a modernidade avança pela busca de arquiteturas mais ousadas, por um método que prove maior flexibilidade nos projetos, vigas mais baixas e pilares com grande esbeltes e vãos cada vez maiores, salientando ainda, bons resultados na rapidez, qualidade e economia, o sistema construtivo em aço se torna peça chave para o empreendimento e o empreendedor ajustado o termo sustentável.

O sistema de estrutura em aço ganha seu destaque na engenharia moderna por promover uma funcionalidade mista, superior a outros métodos construtivos que usam um material principal, dispondo melhor do máximo aproveitamento das características de cada material.

A imposição arquitetônica, embora muitas vezes influenciando a escolha do sistema estrutural de um edifício, pela infraestrutura da região ou ainda por rotinas construtivas, fica a missão do engenheiro civil, buscar, pelas condições impostas, uma alternativa que garanta uma estrutura economicamente vantajosa e eficiente (ALBUQUERQUE, 1999).

Pelo déficit habitacional que existe no país e o objetivo de atender a demanda, a busca por soluções tecnológicas no setor da construção aumentou no sentido de algo que

desse sentido de boa qualidade e diminuição dos custos em todas as fase do processo (BANDEIRA, 2008).

Apesar do Brasil começar de forma tardia, se comparado com outros países como os Estados Unidos. Na metade do século XX, algumas empresas siderúrgicas foram criadas no país, fazendo que a obtenção do produto fosse facilitada, mas seu consumo ainda é pequeno (SANTOS, 2010).

Segundo DIAS (1993), o desenvolvimento da CSN (Companhia Siderúrgica Nacional), houve uma grande mudança quando na ocasião Roosevelt de Carvalho que era funcionário da empresa, ao retornar de um breve estágio no Estados Unidos, organizou a fábrica e criou e possibilitou a formação de uma equipe de primeira linha.

Após a década de 90, mais de 70 % das indústrias de produção de aço no Brasil tinham sido privatizadas, muitos produtores passaram a integrar grupos industriais e ou financeiros com interesses na atividades da siderurgia, ou de apoio logístico, e atualmente é composto por 30 usinas, administradas por 11 grupos empresariais. Apesar de ser um parque produtor novo, está em constante processo de atualização e modernização, e recebeu entre os anos de 1995 a 2016 mais de US\$ 45,7 bilhões, tornando o Brasil em tempos atuais o maior produtor de aço da América do Sul e o nono como produtor mundial (AÇO BRASIL, 2019).

Segundo o Instituto Aço Brasil (2019), em 2017, o consumo per capita de aço bruto no Brasil chegou a 92 quilos/habitante, exportando para 100 países, gerando emprego para mais de 103.150 colaboradores e gerando um saldo comercial de US\$ 5,8 bilhões.

No entanto, com vastos estudos demonstrando as vantagens do aço, como tendência do setor construtivo em aumentar o nível de industrialização, ao qual, o material outorgaria ao sistema como um todo, inúmeros benefícios. No Brasil, o seu uso já difundido nas grandes estruturas de edifícios, passa por um período de grande expansão. Apesar do vasto uso de sistema estrutural em aço estar presente em inúmeras obras no Brasil, pode-se afirmar que esta utilização ainda se dá em menor aproveitamento que o concreto (SANTOS, 2010).

2.1 DIMENSIONAMENTO DO ELEMENTOS

Esta subseção aplica-se ao dimensionamento de barras prismáticas submetidas à tração, compressão, ao momento fletor e força cortante. Todas as equações, tabelas e quadros que são apresentadas a seguir, são de origem da NBR 8800 (ABNT, 2008).

2.1.1 Barras submetidas à força de tração

Força a tração aplica-se quando a força axial estiver atuando com sentido dirigido para seu exterior ou perpendicular à sua superfície de corte.

Para o seu dimensionamento deve ser atendida a condição mostrada na equação 1:

$$N_{t,Sd} \leq N_{t,Rd} \quad (1)$$

Onde:

- $N_{t,Sd}$ é a força axial de tração, solicitante de cálculo;
- $N_{t,Rd}$ é a força axial de tração resistente de cálculo.

A força axial de tração resistente de cálculo, $N_{t,Rd}$, a ser usada no dimensionamento é o menor dos valores obtidos, considerando-se os estados limites últimos de escoamento da seção bruta e ruptura da seção líquida, de acordo com as expressões indicadas a seguir:

Para escoamento de seção bruta usa-se a formulação da equação 2:

$$N_{t,Rd} = \frac{A_g f_y}{\lambda_{a1}} \quad (2)$$

- Para ruptura da seção líquida usa-se a formulação da equação 3:

$$N_{t,Rd} = \frac{A_e f_u}{\lambda_{a2}} \quad (3)$$

Onde:

- A_g é a área bruta da seção transversal da barra retirada do Catálogo Técnico de Perfis Laminados da Gerdau Açominas inserida no Anexo A;
- A_e é a área líquida efetiva da seção transversal da barra, determinada pela equação 7;
- f_y é a resistência ao escoamento do aço;
- f_u é a resistência à ruptura do aço.

A área líquida efetiva de uma seção transversal é determinada pela equação 4:

$$A_e = C_t A_n \quad (4)$$

Onde:

- A_n é a área líquida da barra, determinada pela equação (5);
- C_t é um coeficiente de redução da área líquida, normalmente usa-se seu valor como 1,00 para força de tração transmitida diretamente para cada um dos elementos da seção transversal da barra, por soldas ou parafusos.

De acordo com a NBR 8800 (ABNT, 2008) em regiões com furos, feitos para ligação ou qualquer outra finalidade, a área líquida de uma barra é a soma dos produtos da espessura pela largura líquida de cada elemento, calculada como mostra a equação 5:

$$A_n = [b \sum \frac{s}{4g} - \sum (d + 0,35)]t \quad (5)$$

Onde:

- b é a largura do elemento retirada do Catálogo Técnico de Perfis Laminados da Gerdau Açominas inserida no Anexo A;
- s é a distância horizontal dos furos;
- g é a distância vertical dos furos;
- d é o diâmetro do furo, é necessário olhar essas dimensões na Tabela 1, Anexo A;
- t é a espessura do elemento retirada do Catálogo Técnico de Perfis Laminados da Gerdau Açominas inserida no Anexo A.

2.1.2 Barras submetidas à força de compressão

Para o seu dimensionamento deve ser atendida a condição da equação 6:

$$N_{c,sd} \leq N_{c,Rd} \quad (6)$$

Onde:

- $N_{c,sd}$ é a força axial de compressão solicitante de cálculo;

- $N_{c,Rd}$ é a força axial de compressão resistente de cálculo

A força axial de compressão resistente de cálculo de uma barra, associada aos estados limites últimos de instabilidade por flexão, por torção ou flexo-compressão e de flambagem local, devem ser determinados pela expressão 7:

$$N_{c,Rd} = \left(\frac{XQA_gf_y}{\lambda_{a1}} \right) \quad (7)$$

Onde:

- X é o fator de redução associado à resistência à compressão, encontrado na Tabela 4;
- Q é o fator de redução total associado à flambagem local.

O fator de redução correspondente à resistência à compressão, X , depende diretamente do índice de esbeltez reduzido, λ_0 , que é dado para as seguintes situações (equações 8, 9 e 10):

- Segundo Pfeil (2009):

a) Para aço MR 250

$$\lambda_0 = 0,0113 \left(\frac{Kl}{r} \right) \quad (8)$$

b) Para aço AR 350

$$\lambda_0 = 0,0133 \left(\frac{Kl}{r} \right) \quad (9)$$

- Segundo Pfeil (2009):

a) Para aço A572 G50

$$\lambda_0 = 0,0132 \left(\frac{Kl}{r} \right) \quad (10)$$

Onde:

- K é o coeficiente de flambagem por flexão de elementos isolados, retirado da Tabela 2;
- l é o comprimento da peça destravada;
- r é o raio de giração retirada do Catálogo Técnico de Perfis Laminados da Gerdau Açominas inserida no Anexo A;

Para calcular o índice de esbeltez reduzido, λ_0 , utiliza-se a fórmula 11:

$$\lambda_0 = \frac{Kl}{r} \quad (11)$$

Onde esta equação não deve ser superior a 200.

Observa-se na Tabela 3, no Anexo A consegue-se achar o valor de X em função de λ_0 .

O fator de redução total associado à flambagem local, Q , é dado pela expressão 12:

$$Q = Q_s Q_a \quad (12)$$

Onde Q_s e Q_a são fatores de redução que levam em conta a flambagem local do elemento apoiado/apoiado (AA) e apoiado/livre (AL) cujos valores devem ser determinados como mostrado a seguir (fórmulas 13, 14, 15 e 16).

Elementos comprimidos AL:

- Para perfil laminado
 - a) Mesa

$$Q_s = \frac{b_f}{2t_f} \quad (13)$$

Onde:

- b_f é a largura da mesa retirada do Catálogo Técnico de Perfis Laminados da Gerdau Açominas inserida no Anexo A;
- t_f é a espessura da mesa retirada do Catálogo Técnico de Perfis Laminados da Gerdau Açominas inserida no Anexo A.

- Alma

$$Q_a = \frac{d'}{t_w} \quad (14)$$

Onde:

- d' é a largura da alma retirada do Catálogo Técnico de Perfis Laminados da Gerdau Açominas inserida no Anexo A;
- t_w é a espessura da alma retirada do Catálogo Técnico de Perfis Laminados da Gerdau Açominas inserida no Anexo A.
- Se a seção possuir apenas elementos AL:

$$Q = Q_s \quad (15)$$

- Se a seção possuir apenas elementos AA:

$$Q = Q_a \quad (16)$$

Caso aconteça de Q_s e Q_a serem diferentes de 1,00 é necessário que se faça a correção dos mesmos.

Para correção da mesa, Q_s , é necessário considerar que os elementos sejam:

- Grupo 4 da Tabela 4

$$Q_s = 1,415 - 0,74 \frac{b}{t} \sqrt{\frac{f_y}{E}} \quad (17)$$

Onde:

- E é o módulo de elasticidade;

Para:

$$0,56 \sqrt{\frac{E}{f_y}} < \frac{b}{t} \leq 1,03 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (18)$$

$$Q_s = \frac{0,69E}{f_y \left(\frac{b}{t}\right)^2} \quad (19)$$

Para:

$$\frac{b}{t} > 1,03 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (20)$$

- Grupo 5 da Tabela 4

$$Q_s = 1,415 - 0,65 \frac{b}{t} \sqrt{\frac{f_y}{k_c E}} \quad (21)$$

Onde:

- k_c é um coeficiente que deve ser calculado de acordo com a equação (25).

Para

$$0,64 \sqrt{\frac{E}{k_c}} < \frac{b}{t} < 1,17 \sqrt{\frac{E}{k_c}} \quad (22)$$

$$Q_s = \frac{0,90Ek_c}{f_y \left(\frac{b}{t}\right)^2} \quad (23)$$

Para

$$\frac{b}{t} > 1,17 \sqrt{\frac{E}{f_y k_c}} \quad (24)$$

Sendo

$$k_c = \frac{4}{\sqrt{\frac{h}{t_w}}} \quad (25)$$

Para correção da alma, Q_a , cuja relação entre largura e espessura ultrapassa os valores indicados na Tabela 4 é definido como mostrado na equação 26, 27 e 28:

$$b_{ef} = 1,92t \sqrt{\frac{E}{f_y}} \left[1 - \frac{c_a}{\frac{b}{t}} \sqrt{\frac{E}{f_y}} \right] \leq b \quad (26)$$

Onde:

- b_{ef} é a largura efetiva de um elemento comprimido AA;
- c_a é um coeficiente igual a 0,38 para mesas ou almas de seções tubulares retangulares e 0,34 para todos os outros elementos.

$$A_{ef} = A_g - \sum (b - b_{ef})t \quad (27)$$

$$Q_a = \frac{A_{ef}}{A_g} \quad (28)$$

2.1.3 Barras submetidas aos esforços de flexão e cisalhamento

De acordo com a NBR 8800 (ABNT, 2008) o dimensionamento de barras prismáticas submetidas a momento fletor e força cortante devem seguir as seguintes condições:

- Seções I e H com dois eixos de simetria, fletidas em relação a um desses eixos;

- Seções I e H com apenas um eixo de simetria, situado no plano médio da alma, fletidas em relação ao eixo central de inércia perpendicular à alma;
- Seções T fletidas em relação ao eixo central de inércia perpendicular à alma;
- Seções constituídas por duas cantoneiras em forma de T, fletidas em relação ao eixo central de inércia perpendicular ao eixo de simetria;
- Seções U fletidas em relação a um dos eixos centrais de inércia;
- Seções-caixão e tubulares retangulares com dois eixos de simetria fletidas em relação a um desses eixos;
- Seções sólidas circulares ou retangulares fletidas em relação a um dos eixos centrais de inércia;
- Seções tubulares circulares fletidas e, relação a qualquer eixo que passe pelo centro geométrico.

$$M_{sd} \leq M_{rd} \quad (29)$$

$$V_{sd} \leq V_{rd} \quad (30)$$

Onde:

- M_{sd} é o momento fletor solicitante de cálculo;
- V_{sd} é a força cortante solicitante de cálculo
- M_{rd} é o momento fletor resistente de cálculo, calculado a partir da fórmula 37;
- V_{rd} é a força cortante resistente de cálculo, calculado das maneiras que se seguem.

Para seções I, H e U fletidas em relação ao eixo central de inércia perpendicular à alma, a força cortante resistente de cálculo, V_{rd} , é dada para:

- $\lambda \leq \lambda_p$ (seção compacta):

$$V_{rd} = \frac{V_{pl}}{\gamma_{a1}} \quad (31)$$

- $\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$ (seção semcompacta):

$$V_{rd} = \frac{\lambda_p}{\lambda} \frac{V_{pl}}{\gamma_{a1}} \quad (32)$$

- $\lambda > \lambda_p$ (seção esbelta):

$$V_{rd} = 1,24 \left(\frac{\lambda_p}{\lambda} \right)^2 \frac{V_{pl}}{\gamma_{a1}} \quad (33)$$

Para:

$$\lambda = \frac{d'}{t_w} \quad (34)$$

$$\lambda_p = 1,10 \sqrt{\frac{k_v E}{f_y}} \quad (35)$$

$$\lambda_r = 1,37 \sqrt{\frac{k_v E}{f_y}} \quad (36)$$

Onde:

- V_{pl} é a força cortante correspondente à plastificação da alma por cisalhamento;
- k_v é considerado como sendo um valor igual a 5,0 para almas sem enrijecedores transversais;
- h é a altura da alma retirada do Catálogo Técnico de Perfis Laminados da Gerdau Açominas inserida no Anexo A;
- λ_p é o parâmetro de esbeltez de plastificação;
- λ_r é o parâmetro de esbeltez de ruptura.

É necessário que se faça a verificação quanto ao deslocamento vertical indicada nas tabelas inseridas no Anexo B.

Para vigas de alma não-esbelta constituídas de seções I, H, U, caixão e tubulares retangulares, cujas almas tem parâmetros de esbeltez, λ , inferior ou igual a λ_r , onde λ e λ_r são definidos na Tabela 5 para o estado limite de flambagem local da alma (FLA).

Para os tipos de seções e eixos de flexão indicados na Tabela 5, para o estado limite de flambagem lateral por torção (FLT) o momento fletor resistente de cálculo é dado pelas seguintes condições (equações 36, 37 e 38):

- Para $\lambda \leq \lambda_p$:

$$M_{rd} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}} \quad (37)$$

- Para $\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$:

$$M_{rd} = \frac{C_b}{\gamma_{a1}} \left[M_{pl} - (M_{pl} - M_{cr}) \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right] \leq \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}} \quad (38)$$

- Para $\lambda > \lambda_r$:

$$M_{rd} = \frac{M_{cr}}{\gamma_{a1}} \leq \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}} \quad (39)$$

Para os tipos de seções e eixos de flexão indicados na Tabela 5, para o estado limite de flambagem local da mesa (FLM) e flambagem local da alma (FLA) o momento fletor resistente de cálculo é dado pelas seguintes condições (fórmulas 40, 41, 42 e 43):

- Para $\lambda \leq \lambda_p$:

$$M_{rd} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}} \quad (40)$$

- Para $\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$:

$$M_{rd} = \frac{1}{\gamma_{a1}} \left[M_{pl} - (M_{pl} - M_c) \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right] \quad (41)$$

- Para $\lambda > \lambda_r$:

$$M_{rd} = \frac{M_{cr}}{\gamma_{a1}} \quad (42)$$

Para:

$$M_{pl} = Z f_y \quad (43)$$

Onde:

- M_{pl} é o momento fletor plástico;
- M_{cr} é o momento fletor crítico;
- C_b é o fator de modificação para o diagrama de momento fletor não-uniforme cujo valor é 1,00;

Z é o módulo de resistência plástico, retirada do Catálogo Técnico de Perfis Laminados da Gerdau Açominas inserida e parâmetros referente ao momento fletor resistente no Anexo A;

Onde:

- r_{yc} é o raio de giração da seção T formada pela mesa comprimida e a parte comprimida da alma anexo, em regime elástico, em relação ao eixo que passa pelo plano médio da alma;
- r_y é o raio de giração da seção em relação ao eixo principal de inércia perpendicular ao eixo de flexão;
- J é a constante de torção da seção transversal;
- W_t é o módulo de resistência elástico do lado tracionado da seção, relativo ao eixo de flexão;
- W é o módulo de resistência elástico mínimo da seção, relativo ao eixo de flexão;
- W_c é o módulo de resistência elástico do lado comprimido da seção, relativo ao eixo de flexão;
- W_e é o módulo de resistência mínimo elástico;
- h_c é duas vezes a distância do centro geométrico da seção transversal à face interna da mesa comprimida;

L_b é a distância entre duas seções contidas à flambagem lateral com torção (comprimento destravado).

Para verificação quanto ao deslocamento vertical da viga é necessário fazer antes o deslocamento vertical máximo ($\Delta_{máx}$) da mesma, através de uma das fórmulas do Quadro 1, Anexo A.

2.1.4 Flexo Compressão

Para um comportamento conjunto de ações, como forças de compressão ou axial de tração e de momentos fletores, deve ser obedecida as restrições dadas pelos tipos de interação apresentadas nas equações (formulas 44, 45, 46 e 47).

Para:

$$\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} \geq 0,2 \quad (44)$$

$$\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{x,Sd}}{M_{x,Rd}} + \frac{M_{y,Sd}}{M_{y,Rd}} \right) \leq 1,0 \quad (45)$$

Para:

$$\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} < 0,2 \quad (46)$$

$$\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{x,Sd}}{M_{x,Rd}} + \frac{M_{y,Sd}}{M_{y,Rd}} \right) \leq 1,0 \quad (47)$$

Onde:

- N_{Sd} é a força axial solicitante de cálculo de tração ou de compressão, a que for aplicável;
- N_{Rd} é a força resistente de cálculo de tração ou de compressão, a que for aplicável, determinada respectivamente;
- $M_{x,Sd}$ e $M_{y,Sd}$ são os momentos fletores solicitantes de cálculo, respectivamente em relação ao eixos x e y da seção transversal;
- $M_{x,Rd}$ e $M_{y,Rd}$ são os momentos fletores resistentes de cálculo, respectivamente em relação ao eixos x e y da seção transversal.

3 EXEMPLO NUMÉRICO

O edifício exemplo, situa-se no Condomínio Residencial Rio Claro em Brasília-DF, contendo apenas térreo. Cujas distâncias de pé direito iguais a 2,70 metros. Não foi considerada a existência de outros pavimentos, tais como torre e subsolo.

A análise apresenta o dimensionamento de um edifício em aço, onde serão apresentados os dados de diversos fatores que envolvem a estrutura, como ações de compressão, tração, flexão e deslocamento. A estrutura é um edifício todo desenvolvido em estrutura metálica, com paredes em acabamento em Drywall e telhado com telhas termo acústicas.

Toda formulação a seguir já foi apresentada e numerada no capítulo anterior. Para fins de melhor visualização, são apresentadas a seguir três elementos estruturais, que resumem todos os elementos da estrutura, ou seja, terça, viga e pilar.

Observa-se na Figura 3, a isométrica da estrutura, para melhor compreensão do leitor.

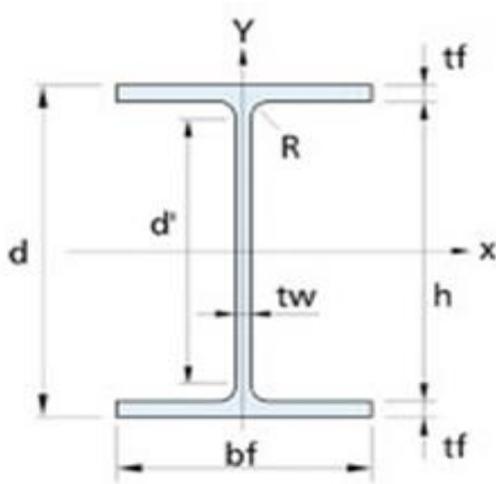
Figura 3 - Isométrica da Estrutura



Fonte: RC Construções Metálicas (2018).

A figura abaixo exemplifica as incógnitas do perfil I e H utilizadas para o dimensionamento das estruturas.

Figura 4 - Perfil H , I



d = Altura
 b_f = Largura da aba
 t_w = Espessura da alma
 t_f = Espessura da aba
 h = Altura interna
 d' = Altura livre da alma
 R = Raio de concordância

Fonte: Estrela do metais (2019).

3.1 EDIFÍCIO EXEMPLO

Adotando, os dados fornecido pela Tabela 1:

Tabela 1 - Parâmetros de carregamento

	Dados de carregamentos
S^a	$8,01 \text{ m}^2$
$P_p \text{ Pilar } W200x35,9 (H)^b$	$35,9 \text{ kgf/m}$
$P_p \text{ Viga } W250x32,7^c$	$32,7 \text{ kgf/m}$
$P_p \text{ terça } W200x19,3^d$	$19,3 \text{ kgf/m}$
$C_{\text{telhado+gesso}}^e$	$18,2 \text{ kgf/m}^2$
C_{vento}^f	35 kgf/m^2
$C_{\text{sobrecarga}}^g$	25 kgf/m^2

^a S é a área de influência;

^{b,c,d} P_p é o peso próprio dos perfis;

^e $C_{\text{telhado e gesso}}$ é a carga do telhado e gesso;

^f C_{vento} é a carga do vento.

^g $C_{\text{sobrecarga}}$ é o carregamento da sobrecarga.

Fonte: Autoria própria (2019)

Para um dimensionamento que priorize pela segurança é necessário realizar a majoração das cargas, afim de obter um resultado seguro, assim fora criado duas possíveis combinações de carregamento como demonstrado na Tabela 2.

Tabela 2 - Possíveis combinações de carregamentos

Combinação	Carregamento
I	$1,2P_{p(viga,terça)} + 1,3C_{sobrecarga}$
II	$1,2P_{p(viga,terça)} + 1,2C_{telhado e gesso} + 1,2C_{vento} + 1,3C_{sobrecarga}$

Fonte: Autoria própria (2019)

Utilizando a combinação II (estaremos superdimensionado o pórtico, logo estaremos a favor da segurança). Na Tabela 3, observa-se as cargas de cada elemento, com valores multiplicados pelos coeficientes de majoração pertinente a cada carregamento.

Tabela 3 - Parâmetros de carregamento com majoração

	Dados de carregamentos
S^a	8,01 m ²
P_p Pilar W200x35,9 (H) ^b	35,9 kgf/m
P_p Viga W250x32,7 ^c	39,24 kgf/m
P_p terça W200x19,3 ^d	23,16 kgf/m
$C_{telhado+gesso}^e$	21,84 kgf/m ²
C_{vento}^f	42 kgf/m ²
$C_{sobrecarga}^g$	32,5 kgf/m ²

^a S é a área de influência;

^{b,c,d} P_p é o peso próprio dos perfis;

^e $C_{telhado e gesso}$ é a carga do telhado e gesso;

^f C_{vento} é a carga do vento.

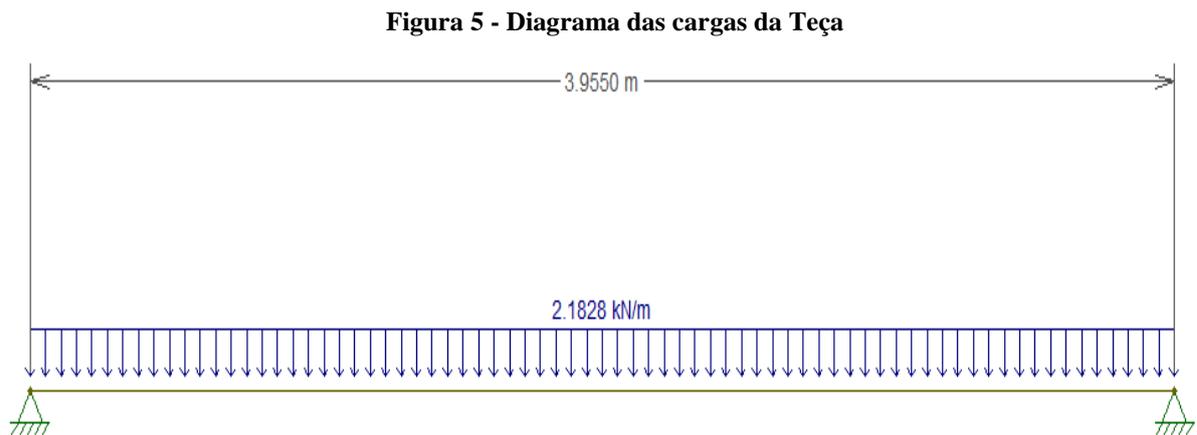
^g $C_{sobrecarga}$ é o carregamento da sobrecarga.

Fonte: Autoria própria (2019)

3.2 DIMENSIONAMENTO DO EDIFÍCIO

3.2.1 Dimensionamento da Terça.

A Figura 5, apresenta o diagrama de corpo livre da terça.



Fonte: Autoria própria (2019)

De forma mais didática, será apresentado os cálculos das reações de apoio à minha terça.

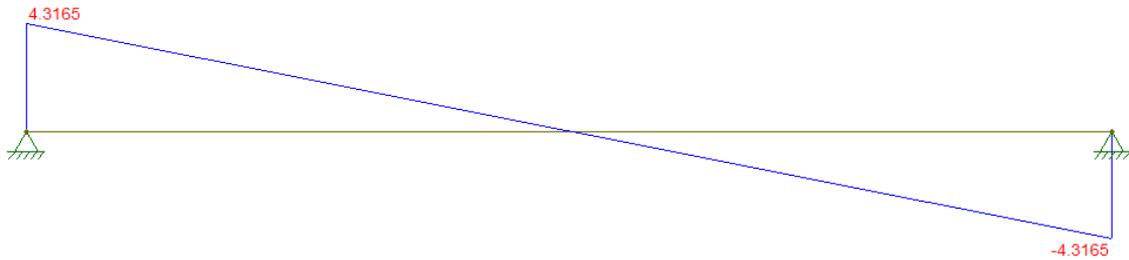
3.2.1.1 Força Cortante

$$V = \frac{P \cdot l}{2}$$

$$V = 4,32 \text{ KN}$$

Na Figura 6, é apresentado o comportamento da terça submetida as tensões da força cortante.

Figura 6 - Diagrama da reação da força cortante



Fonte: Autoria própria (2019)

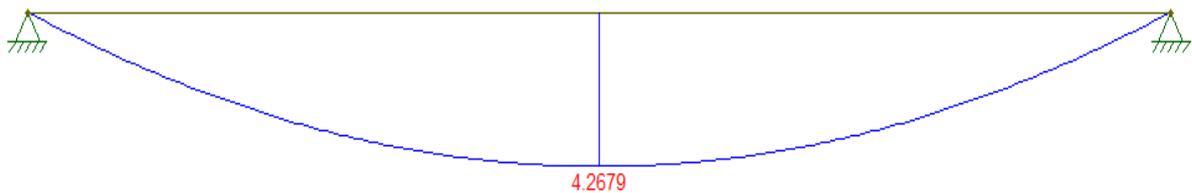
3.2.1.2 Reação do Momento

$$M = \frac{P \cdot l^2}{8}$$

$$M = 4,27 \text{ KN.m}$$

Na Figura 7, é apresentado o comportamento da terça, em relação ao carregamento, evidenciando o momento máximo da minha terça.

Figura 7 - Diagrama das reações de Momento na terça



Fonte: Autoria própria (2019)

Será calculado a seguir os estados limites da terça composta pelo perfil W200x19,3, utilizando as fórmulas 34 e 35 para os respectivos valores: $b_f = 102 \text{ mm}$, $d^* = 170 \text{ mm}$, $t_w = 5,8 \text{ mm}$, $t_f = 6,5 \text{ mm}$, $E = 20000 \text{ KN/cm}^2$, $f_y = 34,5 \text{ KN/cm}^2$, $M_{pl} = 6575,7 \text{ KN.cm}$, $L_b = 202,6 \text{ cm}$, $r_y = 2,14 \text{ cm}$ e $\gamma_{a1} = 1,10$, $l = 395,5 \text{ cm}$.

Para a flambagem local da mesa (FLM):

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f}$$

$$\lambda = 7,85\text{cm}$$

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$\lambda_p = 9,15\text{cm}$$

Como $\lambda < \lambda_p$ a seção é compacta, portanto utiliza-se a fórmula 37 para cálculo do momento resistente.

$$M_{rd} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}}$$

$$M_{rd} = 5977,91 \text{ KN.cm}$$

Para a flambagem local da alma (FLA):

$$\lambda = \frac{d'}{t_w}$$

$$\lambda = 27,87 \text{ cm}$$

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$\lambda_p = 90,53\text{cm}$$

Como $\lambda < \lambda_p$ a seção é compacta, portanto utiliza-se a fórmula 37 para cálculo do momento resistente.

$$M_{rd} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}}$$

$$M_{rd} = 5977,91 \text{ KN.cm}$$

Para a flambagem lateral por torção (FLT):

$$\lambda = \frac{L_b}{r_y}$$

$$\lambda = 94,67$$

Como $\lambda < 200$ a seção passou na verificação.

Agora será feito a verificação ao cisalhamento da terça utilizando os parâmetros de esbeltez, mostrados nas formulas 34, 35 e 36, para os respectivos valores: $d' = 17,0\text{cm}$, $t_w = 0,58 \text{ cm}$, $k_v = 5$, $E = 20000 \text{ KN/cm}^2$ e $f_y = 34,5 \text{ KN/cm}^2$.

$$\lambda = \frac{d'}{t_w}$$

$$\lambda = 29,31$$

$$\lambda_p = 1,10 \sqrt{\frac{k_v E}{f_y}}$$

$$\lambda_p = 59,22$$

$$\lambda_r = 1,37 \sqrt{\frac{k_v E}{f_y}}$$

$$\lambda_r = 73,75$$

Como $\lambda \leq \lambda_p$ a seção é compacta, portanto deve-se calcular agora a força cortante resistente de cálculo (V_{rd}), dada pela equação 31, utilizando os seguintes dados: $V_{pl} = 243,72$ KN e $\gamma_{a1} = 1,10$.

$$V_{rd} = \frac{V_{pl}}{\gamma_{a1}}$$

$$V_{rd} = 221,57 \text{ KN}$$

Admitindo que o maior esforço cortante (V_s) seja de 4,32 KN (cálculo feito usando os valores apresentados no diagrama da Figura 6) tem-se:

$$V_{rd} > V_s$$

Logo a terça passou na verificação do cisalhamento.

Agora deve-se iniciar a verificação quanto ao deslocamento vertical da terça retirando a seguinte fórmula do Quadro 1, utilizando a descrição de terças de cobertura, para saber qual o deslocamento vertical máximo da viga, utilizando $l = 395,5$ cm.

$$\Delta_{m\acute{a}x} = \frac{l}{180}$$

$$\Delta_{m\acute{a}x} = 2,19 \text{ cm}$$

Agora retirando a fórmula do Anexo D – Deslocamentos elásticos na viga, será calculado o deslocamento da terça utilizando os seguintes valores: $P = 0,021828$ KN/cm, $l = 395,5$ cm, $E = 20000$ KN/cm² e $I = 1686$ cm⁴.

$$\Delta = \frac{5Pl^4}{384EI}$$

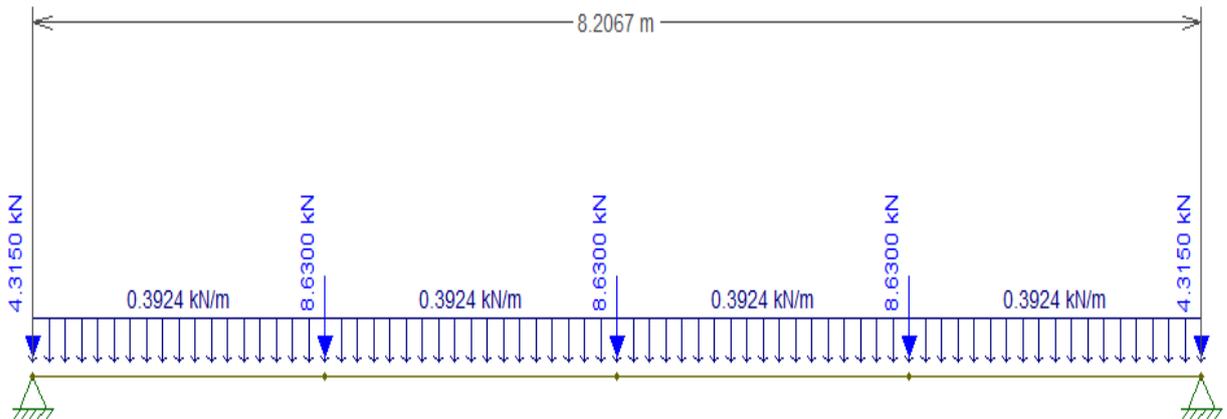
$$\Delta = 0,21 \text{ cm}$$

Como $\Delta < \Delta_{m\acute{a}x}$ a viga passou na verificação do deslocamento.

3.2.2 Dimensionamento Viga

A Figura 8, apresenta o diagrama de corpo livre da viga para melhor compreensão dos carregamentos.

Figura 8 - Diagrama de corpo livre da viga



Fonte: A autoria própria (2019)

3.2.2.1 Reações de apoio da viga

Para determinar os valores para as reações de apoio, é necessário determinar seus esforços.

$$\sum M_A = 0$$

Considerando o sentido anti-horário positivo, obtém-se o seguinte resultado para os carregamentos verticais da viga. Como a viga possui carregamentos uniformes, o resultado de $V_B = V_A$

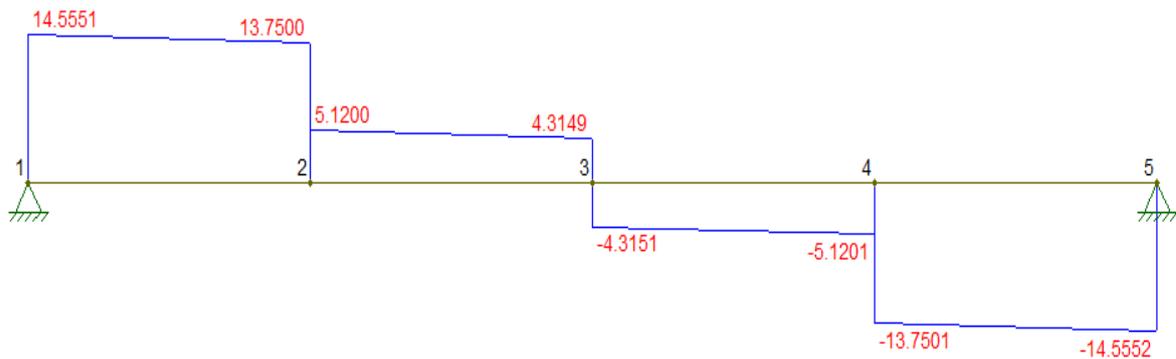
$$V_B = V_A = 14,53 \text{ KN}$$

Como não temos carregamento no sentido de “x” ou horizontal, a soma para as reações será igual a zero.

$$\sum B = H_B = 0$$

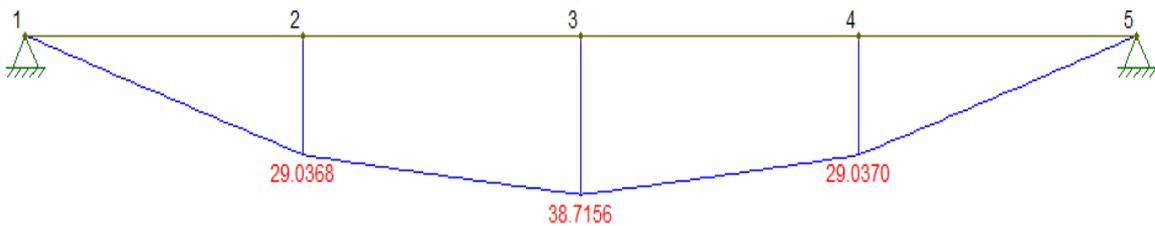
Para melhor compreensão, a apresentação do diagrama da reação da força cortante e momento, demonstrados respectivamente na Figura 9 e 10, demonstra o comportamento da viga submetida aos esforços.

Figura 9 - Diagrama da Força Cortante da viga



Fonte: Autoria própria (2019)

Figura 10 - Diagrama de momento da viga



Fonte: Autoria própria (2019)

Será calculado a seguir os estados limites da viga composta pelo perfil W250x32,7, utilizando as fórmulas 34 e 35 para os respectivos valores: $b_f = 146$ mm, $d' = 220$ mm, $t_w = 6,1$ mm, $t_f = 9,1$ mm, $E = 20000$ KN/cm², $f_y = 34,5$ KN/cm², $M_{pl} = 13439,32$ KN.cm $L_b = 205,16$ cm, $r_y = 3,35$ cm e $\gamma_{a1} = 1,10$, $l = 820,67$ cm.

Para a flambagem local da mesa (FLM):

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f}$$

$$\lambda = 8,02\text{cm}$$

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$\lambda_p = 9,15 \text{ cm}$$

Como $\lambda < \lambda_p$ a seção é compacta, portanto utiliza-se a fórmula 37 para cálculo do momento resistente.

$$M_{rd} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}}$$

$$M_{rd} = 13439,32 \text{ KN.cm}$$

Para a flambagem local da alma (FLA):

$$\lambda = \frac{d'}{t_w}$$

$$\lambda = 36,06 \text{ cm}$$

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$\lambda_p = 90,53 \text{ cm}$$

Como $\lambda < \lambda_p$ a seção é compacta, portanto utiliza-se a fórmula 37 para cálculo do momento resistente.

$$M_{rd} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}}$$

$$M_{rd} = 13439,32 \text{ KN.cm}$$

Para a flambagem lateral por torção (FLT):

$$\lambda = \frac{L_b}{r_y}$$

$$\lambda = 61,24$$

Como $\lambda < 200$ a seção passou na verificação.

Agora será feito a verificação ao cisalhamento da viga utilizando os parâmetros de esbeltez, mostrados nas formulas 34, 35 e 36, para os respectivos valores: $d' = 22,0\text{cm}$, $t_w = 0,61\text{ cm}$, $k_v = 5$, $E = 20000\text{ KN/cm}^2$ e $f_y = 34,5\text{ KN/cm}^2$.

$$\lambda = \frac{d'}{t_w}$$

$$\lambda = 36,07$$

$$\lambda_p = 1,10 \sqrt{\frac{k_v E}{f_y}}$$

$$\lambda_p = 59,22$$

$$\lambda_r = 1,37 \sqrt{\frac{k_v E}{f_y}}$$

$$\lambda_r = 73,75$$

Como $\lambda \leq \lambda_p$ a seção é compacta, portanto deve-se calcular agora a força cortante resistente de cálculo (V_{rd}), dada pela equação 31, utilizando os seguintes dados: $V_{pl} = 304,95\text{ KN}$ e $\gamma_{a1} = 1,10$.

$$V_{rd} = \frac{V_{pl}}{\gamma_{a1}}$$

$$V_{rd} = 296,16 \text{ KN}$$

Admitindo que o maior esforço cortante (V_s) seja de 14,55 KN (cálculo feito usando o diagrama da Figura 09) tem-se:

$$V_{rd} > V_s$$

Logo a viga passou na verificação do cisalhamento.

Agora deve-se iniciar a verificação quanto ao deslocamento vertical da viga retirando a seguinte fórmula do Quadro 1, utilizando a descrição de viga de piso, para saber qual o deslocamento vertical máximo da viga, utilizando $l = 820,67 \text{ cm}$.

$$\Delta_{m\acute{a}x} = \frac{l}{250}$$

$$\Delta_{m\acute{a}x} = 3,28 \text{ cm}$$

Agora retirando a fórmula do Anexo D – Deslocamentos elásticos em viga, será calculado o deslocamento da viga utilizando os seguintes valores: $P = 0,02513 \text{ KN/cm}$, $l = 820,67 \text{ cm}$, $E = 20000 \text{ KN/cm}^2$ e $I = 4937 \text{ cm}^4$.

$$\Delta = \frac{5Pl^4}{384EI}$$

$$\Delta = 1,5 \text{ cm}$$

Como $\Delta < \Delta_{m\acute{a}x}$ a viga passou na verificação do deslocamento.

3.2.3 Dimensionamento Pilar:

Será calculado a seguir os estados limites do pilar composta pelo perfil W200x35,9 (H), utilizando as fórmulas a seguir para os respectivos valores: $b_f = 165 \text{ mm}$, $d' = 161 \text{ mm}$, $t_w = 6,2 \text{ mm}$, $t_f = 10,2 \text{ mm}$, $E = 20000 \text{ KN/cm}^2$, $f_y = 34,5 \text{ KN/cm}^2$, $\gamma_{a1} = 1,10$, $h = 398 \text{ cm}$

Verificação quanto a estabilidade global:

$$\lambda_x = \frac{K_x \cdot L_x}{r_x}$$

$$\lambda_x = \frac{0,80.398}{8,67}$$

$$\lambda_x = 36,72$$

$$\lambda_y = \frac{K_y \cdot L_y}{r_y}$$

$$\lambda_x = \frac{0,80.398}{4,09}$$

$$\lambda_y = 77,85$$

Como λ_x e $\lambda_y < 200$, ambas passaram na estabilidade global.

Verificação quanto a estabilidade local:

➤ Mesa

$$\frac{b}{t}$$

$$\frac{b_f}{2t_f} = 8,09 < 13,5 \quad Q_s = 1$$

➤ Alma

$$\frac{b}{t}$$

$$\frac{d_t}{t_w} = 25,97 < 36 \quad Q_a = 1$$

$$Q = Q_a \cdot Q_s = 1$$

Fator de redução:

$$\lambda_0 = 0,0132 \left(\frac{K \cdot L}{r_y} \right)$$

$$\lambda_0 = 1,03$$

$$X = 0,641$$

Força resistente de cálculo:

$$N_{Rd} = \left(\frac{X \cdot Q \cdot A_g \cdot f_y}{\gamma_{a1}} \right)$$

$$N_{Rd} = \left(\frac{0,641 \cdot 1 \cdot 45,7 \cdot 34,5}{1,1} \right)$$

$$N_{Rd} = 918,75 \text{ KN}$$

4 APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS

Para melhor assimilação dos resultados obtidos e mais fácil compreensão das considerações finais a seguir é apresentada uma tabela comparativa com os resultados obtidos no dimensionamento dos elementos do projeto utilizando o programa FTOOL e o dimensionamento da terça, viga e pilar, com sua resistência máxima, do edifícios-exemplos, em questão para o esforço cortante (V_R), o deslocamento (Δ), o deslocamento máximo ($\Delta_{m\acute{a}x}$) e compressão, apresenta-se os valores referentes a solicitante de cálculo (s_d), e resistência de cálculo (r_d) na tabela 4.

Resultados da viga eixo 1:

Tabela 4 - Tabela comparativa com os resultados obtidos no dimensionamento viga

	V	Δ	$\Delta_{m\acute{a}x}$ (Permitido)	M
Terça s_d	4,32 KN	0,042 cm	2,19 cm	4,27 KN.m
Terça r_d	221,57 KN	0,21 cm	2,19 cm	59,77 KN.m

Fonte: Autoria própria (2019)

Resultados da viga eixo 2:

Tabela 5 - Tabela comparativa com os resultados obtidos no dimensionamento viga

	V	Δ	$\Delta_{m\acute{a}x}$ (Permitido)	M
Viga s_d	14,53 KN	0.001 cm	3,28 cm	38,71 KN.cm
Viga r_d	296,16 KN	1,5 cm	3,28 cm	134,39 KN.cm

Fonte: Autoria própria (2019)

Resultados da pilar eixo 1:

Tabela 6 - Tabela comparativa com os resultados obtidos no dimensionamento do pilar

	N (Compressão)
Pilar s_d	20.23 KN
Pilar r_d	918,75 KN

Fonte: Autoria própria (2019)

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Este trabalho apresentou as vantagens do construtivo em aço, sua importância para o desenvolvimento de uma construção mais sustentável, rápida e segura, demonstrando suas características de resistência e de estabilidade quando submetidas a grandes vãos que se pode alcançar com elementos mais leves e compactos.

Os objetivos foram claramente alcançados, como apresentados nos resultados, podemos ver que as forças resultantes foram muito maiores que a solicitadas no projeto demonstrado pelo programa Ftool na comparação com o dimensionamento. Apresenta elementos da estrutura com dimensões muito menores, se comparados, ao elemento criados em concreto armado, podem resistir a cargas muito maiores mesmo submetidos as grandes vãos. A imagens apresentadas da estrutura pelo software Ftool, mostra de forma didática o comportamento de cada elemento da estrutura.

As estruturas em aço, como podemos ver, tem suas propriedades atribuídas ao seu pequeno tamanho da dimensão do elemento, e sua alta capacidade de resistência, seja ela destinada para esforços de tração atribuídas nas vigas, e aos esforços de compressão atribuídos aos pilares.

A bom projeto está ligado a uma boa compreensão do objetivo que se quer alcançar, desenvolvendo uma estrutura que atenda a cargas solicitadas, fazendo uma boa investigação das possíveis possibilidades de instabilidade da estrutura, sendo um fator de desvantagem da estrutura de aço, já que quando solicitada por esforços de compressão, sofrem muito com a instabilidade local e global. O projeto deve ser criado por um profissional bem qualificado e experiente, já que erros não são permitidos, pelo fato que a estrutura tem seu dimensionamento todo detalhado em escala de milímetros.

A padronização dos elementos trouxe uma grande vantagem, já que assim podemos determinar de uma forma mais fácil, a escolha do elementos que irão compor a estrutura. Tais elementos padronizados passaram por vários estudos antes de serem comercializados, e foram definidos para atender uma vasta finalidade e tipos de estrutura, alcançando desde pequenas obras à grandes construções.

Apesar de todas as vantagens citadas, talvez os grandes desafios que encontramos está relacionado a cultura brasileira que perpetua ainda em cima do construtivos convencional de concreto armado, mas é algo que logo será superado como já acontece em grandes países

desenvolvidos, que, procuram o melhor aproveitamento do espaço e a junção de uma estrutura que estrega leveza, agilidade, segurança, inovação e baixo custo.

Outra barreira que não podemos deixar de falar, encontrado na momento de executar uma estrutura em aço, é talvez sua desvantagem na compra do material que é comercializado com sua venda em quilo e na qualificação da mão de obra. Citando o aço, quando adquirida para execução de pequenas obras, se torna muito caro o quilo do metal, devido ao pequeno volume de compra, que, quando comparado com obras grandes, obtêm-se um valor bem menor no quilo do metal. Já a mão de obra é outro fator que se torna uma barreira na hora de construir em aço, tendo em vista que o construtivo demanda de uma boa qualificação e treinamento, para se evitar situações de acidente e demora na montagem de cada peça, além de uma boa compreensão dos projetos que o colaborador deve ter.

Apesar dos desafios, a estrutura pode se tornar vantajosa, quando investimos na capacitação e no estudo das estruturas de aço. Conseguimos reduzir custos quando através da utilização de elementos padronizados, passamos a criar outros elementos, através da soldagem, ou, do uso de parafusos para união de peças, e assim, chegarmos em elementos ainda menores, mais leves, que consecutivamente reduz os custos.

Podemos concluir que com o crescente mercado, que demanda de inovação, o construtivo em aço se destaca e passa muito à frente de outros métodos, e que os desafios são possíveis de serem superados quando atingimos um bom conhecimento do caso. O empenho e o investimento podem trazer bons resultados finais, já que o estudo do construtivo é visto como vasto e promissor pelas boas características que o aço possui.

REFERÊNCIAS

ALBUQUERQUE, Augusto Teixeira. **Análise de alternativas estruturais para edifícios em concreto armado**. São Carlos, SP, 1999.

BELLEI, I. H.; PINHO, F. O.; PINHO, M. O. **Edifícios de múltiplos andares**. 1. ed. São Paulo: Pini, 2004.

CHIAVERINI, V. **Aço e Ferros Fundidos**. 7ª ed. São Paulo: Associação Brasileira de Metais, 1996.

CHAMBERL, Zacarias Martin. FICANHA Ricardo, FABEANE Ricardo. **Projeto e Cálculo de estruturas de aço: Edifício industrial detalhado** /. Rio de Janeiro: Elsevier, 2013.

COPYRIGHT, Instituto Aço Brasil. **O Aço**. Disponível em: <http://www.acobrasil.org.br/site2015/introducao_historia.html>. Acesso em: 18 ago. 2018.

IBS (Instituto Brasileiro de Siderurgia). **Edifícios de pequeno porte estruturados em aço**. 4. Ed. Rio de Janeiro, RJ. IBS/CBCA. Série Manual da construção em aço. 107p, 2011.

INABA, R. **Construções Metálicas: o uso do aço na construção civil**, 2010. Disponível em: <<http://www.metallica.com.br/construcoes-metallicas-o-uso-do-aco-na-construcao-civil>>. Acesso em 14 set. 2018.

ISOESTE, Kingspan. **Catálogo de Produtos**. Disponível em: <<http://https://kingspan-isoeste.com.br/wp-content/uploads/2019/02/Catálogo-de-Pr>>. Acesso em: 18 mar. 2019.

METAIS, Estrela. **Vigas I e U aço laminadas e dobradas de chapas**. Disponível em: <http://http://www.estreladosmetais.com.br/arquivo/ferroso/dados/viga_i_u/viga.php>. Acesso em: 18 fev. 2019.

NBR 8800. **Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios**. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ, 2008.

PFEIL, W; PFEIL, M. **Estruturas de Aço – Dimensionamento Prático**. 8ª ed. Rio de Janeiro, RJ. Ed LTC, 2012.

ROCHA, Claudia Maria Miranda Alencar. **O ensino de arquitetura com o aço no Brasil**. Brasília, DF, 2011.

SANTOS, Thiago José dos. **Edifícios de múltiplos pavimentos estruturados em concreto, aço e em elementos mistos de aço e concreto: análise comparativa**. São Carlos, SP, 2010.

SILVA, V. P. ; PANNONI, F. D. **Estruturas de aço para edifícios**. 5ª ed. São Paulo, SP, 2009.

Bandeira, Adriana Almeida de Castro. **Análise do uso de estruturas de aço em edificações habitacionais de interesse social**. Minas Gerais, MG, 2008.

SILVA, Geraldo Gomes da. **Arquitetura do ferro no Brasil**. São Paulo: Nobel, 1987.

SILVA, Lilianny Schramm. **O sentido do sagrado e sua interpretação arquitetônica na América latina do século XX**. Porto Alegre, RS. 2005.

SAINT GOBAIN, Placo. **Placa-standard-st-125-mm**. Disponível em:
<<https://www.placo.com.br/products/placas/placa-standard-st-125-mm>>. Acesso em: 18 mar. 2019.

ANEXO A - TABELAS E QUADROS

Tabela 9 - Valor de X em função do índice de esbeltez λ_o

λ_o	0,00	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09	λ_o
0,0	1,000	1,000	1,000	1,000	0,999	0,999	0,998	0,998	0,997	0,997	0,0
0,1	0,996	0,995	0,994	0,993	0,992	0,991	0,989	0,988	0,987	0,985	0,1
0,2	0,983	0,982	0,980	0,978	0,976	0,974	0,972	0,970	0,968	0,965	0,2
0,3	0,963	0,961	0,958	0,955	0,953	0,950	0,947	0,944	0,941	0,938	0,3
0,4	0,935	0,932	0,929	0,926	0,922	0,919	0,915	0,912	0,908	0,904	0,4
0,5	0,901	0,897	0,893	0,889	0,885	0,881	0,877	0,873	0,869	0,864	0,5
0,6	0,860	0,856	0,851	0,847	0,842	0,838	0,833	0,829	0,824	0,819	0,6
0,7	0,815	0,810	0,805	0,800	0,795	0,790	0,785	0,780	0,775	0,770	0,7
0,8	0,765	0,760	0,755	0,750	0,744	0,739	0,734	0,728	0,723	0,718	0,8
0,9	0,712	0,707	0,702	0,696	0,691	0,685	0,680	0,674	0,669	0,664	0,9
1,0	0,658	0,652	0,647	0,641	0,636	0,630	0,625	0,619	0,614	0,608	1,0
1,1	0,603	0,597	0,592	0,586	0,580	0,575	0,569	0,564	0,558	0,553	1,1
1,2	0,547	0,542	0,536	0,531	0,525	0,520	0,515	0,509	0,504	0,498	1,2
1,3	0,493	0,488	0,482	0,477	0,472	0,466	0,461	0,456	0,451	0,445	1,3
1,4	0,440	0,435	0,430	0,425	0,420	0,415	0,410	0,405	0,400	0,395	1,4
1,5	0,390	0,385	0,380	0,375	0,370	0,365	0,360	0,356	0,351	0,347	1,5
1,6	0,343	0,338	0,334	0,330	0,326	0,322	0,318	0,314	0,311	0,307	1,6
1,7	0,303	0,300	0,296	0,293	0,290	0,286	0,283	0,280	0,277	0,274	1,7
1,8	0,271	0,268	0,265	0,262	0,259	0,256	0,253	0,251	0,248	0,246	1,8
1,9	0,243	0,240	0,238	0,235	0,233	0,231	0,228	0,226	0,224	0,221	1,9
2,0	0,219	0,217	0,215	0,213	0,211	0,209	0,207	0,205	0,203	0,201	2,0
2,1	0,199	0,197	0,195	0,193	0,192	0,190	0,188	0,186	0,185	0,183	2,1
2,2	0,181	0,180	0,178	0,176	0,175	0,173	0,172	0,170	0,169	0,167	2,2
2,3	0,166	0,164	0,163	0,162	0,160	0,159	0,157	0,156	0,155	0,154	2,3
2,4	0,152	0,151	0,150	0,149	0,147	0,146	0,145	0,144	0,143	0,141	2,4
2,5	0,140	0,139	0,138	0,137	0,136	0,135	0,134	0,133	0,132	0,131	2,5
2,6	0,130	0,129	0,128	0,127	0,126	0,125	0,124	0,123	0,122	0,121	2,6
2,7	0,120	0,119	0,119	0,118	0,117	0,116	0,115	0,114	0,113	0,113	2,7
2,8	0,112	0,111	0,110	0,110	0,109	0,108	0,107	0,106	0,106	0,105	2,8
2,9	0,104	0,104	0,103	0,102	0,101	0,101	0,100	0,099	0,099	0,098	2,9
3,0	0,097	-	-	-	-	-	-	-	-	-	3,0

Fonte: NBR 8800 (ABNT, 2008)

Tabela 10 - Valores de $(b/t)_{lim}$

(continua)

Elementos	Grupo	Descrição dos elementos	Alguns exemplos com indicações de b e t	$(b/t)_{lim}$
AA	1	<ul style="list-style-type: none"> — Mesas ou almas de seções tubulares retangulares; — Lamelas e chapas de diafragmas entre linhas de parafusos ou soldas. 		$1,40 \sqrt{\frac{E}{fy}}$
AA	2	<ul style="list-style-type: none"> — Almas de seções I, H ou U; — Mesas ou almas de seção-caixão; — Todos os demais elementos que não integram o Grupo 1. 		$1,49 \sqrt{\frac{E}{fy}}$
AL	3	<ul style="list-style-type: none"> — Abas ou cantoneiras simples ou múltiplas providas de chapas de travamento. 		$0,45 \sqrt{\frac{E}{fy}}$

Tabela 4: Valores de $(b/t)_{lim}$

(continua)

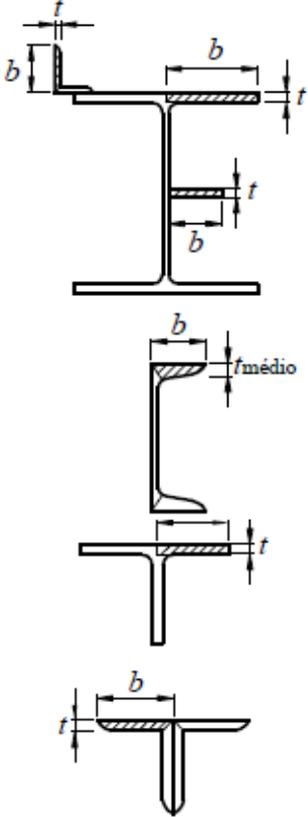
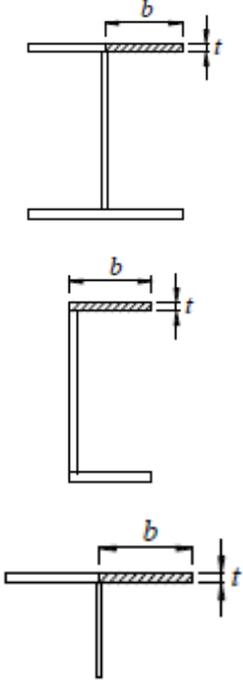
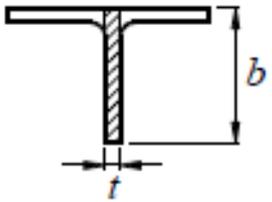
Elementos	Grupo	Descrição dos elementos	Alguns exemplos com indicações de b e t	$(b/t)_{lim}$
AL	4	<ul style="list-style-type: none"> — Mesas de ~ç; seções I, H, T ou U laminadas; — Abas de cantoneiras ligadas continuamente ou projetadas de seções I, H, T ou U laminadas ou soldadas — Chapas projetadas de seções I, H, T ou U laminadas ou soldadas. 		$0,56 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$
AL	5	<ul style="list-style-type: none"> — Mesas de seções I, H, T ou U laminadas ou soldadas. 		$0,75 \sqrt{\frac{E}{f_y/k_c}}$

Tabela 4: Valores de (b/t)lim

(conclusão)

Elementos Grupo		Descrição dos elementos	Alguns exemplos com indicações de b e t	(b/t)lim
AL	6	— Almas de seções T.		$0,75 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$

^a O coeficiente K_c é dado na equação 28.

Fonte: NBR 8800 (ABNT, 2008)

Tabela 11 - Parâmetros referentes ao momento fletor resistente

(continua)

Tipos de seção e eixo de flexão	Estados limites aplicáveis	M_r	M_{cr}	λ	λ_p	λ_r
Seções I e H com dois eixos de simetria e seções U não sujeitas a momento de torção, fletidas em relação ao eixo de maior momento de inércia	FLT	$(f_y - \sigma_r)W$ Ver nota 5	Ver nota 1	$\frac{L_b}{r}$	$1,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	Ver nota 1
	FLM	$(f_y - \sigma_r)W$ Ver nota 5	Ver nota 6	$\frac{b}{t}$ Ver nota 8	$0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	Ver nota 6
	FLA	$f_y W$	Viga de alma esbelta (Anexo C) ²	$\frac{h}{t_w}$	$3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	$5,70 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$
Seções I e H com apenas um eixo de simetria situado no plano médio da alma, fletidas em relação ao eixo de maior momento de inércia (Ver nota 9)	FLT	$(f_y - \sigma_r)W_c$ $\leq f_y W_t$ Ver nota 5	Ver nota 2	$\frac{L_b}{r_{yc}}$	$1,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	Ver nota 2

Tabela 5 - Parâmetros referentes ao momento fletor resistente

(conclusão)

Tipos de seção e eixo de flexão	Estados limites aplicáveis	M_r	M_{cr}	λ	λ_p	λ_p
Seções I e H com apenas um eixo de simetria situado no plano médio da alma, fletidas em relação ao eixo de maior momento de inércia (Ver nota 9)	FLM	$(f_y - \sigma_r)W_c$ Ver nota 5	Ver nota 6	b/t Ver nota 8	$0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	Ver nota 6
	FLA	$f_y W$	Viga de alma esbelta (Anexo C) ²	$\frac{h}{t_w}$	$\frac{h_c \sqrt{\frac{E}{f_y}}}{\left(0,54 \frac{M_{pl}}{M_r} - 0,9\right)^2}$ $\leq \lambda_r$	$5,70 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$
Seções I e H com dois eixos de simetria e seções U fletidas em relação ao eixo de menor momento de inércia	FLM Ver nota 3	$(f_y - \sigma_r)W$	Ver nota 6	b/t Ver nota 8	$0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	Ver nota 6
	FLA Ver nota 3	$f_y W_{ef}$ Ver nota 4	$\frac{W_{ef}^2}{W} f_y$ Ver nota 4	$\frac{h_c}{t_w}$	$1,12 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	$1,40 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$
Seções sólidas retangulares fletidas em relação ao eixo de maior momento de inércia	FLT	$f_y W$	$\frac{2,00 C_b E}{\lambda} \sqrt{J A}$	$\frac{L b}{r_y}$	$\frac{0,13 E}{M_{pl}} \sqrt{J A}$	$\frac{2,00 E}{M_r} \sqrt{J A}$

Fonte: NBR 8800 (ABNT, 2008)

As Notas relacionadas à Tabela G.1 são as seguintes:

$$1) \lambda_y = \frac{1,38 \sqrt{I_y J}}{r_y J \beta_1} \sqrt{1 + \sqrt{1 + \frac{27 C_w \beta_1^2}{I_y}}}$$

$$M_w = \frac{C_w \pi^2 E I_y}{I_y^2} \sqrt{\frac{C_w}{I_y} \left(1 + 0,039 \frac{J I_y^2}{C_w}\right)}$$

onde:

$$\beta_1 = \frac{(f_y - \sigma_s) W}{E J}$$

$$C_w = \frac{I_y (d - t_f)^2}{4}, \text{ para seções I}$$

$$C_w = \frac{t_f (b_f - 0,5 t_w)^2 (d - t_f)^2}{12} \left[\frac{3 (b_f - 0,5 t_w) t_f + 2 (d - t_f) t_w}{6 (b_f - 0,5 t_w) t_f + (d - t_f) t_w} \right], \text{ para seções U}$$

$$2) \lambda_y = \frac{1,38 \sqrt{I_y J}}{r_y J \beta_1} \sqrt{\beta_2 + \sqrt{\beta_2^2 + \frac{27 C_w \beta_1^2}{I_y}}}$$

$$M_w = \frac{C_w \pi^2 E I_y}{I_y^2} \left[\beta_2 + \sqrt{\beta_2^2 + \frac{C_w}{I_y} \left(1 + 0,039 \frac{J I_y^2}{C_w}\right)} \right]$$

onde:

$$\beta_1 = \frac{(f_y - \sigma_s) W_x}{E J}$$

$$\beta_2 = 5,2 \beta_1 \beta_3 + 1$$

$$\beta_3 = 0,45 \left(d - \frac{t_{fl} + t_{fr}}{2} \right) \left(\frac{\alpha_y - 1}{\alpha_y + 1} \right), \text{ com } \alpha_y \text{ conforme Nota 9 a seguir}$$

$$C_w = \frac{\left(d - \frac{t_{fl} + t_{fr}}{2} \right)^2}{12} \left(\frac{t_{fl} b_{fl}^3 t_{fr} b_{fr}^3}{t_{fl} b_{fl}^3 + t_{fr} b_{fr}^3} \right)$$

3) O estado-limite FLA aplica-se só à alma da seção U, quando comprimida pelo momento fletor. Para seção U, o estado-limite FLM aplica-se somente quando a extremidade livre das mesas for comprimida pelo momento fletor.

4) W_{ef} é o módulo de resistência mínimo elástico, relativo ao eixo de flexão, para uma seção que tem uma mesa comprimida (ou alma comprimida no caso de perfil U fletido em relação ao eixo de menor inércia) de largura igual a b_{ef} , dada por F.3.2, com σ igual a f_y . Em alma comprimida de seção U fletido em relação ao eixo de menor momento de inércia, $b = h$, $t = t_w$ e $b_{ef} = h_{ef}$.

5) A tensão residual de compressão nas mesas, σ_r , deve ser tomada igual a 30% da resistência ao escoamento do aço utilizado.

6) Para perfis laminados: $M_{cr} = \frac{0,69 E}{\lambda^2} W_c$, $\lambda_r = 0,83 \sqrt{\frac{E}{(f_y - \sigma_r)}}$

Para perfis soldados: $M_{cr} = \frac{0,90 E k_c}{\lambda^2} W_c$, $\lambda_r = 0,95 \sqrt{\frac{E}{(f_y - \sigma_r)/k_c}}$

com k_c conforme F.2.

7) O estado-limite FLT só é aplicável quando o eixo de flexão for o de maior momento de inércia.

8) b/t é a relação entre largura e espessura aplicável à mesa do perfil; no caso de seções I e H com um eixo de simetria, b/t refere-se à mesa comprimida (para mesas de seções I e H, b é a metade da largura total, para mesas de seções U, a largura total, para seções tubulares retangulares, a largura da parte plana e para perfis caixão, a distância livre entre almas).

9) Para essas seções, devem ser obedecidas as seguintes limitações:

a) $1/9 \leq \alpha_y \leq 9$

com

$$\alpha_y = \frac{I_{yc}}{I_{yt}}$$

b) a soma das áreas da menor mesa e da alma deve ser superior à área da maior mesa.

10) Para seções-caixão: $\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$

Para seções tubulares retangulares: $\lambda_p = 2,42 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$

Quadro 1 - Deslocamentos máximos

(continua)

Descrição	δ^a
Travessas de fechamento	$L/180^b$
	$L/120^{cd}$
Terças de cobertura ^g	$L/180^e$
	$L/180^f$
Vigas de cobertura ^g	$L/250^h$
Vigas de piso	$L/350^h$
Vigas que suportam pilares	$L/500^h$
Vigas de rolamento: ^j Deslocamento vertical para pontes rolantes com capacidade nominal inferior a 200 KN; Deslocamento vertical para pontes rolantes com capacidade nominal igual ou superior a 200 KN, exceto pontes siderúrgicas; Deslocamento vertical para pontes rolantes siderúrgicas com capacidade nominal igual ou superior a 200 KN; Deslocamento horizontal, exceto para pontes rolantes siderúrgicas; Deslocamento horizontal para pontes rolantes siderúrgicas.	$L/600^i$ $L/800^i$ $L/1000^i$ $L/400$ $L/600$
Galpões em geral e edifícios de um pavimento: Deslocamento horizontal do topo dos pilares em relação à base; Deslocamento horizontal do nível da viga de rolamento em relação à base.	$H/300$ $H/400^{kl}$
Edifícios de dois ou mais pavimentos: Deslocamento horizontal do topo dos pilares em relação à base; Deslocamento horizontal relativo entre dois pisos consecutivos.	$H/400$ $h/500^m$
Lajes mistas	Ver anexo Q da norma NBR 8800 (ABNT 2008)
<p>^a L é o vão teórico entre apoios ou o dobro do comprimento teórico do balanço, H é a altura total do pilar ou a distância do nível da viga de rolamento à base, h é a altura do andar.</p> <p>^b Deslocamento paralelo ao plano de fechamento.</p> <p>^c Deslocamento perpendicular ao plano de fechamento.</p> <p>^d Considerar apenas as ações variáveis perpendiculares ao plano de fechamento com seu valor característico.</p> <p>^e Considerar combinações raras de serviço, utilizando-se ações variáveis de mesmo sentido que o da</p>	

ação permanente.

^f Considerar apenas as ações variáveis de sentido oposto ao da ação permanente com seu valor característico.

^g Deve-se evitar também a ocorrência de empoçamento.

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

ⁱ Valor não majorado pelo coeficiente de impacto.

^j Considerar combinações raras de serviço.

^k No caso de pontes rolantes siderúrgicas, o deslocamento também não pode ser superior a 50 mm.

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

^m Tomar apenas os deslocamentos provocados pelas forças cortantes no andar considerado, desprezando-se os deslocamentos do corpo rígido provocados pelas deformações axiais dos pilares e das vigas.

Fonte: NBR 8800 (ABNT, 2008)

ANEXO B - TABELA DE BITOLAS DOS PERFIS DA GERDAU AÇOMINAS

(continua)

Bibola (mm x kg/m)	Massa Linear (kg/m)	d (mm)	bf (mm)	tw (mm)	tf (mm)	h (mm)	d' (mm)	Area (cm ²)	Ix (cm ⁴)	Wx (cm ³)	rx (cm)	Zx (cm ²)	Iy (cm ⁴)	Wy (cm ³)	ry (cm)	Zy (cm ²)	rt (cm)	It (cm ⁴)	Esbeltez		u (m ² /m)	
																			Mesa bf/2hf	Alma d'/rw		
W 150 x 13,0	13	148	100	4,3	4,9	138	118	16,6	635	85,8	6,18	96,4	82	16,4	2,22	25,5	2,6	1,72	10,2	27,49	4,181	0,67
W 150 x 18,0	18	153	102	5,8	7,1	139	119	23,4	939	122,8	6,34	139,4	126	24,7	2,32	38,5	2,69	4,34	7,18	20,48	6,683	0,69
W 150 x 22,5 (H)	22,5	152	152	5,8	6,6	139	119	29	1.229	161,7	6,31	179,6	387	35,9	3,65	77,9	4,1	4,75	11,52	20,48	20,417	0,88
W 150 x 24,0	24	160	102	6,6	10,3	139	115	31,5	1.384	173	6,63	197,6	183	35,9	2,41	55,8	2,73	11,08	4,95	17,48	10,206	0,69
W 150 x 29,8 (H)	29,8	157	153	6,6	9,3	138	118	38,5	1.739	221,5	6,72	247,5	556	37,6	3,8	110,8	4,18	10,95	8,23	17,94	30,277	0,9
W 150 x 37,1 (H)	37,1	162	154	8,1	11,6	139	119	47,8	2.244	277	6,85	313,5	707	91,8	3,84	140,4	4,22	20,58	6,64	14,67	39,930	0,91
W 200 x 15,0	15	200	100	4,3	5,2	190	170	19,4	1.305	130,5	8,2	147,9	87	17,4	2,12	27,3	2,55	2,05	9,62	39,44	8,222	0,77
W 200 x 19,3	19,3	203	102	5,8	6,5	190	170	25,1	1.686	166,1	8,19	190,6	116	22,7	2,14	35,9	2,59	4,02	7,85	29,31	11,098	0,79
W 200 x 22,5	22,5	206	102	6,2	8	190	170	29	2.029	197	8,37	225,5	142	27,9	2,22	43,9	2,63	6,18	6,38	27,42	13,868	0,79
W 200 x 26,6	26,6	207	133	5,8	8,4	190	170	34,2	2.611	252,3	8,73	282,3	330	49,6	3,1	76,3	3,54	7,65	7,92	29,34	32,477	0,92
W 200 x 31,3	31,3	210	134	6,4	10,2	190	170	40,3	3.168	301,7	8,86	338,6	410	61,2	3,19	94	3,6	12,59	6,57	26,5	40,822	0,93
W 200 x 35,9 (H)	35,9	201	165	6,2	10,2	181	161	45,7	3.437	342	8,67	379,2	764	92,6	4,09	141	4,5	14,51	8,09	25,9	69,502	1,03
W 200 x 41,7 (H)	41,7	205	166	7,2	11,8	181	157	53,5	4.114	401,4	8,77	448,6	901	108,5	4,1	165,7	4,53	23,19	7,03	21,86	83,948	1,04
W 200 x 46,1 (H)	46,1	203	203	7,2	11	181	161	58,6	4.543	447,6	8,81	493,3	1.535	151,2	5,12	229,5	5,58	22,01	9,23	22,36	141,342	1,19
W 200 x 52,0 (H)	52	206	204	7,9	12,6	181	157	66,9	5.298	514,4	8,9	572,5	1.784	174,9	5,16	265,8	5,61	33,34	8,1	19,85	166,710	1,19
HP 200 x 53,0 (H)	53	204	207	11,3	11,3	181	161	68,1	4.977	488	8,55	551,3	1.673	161,7	4,96	248,6	5,57	31,93	9,16	14,28	155,075	1,2
W 200 x 59,0 (H)	59	210	205	9,1	14,2	182	158	76	6.140	584,8	8,99	655,9	2.041	199,1	5,18	303	5,64	47,69	7,22	17,32	195,418	1,2
W 200 x 71,0 (H)	71	216	206	10,2	17,4	181	161	91	7.660	709,2	9,17	803,2	2.537	246,3	5,28	374,5	5,7	81,66	5,92	15,8	249,976	1,22
W 200 x 86,0 (H)	86	222	209	13	20,6	181	157	110,9	9.498	855,7	9,26	984,2	3.139	300,4	5,32	458,7	5,77	142,19	5,07	12,06	317,844	1,23
W 230 x 17,9	17,9	251	101	4,8	5,3	240	220	23,1	2.291	182,6	9,96	211	91	18,1	1,99	28,8	2,48	2,54	9,33	45,92	13,735	0,88
W 230 x 22,3	22,3	254	102	5,8	6,9	240	220	28,9	2.939	231,4	10,09	267,7	123	24,1	2,06	38,4	2,54	4,77	7,39	37,97	18,629	0,89
W 230 x 25,3	25,3	257	102	6,1	8,4	240	220	32,6	3.473	270,2	10,31	311,1	149	29,3	2,14	46,4	2,58	7,06	6,07	36,1	22,955	0,89
W 230 x 28,4	28,4	260	102	6,4	10	240	220	36,6	4.046	311,2	10,51	357,3	178	34,8	2,2	54,9	2,62	10,34	5,1	34,38	27,636	0,9
W 230 x 32,7	32,7	258	146	6,1	9,1	240	220	42,1	4.937	382,7	10,83	428,5	473	64,8	3,35	99,7	3,86	10,44	8,02	36,03	73,104	1,07
W 230 x 38,5	38,5	262	147	6,6	11,2	240	220	49,6	6.057	462,4	11,05	517,8	594	80,8	3,46	124,1	3,93	17,63	6,56	33,27	93,242	1,08
W 230 x 44,8	44,8	266	148	7,6	13	240	220	57,6	7.158	538,2	11,15	606,3	704	95,1	3,5	146,4	3,96	27,14	5,69	28,95	112,398	1,09
HP 230 x 62,0 (H)	62	246	256	10,5	10,7	225	201	79,6	8.728	709,6	10,47	790,5	2.995	234	6,13	337,8	6,89	33,46	11,96	19,1	417,130	1,47
W 250 x 73,0 (H)	73	253	254	8,6	14,2	225	201	92,7	11.257	889,9	11,02	983,3	3.880	305,5	6,47	463,1	7,01	56,94	8,94	23,33	552,900	1,48
W 250 x 80,0 (H)	80	256	255	9,4	15,6	225	201	101,9	12.550	980,5	11,1	1.083,70	4.313	338,3	6,51	513,1	7,04	75,02	8,17	21,36	622,878	1,49
HP 250 x 85,0 (H)	85	254	260	14,4	14,4	225	201	108,5	12.280	966,9	10,64	1.093,20	4.225	325	6,24	499,6	7	82,07	9,03	13,97	605,403	1,5
W 250 x 89,0 (H)	89	260	256	10,7	17,3	225	201	113,9	14.237	1.095,10	11,18	1.224,40	4.841	378,2	6,52	574,3	7,06	102,81	7,4	18,82	712,351	1,5
W 250 x 101,0 (H)	101	264	257	11,9	19,6	225	201	128,7	16.352	1.238,80	11,27	1.395,00	5.549	431,8	6,57	656,3	7,1	147,7	6,56	16,87	828,031	1,51
W 250 x 115,0 (H)	115	269	259	13,5	22,1	225	201	146,1	18.920	1.406,70	11,38	1.597,40	6.405	494,6	6,62	752,7	7,16	212	5,86	14,87	975,265	1,53
W 310 x 21,0	21	303	101	5,1	5,7	292	272	27,2	3.776	249,2	11,77	291,9	98	19,9	1,9	31,4	2,42	3,27	8,86	52,25	21,628	0,98
W 310 x 23,8	23,8	305	101	5,6	6,7	292	272	30,7	4.346	285	11,89	333,2	116	23,9	1,94	36,9	2,45	4,65	7,54	48,5	25,594	0,99
W 310 x 28,3	28,3	309	102	6	8,9	291	271	36,5	5.300	356	12,28	412	158	31	2,08	49,4	2,55	8,14	5,73	45,2	35,441	1
W 310 x 32,7	32,7	313	102	6,6	10,8	291	271	42,1	6.570	419,8	12,49	483,3	192	37,6	2,13	59,8	2,58	12,91	4,72	41,12	43,612	1
W 310 x 38,7	38,7	310	165	5,8	9,7	291	271	49,7	8.381	533,6	13,14	615,4	727	88,1	3,87	134,9	4,38	13,2	8,51	46,06	163,728	1,25
W 310 x 44,5	44,5	313	166	6,6	11,2	291	271	57,2	9.997	638,8	13,22	712,8	855	103	3,87	158	4,41	19,9	7,41	41	194,433	1,26
W 310 x 52,0	52	317	167	7,6	13,2	291	271	67	11.909	731,4	13,33	842,5	1.026	122,9	3,91	188,8	4,45	31,81	6,33	35,61	256,422	1,27
HP 310 x 79,0 (H)	79	399	306	11	11	277	245	100	16.316	1.091,30	12,77	1.210,10	5.258	343,7	7,25	525,4	8,2	46,72	13,91	22,27	1.089,258	1,77
HP 310 x 95,0 (H)	93	303	308	13,1	13,1	277	245	119,2	19.682	1.289,10	12,85	1.450,30	6.387	414,7	7,32	635,5	8,36	77,33	11,76	18,69	1.340,330	1,78
W 310 x 97,0 (H)	97	303	305	9,9	15,4	277	245	123,6	14.470	1.447,00	13,43	1.594,20	7.286	477,8	7,68	725	8,38	92,12	9,9	24,77	1.558,682	1,79
W 310 x 107,0 (H)	107	311	306	10,9	17	277	245	136,4	24.859	1.597,30	13,49	1.768,20	8.123	530,9	7,72	806,1	8,41	122,86	9	22,48	1.754,271	1,8
HP 310 x 110,0	110	308	310	15,4	15,5	277	245	141	23.703	1.539,10	12,97	1.750,60	7.707	497,3	7,39	763,7	8,33	125,66	10	15,91	1.646,104	1,8
W 310 x 117,0 (H)	117	314	307	11,9	18,7	277	245	149,9	27.563	1.755,60	13,56	1.952,60	9.024	587,9	7,76	893,1	8,44	161,61	8,21	20,55	1.965,950	1,8

(conclusão)

Bitola (mm x kg/m)	Massa Linear (kg/m)	d (mm)	d' (mm)	h (mm)	tf (mm)	tw (mm)	hf (mm)	Area (cm ²)	Ix (cm ⁴)	Wx (cm ³)	rx (cm)	Zx (cm ²)	ly (cm ²)	Wy (cm ²)	ry (cm)	Zy (cm ²)	rt (cm)	It (cm ⁴)	Esbeltez		u (m ² /m)	
																			Mesa bf/2tf	Alma d'/w		
HP 310 x 125,0	125	312	312	17,4	17,4	277	245	159	27.076	1.735,60	13,05	1.963,30	8.823	565,6	7,45	870,6	8,38	177,98	8,97	14,09	1.911,029	1,81
W 360 x 32,9	32,9	349	349	5,8	8,5	332	308	42,1	8.358	479	14,09	547,6	291	45,9	2,63	72	3,2	9,15	7,47	53,1	84,111	1,17
W 360 x 39,0	39	353	353	6,5	10,7	332	308	50,2	10,7	585,3	14,53	667,7	375	58,6	2,73	91,9	3,27	15,83	5,98	47,32	109,551	1,18
W 360 x 44,6	44,6	352	352	11,1	6,9	332	308	57,7	12,258	696,5	14,58	784,3	818	95,7	3,77	148	4,43	16,7	8,72	44,7	239,091	1,35
W 360 x 51,0	51	355	355	17,2	11,6	332	308	64,8	14,222	801,2	14,81	899,5	968	113,3	3,87	174,7	4,49	24,65	7,37	42,75	284,994	1,36
W 360 x 58,0	58	358	358	17,2	7,9	332	308	72,5	16,143	901,8	14,92	1.014,80	1.113	129,4	3,92	199,8	4,53	34,45	6,56	38,96	330,394	1,37
W 360 x 64,0	64	347	347	7,7	13,5	320	288	81,7	17,890	1.031,10	14,8	1.145,30	1.185	185,7	4,8	284,5	5,44	44,37	7,52	37,4	523,362	1,46
W 360 x 72,0	72	350	350	20,4	8,6	320	288	91,3	20,169	1.132,50	14,86	1.285,9	1.240	209,8	4,84	321,8	5,47	61,18	6,75	33,47	599,082	1,47
W 360 x 79,0	79	354	354	20,5	9,4	320	288	101,2	22,713	1.283,20	14,98	1.457,00	1.416	235,7	4,89	361,9	5,51	82,41	6,1	30,68	685,701	1,48
W 360 x 91,0 (H)	91	353	353	25,4	9,5	320	288	115,9	26,755	1.515,90	15,19	1.680,10	1.483	353	6,22	538,1	6,9	92,61	7,74	30,34	1.268,709	1,68
W 360 x 101,0	101	357	357	25,5	10,5	320	288	129,5	30,279	1.696,30	15,29	1.885,90	1.563	397,1	6,25	606,1	6,93	128,47	6,97	27,28	1.450,410	1,68
W 360 x 110,0	110	360	360	25,6	11,4	320	288	140,6	33,155	1.841,90	15,36	2.059,30	1.670	435,2	6,29	664,5	6,96	161,93	6,43	25,28	1.609,070	1,69
W 360 x 122,0	122	363	363	25,7	13	320	288	155,3	36,599	2.016,50	15,55	2.269,80	1.747	478,4	6,29	732,4	6,98	212,7	5,92	22,12	1.787,806	1,7
W 410 x 38,8	38,8	399	399	14,0	6,4	381	357	50,3	12,777	640,5	15,94	736,8	404	57,7	2,83	90,9	3,49	11,69	7,95	55,84	153,190	1,32
W 410 x 46,1	46,1	403	403	14,0	7	381	357	59,2	15,690	778,7	16,27	891,1	514	73,4	2,95	115,2	3,55	20,06	6,25	50,94	196,571	1,33
W 410 x 53,0	53	403	403	17,7	7,5	381	357	68,4	18,734	929,7	16,55	1.052,20	1.009	114	3,84	176,9	4,56	23,38	8,12	47,63	387,194	1,48
W 410 x 60,0	60	407	407	17,8	7,7	381	357	76,2	21,707	1.066,70	16,88	1.201,50	1.205	135,4	3,98	209,2	4,65	33,78	6,95	46,42	467,404	1,49
W 410 x 67,0	67	410	410	17,9	8,8	381	357	86,3	24,678	1.203,80	16,91	1.362,70	1.379	154,1	4	239	4,67	48,11	6,22	40,59	538,546	1,5
W 410 x 75,0	75	413	413	18,0	9,7	381	357	95,8	27,616	1.337,30	16,98	1.518,60	1.559	173,2	4,03	269,1	4,7	65,21	5,63	36,8	612,784	1,51
W 410 x 85,0	85	417	417	18,1	10,9	381	357	108,6	31,658	1.518,40	17,07	1.731,70	1.804	199,3	4,08	310,4	4,74	94,48	4,97	32,72	715,165	1,52
W 460 x 32,0	32	450	450	12,7	6,6	428	404	66,6	21,370	949,8	17,91	1.095,90	634	83,5	3,09	131,7	3,79	21,79	7,04	53,21	304,837	1,47
W 460 x 40,0	40	455	455	13,3	8	428	404	76,2	25,652	1.127,60	18,35	1.292,10	796	104,1	3,23	163,4	3,89	34,6	5,75	50,55	387,230	1,49
W 460 x 48,0	48	459	459	15,4	9,1	428	404	87,6	29,851	1.300,70	18,46	1.495,40	941	122,2	3,28	192,4	3,93	52,29	5	44,42	461,163	1,5
W 460 x 74,0	74	457	457	19,0	14,5	428	404	94,9	33,415	1.462,40	18,77	1.657,40	1.661	174,8	4,18	271,3	4,93	52,97	6,55	44,89	811,417	1,64
W 460 x 82,0	82	460	460	19,1	9,9	428	404	104,7	37,157	1.615,50	18,84	1.836,40	1.862	195	4,22	303,3	4,96	70,62	5,97	40,81	915,745	1,64
W 460 x 89,0	89	463	463	19,2	10,5	428	404	114,1	41,105	1.775,60	18,98	2.019,40	2.093	218	4,28	339	5,01	92,49	5,42	38,44	1.035,073	1,65
W 460 x 97,0	97	466	466	19,3	11,4	428	404	123,4	44,658	1.916,70	19,03	2.187,40	2.283	236,6	4,3	368,8	5,03	115,05	5,08	35,44	1.137,180	1,66
W 460 x 106,0	106	469	469	19,4	12,6	428	404	135,1	48,978	2.088,60	19,04	2.394,60	2.515	259,3	4,32	405,7	5,05	148,19	4,71	32,05	1.260,063	1,67
W 530 x 66,0	66	525	525	16,5	8,9	502	478	83,6	34,971	1.332,20	20,46	1.558,00	857	103,9	3,2	166	4,02	31,52	7,24	53,73	562,854	1,67
W 530 x 72,0	72	524	524	20,7	9	502	478	91,6	39,969	1.525,50	20,89	1.755,90	1.615	156	4,2	244,6	5,16	33,41	9,5	53,13	1.060,548	1,84
W 530 x 74,0	74	529	529	16,6	9,7	502	478	95,1	40,969	1.548,90	20,76	1.804,90	1.041	125,5	3,31	200,1	4,1	47,39	6,1	49,26	688,558	1,68
W 530 x 82,0	82	528	528	20,9	9,5	502	478	104,5	47,569	1.801,80	21,34	2.058,30	2.028	194,1	4,41	302,7	5,21	51,23	7,86	50,25	1.340,255	1,85
W 530 x 85,0	85	535	535	16,6	10,3	502	478	107,7	48,453	1.811,30	21,21	2.099,80	1.265	152,2	3,42	241,6	4,17	72,93	5,03	46,41	845,463	1,69
W 530 x 92,0	92	533	533	20,9	10,2	502	478	117,6	55,157	2.069,70	21,67	2.359,80	2.379	227,6	4,5	354,7	5,26	75,5	6,7	46,84	1.388,565	1,86
W 530 x 101,0	101	537	537	21,0	10,9	502	478	130	62,198	2.316,50	21,87	2.640,40	2.693	256,5	4,55	400,6	5,4	106,04	6,03	43,14	1.812,734	1,86
W 530 x 109,0	109	539	539	21,1	11,6	502	478	139,7	67,226	2.494,50	21,94	2.847,00	2.952	279,8	4,6	437,4	5,44	131,38	5,61	40,47	1.991,291	1,87
W 610 x 101,0	101	603	603	22,8	10,5	573	541	130,3	77,003	2.554,00	24,31	3.922,70	2.951	258,8	4,76	405	5,76	81,68	7,65	51,54	2.544,966	2,07
W 610 x 113,0	113	608	608	22,8	11,2	573	541	145,3	88,196	2.901,20	24,64	3.312,90	3.426	300,5	4,86	469,7	5,82	116,5	6,59	48,34	2.981,078	2,09
W 610 x 125,0	125	612	612	22,9	11,9	573	541	160,1	99,184	3.241,30	24,89	3.697,30	3.933	343,5	4,96	536,3	5,89	159,5	5,84	45,45	3.441,766	2,08
W 610 x 140,0	140	617	617	23,0	13,1	573	541	179,3	112,619	3.650,50	25,06	4.173,10	4.515	392,6	5,02	614	5,84	225,01	5,18	41,27	3.981,687	2,1
W 610 x 155,0	155	611	611	32,4	12,7	573	541	198,1	129,583	4.241,70	25,58	4.749,10	10.783	665,6	7,38	1022,6	8,53	200,77	8,53	42,6	9.436,714	2,47

ANEXO C - ANEXO NORMATIVO H DA NBR 8800 (ABNT, 2008)

Anexo H (normativo)

Momento fletor resistente de cálculo de vigas de alma esbelta

H.1 Generalidades

H.1.1 Este Anexo apresenta os procedimentos para determinação do momento fletor resistente de cálculo de vigas de alma esbelta.

H.1.2 Vigas de alma esbelta são aquelas com seção I ou H soldada com dois eixos de simetria ou um eixo de simetria no plano médio da alma, carregadas nesse plano, com o parâmetro de esbeltez da alma $\lambda = h/t_w$, onde h é a distância entre as faces internas das mesas e t_w a espessura da alma, superior a $5,70\sqrt{E/f_y}$.

H.1.3 As vigas de alma esbelta tratadas neste Anexo devem atender aos seguintes requisitos:

- a) no caso de seções monossimétricas, a soma das áreas da menor mesa e da alma deve ser superior à área da maior mesa, e $1/9 \leq \alpha_y \leq 9$, com $\alpha_y = \frac{I_{yc}}{I_{yt}}$, onde I_{yc} e I_{yt} são respectivamente os momentos de inércia das mesas comprimida e tracionada em relação ao eixo que passa pelo plano médio da alma;
- b) a relação entre a área da alma e da mesa comprimida não pode exceder 10;
- c) a relação h/t_w não pode exceder 260 nem:
 - $11,7\sqrt{\frac{E}{f_y}}$ para $a/h \leq 1,5$;
 - $\frac{0,42E}{f_y}$ para $a/h > 1,5$.

H.2 Momento fletor resistente de cálculo

H.2.1 O valor do momento fletor resistente de cálculo, para o estado-limite último de escoamento da mesa tracionada, é dado por:

$$M_{Rd} = \frac{W_{xt} f_y}{\gamma_{a1}}$$

onde W_{xt} é o módulo de resistência elástico do lado tracionado da seção, relativo ao eixo de flexão.

H.2.2 O momento fletor resistente de cálculo, para o estado-limite último de flambagem lateral com torção (FLT), é dado por:

$$\text{a) para } \lambda \leq \lambda_p: M_{Rd} = \frac{k_{pg} W_{xc} f_y}{\gamma_{a1}}$$

$$\text{b) para } \lambda_p < \lambda \leq \lambda_r: M_{Rd} = \frac{1}{\gamma_{a1}} C_b k_{pg} \left[1 - 0,3 \left(\frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right) \right] W_{xc} f_y \leq \frac{k_{pg} W_{xc} f_y}{\gamma_{a1}}$$

$$\text{c) para } \lambda > \lambda_r: M_{Rd} = \frac{1}{\gamma_{a1}} \frac{C_b k_{pg} \pi^2 E W_{xc}}{\lambda^2} \leq \frac{k_{pg} W_{xc} f_y}{\gamma_{a1}}$$

com:

$$\lambda = \frac{L_b}{r_{yT}}$$

$$\lambda_p = 1,10 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$\lambda_r = \pi \sqrt{\frac{E}{0,7 f_y}}$$

$$k_{pg} = 1 - \frac{a_r}{1200 + 300 a_r} \left(\frac{h_c}{t_w} - 5,70 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \right) \leq 1,0$$

onde:

L_b é a distância entre duas seções contidas lateralmente;

C_b é o fator de modificação para diagrama de momento fletor não-uniforme, definido em 5.4.2.3 e 5.4.2.4, o que for aplicável;

r_{yT} é o raio de giração, relativo ao eixo de menor momento de inércia, da seção formada pela mesa comprimida mais um terço da alma comprimida.

a_r igual à relação entre a área da alma e da mesa comprimida, sendo que a seção não pode ter esta relação com valor superior a 10;

h_c igual a duas vezes a distância do centro geométrico da seção transversal à face interna da mesa comprimida;

W_{xc} é o módulo de resistência elástico do lado comprimido da seção, relativo ao eixo de flexão.

H.2.3 O momento fletor resistente de cálculo, para o estado-limite último de flambagem local da mesa comprimida (FLM), é dado por:

a) para $\lambda \leq \lambda_p$:
$$M_{Rd} = \frac{k_{pg} W_{xc} f_y}{\gamma_{a1}}$$

b) para $\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$:
$$M_{Rd} = \frac{1}{\gamma_{a1}} k_{pg} \left[1 - 0,3 \left(\frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right) \right] W_{xc} f_y$$

c) para $\lambda > \lambda_r$:
$$M_{Rd} = \frac{1}{\gamma_{a1}} \frac{0,90 k_{pg} E k_c W_{xc}}{\lambda^2}$$

com:

$$\lambda = \frac{b_f}{2 t_f}$$

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$\lambda_r = 0,95 \sqrt{\frac{k_c E}{0,7 f_y}}$$

onde k_c é dado em F.2 e b_f e t_f são a largura total e a espessura, respectivamente, da mesa comprimida.

ANEXO D – DESLOCAMENTOS ELÁSTICOS EM VIGAS

DESLOCAMENTOS ELÁSTICOS EM VIGAS				
CASO	VINCULAÇÃO E CARREGAMENTO	FLECHA		EQUAÇÃO DA ELÁSTICA
		w_{max}	x	
1		$\frac{1}{8} \frac{p\ell^4}{EI}$	0	$\frac{p\ell^4}{24EI}(\alpha^4 - 4\alpha + 3)$
2		$\frac{1}{30} \frac{p\ell^4}{EI}$	0	$\frac{p\ell^4}{120EI}(\alpha^5 - 5\alpha + 4)$
3		$\frac{11}{120} \frac{p\ell^4}{EI}$	0	$\frac{p\ell^4}{120EI}(-\alpha^5 + 5\alpha^4 - 15\alpha + 11)$
4		$\frac{1}{3} \frac{P\ell^3}{EI}$	0	$\frac{P\ell^3}{6EI}(\alpha^3 - 3\alpha + 2)$
5		$\frac{1}{2} \frac{M\ell^2}{EI}$	0	$\frac{M\ell^2}{2EI}(1 - \alpha)^2$
6		$\frac{5}{384} \frac{p\ell^4}{EI}$	0,5l	$\frac{p\ell^4\alpha}{24EI}(\alpha^3 - 2\alpha^2 + 1)$
7		$\frac{3}{460} \frac{p\ell^4}{EI}$ (*)	0,519l	$\frac{p\ell^4\alpha}{360EI}(3\alpha^4 - 10\alpha^2 + 7)$
8		$\frac{1}{120} \frac{p\ell^4}{EI}$	0,5l	$\frac{p\ell^4\alpha}{960EI}(16\alpha^4 - 40\alpha^2 + 25)$ (**)
9		$\frac{1}{48} \frac{P\ell^3}{EI}$	0,5l	$\frac{P\ell^3\alpha}{48EI}(-4\alpha^2 + 3)$ (**)
10		$(a \geq b)$ $\frac{Pb}{3EI\ell} \sqrt{\left(\frac{\ell^2 - b^2}{3}\right)^3}$	$\sqrt{\left(\frac{\ell^2 - b^2}{3}\right)}$	$x < a: \frac{Pbx}{6EI\ell}(\ell^2 - b^2 - x^2)$ $x = a: \frac{Pa^2b^2}{3EI\ell}$ $x > a: \frac{Pa(\ell - x)}{6EI\ell}(2\ell x - a^2 - x^2)$
11		$\frac{1}{9\sqrt{3}} \frac{M\ell^2}{EI}$	0,423l	$\frac{M\ell^2\alpha}{6EI}(\alpha^2 - 3\alpha + 2)$
12		$(a \geq 0,423\ell)$ $\frac{M}{3EI\ell} \sqrt{\left(\frac{\ell^2}{3} - b^2\right)^3}$	$\sqrt{\left(\frac{\ell^2}{3} - b^2\right)}$	$x < a: \frac{Mx}{6EI\ell}(\ell^2 - 3b^2 - x^2)$ $x > a: \frac{M(\ell - x)}{6EI}(x^2 + 3a^2 - 2\ell x)$

Extraída de ISNARD; GREKOW; MROZOWICZ (1971) e de SCHIEL (1976).

Revista e adaptada por Libânio M. Pinheiro, Bruna Catoia e Thiago Catoia.

$\alpha = x/\ell$

(*) Valor aproximado

(**) $\alpha \leq 0,5$

ANEXO E – PROJETO ARQUITETÔNICO DO OBJETO DE ESTUDO