

UNIEVANGÉLICA

CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

RAFAEL POMPERMAYER

**ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE ESTRUTURAS
METÁLICAS E ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO**

ANÁPOLIS / GO

2018

RAFAEL POMPERMAYER

**ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE ESTRUTURAS
METÁLICAS E ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO**

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

ORIENTADOR: FABRÍCIO NASCIMENTO SILVA

ANÁPOLIS / GO: 2018

FICHA CATALOGRÁFICA

POMPERMAYER, RAFAEL

Análise comparativa entre estruturas metálicas e estruturas de concreto armado

73p., 297 mm (ENC/UNI, Bacharel, Engenharia Civil, 2018).

TCC - UniEvangélica

Curso de Engenharia Civil.

1. Estruturas de concreto armado

2. Estruturas Metálicas

3. Aplicabilidade

4. Execução

I. ENC/UNI

II. Comparação

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

POMPERMAYER, Rafael. Análise comparativa entre estruturas metálicas e estruturas de concreto armado. TCC, Curso de Engenharia Civil, UniEvangélica, Anápolis, GO, 73p. 2018.

CESSÃO DE DIREITOS

NOME DO AUTOR: Rafael Pompermayer

TÍTULO DA DISSERTAÇÃO DE TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO Análise comparativa entre estruturas metálicas e estruturas de concreto armado

GRAU: Bacharel em Engenharia Civil

ANO: 2018

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.



Rafael Pompermayer

E-mail: rafael.eng.civil@outlook.com

RAFAEL POMPERMAYER


**ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE ESTRUTURAS
METÁLICAS E ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO**

**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:



**FABRÍCIO NASCIMENTO SILVA, Mestre (UniEvangélica)
ORIENTADOR**



**PAULO ALEXANDRE DE OLIVEIRA, Mestre(UniEvangélica)
EXAMINADOR INTERNO**



**ANDERSON DUTRA E SILVA, Especialista (UniEvangélica)
EXAMINADOR INTERNO**

DATA: ANÁPOLIS/GO, 04 de junho de 2018.

AGRADECIMENTOS

Inicialmente agradeço à Deus por me abençoar e por me dar forças para concluir mais essa etapa de minha vida.

Aos meus pais, Lenoir e Leonice, que sempre me apoiaram nos momentos difíceis pelos quais passei. Meus sinceros agradecimentos por terem se dedicado integralmente à minha criação, com muito amor, zelo, carinho e responsabilidade.

A minha esposa Raylane e ao meu filho Arthur, que estiveram ao meu lado em momentos decisivos durante a minha formação, sempre acreditando no meu potencial perante os desafios encontrados nessa etapa de minha vida.

Ao professor Fabrício, pela orientação, apoio, confiança e dedicação.

Agradeço também aos meus amigos de turma, que juntos superamos dificuldades e árduas rotinas de estudo que este curso nos proporcionou.

Esses são os meus sinceros agradecimentos a todos que participaram desse longo período de minha formação, sem vocês nada disso seria possível.

Rafael Pompermayer

RESUMO

Entre os diversos tipos de estruturas, destacam-se as estruturas em aço ou mistas e as estruturas de concreto armado. O concreto armado é amplamente utilizado devido ser o método mais utilizado e mais acessível, contendo um maior número de profissionais que executam esse tipo de estrutura. A utilização de estruturas metálicas está cada vez mais recorrente devido às vantagens apresentadas quando comparadas as estruturas de concreto armado. O objetivo deste trabalho é dimensionar um elemento estrutural, nesse caso optou-se pela viga, tanto em concreto armado quanto em aço estrutural, analisando-as e comparando-as quanto ao processo executivo, tempo de execução, relação custo-benefício, resistência e aplicabilidade. Este trabalho teve como fundamentação as principais metodologias e normas utilizadas para o dimensionamento de estruturas em concreto armado e em aço estrutural. Inicialmente foram determinadas as cargas atuantes na viga, segundo a NBR 6120 (ABNT, 1980), posteriormente os esforços solicitantes através do software de análise de comportamento estrutural, FTOOL, versão 3.0.1, que foi desenvolvido pelo Centro Técnico Científico da PUC-Rio (CTC/PUC-Rio). O dimensionamento em aço estrutural foi conforme preconiza a NBR 8800 (ABNT, 2008) e notas de aula, no qual foram realizadas verificações do perfil laminado escolhido quanto ao deslocamento vertical máximo, flambagem local da alma, flambagem local da mesa e flambagem lateral com torção. O dimensionamento em concreto armado foi realizado através do Software Eberick V8, da empresa AltoQI, obedecendo ao que preconiza a NBR 6118 (ABNT, 2014), o qual gerou todos os quantitativos de insumos necessários para executar a viga em concreto armado, tais como, quantidade de aço, volume de concreto e área das formas, além dos esforços cortantes de cálculo (V_{dx}), momentos fletores de cálculo (M_{dx}), deslocamentos verticais e detalhamento da armadura.

PALAVRAS-CHAVE:

Estruturas, Aço estrutural, Concreto Armado, Comparação, Dimensionamento.

ABSTRACT

Among the various types of structures, steel or composite structures and reinforced concrete structures stand out. Reinforced concrete is widely used because it is the most widely used and most accessible method, containing a larger number of professionals performing this type of structure. Metallic or composite structures are increasingly being used because of the advantages presented when compared to reinforced concrete. The objective of this work is to dimension a structural element, in this case the beam was chosen, in both reinforced concrete and structural steel, analyzing and comparing the executive process, execution time, cost-benefit, resistance and applicability. This work was based on the main methodologies and standards used for the design of structures in reinforced concrete and structural steel. Initially, loads acting on the beam were determined according to NBR 6120 (ABNT, 1980), and subsequent efforts were made through structural behavior analysis software, FTOOL, version 3.0.1, which was developed by the PUC-Rio Scientific Technical Center (CTC / PUC-Rio). The structural steel design was as recommended by NBR 8800 (ABNT, 2008) and class notes, in which verifications of the chosen laminated profile were carried out regarding maximum vertical displacement, local buckling of the core, local buckling of the table and lateral buckling with twisting. Reinforced concrete sizing was done through Eberick V8 Software, AltoQI, obeying the one recommended by NBR 6118 (ABNT, 2014), which generated all the quantitative inputs necessary to execute the beam in reinforced concrete, such as quantity (V_{dx}), bending moments of calculation (M_{dx}), vertical displacements and details of the reinforcement.

KEYWORDS:

Structures, Structural Steel, Reinforced Concrete, Comparison, Sizing.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Transmissão de esforços em uma estrutura	17
Figura 2 - Fluxo do processo siderúrgico do aço	18
Figura 3 - Aço estrutural.....	21
Figura 4 - Perfis Laminados	23
Figura 5 - Perfil Laminado em "I"	23
Figura 6 - Produtos metálicos obtidos por trefilação.....	24
Figura 7 - Perfis de chapa dobrada	24
Figura 8 - Perfis Soldados	25
Figura 9 - Conexão à tração.....	26
Figura 10 - Parafuso	26
Figura 11 - Conexão à força cisalhante, por contato	27
Figura 12 - Soldas de filete e entalhe	27
Figura 13 - Conexão da viga pela alma do pilar através de cantoneira	28
Figura 14 - Pórtico Plano.....	30
Figura 15 - Treliça plana	30
Figura 16 - Treliça espacial	31
Figura 17 - Pórtico deformável e indeformável.....	31
Figura 18 - Coluna curta após flambagem local.....	35
Figura 19 - Seção líquida de peças com furos	37
Figura 20 - Flambagem local e flambagem lateral em vigas.....	37
Figura 21 - Comportamento de uma viga de concreto simplesmente apoiada.....	39
Figura 22 - Modos de ensaio de resistência do concreto à tração	42
Figura 23 - Interface Eberick V8.....	43
Figura 24 - Detalhe da viga a ser dimensionada.....	44
Figura 25 - Carga atuante na viga.....	45
Figura 26 - Esforço cortante na viga	45
Figura 27 - Momento fletor máximo na viga	46
Figura 28 - Perfil laminado tipo I.....	46
Figura 29 - Flambagem local da mesa.....	50
Figura 30 - Flambagem local da alma	52
Figura 31 - Flambagem lateral com torção.....	53
Figura 32 - Esforços cortantes de cálculo.....	57

Figura 33 - Momentos fletores de cálculo	57
Figura 34 - Deslocamentos verticais (flecha)	58
Figura 35 - Detalhamento da armadura da viga	58

LISTA DE QUADROS

Tabela 1 - Resumo dos quantitativos da viga em concreto armado	59
Tabela 2 - Custo total da viga metálica	60
Tabela 3 - Custo total da viga em concreto armado	61

LISTA DE ABREVIATURA E SIGLA

ABNT	- Associação Brasileira de Normas Técnicas
NBR	- Norma Brasileira
AISC	- American Institute of Steel Construction
AISI	- American Iron and Steel Institute
ASTM	- American Society for Testing and Materials
JIS	- Japanese Industrial Standards
EUROCODE	- Conjunto de Normas Europeias para projetos estruturais e geotécnicos de obras civis

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO.....	15
1.1 JUSTIFICATIVA.....	15
1.2 OBJETIVOS	15
1.2.1 Objetivo geral	15
1.2.2 Objetivos específicos.....	16
2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA	17
2.1 ESTRUTURAS	17
2.1.1 Definição.....	17
2.2 O AÇO	17
2.2.1 Propriedade dos aços.....	18
2.2.1.1 Ductilidade	19
2.2.1.2 Fragilidade	19
2.2.1.3 Resiliência e Tenacidade.....	19
2.2.1.4 Dureza	19
2.2.1.5 Fadiga.....	20
2.2.1.6 Efeito de temperatura elevada.....	20
2.2.1.7 Corrosão	20
2.3 AÇO ESTRUTURAL	20
2.4 TIPOS DE AÇOS ESTRUTURAIIS.....	22
2.4.1 Aços carbono.....	22
2.4.2 Aços de Baixa Liga	22
2.4.3 Aços com Tratamento Térmico.....	22
2.5 TIPOS DE PRODUTOS ESTRUTURAIIS	23
2.5.1 Perfis Laminados.....	23
2.5.2 Fios, Cabos e Cordoalhas.....	24
2.5.3 Perfis de chapa dobrada	24
2.5.4 Perfis Soldados.....	25
2.6 CONEXÕES E LIGAÇÕES METÁLICAS	25
2.6.1 Conexões parafusadas.....	25
2.6.2 Parafusos comuns	26
2.6.2.1 Parafusos de alta resistência.....	26
2.6.3 Conexões soldadas	27

2.6.4	Conexões flexíveis	27
2.7	SISTEMAS ESTRUTURAIS DE AÇO	28
2.7.1	Vigas	28
2.7.2	Pilares e tirantes	28
2.7.2.1	Tipos de pilares	28
2.7.2.2	Flambagem lateral em pilares	29
2.7.3	Lajes	29
2.7.4	Pórticos, treliças e grelhas	29
2.7.4.1	Pórtico plano	29
2.7.4.2	Treliça plana.....	30
2.7.4.3	Treliça espacial	30
2.7.5	Pórticos deformáveis e indeformáveis	31
2.7.5.1	Pórticos deformáveis.....	31
2.7.5.2	Pórticos indeformáveis.....	32
2.7.6	Sistemas de contraventamento	32
2.8	CARGAS E COMBINAÇÕES DE CARGAS	32
2.8.1	Cargas verticais - permanentes e acidentais	32
2.8.2	Cargas horizontais	33
2.8.3	Combinações de cargas	33
2.9	DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURAS METÁLICAS	33
2.9.1	Estados Limites	34
2.9.2	Índice de esbeltez	34
2.9.3	Força axial resistente de cálculo	34
2.9.4	Flambagem local	35
2.9.5	Dimensionamento de hastes comprimidas	35
2.9.6	Diâmetro dos Furos de Conectores	36
2.9.7	Área da Seção Transversal Líquida de Peças Tracionadas com Furos	36
2.9.8	Vigas de alma cheia	37
2.9.8.1	Dimensionamento da alma das vigas	37
2.9.9	Contenção lateral das vigas nos apoios	38
2.10	O CONCRETO	38
2.10.1	Conceito	38
2.10.2	Características do concreto	39
2.10.2.1	Consistência	40

2.10.2.2	Trabalhabilidade.....	40
2.10.2.3	Homogeneidade	40
2.10.2.4	Adensamento.....	40
2.10.2.5	Endurecimento	40
2.10.2.6	Cura do concreto	41
2.10.3	Propriedades Mecânicas	41
2.10.3.1	Resistência à compressão.....	41
2.10.3.2	Resistência característica do concreto à tração	41
2.10.3.3	Módulo de elasticidade transversal e coeficiente de Poisson	42
2.11	DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO	42
2.11.1	Software de dimensionamento de estruturas de concreto armado	43
3	METODOLOGIA	44
3.1	CARGAS ATUANTES NA VIGA.....	44
3.2	ESFORÇOS SOLICITANTES NA VIGA.....	45
3.3	DIMENSIONAMENTO DA VIGA METÁLICA.....	46
3.3.1	Pré-dimensionamento	46
3.3.2	Verificações do perfil.....	48
3.3.2.1	Determinação do Momento fletor solicitante de cálculo (Msd)	48
3.3.2.2	Deslocamento vertical máximo ou flecha.....	49
3.3.2.3	Flambagem local da mesa (FLM)	50
3.3.2.4	Flambagem local da alma (FLA)	51
3.3.2.5	Flambagem lateral com torção (FLT)	53
3.4	DIMENSIONAMENTO DA VIGA EM CONCRETO ARMADO	57
4	RESULTADOS E ANÁLISES.....	60
4.1	ORÇAMENTO	60
4.1.1	Orçamento da viga metálica	60
4.1.2	Orçamento da viga em concreto armado	60
5	CONSIDERAÇÕES FINAIS	62
	REFERÊNCIAS	64

1 INTRODUÇÃO

Desde o primórdio, o homem tem buscado uma melhoria em sua vida. Por incontáveis vezes foi obrigado a mudar de local devido à escassez de alimentos. O desenvolvimento das culturas de grãos e da pecuária, fez com que a humanidade deixasse de habitar os lugares temporariamente, estabelecendo-se por mais tempo em determinadas regiões. Desta forma, surgiram as primeiras construções permanentes e aldeias.

Com o passar do tempo, as primeiras construções deram lugar a inúmeras outras construções de maior porte, com características mais complexas e com variados objetivos. Esta evolução exigiu um aperfeiçoamento nas técnicas construtivas, as quais exigiram estudos e métodos específicos para sua execução, sendo necessário utilizar novos materiais, como o ferro e o cimento, que possibilitaram o surgimento de grandes edificações da nossa atualidade.

A estrutura sempre foi a principal parte de toda construção, pois ela é responsável pela estabilidade e sustentação de todo o conjunto, resistindo grandes cargas e transmitindo-as ao solo através das vinculações de seus elementos estruturais, tais como, lajes, vigas e pilares.

Atualmente, existem diversos tipos de estruturas, como, por exemplo, a estrutura moldada *in loco*, a metálica, a pré-moldada em concreto, as híbridas que utilizam coberturas metálicas e pilares em concreto, a light steel framing e de madeira.

1.1 JUSTIFICATIVA

Justifica-se a importância deste estudo devido ao aumento da utilização das estruturas metálicas. Em razão desse aumento, este trabalho auxiliará na escolha do tipo de estrutura que será utilizada, sendo observados diversos fatores que influenciam diretamente na finalidade de cada obra.

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 Objetivo geral

Esta pesquisa tem como objetivo analisar e comparar dois tipos de estruturas: A estrutura metálica e a estrutura em concreto armado. Serão analisadas e comparadas quanto ao processo executivo, tempo de execução, relação custo-benefício, resistência e aplicabilidade.

Cabe ressaltar que, no Brasil o tipo de estrutura mais utilizado é a de concreto armado, porém o uso da estrutura mista vem aumentando significativamente no Brasil. Portanto, este trabalho irá contribuir tanto para profissionais como para estudantes de engenharia civil, mostrando a importância e a diferença dos dois tipos de estruturas mais utilizados no País.

1.2.2 Objetivos específicos

- Dimensionar uma determinada viga em concreto armado;
- Dimensionar uma determinada viga em aço;
- Prever possíveis adversidades em cada tipo de estrutura;
- Realizar uma comparação do custo-benefício de cada tipo de estrutura; e
- Analisar a aplicabilidade das estruturas metálicas e de concreto armado.

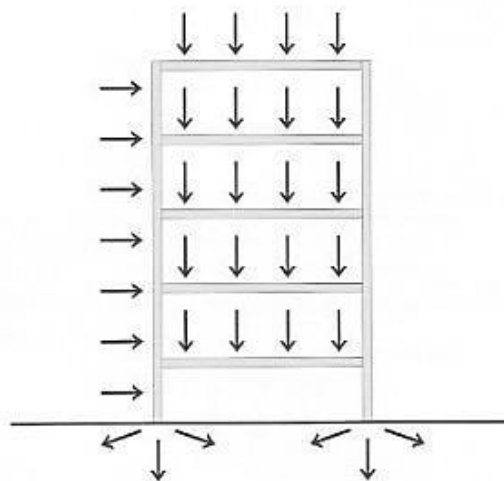
2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

2.1 ESTRUTURAS

2.1.1 Definição

Estrutura é a parte ou o conjunto das partes de uma construção que se destina a resistir cargas. Cada parte portante da construção, também denominada elemento estrutural, deve resistir aos esforços incidentes e transmiti-los a outros elementos através dos vínculos que os unem, com a finalidade de conduzi-los ao solo (DIAS, 2006).

Figura 1 - Transmissão de esforços em uma estrutura



Fonte: DIAS (2006)

Os elementos estruturais são peças que compõem uma estrutura geralmente com uma ou duas dimensões predominantes sobre as demais (vigas, lajes, pilares etc.). O conjunto de elementos estruturais pode ser chamado de sistema estrutural. Seu comportamento pode variar dependendo dos materiais que serão utilizados em sua fabricação. Determinados tipos de vigas e pilares podem ser executados tanto em concreto quanto em aço.

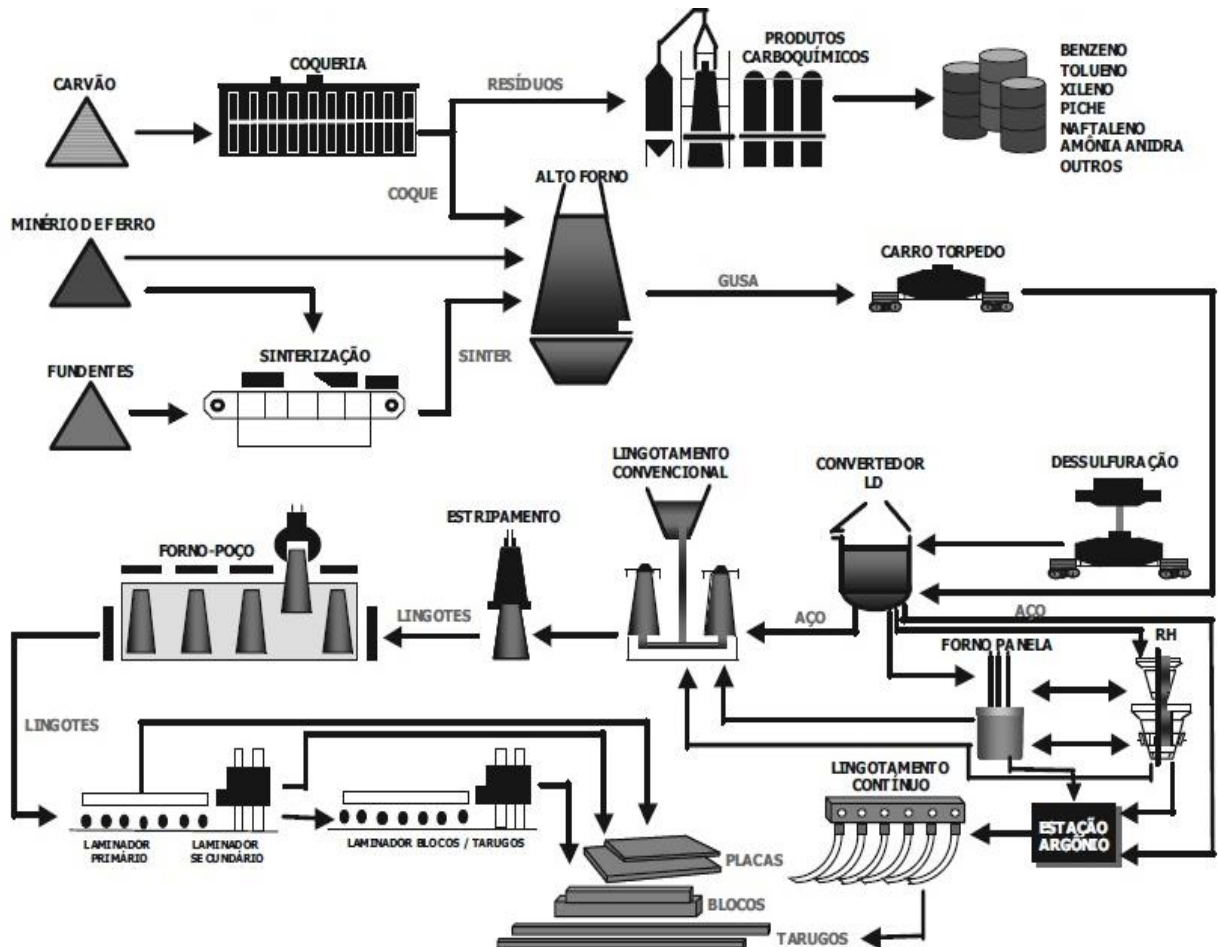
2.2 O AÇO

É através da refinação de ferro-gusa que a liga metálica é obtida. Durante o processo de fabricação, outros elementos são adicionados a liga, como o silício, manganês, enxofre e fósforo.

O aço é a liga ferro-carbono em que o teor de carbono varia desde 0,008% até 2,11% (CHIAVERINI, 1996). A presença do carbono aumenta a resistência do aço, contudo o torna mais frágil.

A NBR 8800 (ABNT, 2008) define que, as resistências de compressão e tração em aços estruturais são análogas e devem ser no mínimo 183 MPa.

Figura 2 - Fluxo do processo siderúrgico do aço



Fonte: DIAS (2006)

2.2.1 Propriedade dos aços

As seguintes características físicas podem ser adotadas em todos os tipos de aços estruturais na faixa normal de temperaturas atmosféricas (PFEIL, 2009):

- Módulo de deformação longitudinal ou módulo de elasticidade
 $E = 200.000\text{MPa}$;

- Coeficiente de Poisson $\nu = 0,3$;
- Coeficiente de dilatação térmica $\beta = 12 \times 10^{-6}$ por $^{\circ}\text{C}$; e
- Massa específica $\rho_a = 7850 \text{ kg/m}^3$.

2.2.1.1 Ductilidade

Denomina-se dúctil todo material que possui a capacidade de se deformar quando sujeito a ação de cargas locais, sofrendo assim, deformações plásticas. Os aços sujeitos a deformações plásticas são capazes de redistribuir as tensões, como por exemplo, distribuição constante dos esforços entre parafusos em uma ligação parafusada.

2.2.1.2 Fragilidade

Os materiais frágeis apresentam qualidades opostas aos materiais dúcteis. A fragilidade do aço pode vir através de agentes externos como baixas temperaturas locais e efeitos térmicos causados por solda elétrica. A fragilidade é de suma importância em construções metálicas, já que os materiais frágeis se rompem facilmente. O processo de solda em construções metálicas é de extrema relevância, pois inúmeros acidentes foram provocados devido a processos inadequados de solda.

2.2.1.3 Resiliência e Tenacidade

Resiliência é a capacidade que o metal possui de absorver energia mecânica em regime elástico. Portanto, denomina-se resiliência a quantidade de energia elástica que o material absorve por unidade de volume enquanto estiver sendo tracionado. O material tenaz é aquele que possui a capacidade de absorver energia plástica e elástica até a sua ruptura.

2.2.1.4 Dureza

Denomina-se dureza a resistência que o material tem quanto ao risco ou abrasão. Ou seja, é a resistência que a superfície do material resiste à penetração de outro material de maior dureza.

2.2.1.5 Fadiga

Denomina-se fadiga o efeito que o material sofre quando há esforços repetidos, podendo ocorrer rupturas em tensões inferiores às alcançadas em ensaios. As uniões realizadas através de soldas geram concentrações de tensões que, por sua vez, reduzem a resistência e a fadiga nesses pontos.

2.2.1.6 Efeito de temperatura elevada

As propriedades físicas do aço são modificadas com as temperaturas elevadas. As resistências de escoamento f_y e ruptura f_u e o módulo de elasticidade E são alteradas devido ao aumento das temperaturas. Também provocam fluência nos aços e caracterizam o comportamento de estruturas de aço quanto a sua resistência ao fogo.

2.2.1.7 Corrosão

A corrosão é o processo em que o material reage a elementos presentes no ambiente. Ela permite a perda de área ou em alguns casos toda a peça, possibilitando o colapso de toda a estrutura. Existem inúmeros métodos de prevenção da corrosão, sendo a pintura e a galvanização os mais utilizados.

2.3 AÇO ESTRUTURAL

Os aços estruturais devem apresentar boas propriedades de ductilidade, homogeneidade e soldabilidade. Necessitam possuir uma elevada resistência à tração, tensão de escoamento, corrosão, sendo esta última alcançada com adição de pequenas quantidades de cobre. Em geral, os aços estruturais adquirem grandes resistências devido a tratamentos térmicos.

A Norma Brasileira para projeto de estruturas de aço de edifícios, a NBR 8800 (ABNT, 2008), admite o emprego de normas internacionais como as do AISC/LRFD – American Institute of Steel Construction, do AISI/LRFD – American Iron and Steel Institute e do JIS – Japanese Industrial Standards, entre outras. Essas normas fornecem diversos tipos de aços para serem especificados nos projetos estruturais, como:

- ASTM A 36 (no Brasil corresponde ao aço MR250): com limite de escoamento mínimo de 250 MPa;
- ASTM A 501: especificado na fabricação de tubos, com limite de escoamento mínimo de 250 MPa;
- ASTM A 572: especificado na fabricação de perfis nos graus GR 42 GR 50, com limites de escoamento mínimo de 290 e 345 MPa respectivamente; e
- ASTM A 588: especificado na fabricação de perfis com alta resistência mecânica e maior resistência à corrosão, com limite de escoamento de 345 MPa.

Podemos classificar os aços-carbono quanto à resistência mecânica em três classes de acordo com os valores de seus limites de escoamento:

- Baixa resistência mecânica – aços estruturais com valores de limite de escoamento abaixo de 250 MPa (2500 kgf/cm²);
- Média resistência mecânica – aços estruturais com valores de limite de escoamento mínimo de 250 a 300 MPa (2500 a 3000 kgf/cm²); e
- Alta resistência mecânica – aços estruturais com valores de limite de escoamento mínimo acima de 300 MPa (3000 kgf/cm²).

Figura 3 - Aço estrutural



Fonte: <http://www.grupodimensao.com.br>

2.4 TIPOS DE AÇOS ESTRUTURAIS

2.4.1 Aços carbono

Os aços-carbono são os mais utilizados dentro os variados tipos de aço. Apresentam um aumento na resistência devido à presença do carbono e sua composição, e em quantidades menores, o manganês. PFEIL (2009) define as seguintes porcentagens máximas de elementos adicionais:

- Carbono 2,00%;
- Silício 0,60%;
- Manganês 1,65%; e
- Cobre 0,35%.

A resistência do aço é elevada devido ao aumento do teor de carbono, contudo diminuiu a sua ductilidade, conduzindo a problemas na soldagem.

2.4.2 Aços de Baixa Liga

São considerados aços de baixa liga aqueles que são acrescidos de elementos de liga, como cobre manganês, molibdênio, níquel, fósforo, entre outros, os quais são responsáveis por melhorar algumas propriedades mecânicas do aço.

2.4.3 Aços com Tratamento Térmico

O tratamento térmico pode ser responsável pelo aumento das resistências nos aços-carbono e aços de baixa liga. Devido ao tratamento térmico, o processo de soldagem dos aços tratados se torna mais difícil, o que torna a sua utilização pouco usual em processos construtivos.

Os aços que possuem tratamento térmico costumam ser empregados na fabricação de parafusos de alta resistência e de barras aço para protensão.

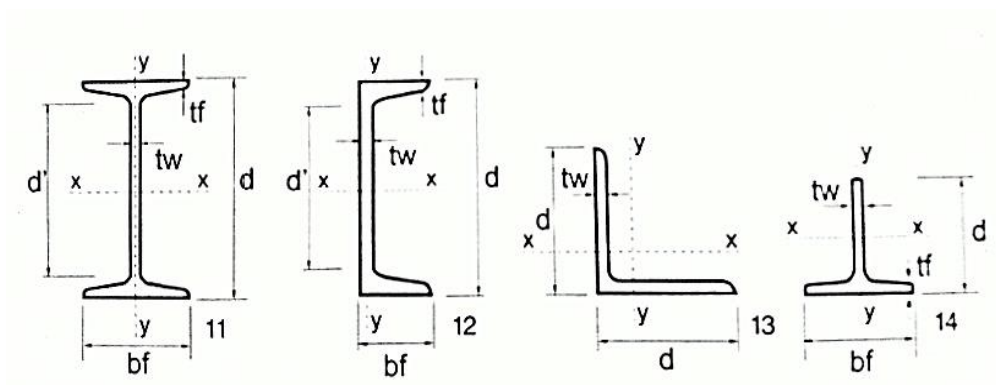
2.5 TIPOS DE PRODUTOS ESTRUTURAIS

As usinas produzem aços para utilização estrutural sob diversas formas: chapas, barras, perfis laminados, fios trefilados, cordoalhas e cabos. Perfis estruturais podem ainda ser fabricados por dobramento de chapas (perfis de chapa dobrada) e por associação de chapas através de solda (perfis soldados). (PFEIL, 2009).

2.5.1 Perfis Laminados

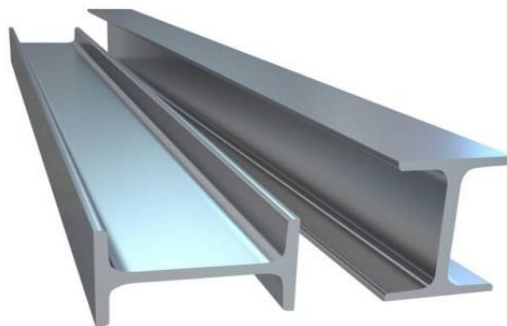
Os perfis laminados possuem abas paralelelas, que facilitam as conexões e encaixes assim, como, a uniformidade da estrutura. Devido a ausência de soldagem, esses perfis apresentam baixo nível de tensões residuais locais. São produtos produzidos pela deformação mecânica a quente, com seções transversais nos formatos H, I, C, U e L, classificando-se em barras, chapas e perfis.

Figura 4 - Perfis Laminados



Fonte: DIAS (2006)

Figura 5 - Perfil Laminado em "I"



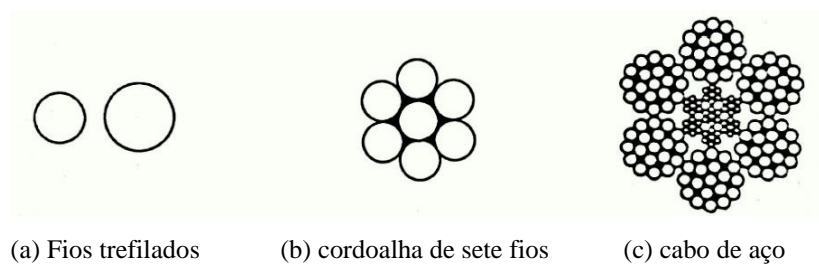
Fonte: <http://www.kcifer.com.br>

2.5.2 Fios, Cabos e Cordoalhas

É através do processo de trefilação que se obtém os fios ou arames. As cordoalhas são formadas pela junção de três ou sete fios de aço em forma helicoidal. A cordoalha apresenta uma resistência próxima a de uma barra maciça de aço.

Os cabos de aço são formados por fios que são associados em arranjos helicoidais. Devido a sua flexibilidade, os cabos de aço são amplamente empregados na construção civil.

Figura 6 - Produtos metálicos obtidos por trefilação



(a) Fios trefilados

(b) cordoalha de sete fios

(c) cabo de aço

Fonte: PFEIL (2009)

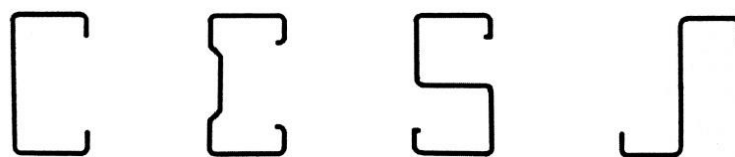
2.5.3 Perfis de chapa dobrada

As chapas metálicas de aços são transformadas em perfis de chapas dobradas após serem dobradas a frio. O processo é realizado mediante prensas que possuem gabaritos internos que limitam a dobra, impedindo assim, que o aço fissure na dobra.

Esses perfis podem conduzir a problemas de instabilidade estrutural, devido apresentarem espessuras menores que 3 mm. Estes problemas inexistem em produtos laminados.

Existem normas específicas para a fabricação destes perfis, como a do American Iron and Steel Institute (AISI) e a Norma Brasileira NBR 14762 (ABNT, 2001) – Dimensionamento de Estruturas de Aço Constituídas de Perfis Formados a Frio.

Figura 7 - Perfis de chapa dobrada



(a) Perfil U

(b) perfil complexo

(c) perfil S

(d) perfil Z

Fonte: PFEIL (2009)

2.5.4 Perfis Soldados

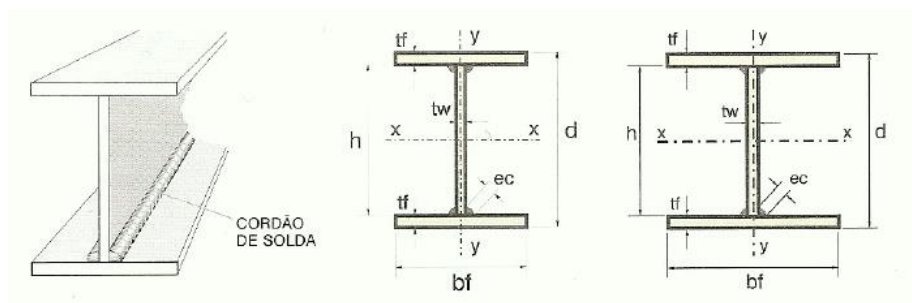
Os perfis são formados pela associação de chapas ou de perfis laminados simples, sendo a ligação, em geral, soldada (PFEIL, 2009).

Um perfil I, por exemplo, é desenvolvido por meio da união de três chapas através de processos automatizados de soldas e são produzidos em escala industrial.

A NBR 5884 (ABNT, 1980) padroniza três séries de perfis soldados:

- Perfis CS – Colunas soldadas;
- Perfis VS – Vigas soldadas; e
- Perfis CVS – Colunas e vigas soldadas.

Figura 8 - Perfis Soldados



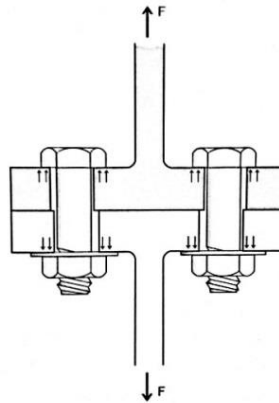
Fonte: DIAS (2006)

2.6 CONEXÕES E LIGAÇÕES METÁLICAS

As peças metálicas são fabricadas com dimensões padronizadas e limitadas devido à capacidade dos laminadores e pela limitação dos veículos que as transportam (PFEIL, 2009). As estruturas metálicas são formadas por associações de peças interligadas. As ligações utilizadas são as por meio de solda e conectores (parafusos). No passado, o rebite era a conexão mais utilizada, porém seu uso foi descartado por ter uma baixa resistência mecânica.

2.6.1 Conexões parafusadas

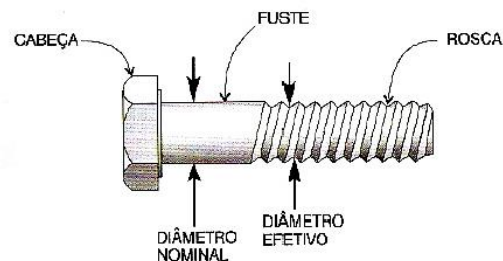
Os parafusos possuem três partes: rosca, cabeça e fuste. Comercialmente, são identificados pelo diâmetro nominal, porém sua resistência à tração é determinada pelo diâmetro efetivo do parafuso.

Figura 9 - Conexão à tração

Fonte: DIAS (2006)

2.6.2 Parafusos comuns

Esse tipo de parafuso possui baixa resistência mecânica. Para sua instalação usa-se chave manual e sem controle de torque. São utilizados para fixação de peças secundárias, ou seja, elementos poucos solicitados, como corrimãos, guarda-corpos e terças.

Figura 10 - Parafuso

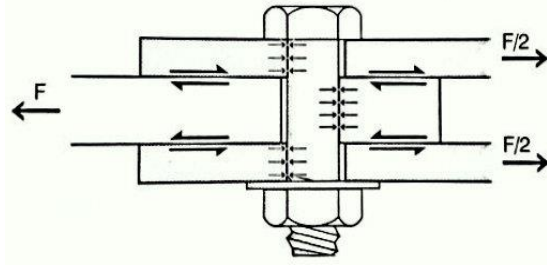
Fonte: DIAS (2006)

2.6.2.1 Parafusos de alta resistência

Os parafusos de alta resistência são empregados em ligações mais importantes. Devido a sua alta resistência, utiliza-se um número menor de parafusos e chapas de ligações menores, que por sua vez, resultam em uma economia de aço.

Esse tipo de parafuso deve ser instalado utilizando controle de torque, através de chaves calibradas ou via controle de deformação através de chaves de braço longo.

Figura 11 - Conexão à força cisalhante, por contato

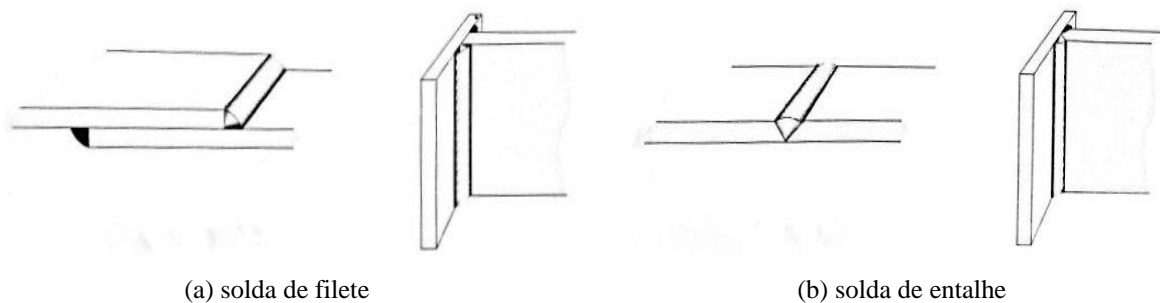


Fonte: DIAS (2006)

2.6.3 Conexões soldadas

É a união de duas ou mais peças estruturais, conservando as propriedades mecânicas e químicas. As conexões soldadas apresentam algumas vantagens, como maior rigidez das ligações, redução de custos de fabricação e devido serem mais compactas do que as ligações parafusadas, apresentam uma redução da quantidade de aço. Além disso, trazem facilidade de pintura, limpeza e execução de estruturas em geral. A solda de filete consiste em soldar os elementos externamente, enquanto que a solda de entalhe penetra nos elementos a serem conectados.

Figura 12 - Soldas de filete e entalhe



(a) solda de filete

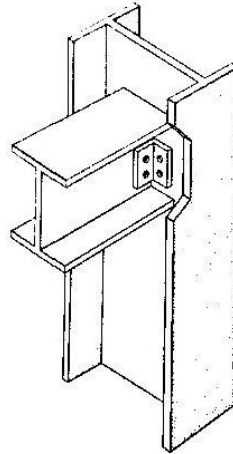
(b) solda de entalhe

Fonte: DIAS (2006)

2.6.4 Conexões flexíveis

As cantoneiras conectadas à alma da viga devem garantir a transmissão da reação de apoio (força cortante) ao pilar e ter dimensões tais que impeçam a rotação da viga em torno do seu próprio, junto à conexão (DIAS, 1997).

Figura 13 - Conexão da viga pela alma do pilar através de cantoneira



Fonte: DIAS (2006)

2.7 SISTEMAS ESTRUTURAIS DE AÇO

2.7.1 Vigas

São elementos estruturais aplicados para vencer grandes vãos na horizontal. Por serem muito solicitadas quanto a esforços, necessitam ter condições de transmitir forças horizontais para os pilares. Existem diversos tipos de vigas, como por exemplo, as de alma cheia, mistas, treliças, alveolares e Vierendeel.

2.7.2 Pilares e tirantes

Os pilares são elementos estruturais submetidos a esforços axiais de compressão. Contudo, quando solicitados por esforços axiais de tração passa a ser denominados de tirantes. Transmitem forças horizontais para as fundações que, por sua vez, as distribuem no solo.

2.7.2.1 Tipos de pilares

Os pilares e os tirantes são formados segundo perfis tubulares, de alma cheia, barras chatas e redondas. Podem assumir as mais variadas formas: “H”, “I”, cilíndricas, pétalas, e em forma de treliças.

2.7.2.2 Flambagem lateral em pilares

Denomina-se flambagem a característica que as peças possuem ao se deslocar de maneira transversal à linha de ação da força aplicada.

O tipo de flambagem mais conhecida é quando as peças sofrem esforços axiais de compressão. Esses deslocamentos gerados pela flambagem ou flexão são incompatíveis com o uso normal da construção.

2.7.3 Lajes

As lajes são responsáveis por suportar e conduzir as reações verticais decorrentes das cargas permanentes e da sobrecarga para toda a estrutura. Em estruturas metálicas, elas podem ser associadas na função de contraventamento. A estrutura metálica aceita praticamente qualquer tipo de laje, tais como lajes de concreto moldadas na obra, lajes de madeira prensada OSB, lajes de madeira com placas cimentícias, lajes de painéis de concreto celular autoclavado, lajes alveolares protendidas, lajes mistas, lajes mistas com vigotas, lajes mistas com vigotas treliçadas, pré-lajes de concreto, lajes pré fabricadas de argamassa armada e lajes steel deck.

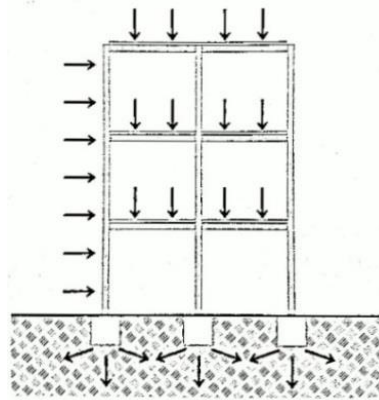
2.7.4 Pórticos, treliças e grelhas

São sistemas estruturais concebidos através da junção de hastes retilíneas ou curvilíneas com rígidas ligações entre si. O sistema estrutural de um pórtico é estável para ação de cargas verticais e horizontais.

2.7.4.1 Pórtico plano

Denomina-se pórtico plano a estrutura formada por barras coplanares e submetidas à cargas pertencentes a esse mesmo plano.

Figura 14 - Pórtico Plano

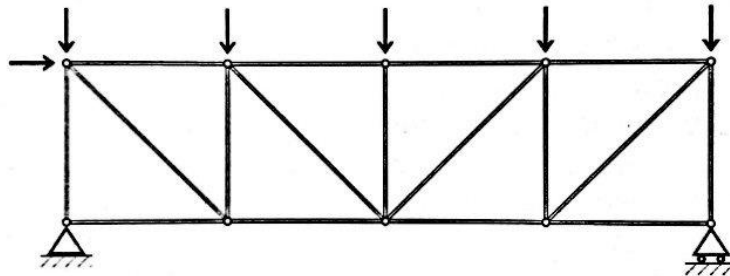


Fonte: DIAS (2006)

2.7.4.2 Treliça plana

É uma estrutura formada por cinco ou mais unidades triangulares compostas por elementos retos e as extremidades são ligadas por pontos conhecidos como nós. Seus pontos estão no mesmo plano, ou seja, coplanares e são submetidas a cargas nodais.

Figura 15 - Treliça plana

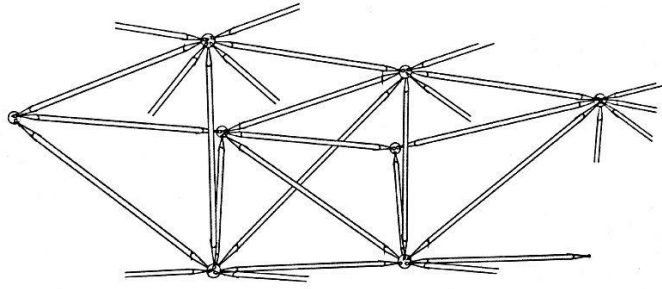


Fonte: DIAS (2006)

2.7.4.3 Treliça espacial

É uma estrutura formada por aço ou alumínio e utiliza a forma geométrica de um triângulo. Seus pontos não estão no mesmo plano, ou seja, não-coplanares, são articuladas entre si e sujeitas a carregamentos nodais.

Figura 16 - Treliça espacial

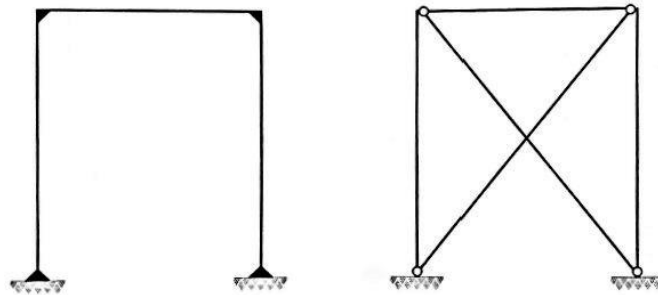


Fonte: DIAS (2006)

2.7.5 Pórticos deformáveis e indeformáveis

A rigidez dos pórticos quando submetidos a esforços axiais é muito maior quando comparados a esforços de flexão, ou seja, o deslocamento de pontos decorrente da deformação axial é muito maior do que o deslocamento de pontos decorrente da deformação por flexão (DIAS, 1997).

Figura 17 - Pórtico deformável e indeformável



Fonte: DIAS (2006)

2.7.5.1 Pórticos deformáveis

Denomina-se pórtico deformável quando um ou mais de seus nós advêm da deformação por flexão das barras. Devido a flexão, as seções transversais das barras resultam maiores e mais pesadas do que as barras dos pórticos travados em cruz.

2.7.5.2 Pórticos indeformáveis

Os deslocamentos de todos os nós advêm da deformação axial das barras, contudo esse deslocamento pode ser ignorado. Os pórticos com conexões flexíveis resultam em menores seções transversais, que por sua vez as tornam mais leves, decorrendo por esta razão o sistema de travamento mais utilizado em estruturas metálicas.

2.7.6 Sistemas de contraventamento

São sistemas estruturais formados por pórticos e treliças em planos verticais paralelos. As edificações devem ser contraventadas, garantindo assim, estabilidade lateral e reduzir o comprimento de flambagem dos elementos comprimidos.

2.8 CARGAS E COMBINAÇÕES DE CARGAS

É essencial que todo projeto estrutural se inicie com a determinação das cargas e esforços atuantes em todo o sistema estrutural. Conceber uma estrutura é o ato de posicionar os elementos e definir suas interações, de maneira que transmitam as cargas para o solo de forma segura e econômica.

A estrutura tem como objetivo principal resistir às cargas e combinações de cargas atuantes, mantendo as deformações elásticas horizontais e verticais dentro dos limites especificados em normas.

Os travamentos verticais garantem que os pórticos longitudinais não se desloquem. Os travamentos podem ser na forma de treliças, por montante os vãos afastados das vigas longitudinais e as diagonais em X.

2.8.1 Cargas verticais - permanentes e acidentais

A carga permanente é formada pelo peso próprio dos elementos constituintes da estrutura, tais como pisos, paredes, coberturas, forros, escadas, revestimentos, acabamentos, tubulações hidrossanitárias, dutos, cabos elétricos e demais esforços permanentes que vierem a atuar na estrutura.

A carga acidental é formada pela sobrecarga distribuída em pisos devido ao peso das pessoas, objetos e materiais estocados, equipamentos, paredes removíveis, sobrecarga em lajes, coberturas e empuxos de terra.

As cargas permanentes e acidentais são forças verticais que são transmitidas através das lajes às vigas, das vigas aos pilares, que as transferem às fundações.

2.8.2 Cargas horizontais

As forças transversais do vento atuam sobre as alvenarias e são transferidas para os pilares de fachada que, trabalham como vigas apoiadas das fundações.

2.8.3 Combinações de cargas

A NBR 8800 (ABNT, 2008) diz que, um carregamento é definido pela combinação das ações que têm probabilidade não desprezíveis de atuarem simultaneamente sobre a estrutura, durante um período prestabelecido.

As combinações das ações devem ser realizadas de maneira que permitam serem determinadas as consequências mais prejudiciais para a estrutura. As verificações dos estados-limites últimos e dos estados-limites de serviço são realizadas levando em consideração as combinações últimas e as combinações de serviço respectivamente.

2.9 DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURAS METÁLICAS

Um projeto estrutural tem como objetivo garantir a segurança estrutural evitando que a estrutura entre em colapso, assim como o surgimento de deslocamentos, danos locais e vibrações. Na fase de projeto básico deverão ser definidos os tipos de materiais, tipos de perfis e tipos de ligações que serão utilizados na estrutura. Nas fases de dimensionamento e detalhamento, são utilizados conjuntos de regras, especificações e critérios para cada tipo de estrutura de acordo com as normas vigentes. Para efeito de cálculo a NBR 8800 (ABNT, 2008) adota, para os aços, os seguintes valores de propriedades mecânicas:

- Módulo de elasticidade, $E = E_a = 200000 \text{ MPa}$;
- Coeficiente de Poisson, $\nu_a = 0,3$;
- Módulo de elasticidade transversal, $G = 77000 \text{ MPa}$;

- Coeficiente de dilatação térmica, $\beta_a = 1,2 \times 10^{-5} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$; e
- Massa específica, $\rho_a = 7850 \text{ kg/m}^3$.

2.9.1 Estados Limites

Segundo a NBR 8800 (ABNT, 2008), o estado-limite último (ELU) e o estado-limite de serviço (ELS) devem ser considerados no dimensionamento de estruturas. O Estado-Limite Último está vinculado ao colapso, é um estado no qual a estrutura deve ser inutilizada, apresenta severos danos à estabilidade e em alguns casos até a ruína estrutural. O Estado-Limite de Serviço está vinculado a sua normal utilização, apresentando boa aparência e conforto para os usuários, permanecendo íntegra e sem alterações quanto a sua durabilidade. Na verificação dos estados-limites últimos e estados-limites de serviço a resistência de cada elemento estrutural deve ser análogo ou superior as solicitações de cálculo.

2.9.2 Índice de esbeltez

Em peças tracionadas, o índice de esbeltez não tem importância fundamental, uma vez que o esforço de tração tende a retificar a haste, reduzindo excentricidades construtivas iniciais (PFEIL, 2009).

As normas fixam limites superiores de esbeltez em peças tracionadas, esses índices têm como finalidade reduzir efeitos de vibração provenientes de ventos e impactos.

2.9.3 Força axial resistente de cálculo

Segundo a NBR 8800 (ABNT, 2008), a força axial de compressão resistente de cálculo, N_c, R_d , de uma barra, associada aos estados-limites últimos de instabilidade por flexão, por torção ou flexo-torção e de flambagem local, deve ser determinada pela expressão:

$$N_c, R_d = \frac{X Q A_g f_y}{\gamma_{a1}} \quad (1)$$

Onde:

f_y – Tensão de escoamento do aço;

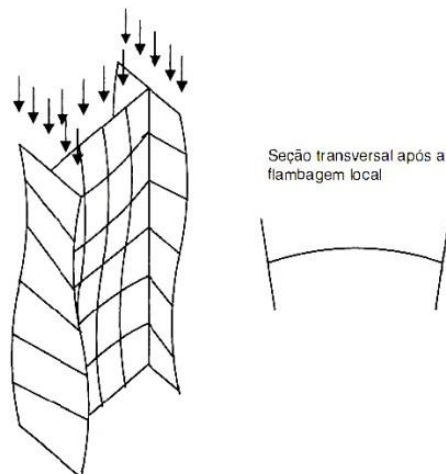
γ_{a1} – Coeficiente de ponderação;

χ - é o fator de redução associado à resistência à compressão;
 Q - é o fator de redução total associado à flambagem local; e
 A_g - é a área bruta da seção transversal da barra.

2.9.4 Flambagem local

Ocorre flambagem local das placas de um perfil comprimido quando as placas componentes comprimidas apresentam deslocamentos laterais. Os processos de flambagem por flexão global (coluna) e de flambagem local (das chapas) ocorrem de forma participativa reduzindo assim, a carga última da coluna sem flambagem local.

Figura 18 - Coluna curta após flambagem local



Fonte: PFEIL (2009)

2.9.5 Dimensionamento de hastes comprimidas

Para as hastes metálicas, o esforço resistente de cálculo sem efeito de flambagem local, submetidas à compressão axial, sendo dado pela seguinte equação:

$$Nd_{res} = \frac{A_g f_c}{\gamma_{a1}} \quad (2)$$

Onde:

f_c - tensão resistente à compressão simples por flambagem por flexão;

A_g - área da seção transversal bruta da haste; e

γ_{al} - 1,10 para combinações normais de ações.

2.9.6 Diâmetro dos Furos de Conectores

A peça é enfraquecida quando recebem furos para possibilitar ligações com conectores. São adotados furos efetuados através de puncionamento ou broqueamento. O método mais utilizado e econômico é o puncionamento que, consiste em furar a peça com um diâmetro de 1,5 mm superior ao diâmetro do conector. No cálculo, existe uma redução de 1 mm ao longo do perímetro do furo, pois o material sofre danos após esse procedimento (PFEIL, 2009).

2.9.7 Área da Seção Transversal Líquida de Peças Tractionadas com Furos

A área líquida (A_n) é resultante da subtração da área bruta (A_g) dos furos compreendidos em uma seção retilínea da peça. No cálculo da área líquida (A_n) o diâmetro total da peça que será reduzido é igual ao diâmetro nominal do conector, acrescido de 3,5 mm referentes ao dano gerado pelo processo de puncionamento e o espaçamento do furo em relação ao diâmetro do conector e é representada pela equação (PFEIL, 2009):

$$A_n = \left[b - \sum(d + 3,5 \text{ mm}) + \sum \frac{s^2}{4g} \right] t \quad (3)$$

Onde:

g - espaçamento transversal entre duas filas de furos;

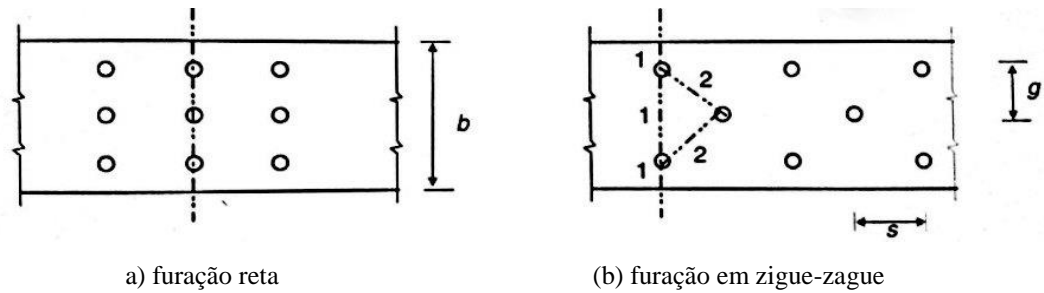
b - largura de uma chapa;

s - espaçamento longitudinal entre furos de filas diferentes;

d - diâmetro nominal; e

t - espessura de uma chapa.

Figura 19 - Seção líquida de peças com furos



a) furação reta

(b) furação em zigue-zague

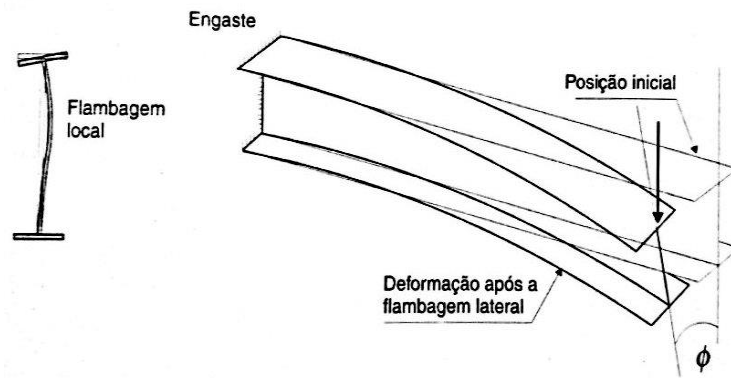
Fonte: PFEIL (2009)

2.9.8 Vigas de alma cheia

Para vigas submetidas à esforços e flexão, deve-se determinar, para as seções críticas, o esforço cortante e o momento resistente para compará-los aos relativos esforços solicitados em projeto.

A resistência ao esforço cortante é determinada pela circunstância de flambagem da chapa de alma quanto às tensões cisalhantes. As vigas em formato I são as mais indicadas para o uso, pois possuem o eixo neutro mais afastado das áreas, ou seja, possuem uma inércia maior no plano da flexão.

Figura 20 - Flambagem local e flambagem lateral em vigas



Fonte: PFEIL (2009)

2.9.8.1 Dimensionamento da alma das vigas

As almas das vigas metálicas têm como função ligar as mesas e suportar os esforços solicitantes. Para se obter uma maior inércia, deve-se concentrar massas nas mesas, reduzindo a espessura da alma, gerando uma economia de consumo de aço. As almas são dimensionadas para as situações de flambagem devido à ação de tensões cisalhantes.

2.9.9 Contenção lateral das vigas nos apoios

Nos pontos de apoio, as vigas laminadas ou fabricadas deverão ter contenção lateral que impeça a rotação da viga em torno do eixo longitudinal. Essa contenção é necessária para impedir tombamento da viga ou o colapso por deslocamento transversal das mesas (PFEIL, 2009).

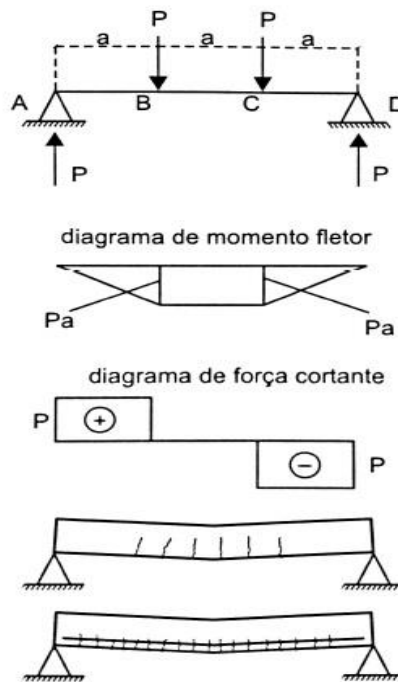
2.10 O CONCRETO

2.10.1 Conceito

O concreto é obtido por meio da mistura apropriada de cimento, agregado fino, agregado graúdo e água. Em algumas situações são incorporados produtos químicos ou outros componentes, como microsíllica, polímeros etc. As adições têm a finalidade de melhorar algumas propriedades, tais como: aumentar a trabalhabilidade e a resistência e retardar a velocidade das reações químicas que ocorrem no concreto (CARVALHO, 2014).

O concreto apresenta elevada resistência à compressão e pouca resistência à tração. Compressão e tração são características presentes em quase todos os tipos de estruturas e é necessário incorporar o concreto a um material que tenha uma boa resistência à tração. O aço é o material mais comum utilizado como associação ao concreto, o qual é posicionado longitudinalmente na região tracionada da peça. A figura abaixo mostra um exemplo de uma viga onde o trecho BC é submetido à flexão e, como não resiste o bastante ao esforço de tração, surgem pequenas fissuras no centro da peça. Logo, faz-se necessária a utilização do aço para resistir aos esforços de tração ao longo da peça.

Figura 21 - Comportamento de uma viga de concreto simplesmente apoiada



Fonte: CARVALHO (2014)

Sendo assim, concreto e aço trabalham de forma solidária, agindo em conjunto por causa da aderência e do possível aparecimento de regiões fissuradas.

2.10.2 Características do concreto

O concreto tem como principais propriedades a consistência, a trabalhabilidade e a homogeneidade. Cabe ressaltar que as etapas de fabricação e moldagem da estrutura interferem em suas características finais.

O adensamento consiste em não deixar vazios, de maneira que todos os espaços das formas sejam ocupados a fim de evitar a segregação de seus materiais que integram sua mistura.

A cura é o processo no qual o concreto é submetido logo após o adensamento e deve ser de acordo com as normas técnicas vigentes, garantindo assim o maior ganho possível de resistência.

2.10.2.1 Consistência

Define-se consistência a capacidade que o concreto apresenta de se deformar, está diretamente relacionado à presença de granulometria dos agregados, quantidade de água utilizada, processo de transporte, lançamento, adensamento e o emprego de produtos químicos específicos.

2.10.2.2 Trabalhabilidade

O conceito de trabalhabilidade de um concreto está ligado diretamente com a maneira que seu adensamento é realizado. Existem os concretos auto-adensáveis que são fluídos e por terem aditivos em sua composição, dispensam o adensamento mecânico.

2.10.2.3 Homogeneidade

Homogeneidade é a distribuição dos agregados graúdos presente no concreto e é um fator relevante que interfere diretamente na qualidade do concreto. Uma homogeneidade aceitável pode ser obtida com uma boa mistura durante a fabricação e um metuculoso transporte até o local de aplicação do concreto. Além disso, devem ser tomados cuidados quanto ao lançamento e adensamento do concreto na estrutura. Todos os procedimentos pertinentes à execução de concreto destinados a estruturas estão definidos na NBR 14931 (ABNT, 2004).

2.10.2.4 Adensamento

O processo mais simples e usual para adensar o concreto é a vibração mecânica, a qual é realizada pela imersão de vibradores na mistura de concreto já aplicado nas formas. Para um correto adensamento, não deve faltar energia à mistura, mas deve-se evitar o uso em excesso do vibrador, que ocasiona a segregação, ou seja, a separação dos elementos.

2.10.2.5 Endurecimento

O endurecimento do concreto começa poucas horas após sua produção, e o período entre o início do endurecimento até ele atingir uma situação que possa ser desenformado,

mesmo sem ter atingido sua resistência total, é chamado de “pega”. Usualmente, define-se o início da pega quando a consistência do concreto não permite mais sua trabalhabilidade, ou seja, quando não é mais possível lança-lo nas fôrmas e adensá-lo (CARVALHO, 2014).

2.10.2.6 Cura do concreto

Logo após o início da pega, o concreto começa a sua hidratação, que consiste em eliminar a água contida em sua mistura através da evaporação pelos poros.

A evaporação antecipada resulta em uma retração, a qual gera tensões tracionais que não são suportadas pelo concreto, causando fissuras que diminuem a resistência final esperada do concreto. Portanto, a cura do concreto consiste em molhar todas as superfícies aparentes, evitando assim, a secagem precoce do material.

2.10.3 Propriedades Mecânicas

2.10.3.1 Resistência à compressão

A compressão é a principal característica do concreto, que é determinada através de ensaios de corpos de prova sujeitos à compressão. Com esse ensaio é possível obter também, o módulo de elasticidade. A resistência à compressão é obtida por ensaio do corpo de prova e é dada por:

$$F_{cj} = \frac{N_{rup}}{A} \quad (4)$$

Onde:

F_{cj} - resistência à compressão do corpo de prova de concreto na idade de (j) dias;

N_{rup} - carga de ruptura do corpo de prova; e

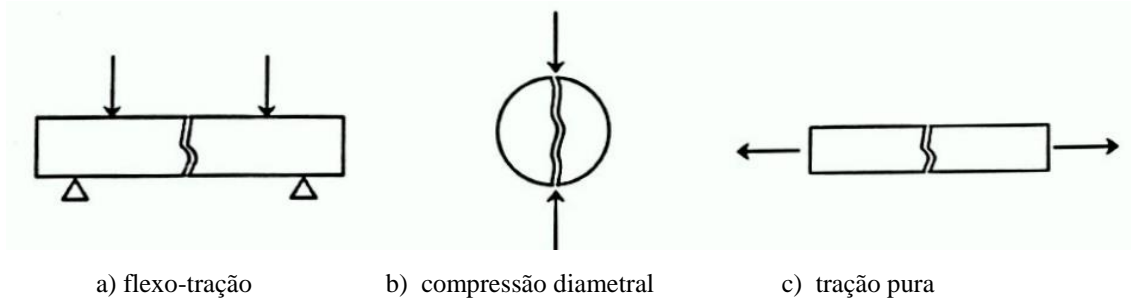
A - área da seção transversal do corpo de prova.

2.10.3.2 Resistência característica do concreto à tração

O concreto é um material que não tem uma boa resistência à tração. Contudo, essa resistência pode ser relacionada com a capacidade resistente da peça sujeita a força cortante.

Atualmente são utilizados três tipos de ensaio para se obter a resistência à tração, sendo eles: flexo-tração, compressão diametral e tração direta.

Figura 22 - Modos de ensaio de resistência do concreto à tração



a) flexo-tração

b) compressão diametral

c) tração pura

Fonte: MONTOYA (1991)

2.10.3.3 Módulo de elasticidade transversal e coeficiente de Poisson

Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014), item 8.2.9, “para tensões de compressão menores que $0,5 \cdot f_c$ e tensões de tração menores que f_{ct} , o coeficiente de Poisson (ν) pode ser tomado como igual a 0,2 e o módulo de elasticidade transversal G_c igual a $0,4 \cdot E_{cs}$.”

2.11 DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO

Para um correto dimensionamento e posteriormente sua execução, as estruturas de concreto devem apresentar alguns requisitos e fatores de qualidade como segurança possíveis problemas de estabilidade, desempenho em serviço, capacidade resistente, durabilidade, capacidade de resistir as intempéries previstas em projeto.

A agressividade ambiental deve ser especificada de acordo com o que preconiza a tabela 6.1 da NBR 6118 (ABNT, 2014) (Anexo A). Para garantir a segurança, estabilidade e vida útil da estrutura, seu dimensionamento e sua execução devem ser conforme as condições ambientais previstas em norma.

A corrosão da armadura de aço nas estruturas de concreto armado pode existir, podendo gerar fissuras que afetam a resistência e a vida útil da estrutura. A armadura principal depende da espessura e da qualidade do cobrimento para evitar a corrosão do aço utilizado. Para garantir o cobrimento mínimo (C_{min}) de uma estrutura, deve-se considerar o cobrimento nominal (C_{nom}). Desta forma, as dimensões das armaduras e seus espaçadores

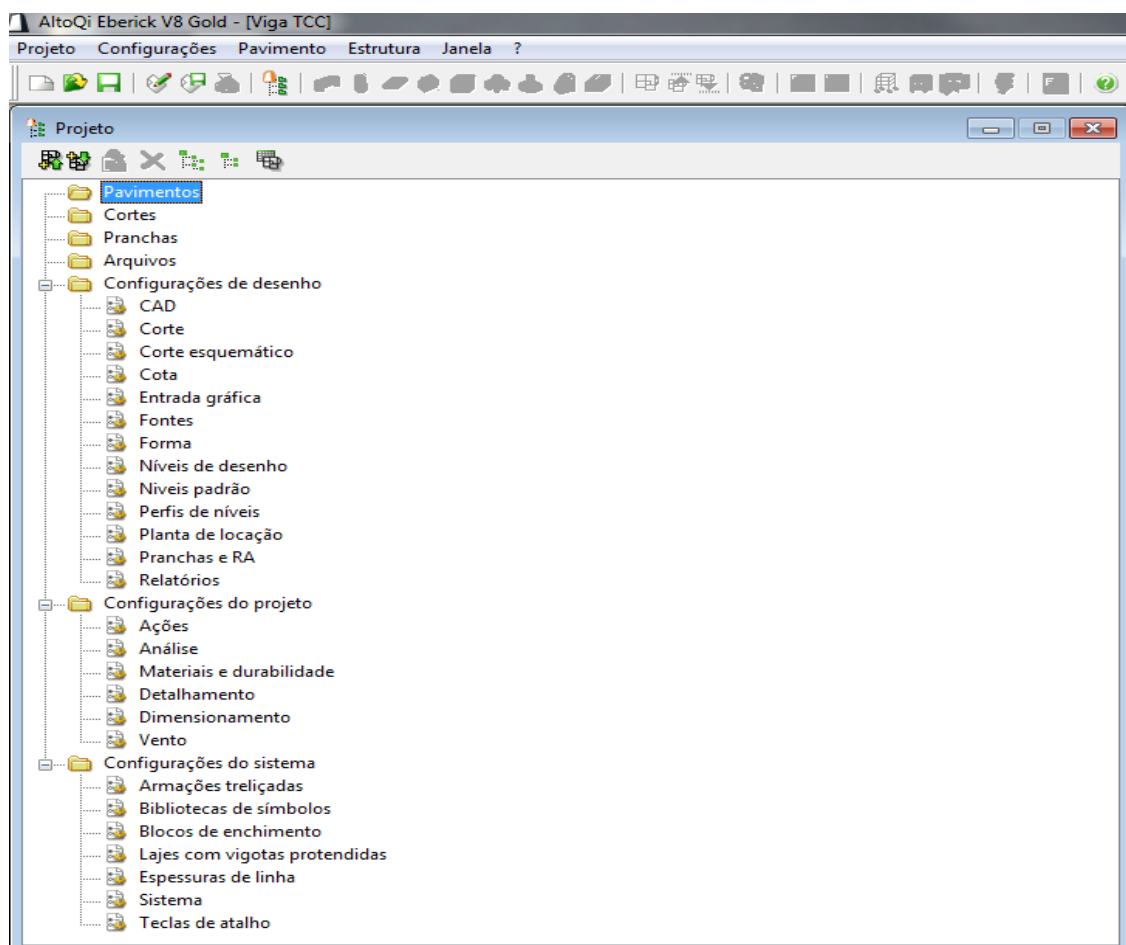
devem obedecer aos cobrimentos nominais definidos na tabela 7.2 da NBR 6118 (ABNT, 2014) (Anexo B) para bitolas de aço de 10 mm.

2.11.1 Software de dimensionamento de estruturas de concreto armado

O *software* Eberick V8, da empresa AutoQI, é utilizado para o dimensionamento de estruturas em concreto armado e foi configurado de acordo com as normas brasileiras vigentes como a NBR 6118 - Projeto de estruturas de concreto (ABNT, 2014) e NBR 6123 - Forças devidas ao vento em edificações (ABNT, 1988).

O projetista executa o lançamento dos elementos como vigas, pilares, lajes e o programa dimensiona toda a estrutura de concreto. O *Software* executa um processamento de toda estrutura, na qual é conferida a resistência e carga atuante em cada elemento, as flechas de vigas e pilares, armaduras negativas e positivas, quantitativo de concreto e a área das formas que serão utilizados para execução da estrutura de concreto armado.

Figura 23 - Interface Eberick V8

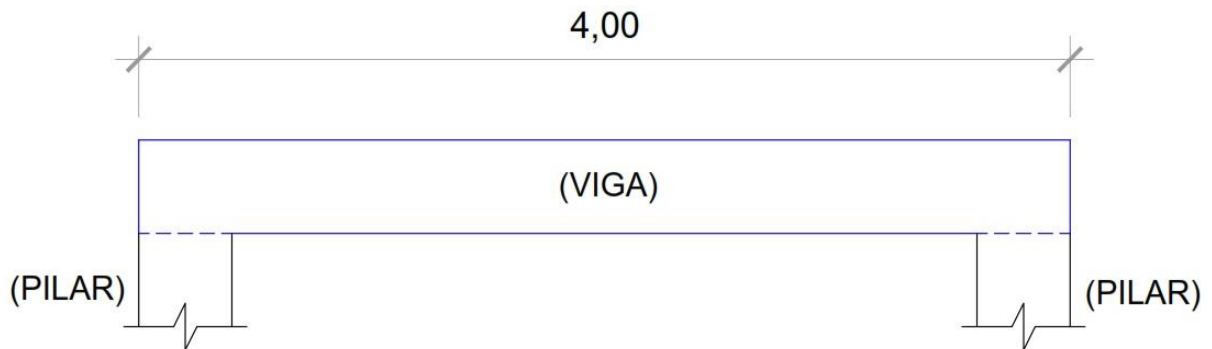


Fonte: Próprio autor (Software Eberick V8)

3 METODOLOGIA

Este trabalho será baseado em uma análise de uma determinada viga bi-apoiada que será dimensionada em concreto armado e em aço estrutural, realizando um estudo comparativo quanto ao processo executivo, tempo de execução, relação custo-benefício, resistência e aplicabilidade de cada tipo de estrutura. O dimensionamento da viga metálica será conforme preconiza NBR 8800 (ABNT, 2008) e notas de aula. Para o dimensionamento da viga em concreto armado será utilizado o Software Eberick V8, da empresa AltoQI. A figura 24 ilustra a viga a ser analisada e dimensionada.

Figura 24 - Detalhe da viga a ser dimensionada



Fonte: Próprio autor (Software AutoCAD)

3.1 CARGAS ATUANTES NA VIGA

As cargas atuantes na viga foram determinadas seguindo o que preconiza a NBR 6120 (ABNT, 1980) A viga foi pré-dimensionada em 20 x 40 cm e foram adotados os seguintes carregamentos:

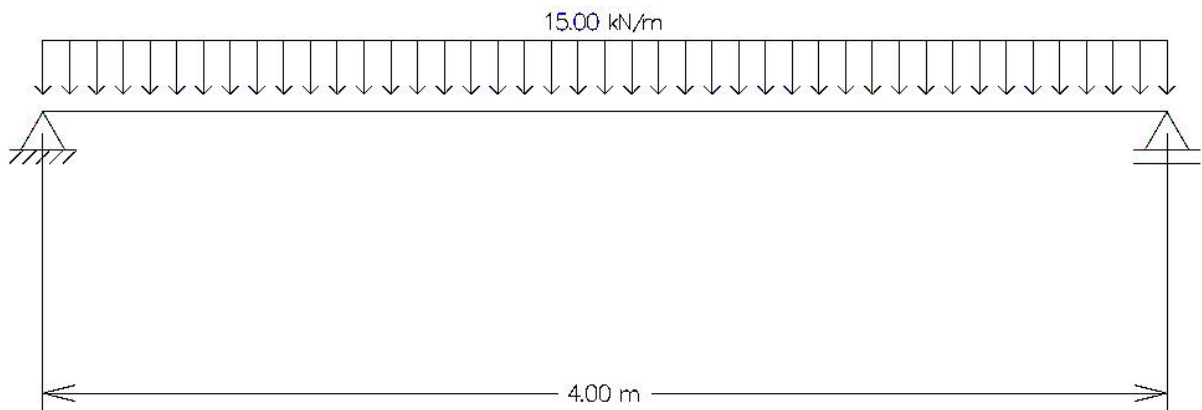
- Peso Próprio da viga: 2,0 KN/m;
- Peso Próprio da laje: 3,0 KN/m;
- Peso Próprio do revestimento: 1,4 KN/m;
- Carga de utilização: 4,0 KN/m; e
- Carga Total atuante na viga: 10,4 KN/m.

Para efeitos de cálculo a carga atuante foi majorada, portanto foi adotado o carregamento atuante de 15,0 KN/m.

3.2 ESFORÇOS SOLICITANTES NA VIGA

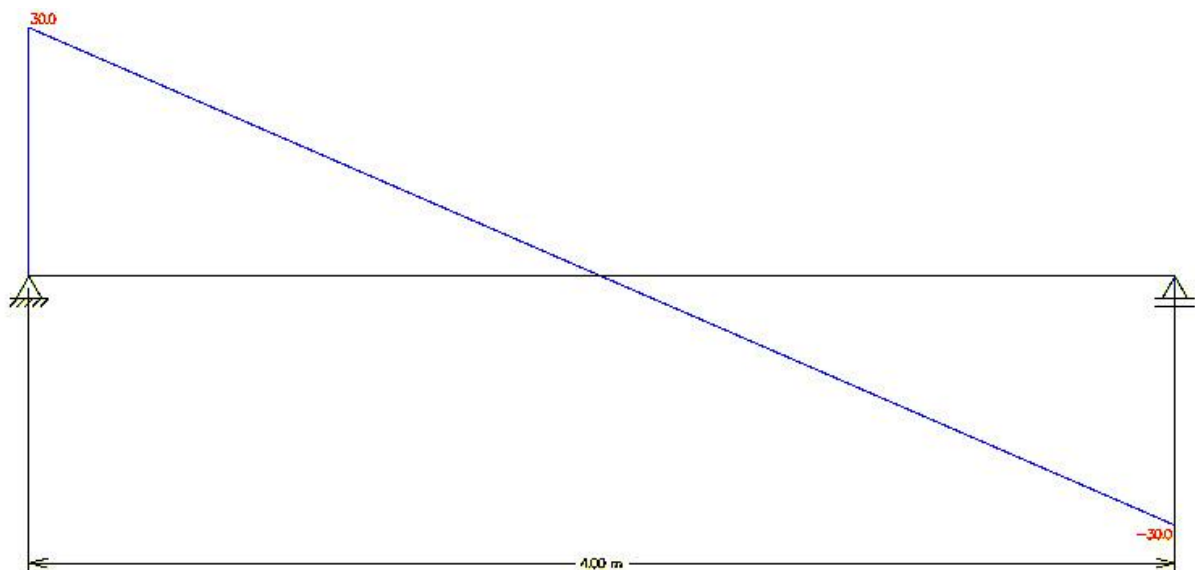
Os esforços solitantes na viga foram determinados através do software de análise de comportamento estrutural, FTOOL, versão 3.0.1, que foi desenvolvido pelo Centro Técnico Científico da PUC-Rio (CTC/PUC-Rio). As figuras 26 e 27 ilustram os esforços solicitantes na viga.

Figura 25 - Carga atuante na viga



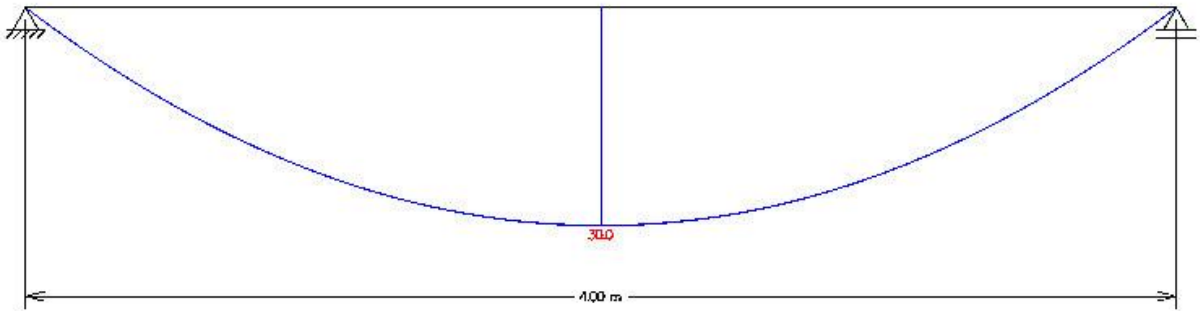
Fonte: Próprio autor (Software FTOOL)

Figura 26 - Esforço cortante na viga



Fonte: Próprio autor (Software FTOOL)

Figura 27 - Momento fletor máximo na viga



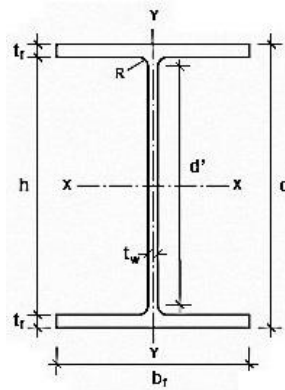
Fonte: Próprio autor (Software FTOOL)

3.3 DIMENSIONAMENTO DA VIGA METÁLICA

3.3.1 Pré-dimensionamento

Para dimensionar a viga, optou-se pelo perfil laminado tipo I da Gerdau Açominas composto por aço ASTM A 572-G50.

Figura 28 - Perfil laminado tipo I



Fonte: Gerdau Açominas

- Carga atuante na viga: 15 KN/m
- Momento Máximo:

$$M_{\text{máx}} = \frac{q L^2}{8} \quad (5)$$

Onde:

q – carga atuante na estrutura; e

L - comprimento total da estrutura.

$$M_{\text{máx}} = \frac{15 \cdot 4^2}{8} = 30 \text{ KN.m}$$

- Através do módulo de resistência elástico foi realizado o pré-dimensionamento:

$$W_{\text{nec}} = \frac{M_{\text{máx}}}{0,6 f_y} \quad (6)$$

Onde:

f_y – taxa de escoamento do aço.

$$f_y = \frac{34,5 \text{ KN}}{\text{cm}^2} \quad (7)$$

$$W_{\text{nec}} = \frac{30 \cdot 100}{0,6 \cdot 34,5} = 144,93 \text{ cm}^3$$

Inicialmente, com base nas informações obtidas e através da Tabela de Perfis (ANEXO C), foi escolhido o perfil W 150 x 24,0 com $W_x = 173,0 \text{ cm}^3$, da Gerdau Açominas e $f_y = 34,5 \text{ KN/cm}^2$, porém esse perfil apresentou um valor superior ao permitido em norma na verificação de deslocamento vertical máximo. Posteriormente foram adotados os perfis W 200 x 19,3 e W 200 x 22,5, os quais também não foram aprovados quanto à verificação do deslocamento máximo. O perfil W 200 x 26,6 com $W_x = 252,3$ foi aprovado em todas as verificações e possui as seguintes características:

- Área: $34,20 \text{ cm}^2$;
- Massa linear: $26,60 \text{ Kg/m}$;
- Altura total (d): 207 mm ;
- Largura total da mesa (b_f): 133 mm ;
- Espessura da alma (t_w): $5,80 \text{ mm}$;
- Espessura da mesa (t_f): $8,40 \text{ mm}$;
- Altura da alma (h): 190 mm ;
- Altura livre da alma (d'): 170 mm ;
- Inércia em relação ao eixo x: 2611 cm^4 ;

- Inércia em relação ao eixo y: 330 cm⁴;
- Raio de giração em relação ao eixo x: 6,63 cm;
- Raio de giração em relação ao eixo y: 2,41 cm; e
- Módulo de resistência elástico em relação ao eixo x: 173,00 cm³.

3.3.2 Verificações do perfil

Segundo a NBR 8800 (ABNT, 2008), o perfil metálico escolhido necessita ser verificado quanto ao deslocamento vertical máximo, flambagem local da mesa (FLM), flambagem local da alma (FLA) e flambagem lateral com torção (FLT). Os anexos G e H da NBR 8800 (ABNT, 2008) ilustram as condições e parâmetros que foram utilizados para a determinação da FLM, FLA e FLT. Porém, antes de realizar as verificações, é necessário determinar o Momento fletor solicitante de cálculo (Msd) a fim de que sirva de parâmetro para as verificações supramencionadas.

3.3.2.1 Determinação do Momento fletor solicitante de cálculo (Msd)

A determinação do Momento Fletor Solicitante de Cálculo (Msd) servirá de parâmetro para as verificações necessárias para que o perfil seja aprovado, sendo dado pela seguinte equação:

$$Msd = \frac{q L^2}{8} \quad (8)$$

Onde:

q – Valor da carga atuante; e

L – comprimento total.

Para vigas metálicas, a carga atuante deve ser majorada em 1,40, obtendo assim, o seguinte valor para o Msd:

$$Msd = \frac{1,40 * \left(\frac{15}{100}\right) * 400^2}{8} = 4200 \text{ KN.cm}$$

3.3.2.2 Deslocamento vertical máximo ou flecha

Para o cálculo do deslocamento vertical máximo em Norma, foi utilizada a Tabela C.1 – Deslocamentos Máximos da NBR 8800 (ABNT, 2008) (ANEXO D) e para o Deslocamento Real foi utilizado a Tabela 3.1a – Deslocamentos Elásticos em Vigas da Tabela de Vigas da Universidade de São Paulo (USP) (ANEXO E).

- Para o deslocamento em a NBR 8800 (ABNT, 2008) adota a seguinte condição para as vigas de piso:

$$\Delta m_{\text{máx}} = \frac{L}{350} \quad (9)$$

Onde:

L – comprimento total da estrutura.

$$\Delta m_{\text{máx}} = \frac{400}{350} = 1,14 \text{ cm}$$

- Para o deslocamento real a Tabela 3.1a da USP define a seguinte condição para cargas distribuídas:

$$\Delta r = \frac{5 P L^4}{384 E I} \quad (10)$$

Onde:

P – carga atuante na estrutura;

L – comprimento total da estrutura;

E – módulo de elasticidade; e

I – inércia da peça.

$$\Delta r = \frac{5 * \left(\frac{15}{100}\right) * 400^4}{384 * 20000 * 2611} = 0,96 \text{ cm}$$

$$\Delta r < \Delta m_{\text{máx}}$$

$$0,96 \text{ cm} < 1,14 \text{ cm}$$

Portanto, o perfil W 200 x 26,6 foi aprovado na verificação do deslocamento vertical máximo.

3.3.2.3 Flambagem local da mesa (FLM)

A verificação da flambagem local da mesa consiste em determinar as condições na qual a mesa do perfil se deslocaria de maneira transversal à linha de ação da força aplicada.

Figura 29 - Flambagem local da mesa



Fonte: www.bgstructuralengineering.com

Inicialmente é necessário determinar λ e λ_p , posteriormente o Momento fletor resistente de cálculo da flambagem local da mesa poderá ser calculado.

$$\lambda = \frac{b}{2 t_f} \quad (11)$$

Onde:

b – Largura total da mesa; e

t_f – Espessura da mesa.

$$\lambda = \frac{13,3}{2 * 0,84} = 7,92$$

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (12)$$

Onde:

E – Módulo de elasticidade do aço; e

f_y – Taxa de escoamento do aço.

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{20000}{34,5}} = 9,14$$

$$\lambda < \lambda_p$$

$$7,92 < 9,14$$

Portanto, o Momento fletor resistente de cálculo da flambagem local da alma pode ser calculado:

$$M_{rd, FLM} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}} = \frac{Z_x f_y}{\gamma_{a1}} \quad (13)$$

Onde:

M_{pl} – Momento fletor de plastificação da seção transversal;

E – Módulo de elasticidade do aço;

f_y – Taxa de escoamento do aço;

γ_{a1} – Coeficiente de ponderação; e

Z_x – Módulo de resistência plástico no eixo x.

$$M_{rd, FLM} = \frac{282,3 * 34,5}{1,1} = 8853,95 \text{ KN.cm}$$

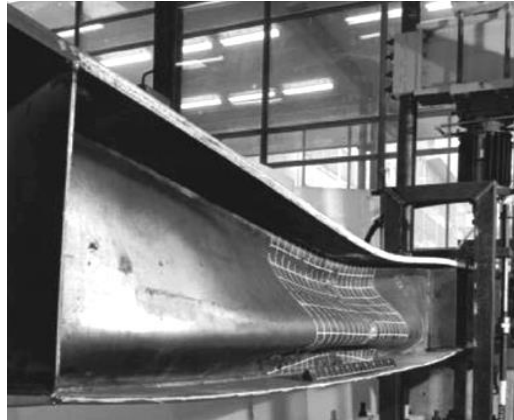
Deste modo, o perfil foi aprovado quanto à verificação da flambagem local da mesa, pois:

$$M_{rd, FLM} > M_{sd}$$

$$8853,95 \text{ KN.cm} > 4200 \text{ KN.cm}$$

3.3.2.4 Flambagem local da alma (FLA)

Do mesmo modo apresentado na flambagem local da mesa, a verificação da flambagem local da alma, consiste em determinar as condições na qual a alma do perfil se deslocaria de maneira transversal à linha de ação da força aplicada.

Figura 30 - Flambagem local da alma

Fonte: Journal of the Brazilian Society of Mechanical Sciences and Engineering (2003)

Inicialmente é necessário determinar λ e λ_p posteriormente o Momento fletor resistente de cálculo da flambagem local da alma poderá ser calculado.

$$\lambda = \frac{d'}{tw} \quad (14)$$

Onde:

d' – Altura livre da alma; e

tw – Espessura da alma.

$$\lambda = \frac{17,0}{0,58} = 29,31$$

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{fy}} \quad (15)$$

Onde:

E – Módulo de elasticidade do aço; e

fy – Taxa de escoamento do aço.

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{20000}{34,5}} = 90,53$$

$$\lambda < \lambda_p$$

$$29,31 < 90,53$$

Portanto, o Momento fletor resistente de cálculo da flambagem local da alma pode ser calculado:

$$M_{rd, FLA} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}} = \frac{Z_x f_y}{\gamma_{a1}} \quad (16)$$

Onde:

M_{pl} – Momento fletor de plastificação da seção transversal;

E – Módulo de elasticidade do aço;

f_y – Taxa de escoamento do aço;

γ_{a1} – Coeficiente de ponderação; e

Z_x – Módulo de resistência plástico no eixo x.

$$M_{rd, FLA} = \frac{282,3 * 34,5}{1,1} = 8853,95 \text{ KN.cm}$$

Deste modo, o perfil foi aprovado quanto à verificação da flambagem local da alma, pois:

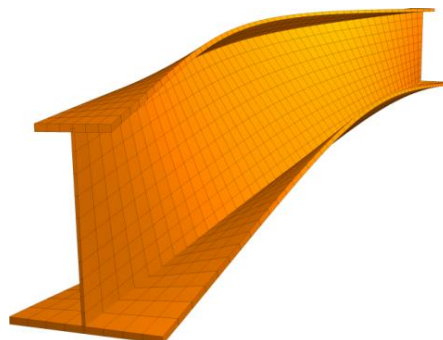
$$M_{rd, FLA} > M_{sd}$$

$$8853,95 \text{ KN.cm} > 4200 \text{ KN.cm}$$

3.3.2.5 Flambagem lateral com torção (FLT)

A última verificação do perfil metálico consiste em verificar a flambagem lateral com torção. Essa verificação segue o mesmo princípio das anteriores, sendo necessário calcular λ e λ_p , para posteriormente calcular o Momento fletor resistente de cálculo da flambagem lateral com torção.

Figura 31 - Flambagem lateral com torção



Fonte: www.infograph.eu

$$\lambda = \frac{Lb}{ry} \quad (17)$$

Onde:

Lb – Distância entre travamentos da peça; e

ry – Raio de giração em torno do eixo y .

$$\lambda = \frac{400}{3,10} = 129,03$$

$$\lambda_p = 1,76 \sqrt{\frac{E}{fy}} \quad (18)$$

Onde:

E – Módulo de elasticidade do aço; e

fy – Taxa de escoamento do aço.

$$\lambda_p = 1,76 \sqrt{\frac{20000}{34,5}} = 42,37$$

$$\lambda > \lambda_p$$

$$129,03 > 42,37$$

Por consequência de λ_p ser menor que λ , o λ_r deve ser calculado:

$$\lambda_r = \frac{1,38\sqrt{Iy J}}{ry J \beta_1} * \sqrt{1 + \sqrt{1 + \frac{27 Cw \beta_1^2}{Iy}}} \quad (19)$$

Onde:

Iy – Inércia do eixo y ;

J – Constante de torção da seção transversal; e

Cw – Constante de empenamento da seção transversal.

$$\beta_1 = \frac{(f_y - \delta r) W_x}{E J} \quad (20)$$

Onde:

f_y – Taxa de escoamento do aço;

δr – Tensão residual;

J – Constante de torção da seção transversal;

E – Módulo de elasticidade do aço; e

W_x – Módulo de resistência elástico.

$$\beta_1 = \frac{(34,5 - 0,3*34,5)*252,3}{20000*7,65} = 0,0398$$

$$\lambda_r = \frac{1,38\sqrt{330*7,65}}{3,10*7,65*0,0398} * \sqrt{1 + \sqrt{1 + \frac{27*32477*0,0398^2}{330}}} = 133,08$$

Por consequência de $\lambda_p > \lambda > \lambda_r$, o Momento Fletor Resistente de Cálculo (M_{rd}) da flambagem local com torção deve ser calculado pela seguinte equação:

$$M_{rd,FLT} = \frac{C_b}{\gamma_{a1}} \left[M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right] \quad (21)$$

Onde:

C_b – Fator de modificação para diagrama de momento fletor não-uniforme;

γ_{a1} – Coeficiente de ponderação;

M_{pl} – Momento fletor de plastificação da seção transversal;

M_r – Momento fletor correspondente ao início do escoamento;

λ – Índice de esbeltez;

λ_p – Parâmetro de esbeltez correspondente à plastificação; e

λ_r – Parâmetro de esbeltez correspondente ao início do escoamento.

Antes de determinar o M_{rd} , FLT é necessário determinar os valores de M_{pl} e M_r :

- Para M_{pl} :

$$M_{pl} = Z_x * f_y \quad (22)$$

Onde:

f_y – Taxa de escoamento do aço; e

Z_x – Módulo de resistência plástica no eixo x.

$$M_{pl} = 282,3 * 34,5$$

$$M_{pl} = 9739,35$$

- Para M_r :

$$M_r = (f_y - \delta r) * W_x \quad (23)$$

Onde:

f_y – Taxa de escoamento do aço;

δr – Tensão residual; e

W_x – Módulo de resistência elástico.

$$M_r = (34,5 - 0,3 * 34,5) * 252,3$$

$$M_r = 6093,40$$

$$M_{rd, FLT} = \frac{1}{1,1} \left[9739,35 - (9739,35 - 6093,04) \frac{129,03 - 42,37}{133,08 - 42,37} \right]$$

$$M_{rd, FLT} = 5688,29 \text{ KN.cm}$$

Portanto, o perfil foi aprovado quanto à verificação da flambagem lateral com torção, pois:

$$M_{rd, FLT} > M_{sd}$$

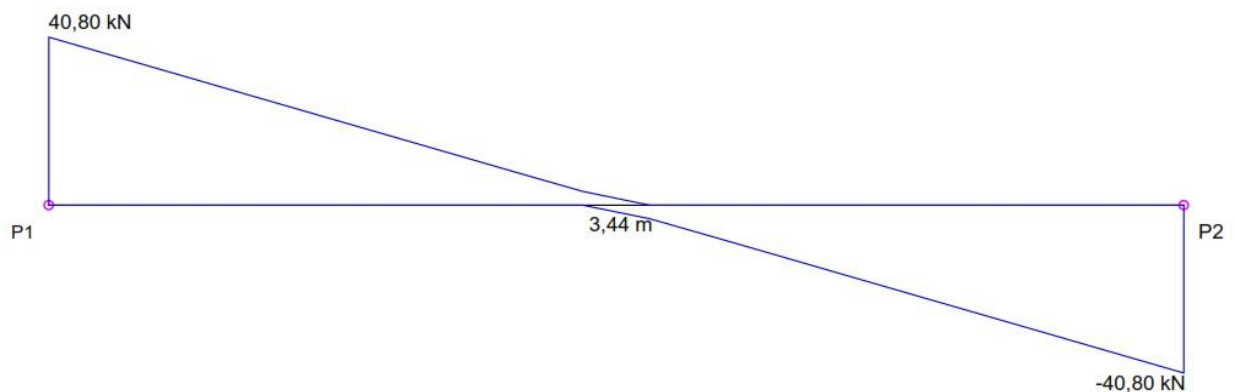
$$5688,29 \text{ KN.cm} > 4200 \text{ KN.cm}$$

3.4 DIMENSIONAMENTO DA VIGA EM CONCRETO ARMADO

O pré-dimensionamento da viga em concreto armado deu-se segundo o que preconiza a NBR 6118 (ABNT, 2014), admitindo que, para vigas isostáticas a altura mínima da viga deve ser o comprimento total do vão dividido por 10 e a largura mínima não deve ser inferior a 12 cm. Deste modo, a viga em concreto armado foi pré-dimensionada em 20 x 40 cm. A viga em concreto armado será dimensionada através do software de dimensionamento de estruturas em concreto armado Eberick V8, da empresa AutoQI. Ao iniciar o dimensionamento da viga, foi atribuído o carregamento de 15 kN/m conforme item 3.1 e após todos os elementos lançados, o software processou a estrutura e gerou os seguintes resultados:

- Esforços Cortantes de Cálculo (V_{dx})

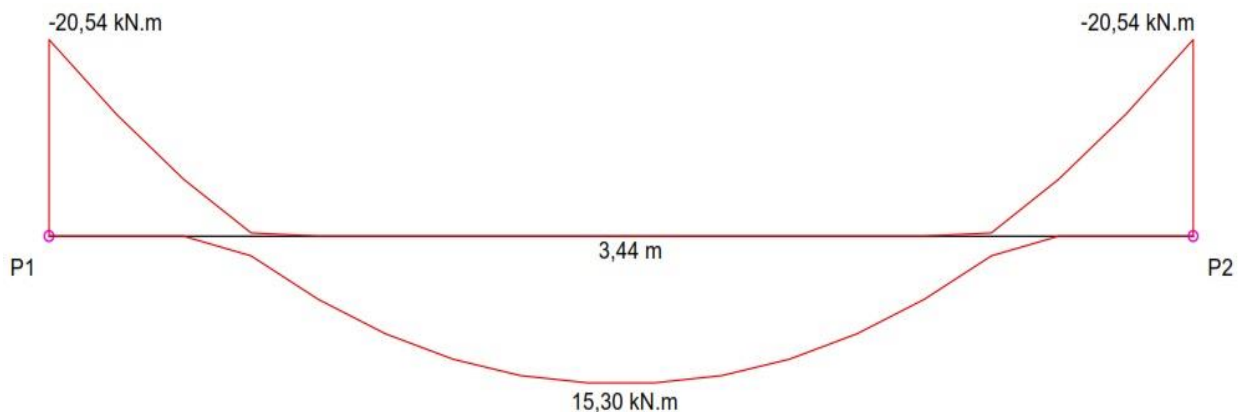
Figura 32 - Esforços cortantes de cálculo



Fonte: Próprio autor (Software Eberick V8)

- Momentos Fletores de Cálculo (M_{dx})

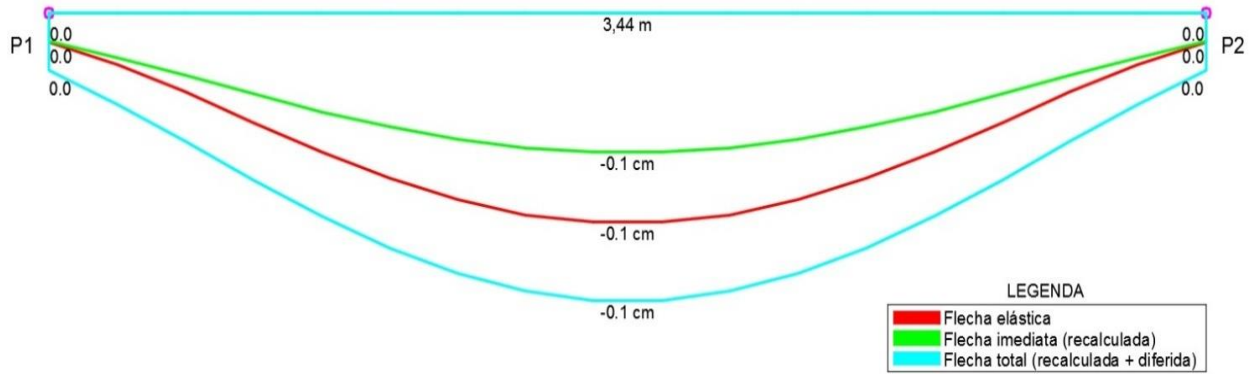
Figura 33 - Momentos fletores de cálculo



Fonte: Próprio autor (Software Eberick V8)

- Deslocamentos verticais (flechas)

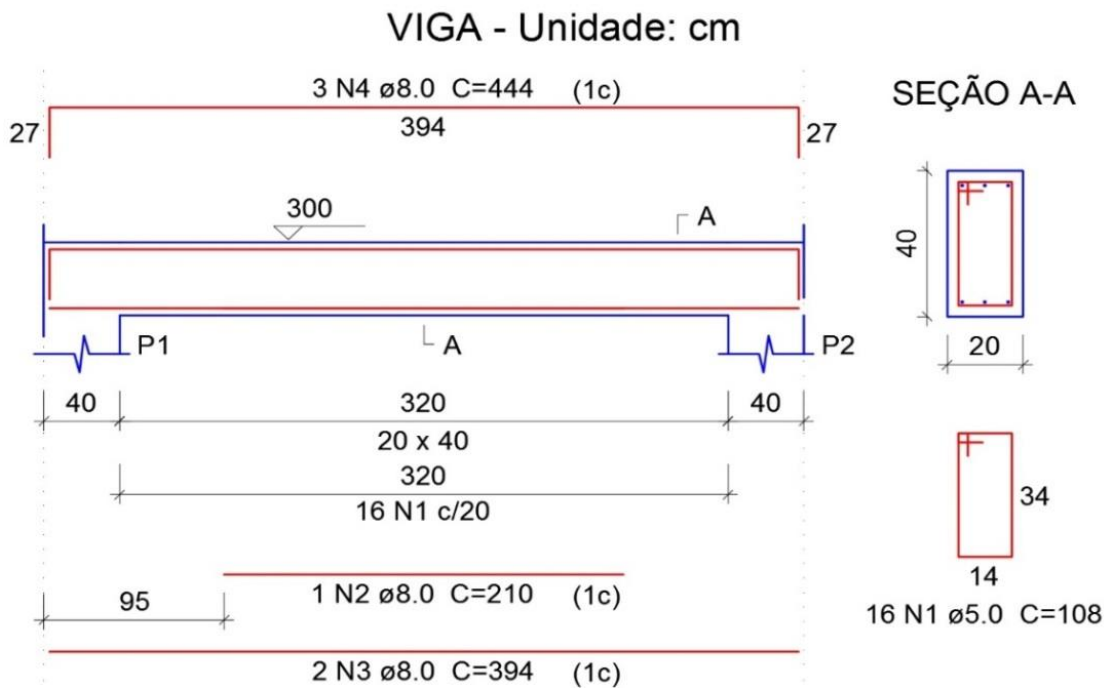
Figura 34 - Deslocamentos verticais (flecha)



Fonte: Próprio autor (Software Eberick V8)

- Detalhamento da armadura da viga

Figura 35 - Detalhamento da armadura da viga



Fonte: Próprio autor (Software Eberick V8)

- Resumos dos quantitativos da viga

Tabela 1 - Resumo dos quantitativos da viga em concreto armado

Relação do aço

AÇO	N	DIAM	Q	UNIT (cm)	C.TOTAL (cm)
CA60	1	5.0	16	108	1728
CA50	2	8.0	1	210	210
	3	8.0	2	394	788
	4	8.0	3	444	1332

Resumo do aço

AÇO	DIAM	C.TOTAL (m)	PESO + 10 % (kg)
CA50	8.0	23,3	10,12
CA60	5.0	17,28	2,93
PESO TOTAL			
CA50	10,12		
CA60	2,93		

Vol. de concreto total (C-25) = 0,32 m³

Área de forma total = 4 m²

Fonte: Próprio autor (Software Eberick V8)

4 RESULTADOS E ANÁLISES

4.1 ORÇAMENTO

O orçamento da viga metálica e da viga em concreto armado tem como base a planilha SINAPI (Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices da Construção Civil) da cidade de Goiânia – GO. Para o orçamento de ambos os materiais não foi considerado o valor da mão de obra, pois no caso da viga metálica seria necessária uma mão de obra especializada, com orçamento próprio que varia de acordo com cada tipo de estrutura, sendo necessária a análise específica de cada item a ser montado ou instalado. No caso da viga metálica não foram considerados as conexões entre os perfis, como parafusos, soldas e cantoneiras. Portanto, foram considerados os materiais necessários para executar a viga metálica ou em concreto armado. Cabe ressaltar que, também não foi acrescentado o valor do BDI (Benefícios e Despesas Indiretas) nos itens que compõem os orçamentos.

4.1.1 Orçamento da viga metálica

O preço médio do perfil tipo “I” obtido na planilha SINAPI foi de 4,48 R\$/kg. Com base nessas informações foi calculado o valor da viga utilizando o perfil W 200 x 26,6 que possui massa nominal de 26,6 kg/m e obteve o seguinte orçamento:

Tabela 2 - Custo total da viga metálica

Descrição	Quantidade (m)	Massa Nominal (Kg/m)	Peso (Kg)	Custo Unitário (R\$)	Custo Total (R\$)
Perfil Tipo "I", Aço Laminado, W 200 X 26,6	4,00	26,60	106,40	4,48	476,67
Custo Total					R\$ 476,67

Fonte: Próprio autor

4.1.2 Orçamento da viga em concreto armado

Mediante o Software Eberick V8, foram gerados todos os quantitativos de insumos necessários para orçar a viga em concreto armado, tais como, volume do concreto, quantidade de aço e a quantidade de formas. Com isso foi possível obter o seguinte orçamento:

Tabela 3 - Custo total da viga em concreto armado

Descrição	Quantidade	Custo Unitário	Custo Total
Aço CA-50	10,12 kg	R\$ 5,08	R\$ 51,43
Aço CA-60	2,93 kg	R\$ 4,28	R\$ 12,53
Concreto 25 Mpa	0,32 m ³	R\$ 346,82	R\$ 110,98
Formas, E=18mm	4,00 m ²	R\$ 34,74	R\$ 138,96
Custo Total			R\$ 313,90

Fonte: Próprio autor

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

O presente estudo teve como objetivo o dimensionamento de uma viga metálica e em concreto armado. Para isso, foram utilizados valores de carga conforme o item 3.1 e, de acordo com os dimensionamentos descritos nos itens 3.3 e 3.4, demonstraram financeiramente que a estrutura metálica apresentou um custo mais elevado, cerca de 150% em relação à viga em concreto armado. Cabe ressaltar que a questão custo-benefício é relativa, visto que os custos englobados na execução dos dois tipos de estruturas sofrem alterações. Uma edificação dimensionada em aço estrutural pode, em alguns casos, acarretar uma economia financeira, uma vez que o aço é mais leve que o concreto armado, desta forma a estrutura metálica pode apresentar um menor custo em fundações, visto que será necessária uma menor quantidade de elementos de fundação.

Foi analisada a execução de cada tipo de estrutura, o concreto armado por se tratar de um método tradicional, apresenta uma quantidade maior de profissionais capacitados a executar esse tipo de estrutura, tornando esse sistema o mais indicado, tornando-a mais econômica, devido ao fato do concreto ser mais acessível que o aço. Dentre as desvantagens, é possível citar o tempo de execução que deve ser realizado em etapas observando o que preconiza a NBR 14931 (ABNT, 2004) (Execução de estruturas de concreto - Procedimento) quanto à concretagem, cura do concreto e desenforma da estrutura. Outra desvantagem é a impossibilidade de realizar adaptações de elementos estruturais após a sua conclusão.

As estruturas metálicas apresentam a vantagem de permitir adaptações ou alterações posteriores a sua conclusão. Apresentam agilidade na sua execução, já que todos os seus elementos são sob encomenda e chegam ao canteiro de obra praticamente prontos, sendo necessários pequenos ajustes de soldas e cortes, a fim de facilitar suas conexões que vale salientar, são extremamente rápidas se comparadas com o concreto armado. Essa agilidade na execução é viável quando o capital de giro é levado em consideração, pois a edificação poderia estar gerando um faturamento com a sua utilização, promovendo de uma forma antecipada o retorno do capital investido. Além disso, as estruturas metálicas geram menores cargas em seus elementos, que por sua vez acabam gerando menores seções transversais, permitindo diferentes arranjos arquitetônicos, maiores distâncias entre vãos e maiores resistências quando comparadas com a estrutura em concreto armado.

Para um melhor entendimento, deve ser avaliada a aplicabilidade de cada tipo de estrutura, pois as vantagens e desvantagens variam de acordo com cada projeto, sendo imprescindíveis estudos que possam compreender fatores envolvam fatores mutáveis, como a

finalidade da edificação, limitações arquitetônicas, gastos com materiais e mão de obra, tempo de execução e retorno do capital investido.

REFERÊNCIAS

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Projetos de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios: NBR 8800:2008.**

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Projetos de estruturas de concreto – Procedimento: NBR 6118:2014.**

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Execução de estruturas de concreto - Procedimento: NBR 14931:2004.**

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Forças devidas ao vento em edificações: NBR 6123:1988.**

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Cargas para o cálculo de estruturas de edificações: NBR 6120:1980.**

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Dimensionamento de Estruturas de Aço Constituídas de Perfis Formados a Frio: NBR 14762:2001.**

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Perfil I estrutural de aço soldado por arco elétrico: NBR 5884:1980.**

PFEIL, Walter – Estruturas de aço: **Dimensionamento prático de acordo com a NBR 8800:2008.** 3ª Edição. Reimpressão. Rio de Janeiro: LTC, 2012.

DIAS, Luís Andrade de Mattos – **Estruturas de aço: Conceitos, Técnicas e Linguagens.** 8ª Edição. São Paulo: Zigurate Editora, 2006. 4ª Edição. São Carlos: EdUFSCar, 2014

CARVALHO, Roberto Chust – **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado – Segundo a NBR 6118:2014.**

CHIAVERINI, Vicente – **Aços e Ferros Fundidos.** 7ª Edição. 2ª Impressão. São Paulo: Editora Associação Brasileira de Metais, 1996.

JOURNAL OF THE BRAZILIAN SOCIETY OF MECHANICAL SCIENCES AND ENGINEERING – Associação Brasileira de Ciências Mecânicas (ABCM), 2003.

CENTRO BRASILEIRO DE CONSTRUÇÃO EM AÇO (CBCA) – Disponível em: <<http://www.cbca-acobrasil.org.br>>. Acesso em: 10 set. 2017.

PORTAL METÁLICA – Portal metálica construção civil – Disponível em: <<http://www.metalica.com.br>>. Acesso em: 14 set. 2017.

UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO (USP) – Disponível em: <<http://www.usp.br>>. Acesso em: 04 jan. 2018.

A BEGINNER’S GUIDE TO STRUCTURAL ENGINEERING – Disponível em: <<http://www.bgstructuralengineering.com>>. Acesso em: 20 mar 2018.

INFOGRAPH – SOFTWARE FOR STRUCTURAL DESIGN – Disponível em:
<<http://www.infograph.eu>>. Acesso em: 20 mar 2018.

ANEXO A – Classes de agressividade ambiental (CAA)

Tabela 6.1 – Classes de agressividade ambiental (CAA)

Classe de agressividade ambiental	Agressividade	Classificação geral do tipo de ambiente para efeito de projeto	Risco de deterioração da estrutura
I	Fraca	Rural	Insignificante
		Submersa	
II	Moderada	Urbana ^{a, b}	Pequeno
III	Forte	Marinha ^a	Grande
		Industrial ^{a, b}	
IV	Muito forte	Industrial ^{a, c}	Elevado
		Respingos de maré	

^a Pode-se admitir um microclima com uma classe de agressividade mais branda (uma classe acima) para ambientes internos secos (salas, dormitórios, banheiros, cozinhas e áreas de serviço de apartamentos residenciais e conjuntos comerciais ou ambientes com concreto revestido com argamassa e pintura).

^b Pode-se admitir uma classe de agressividade mais branda (uma classe acima) em obras em regiões de clima seco, com umidade média relativa do ar menor ou igual a 65 %, partes da estrutura protegidas de chuva em ambientes predominantemente secos ou regiões onde raramente chove.

^c Ambientes quimicamente agressivos, tanques industriais, galvanoplastia, branqueamento em indústrias de celulose e papel, armazéns de fertilizantes, indústrias químicas.

Fonte: NBR 6118 (ABNT, 2014)

ANEXO B – Correspondência entre a classe de agressividade ambiental e o cobrimento nominal

Tabela 7.2 – Correspondência entre a classe de agressividade ambiental e o cobrimento nominal para $\Delta c = 10$ mm

Tipo de estrutura	Componente ou elemento	Classe de agressividade ambiental (Tabela 6.1)			
		I	II	III	IV ^c
		Cobrimento nominal mm			
Concreto armado	Laje ^b	20	25	35	45
	Viga/pilar	25	30	40	50
	Elementos estruturais em contato com o solo ^d	30		40	50
Concreto protendido ^a	Laje	25	30	40	50
	Viga/pilar	30	35	45	55

^a Cobrimento nominal da bainha ou dos fios, cabos e cordoalhas. O cobrimento da armadura passiva deve respeitar os cobrimentos para concreto armado.

^b Para a face superior de lajes e vigas que serão revestidas com argamassa de contrapiso, com revestimentos finais secos tipo carpete e madeira, com argamassa de revestimento e acabamento, como pisos de elevado desempenho, pisos cerâmicos, pisos asfálticos e outros, as exigências desta Tabela podem ser substituídas pelas de 7.4.7.5, respeitado um cobrimento nominal ≥ 15 mm.

^c Nas superfícies expostas a ambientes agressivos, como reservatórios, estações de tratamento de água e esgoto, condutos de esgoto, canaletas de efluentes e outras obras em ambientes química e intensamente agressivos, devem ser atendidos os cobrimentos da classe de agressividade IV.

^d No trecho dos pilares em contato com o solo junto aos elementos de fundação, a armadura deve ter cobrimento nominal ≥ 45 mm.

Para concretos de classe de resistência superior ao mínimo exigido, os cobrimentos definidos na Tabela 7.2 podem ser reduzidos em até 5 mm.

Fonte: NBR 6118 (ABNT, 2014)

ANEXO C - Tabela de perfis metálicos, com o perfil escolhido

BITOLA mm x kg/m	Massa Linear kg/m	d mm	b ₁ mm	ESPESSURA			h mm	d'	Área cm ²	EIXO X - X				EIXO Y - Y				r _t cm	I _t cm ⁴	I _y cm ⁴	W _y cm ³	r _y cm	Z _y cm ³	I _x cm ⁴	ESBELTEZ		C _x cm ⁴	u m ² /m	BITOLA in x lb/ft
				t _e mm	t _w mm	t _f mm				W _x cm ³	r _x cm	Z _x cm ³	MESA - r _x b ₁ /2t _e	ALMA - r _x d'/t _w															
W150 x13,0	13,0	148	100	4,3	4,9	138	118	16,6	635	85,8	6,18	96,4	82	16,4	2,22	25,5	2,60	1,72	10,20	27,49	4,181	0,67	W 6 x 8,5						
W150 x18,0	18,0	153	102	5,8	7,1	139	119	23,4	939	122,8	6,34	139,4	126	24,7	2,32	36,5	2,69	4,34	7,18	20,48	6,663	0,69	W 6 x 12						
W150 x22,5(H)	22,5	152	152	5,8	6,6	139	119	29,0	1229	161,7	6,51	179,6	387	50,9	3,65	77,9	4,10	4,75	11,52	20,48	20,417	0,88	W 6 x 15						
W150 x24,0	24,0	160	102	6,6	10,3	139	115	31,5	1384	173,0	6,63	197,6	183	35,9	2,41	55,8	2,73	11,08	4,95	17,48	10,206	0,69	W 6 x 16						
W150 x29,8(H)	29,8	157	153	6,6	9,3	138	118	38,5	1739	221,5	6,72	247,5	556	72,6	3,80	110,8	4,18	10,95	8,23	17,94	30,277	0,90	W 6 x 20						
W150 x37,1(H)	37,1	162	154	8,1	11,6	139	119	47,8	2244	277,0	6,85	313,5	707	91,8	3,84	140,4	4,22	20,56	6,64	14,67	39,930	0,91	W 6 x 25						
W200 x15,0	15,0	200	100	4,3	5,2	190	170	19,4	1305	130,5	8,20	147,9	87	17,4	2,12	27,3	2,55	2,05	9,62	39,44	8,222	0,77	W 8 x 10						
W200 x19,3	19,3	203	102	5,8	6,5	190	170	25,1	1686	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 8 x 13						
W200 x22,5	22,5	206	102	6,2	8,0	190	170	29,0	2029	197,0	8,37	225,5	142	27,9	2,22	43,9	2,63	6,18	6,38	27,42	13,868	0,79	W 8 x 15						
W200 x26,6	26,6	207	133	5,8	8,4	190	170	34,2	2611	252,3	8,73	282,3	330	49,6	3,10	76,3	3,54	7,65	7,92	29,34	32,477	0,92	W 8 x 18						
W200 x31,3	31,3	210	134	6,4	10,2	190	170	40,3	3168	301,7	8,86	338,6	410	61,2	3,19	94,0	3,60	12,59	6,57	26,50	40,822	0,93	W 8 x 21						
W200 x35,9(H)	35,9	201	165	6,2	10,2	181	161	45,7	3437	342,0	8,67	379,2	764	92,6	4,09	141,0	4,50	14,51	8,09	25,90	69,502	1,03	W 8 x 24						
W200 x41,7(H)	41,7	205	166	7,2	11,8	181	157	53,5	4114	401,4	8,77	448,6	901	108,5	4,10	165,7	4,53	23,19	7,03	21,86	83,948	1,04	W 8 x 28						
W200 x46,1(H)	46,1	203	203	7,2	11,0	181	161	58,6	4543	447,6	8,81	495,3	1535	151,2	5,12	229,5	5,58	22,01	9,23	22,36	141,342	1,19	W 8 x 31						
W200 x52,0(H)	52,0	206	204	7,9	12,6	181	157	66,9	5298	514,4	8,90	572,5	1784	174,9	5,16	265,8	5,61	33,34	8,10	19,85	166,710	1,19	W 8 x 35						
HP 200 x53,0(H)	53,0	204	207	11,3	11,3	181	161	68,1	4977	488,0	8,55	551,3	1673	161,7	4,96	248,6	5,57	31,93	9,16	14,28	155,075	1,20	HP 8 x 36						
W200 x59,0(H)	59,0	210	205	9,1	14,2	182	158	76,0	6140	584,8	8,99	655,9	2041	199,1	5,18	303,0	5,64	47,69	7,22	17,32	195,418	1,20	W 8 x 40						
W200 x71,0(H)	71,0	216	206	10,2	17,4	181	161	91,0	7660	709,2	9,17	803,2	2537	246,3	5,28	374,5	5,70	81,66	5,92	15,80	249,976	1,22	W 8 x 48						
W200 x86,0(H)	86,0	222	209	13,0	20,6	181	157	110,9	9498	855,7	9,26	984,2	3139	300,4	5,32	458,7	5,77	142,19	5,07	12,06	317,844	1,23	W 8 x 58						

Fonte: Tabela de Perfis Gerdau Açominas

ANEXO D – Deslocamentos verticais (flechas)

Tabela C.1 — Deslocamentos máximos

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

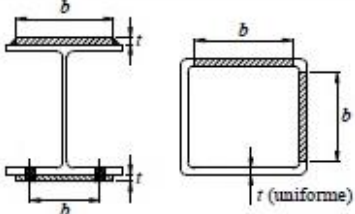
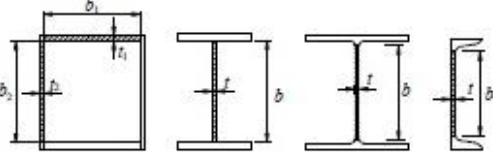
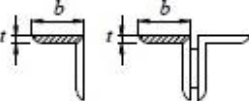
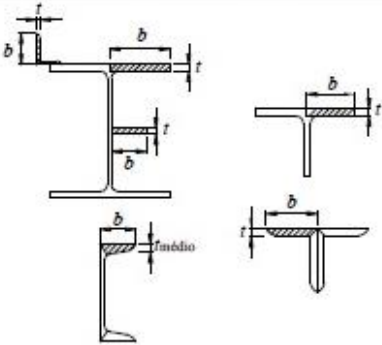
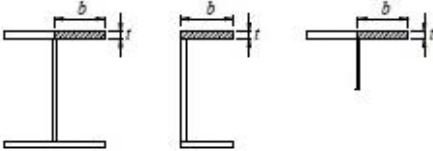
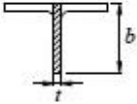
Fonte: NBR 8800 (ABNT, 2008)

ANEXO E – Deslocamentos Elásticos em Vigas

TABELA 3.1a				
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 ≥ b) $\frac{Pb}{3EI\ell} \sqrt{\left(\frac{\ell^2 - b^2}{3}\right)^3}$	$\sqrt{\frac{\ell^2 - b^2}{3}}$	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 ≥ 0,423ℓ) $\frac{M}{3EI\ell} \sqrt{\left(\frac{\ell^2}{3} - b^2\right)^3}$	$\sqrt{\frac{\ell^2}{3} - b^2}$	x < a: $\frac{Mx}{6EI\ell} (\ell^2 - 3b^2 - x^2)$ x > a: $\frac{M(\ell - x)}{6EI} (x^2 + 3a^2 - 2\ell x)$

Fonte: Universidade de São Paulo (2010)

ANEXO F – Valores limites de b/t Tabela F.1 – Valores de $(b/t)_{lim}$

Elementos	Grupo	Descrição dos elementos	Alguns exemplos com indicação 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 		$1,40 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$
	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 		$1,49 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$
AL	3	Abas de cantoneiras simples ou múltiplas providas de chapas de travessamento		$0,45 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$
	4	<ul style="list-style-type: none"> Mesas de 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 		$0,56 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$
	5	Mesas de seções I, H, T ou U soldadas ^a		$0,64 \sqrt{\frac{E}{(f_y/k_c)}}$
	6	Almas de seções T		$0,75 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$

Fonte: NBR 8800 (ABNT, 2008)

ANEXO G – Parâmetros referentes ao momento fletor resistente de cálculo de vigas de alma não esbelta (Anexo G da NBR 8800:2008)

Momento fletor resistente de cálculo de vigas de alma não-esbelta

G.1 Generalidades

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

G.1.2 Vigas de alma não-esbelta são aquelas constituídas por seções I, H, U, caixão e tubulares retangulares, cujas almas, quando perpendiculares ao eixo de flexão, têm parâmetro de esbeltez λ inferior ou igual a λ_r (λ e λ_r definidos na Tabela G.1 para o estado-limite FLA), por seções tubulares circulares com relação entre diâmetro e espessura de parede não superior a $0,45 E/f_y$ e por seções T, seções formadas por duas cantoneiras em T, seções sólidas circulares ou retangulares com quaisquer dimensões.

G.1.3 Para facilitar o uso deste Anexo, a simbologia utilizada encontra-se detalhada em G.3.

G.2 Momento fletor resistente de cálculo

G.2.1 Para os tipos de seção e eixos de flexão indicados na Tabela G.1, para o estado-limite FLT, o momento fletor resistente de cálculo é dado por:

$$a) \quad M_{Rd} = \frac{M_{p\ell}}{\gamma_{al}}, \text{ para } \lambda \leq \lambda_p$$

$$b) \quad M_{Rd} = \frac{C_b}{\gamma_{al}} \left[M_{p\ell} - (M_{p\ell} - M_r) \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right] \leq \frac{M_{p\ell}}{\gamma_{al}}, \text{ para } \lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$$

$$c) \quad M_{Rd} = \frac{M_{cr}}{\gamma_{al}} \leq \frac{M_{p\ell}}{\gamma_{al}}, \text{ para } \lambda > \lambda_r$$

Os valores do momento fletor resistente de cálculo para este estado-limite são válidos para aplicação das forças transversais externas, caso existam, na semi-altura da seção transversal.

G.2.2 Para os tipos de seção e eixos de flexão indicados na Tabela G.1, para os estados-limites FLM e FLA, o momento fletor resistente de cálculo é dado por:

$$a) \quad M_{Rd} = \frac{M_{p\ell}}{\gamma_{al}}, \text{ para } \lambda \leq \lambda_p$$

$$b) \quad M_{Rd} = \frac{1}{\gamma_{al}} \left[M_{p\ell} - (M_{p\ell} - M_r) \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right], \text{ para } \lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$$

$$c) \quad M_{Rd} = \frac{M_{cr}}{\gamma_{al}}, \text{ para } \lambda > \lambda_r \text{ (não aplicável à FLA - ver Anexo H)}$$

Fonte: NBR 8800 (ABNT, 2008)

ANEXO H – Parâmetros referentes ao momento fletor resistente

Tabela G.1 — Parâmetros referentes ao momento fletor resistente

Tipo de seção e eixo de flexão	Estados-límites 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	$\frac{L_b}{r_y}$	$1,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	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 H)	$\frac{h}{t_w}$	$3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	$5,70 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$
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
	FLM	$(f_y - \sigma_r)W_c$ 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 H)	$\frac{h_c}{t_w}$	$\frac{\frac{h_c}{h_p} \sqrt{\frac{E}{f_y}}}{\left(0,54 \frac{M_{pl}}{M_r} - 0,09\right)^2} \leq \lambda_r$	$5,70 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$
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	$\frac{b}{t}$ 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	$\frac{h}{t_w}$	$1,12 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	$1,40 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$
Seções sólidas retangulares fletidas em relação ao eixo de maior momento de inércia	FLT	$f_y W$	$\frac{2,00 C_b E}{\lambda} \sqrt{JA}$	$\frac{L_b}{r_y}$	$\frac{0,13 E}{M_{pl}} \sqrt{JA}$	$\frac{2,00 E}{M_r} \sqrt{JA}$
Seções-caixão e tubulares retangulares, duplamente simétricas, fletidas em relação a um dos eixos de simetria que seja paralelo a dois lados	FLT Ver Nota 7	$(f_y - \sigma_r)W$ Ver Nota 5	$\frac{2,00 C_b E}{\lambda} \sqrt{JA}$	$\frac{L_b}{r_y}$	$\frac{0,13 E}{M_{pl}} \sqrt{JA}$	$\frac{2,00 E}{M_r} \sqrt{JA}$
	FLM	$f_y W_{ef}$ Ver Nota 4	$\frac{W_{ef}^2}{W} f_y$ Ver Nota 4	$\frac{b}{t}$ Ver Nota 8	$1,12 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	$1,40 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$
	FLA	$f_y W$	-	$\frac{h}{t_w}$	Ver Nota 10	$5,70 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$

Fonte: NBR 8800 (ABNT, 2008)