

UNIEVANGÉLICA

CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

**LUDIMILA MARIANE MARTINS ALVES
MATHEUS CRISLEY DA SILVA PEREIRA**

**ESTUDO DE VIGAS MISTAS AÇO-CONCRETO
(DIMENSIONAMENTO)**

ANÁPOLIS / GO

2018

**LUDIMILA MARIANE MARTINS ALVES
MATHEUS CRISLEY DA SILVA PEREIRA**

**ESTUDO DE VIGAS MISTAS AÇO-CONCRETO
(DIMENSIONAMENTO)**

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

ORIENTADOR: ROGÉRIO SANTOS CARDOSO

ANÁPOLIS / GO: 2018

FICHA CATALOGRÁFICA

ALVES, LUDIMILA MARIANE MARTINS/ PEREIRA, MATHEUS CRISLEY DA SILVA

Estudo de Vigas Mistas Aço-Concreto (Dimensionamento)

77P, 297 mm (ENC/UNI, Bacharel, Engenharia Civil, 2018).

TCC - UniEvangélica

Curso de Engenharia Civil.

1. Estruturas Mistas

2. Concreto

3. Vigas Mistas

4. Conectores de Cisalhamento

I. ENC/UNI

II. Título (Série)

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

ALVES, Ludimila Mariane Martins; PEREIRA, Matheus Crisley da Silva. Estudo de Vigas Mistas Aço-Concreto (Dimensionamento). TCC, Curso de Engenharia Civil, UniEvangélica, Anápolis, GO, 77p. 2018.

CESSÃO DE DIREITOS

NOME DO AUTOR: Ludimila Mariane Martins Alves

Matheus Crisley da Silva Pereira

TÍTULO DA DISSERTAÇÃO DE TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO: Estudo de Vigas Mistas Aço-Concreto (Dimensionamento)

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.



Ludimila Mariane Martins Alves

E-mail: ludimilamariane@gmail.com



Matheus Crisley da Silva Pereira

E-mail: matheus.crisley.mc@gmail.com

**LUDIMILA MARIANE MARTINS ALVES
MATHEUS CRISLEY DA SILVA PEREIRA**

**ESTUDO DE VIGAS MISTAS AÇO-CONCRETO
(DIMENSIONAMENTO)**

**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)**



**EDUARDO DOURADO ARGÔLO, Mestre (UniEvangélica)
(EXAMINADOR INTERNO)**



**POLLYANA MARTINS SANTANA, Mestre (UniEvangélica)
(EXAMINADOR INTERNO)**

DATA: ANÁPOLIS/GO, MAIO de 2018

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente a Deus, por ter me acompanhado em toda minha trajetória de vida que me trouxe até este momento. Se não fosse com a ajuda dEle, certamente teria sido impossível ultrapassar todos os obstáculos e dificuldades com que me deparei no caminho. Não foram poucos, mas não foram grandes o bastante para derrotar Àquele que está comigo por onde quer que eu vá, e que me carrega debaixo de Suas asas.

Agradeço também à minha família por todo apoio e incentivo, e principalmente à mulher mais importante da minha vida, minha mãe. Agradeço por toda paciência comigo mesmo em meio a todo o meu cansaço e stress, e por sempre me receber com amor incondicional e compreensão. Agradeço aos meus amigos, que torceram por mim e que celebravam comigo cada etapa concluída dessa trajetória, e também aos meus colegas de trabalho, que sempre souberam as palavras certas de motivação para dizer, e que são pra mim não só grandes exemplos de profissionais, mas também de seres humanos.

Ludimila Mariane Martins Alves

AGRADECIMENTOS

Em primeiro lugar quero agradecer a Deus que me deu a oportunidade de poder estar longe de casa almejando meus sonhos e conseguindo conquistá-los pouco a pouco. Nunca me deixou faltar nada, nenhum ânimo e força sequer para continuar lutando e batalhando.

Aos meus pais que sempre me incentivaram, mesmo cedo e novo, mas me deram total apoio para buscar novos desafios longe de casa e sem o comando deles.

Aos meus amigos de graduação que estiveram comigo em tardes e noites de estudo, e também em momentos de diversão e descontração.

Aos meus professores por todo o empenho e colaboração para que esse sonho pudesse se tornar realidade.

Obrigado a todos que participaram e contribuíram, diretamente e indiretamente, nesse percurso.

Matheus Crisley da Silva Pereira

RESUMO

As combinações de materiais se tornaram cada vez mais frequentes e possíveis com o desenvolvimento da tecnologia e da indústria, desenvolvendo métodos e disposições construtivas que possibilitaram criar peças estruturais mais resistentes. O sistema misto aço-concreto é a associação de perfis de aço laminados, soldados ou formados a frio, trabalhando em conjunto com o concreto simples ou armado, formando as lajes, vigas e pilares mistos. O objetivo geral deste trabalho é apresentar o comportamento estrutural de estruturas mistas (vigas aço-concreto), analisando seu dimensionamento e métodos construtivos. As vigas mistas são previstas em norma desde 1986, e os parâmetros para o seu dimensionamento são especificados na NBR 8800 (ABNT 2008), na qual, são adotados critérios de segurança que irão estabelecer os estados limites da estrutura a ser dimensionada. Este trabalho irá analisar o comportamento estrutural das vigas de um edifício de múltiplos pavimentos, para uma estrutura simples (vigas em aço sem colaboração da laje de concreto) e para uma estrutura mista aço-concreto. A análise dos resultados será feita comparando os esforços a flexão da viga simples com a viga mista, e, também será feito um estudo de caso de uma edificação que está sendo construída em estrutura mista, para posteriormente, efetuar uma comparação com a estrutura simples.

PALAVRAS-CHAVE:

Estrutura mistas. Aço. Concreto. Vigas Mistas. Conectores de Cisalhamento.

ABSTRACT

Combinations of materials became more and more frequent and possible with the development of technology and industry, developing methods and constructive arrangements that made it possible to create stronger structural parts. The mixed steel-concrete system is the combination of rolled or welded or cold formed steel profiles, working together with simple or reinforced concrete, forming the slabs, beams and mixed pillars. The general objective of this work is to present the structural behavior of composite structures (steel-concrete mixed beams), analyzing their design and construction methods. The composite beams have been laid down in standard since 1986, and the parameters for their dimensioning are specified in NBR 8800 (ABNT 2008), in which, safety criteria are adopted that will establish the boundary states of the structure to be dimensioned. This work will analyze the structural behavior of the beams of a multi-storey building, for a simple structure (non-cooperating steel beams on the concrete slab) and for a mixed steel-concrete structure. The analysis of the results will be made comparing the bending stresses of the simple beam with the mixed beam, and also a case study of a building being built in a mixed structure will be made, and then a comparison will be made with a structure simple.

KEYWORDS:

Mixed structure. Steel. Concrete. Mixed Beams. Shear Connectors.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Tipos de vigas mistas aço-concreto	26
Figura 2 – Flambagem local da mesa inferior, e flambagem lateral com distorção da seção..	29
Figura 3 - Seção homogeneizada para cálculos em regime elástico.....	31
Figura 4 - Variáveis para a seção mista	32
Figura 5 - Linha neutra plástica situada na laje de concreto	36
Figura 6 - Linha neutra plástica situada na mesa da seção de aço.....	37
Figura 7 - Linha neutra plástica situada na alma da seção de aço	37
Figura 8 - Tipos de conectores	42
Figura 9 - Ilustração do valor a ser tomado para e_{mh}	44
Figura 10 - Edifício-exemplo	47
Figura 11 - Diagrama de cargas da Combinação I	49
Figura 12 - Diagrama de cargas da Combinação II	49
Figura 13 - Diagrama de Esforço Cortante da Combinação I (mais desfavorável).....	49
Figura 14 - Diagrama de Momento Fletor da Combinação I (mais desfavorável).....	50
Figura 15 - Variáveis do perfil de aço	51
Figura 16 - Seção homogeneizada.....	57
Figura 17 - Conectores de cisalhamento	62
Figura 18 - Gráfico comparativo de deslocamentos	63
Figura 19 - Gráfico comparativo de esforços cortantes resistentes	64
Figura 20 - Gráfico comparativo de momentos fletores resistentes	64
Figura 21 - Planta de fôrma do Edifício-exemplo	74
Figura 22 - Detalhe da planta de fôrma do Edifício-exemplo.....	74
Figura 23 - Tabela da área da seção de barras da armadura passiva por unidade de comprimento (cm^2/m) em bitolas padronizadas da NBR 7480:1996 (EB-3).....	75
Figura 24 - Tabela de bitolas	76
Figura 25 – Vigas e conectores de cisalhamento da estrutura do Edifício-exemplo.....	77
Figura 26 - Vigas e conectores de cisalhamento da estrutura do Edifício-exemplo.....	77

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 - Deslocamentos máximos	24
--	----

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Carregamentos atuantes na estrutura.....	48
Tabela 2 – Combinações de carregamentos	48
Tabela 3 - Propriedades geométricas da seção homogeneizada.....	57
Tabela 4 - Tabela comparativa de resultados	64
Tabela 5 - Parâmetros referentes ao momento fletor resistente	70

LISTA DE ABREVIATURAS

AA	Elemento com as duas bordas longitudinais vinculadas
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
AL	Elemento com apenas uma borda longitudinal vinculada
CBCA	Centro Brasileiro de Construção em Aço
ELS	Estado Limite de Serviço
ELU	Estado Limite Último
FLA	Flambagem Local da Alma
FLM	Flambagem Local da Mesa Comprimida
FLT	Flambagem Lateral com Torção
NBR	Norma Brasileira

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	13
1.1	CONTEXTO HISTÓRICO.....	13
1.1.1	Aço	13
1.1.2	Estruturas de Aço	14
1.1.3	Estruturas mistas aço-concreto	14
1.1.4	Vigas Mistas	15
1.2	JUSTIFICATIVA.....	15
1.3	OBJETIVOS	16
1.3.1	Objetivo Geral	16
1.3.2	Objetivo Específico.....	16
1.4	METODOLOGIA	17
1.5	ESTRUTURA DO TRABALHO.....	17
2	EMBASAMENTO TEÓRICO	18
2.1	VIGAS EM AÇO	18
2.1.1	Estados Limites.....	18
2.1.1.1	Estado Limite Último (ELU).....	19
2.1.1.2	Estado Limite de Serviço (ELS).....	19
2.1.2	Elementos submetidos a momento fletor e força cortante.....	20
2.2	VIGAS MISTAS	25
2.2.1	Estados Limites.....	27
2.2.1.1	Estado Limite Último (ELU).....	27
2.2.1.2	Estado Limite de Serviço (ELS).....	27
2.2.2	Comportamento estrutural.....	28
2.2.2.1	Interação total e Interação parcial.....	28
2.2.2.2	Vigas submetidas a momentos fletores positivos	28
2.2.2.3	Vigas submetidas a momentos fletores negativos	29
2.2.3	Resistência à flexão.....	30
2.2.3.1	Classificação da seção	30
2.2.3.2	Largura efetiva da laje	30
2.2.3.3	Homogeneização da seção	31
2.2.3.4	Regiões de momentos positivos	34
2.2.3.5	Regiões de momentos negativos	38

2.2.3.6	Verificação da força cortante	39
2.2.4	Determinação dos deslocamentos.....	39
2.2.4.1	Efeitos da fluência e da retração do concreto.....	39
2.2.4.2	Flecha admissível	40
2.2.4.3	Flecha real	40
2.2.5	Armadura da laje	40
2.3	CONECTORES DE CISALHAMENTO	41
2.3.1	Resistência dos conectores	43
2.3.1.1	Pinos com cabeça.....	43
2.3.1.2	Perfil U laminado ou formado a frio.....	45
2.3.1.3	Espaçamento.....	45
3	ESTUDO DE CASO	47
3.1	DIMENSIONAMENTO DA VIGA EM AÇO para o edifício-exemplo	50
3.1.1	Deslocamento vertical	51
3.1.2	Cisalhamento	52
3.1.3	Momento Fletor	53
3.2	DIMENSIONAMENTO DA VIGA MISTA PARA O EDIFÍCIO-EXEMPLO	55
3.2.1	Momento fletor	55
3.2.1.1	Classificação das seções quanto à flambagem local.....	55
3.2.1.2	Largura efetiva da laje	56
3.2.1.3	Seção homogeneizada.....	56
3.2.1.4	Linha neutra.....	58
3.2.1.5	Momento fletor resistente de cálculo em regiões de momentos positivo	59
3.2.2	Deslocamento vertical	59
3.2.3	Cisalhamento	59
3.2.4	Armadura longitudinal	60
3.3	DIMENSIONAMENTO DOS CONECTORES	60
4	APRESENTAÇÃO DE RESULTADOS	63
5	CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	66
	REFERÊNCIAS	67

1 INTRODUÇÃO

1.1 CONTEXTO HISTÓRICO

O desenvolvimento dos materiais de construção acompanhou a evolução do homem, que inicialmente empregava os materiais do modo que os encontrava na natureza. Hugon (2004, p. 1) afirma que “os materiais [...] variam segundo as épocas, segundo os recursos locais, segundo os meios de transporte e realização, segundo a estética etc.”, e a modelação e adaptação destes era feita pelo homem conforme suas necessidades e limitações.

A madeira pode ser considerada o material de construção mais antigo, devido a sua grande disponibilidade na natureza (PFEIL, 2011). Também a pedra era empregada como uma opção de material resistente e maleável, porém apenas em locais de menor disponibilidade da madeira.

Com o passar do tempo, as exigências do homem aumentavam, e conseqüentemente, os materiais e técnicas necessitavam ser aperfeiçoados. Afim de conferir ao sistema construtivo melhores propriedades, como maior resistência, maior durabilidade, e melhor estética, e também estruturas que fossem capazes de vencer grandes vãos, se desenvolveram pesquisas sobre aço e suas aplicações na construção civil.

1.1.1 Aço

O aço é uma liga metálica composta de ferro e percentagens variáveis de carbono, o que o atribui propriedades de resistência e ductilidade, entre outras, e o torna conveniente ao uso na construção civil. Seu processo de fabricação pode ser explicado como o aproveitamento do ferro pela eliminação de suas impurezas, e então adição de substâncias que lhe ofereçam as características necessárias em função de sua aplicação final. Diferentes composições químicas irão lhe conferir diferentes propriedades, como resistência mecânica, soldabilidade, ductilidade, resistência à corrosão, entre outros.

Mesmo sendo conhecido desde a Antiguidade, o aço teve sua comercialização dificultada devido à falta de um processo de fabricação industrial. A partir das décadas de 1860, porém, ele já poderia ser produzido em grande escala através de fornos, introduzidos por Henry Bessemer, e mais tarde, em fornos de ainda maior capacidade, desenvolvidos pelos irmãos Martin (PFEIL, 2009). Com o decorrente desenvolvimento dos processos metalúrgicos, a

produção de aço atinge escala industrial, o que confere ao material um menor custo, consequentemente aumentando sua popularidade.

1.1.2 Estruturas de Aço

O crescimento da indústria siderúrgica acompanhou o desenvolvimento dos transportes, principalmente a implantação de redes ferroviárias, por haver uma demanda muito grande de origem britânica e também europeia. Isso se deu devido à grande necessidade de construção de viadutos e pontes, que foram as primeiras grandes aplicações do ferro e do aço na construção civil (SILVA, 1986).

Juntamente com esse acelerado crescimento da malha ferroviária, tornou-se evidente a grande necessidade de edifícios de apoio, estações, galpões, entre outros, que fossem executados com rapidez, de forma a acompanhar a velocidade de execução das próprias ferrovias (BANDEIRA, 2008). É nesse cenário que a utilização da estrutura metálica passa a ser expandida a outros tipos de construções.

1.1.3 Estruturas mistas aço-concreto

As combinações de materiais se tornaram cada vez mais frequentes e possíveis com o desenvolvimento da tecnologia e da indústria, desenvolvendo métodos e disposições construtivas que possibilitaram criar peças estruturais mais resistentes, atendendo situações que antes eram desvantajosas.

Sistema misto aço-concreto é a associação de perfis de aço laminados, soldados ou formados a frio, trabalhando em conjunto com o concreto simples ou armado, formando as lajes, vigas e pilares mistos (QUEIROZ, 2012). Este sistema construtivo desenvolveu-se a partir da década de 1960, desejando aproveitar da melhor maneira as vantagens oferecidas por cada material, demonstrando ser uma das combinações mais favoráveis em termos estruturais, construtivos, econômicos e técnicos.

Nas primeiras construções mistas, o concreto era utilizado apenas como revestimento dos perfis de aço, para protegê-los contra a corrosão e o fogo, sem função estrutural. O desenvolvimento do concreto armado trouxe à tona a verdadeira essência da combinação aço-concreto, conciliando o menor peso e a capacidade de vencer grandes vãos do aço, com a rigidez para resistir aos carregamentos laterais do concreto. As estruturas mistas são normatizadas pela

NBR 8800 (ABNT, 2008): “Projeto e Execução de Estruturas de Aço de Edifícios”, que se destina à habitação, edifícios de uso comercial e industrial, e de edifícios públicos.

1.1.4 Vigas Mistas

Vigas mistas aço-concreto consistem da combinação de um perfil de aço (geralmente tipo “I”) com uma laje de concreto. A ligação entre elas é feita por meio de conectores de cisalhamento soldados à mesa superior do perfil, para atuarem em conjunto resistindo aos esforços de flexão.

A laje de concreto geralmente é feita “in loco”, porém, uma alternativa interessante é o uso de vigotas pré-fabricadas o que permite um rápido avanço da estrutura. As vigotas são espaçadas de acordo com o enchimento, sendo apoiadas sobre a mesa superior da viga metálica. Os conectores são soldados à esta mesa de acordo com o espaçamento das vigotas, formando a mesa de compressão da viga mista.

1.2 JUSTIFICATIVA

A utilização de aço com função estrutural em um sistema construtivo, apresenta diversas vantagens quando comparada a demais substitutos, como o concreto armado. Uma das principais vantagens seria o menor prazo de execução. Obras em aço tendem a ser avançadas mais rapidamente, em função da diminuição de etapas que são utilizadas em processos convencionais, como a execução de forma e desforma, escoramentos, concretagem e cura. Além disso, as obras em estrutura metálica, por utilizarem de sistemas industrializados e peças pré-fabricadas, apresentam canteiros de obras mais limpos e organizados, por não haver a necessidade de grandes depósitos de materiais, também resultando em uma considerável redução de desperdício.

Outra característica que muito contribui para a popularidade das estruturas em aço, é o fato de suas peças apresentarem seções significativamente mais esbeltas, resultando em uma maior área útil, e possibilitando maiores vãos livres. E ainda, paralelamente a isso, o peso próprio da estrutura também é reduzido, o que significa menos cargas transmitidas às fundações, conferindo uma maior economia também no projeto e execução dessa fase construtiva.

O uso de estruturas mistas aço-concreto expande as soluções para o uso tanto do aço quanto do concreto, tornando possível associar os benefícios oferecidos por cada material

separadamente. Griffis (1994) relata algumas vantagens desse tipo de sistema. Entre elas, destacam-se economia de material destinado a proteção contra a corrosão e o fogo, pelo fato de o concreto já exercer esse papel quando associado ao aço, e ainda o aumento da rigidez da estrutura de aço pelo concreto, com significativa diminuição dos problemas de instabilidade locais e globais.

As estruturas mistas tem ganhado popularidade na construção civil. Com muita frequência, a execução de vigas mistas mesmo em estruturas unicamente em aço, é priorizada. Isso se deve aos benefícios desse tipo de sistema quando comparados ao modelo em aço. Entre essas vantagens, certamente a de maior destaque é a economia de aço possibilitada quando feita a associação do mesmo com o concreto. Tal economia é justificada pelo fato dessas peças apresentarem maior rigidez e maior resistência, possibilitando o encurtamento da seção do elemento estrutural, que por fim resulta em um menor consumo do material.

Dentro deste contexto, e buscando melhor compreender as vantagens apresentadas em todos os estudos analisados, este trabalho irá analisar o comportamento estrutural de vigas mistas aço-concreto e vigas em aço. Os comportamentos observados em cada modelo serão comparados, de forma a esclarecer e apresentar as vantagens do sistema misto.

1.3 OBJETIVOS

1.3.1 Objetivo Geral

O objetivo geral deste trabalho é apresentar o comportamento estrutural de estruturas mistas, com enfoque em vigas mistas aço-concreto, analisando seu dimensionamento e métodos construtivos através de um estudo de caso que será utilizado como modelo.

1.3.2 Objetivo Específico

- a) Efetuar uma análise abordando os aspectos estruturais que compõe uma viga em perfil metálico e uma viga mista aço-concreto;
- b) Dimensionar uma viga em perfil metálico e uma viga mista aço-concreto;
- c) Analisar as diferenças à flexão das vigas dimensionadas.

1.4 METODOLOGIA

Visando atingir os objetivos propostos, a metodologia empregada baseia-se primordialmente no estudo de estruturas em aço e estruturas mistas aço-concreto, porém com o enfoque em vigas.

Desejando obter-se dados sobre o comportamento estrutural, é realizado o dimensionamento para ambos os sistemas estruturais seguindo os procedimentos da norma NBR 8800 (ABNT, 2008).

A análise dos resultados será feita comparando os esforços a flexão da viga de aço com a viga mista, e, também será feito um estudo de caso de uma edificação que está sendo construída em estrutura mista, para posteriormente, efetuar uma comparação com uma estrutura feita inteiramente em aço.

1.5 ESTRUTURA DO TRABALHO

O capítulo 1 deste trabalho descreve sobre o contexto histórico dos materiais utilizados na construção civil e do sistema estrutural misto aço-concreto, enfatizando um dos seus elementos estruturais, as vigas mistas. São relatadas as principais características e vantagens nesse método construtivo. Também é abordado nesse capítulo as justificativas pela escolha do tema, os objetivos do trabalho e a metodologia empregada.

O capítulo 2 é composto pelo embasamento teórico, utilizado para analisar o comportamento estrutural das vigas de um edifício de múltiplos pavimentos, para uma estrutura simples (vigas em aço sem colaboração da laje de concreto) e para uma estrutura mista aço-concreto. Ainda nesse capítulo é exposta a maneira de se realizar o dimensionamento das vigas de aço, vigas mistas e conectores de cisalhamento, sendo abordado os principais subitens referidos na NBR 8800 (ABNT, 2008), utilizada como base para todas as informações e roteiro de cálculo desse trabalho.

O capítulo 3 apresenta um exemplo numérico de dimensionamento de um edifício exemplo, localizado na UniEvangélica. O dimensionamento será realizado à esforços de flexão e cortante, sendo calculado também o deslocamento vertical da viga.

O capítulo 4 exibirá os resultados do dimensionamento realizado no capítulo 3 sob forma de tabelas, para facilitar o entendimento e auxiliar na comparação dos dados obtidos.

O capítulo 5 apresenta as considerações finais do trabalho, no qual é realizada a comparação dos resultados obtidos, salientado o método construtivo mais eficiente.

2 EMBASAMENTO TEÓRICO

As estruturas mistas de aço e de concreto vem tomando seu espaço e expandindo consideravelmente as opções de projeto e construção tanto em concreto armado quanto em aço. Comumente empregado em edifícios, principalmente quando são necessários vãos mais elevados, e em pontes (QUEIROZ, 2012), trata-se de um sistema em que um perfil de aço irá trabalhar conjuntamente com o concreto, constituindo uma peça mista. O perfil de aço utilizado pode ser laminado, soldado ou formado a frio, e o concreto geralmente armado.

As vigas mistas são previstas em norma desde 1986, e os parâmetros para o seu dimensionamento são especificados na NBR 8800 (ABNT, 2008). Inicialmente, eram executadas vigas metálicas com lajes de concreto, porém sem considerar a contribuição da laje no trabalho da viga, mesmo esta sendo conhecida e comprovada. Após a II Guerra Mundial, a carência de aço levou ao aprofundamento dos estudos a respeito do comportamento dessas peças quando associadas (PFEIL, 2009).

Atualmente, mesmo em estruturas predominantemente em aço, são muitas vezes projetadas e executadas as vigas como vigas mistas, por resultarem em soluções econômicas. Esse sistema é constituído basicamente por um componente de aço simétrico em relação ao plano de flexão, que pode ser um perfil I ou uma treliça, e por uma laje de concreto acima de sua face superior. Em sua execução, a ligação mecânica deve ser feita por meio de conectores de cisalhamento entre o componente de aço e a laje, de forma a garantir que ambos, em conjunto, resistam à flexão.

2.1 VIGAS EM AÇO

2.1.1 Estados Limites

Um projeto estrutural deve garantir um bom desempenho da estrutura ao longo de sua vida útil, de forma a promover segurança aos usuários. Todas as etapas envolvidas no processo de dimensionamento e elaboração de um projeto estrutural, tem como objetivo assegurar uma estrutura que não apresente grandes deslocamentos, vibrações ou danos locais que possam causar um possível desconforto no momento de sua utilização.

No momento do dimensionamento e cálculo estrutural, são adotados critérios de segurança que irão estabelecer os estados limites da estrutura a ser dimensionada. Um estado limite é atingido quando a estrutura apresenta desempenho incoerente com o previsto em

projeto, não mais satisfazendo seus objetivos. Os estados limites são divididos em estado limite último e estado limite de serviço.

2.1.1.1 Estado Limite Último (ELU)

De acordo com a NBR 8800 (ABNT, 2008), os estados limites últimos têm como finalidade garantir a segurança da estrutura quando esta estiver sujeita às combinações de ações mais desfavoráveis previstas durante toda sua vida útil, e estão associados à ocorrência de cargas excessivas que provoquem o colapso da estrutura.

Entre os fatores que podem desencadear um colapso, estão a perda de equilíbrio como corpo rígido, a plastificação total de um elemento estrutural ou de uma seção, a ruptura de uma ligação ou seção, flambagem em regime elástico ou não, e ainda ruptura por fadiga (PFEIL, 2009).

São apresentadas pela norma condições usuais de segurança quanto aos estados limites últimos, podendo ser expressas pela desigualdade abaixo:

$$\theta (S_d, R_d) \geq 0 \quad (1)$$

Onde:

S_d representa os valores de cálculo dos esforços atuantes na estrutura;

R_d representa os valores de cálculo dos correspondentes esforços resistentes.

Em outros casos, pode ser feita a verificação em relação a cada um dos esforços atuantes isoladamente, de modo que as condições de segurança tomem a forma simplificada:

$$R_d \geq S_d \quad (2)$$

2.1.1.2 Estado Limite de Serviço (ELS)

Relacionados com o desempenho de uma estrutura sob condições normais de utilização, os estados limites de serviço estão associados a toda manifestação da estrutura que possa causar desconforto aos usuários. Tais manifestações devem ocorrer com a finalidade de alertar os usuários sobre a má utilização da estrutura, e incluem fissuras, deformações e vibrações excessivas.

Para os estados limites de serviço, a norma nos orienta a adotar condições de segurança expressas por desigualdades do tipo:

$$S_{ser} \leq S_{lim} \quad (3)$$

Onde:

S_{ser} se refere aos valores dos efeitos estruturais de interesse, obtidos a partir de combinações de serviço das ações;

S_{lim} se refere aos valores limites adotados para esses efeitos, especificados em norma.

2.1.2 Elementos submetidos a momento fletor e força cortante

Para as vigas sujeitas à flexão, é necessário realizar os cálculos do momento fletor e esforço cortante que a estrutura resistirá para efetuar a comparação com os esforços solicitantes de projeto, e também, analisar os deslocamentos verticais no estado limite de serviço.

O dimensionamento de barras submetidas a momento fletor e força cortante é realizado segundo a NBR 8800 (ABNT, 2008), a qual estabelece algumas condições que devem ser atendidas:

- 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 em relação a qualquer eixo que passe pelo centro geométrico.

As condições apresentadas nas equações 4 e 5 devem ser atendidas no dimensionamento:

$$M_{sd} \leq M_{rd} \quad (4)$$

$$V_{sd} \leq V_{rd} \quad (5)$$

Onde:

M_{sd} é o momento fletor solicitante de cálculo;

M_{rd} é o momento fletor resistente de cálculo;

V_{sd} é a força cortante solicitante de cálculo;

V_{rd} é a força cortante resistente de cálculo.

A flambagem lateral com torção (FLT), a flambagem local da mesa (FLM) e a flambagem local da alma (FLA) devem ser consideradas, pois podem alterar a resistência à flexão das vigas.

Na flambagem lateral, a viga perde a estabilidade do plano principal de flexão, surgindo deslocamentos laterais e rotações de torção. Para o estado-limite de flambagem lateral por torção (FLT), o momento fletor resistente de cálculo dos tipos indicados na Tabela 1 é dado por:

a) Para $\lambda \leq \lambda_p$

$$M_{Rd} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}} \quad (6)$$

b) Para $\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$

$$M_{Rd} = \frac{C_b}{\gamma_{a1}} \left[M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right] \leq \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}} \quad (7)$$

c) Para $\lambda > \lambda_r$

$$M_{Rd} = \frac{M_{cr}}{\gamma_{a1}} \leq \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}} \quad (8)$$

A flambagem local da mesa (FLM) comprimida do perfil I provoca a perda da estabilidade, e, conseqüentemente, a redução do momento resistente da seção. Para o estado-limite da flambagem local da mesa (FLM) e da flambagem local da alma (FLA), a NBR 8800 (ABNT, 2008) divide as seções sob influência da flambagem local, classificando-as em três classes para realizar o cálculo do momento fletor resistente:

a) Seção compacta ($\lambda \leq \lambda_p$)

$$M_{Rd} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}} \quad (9)$$

b) Seção semicompacta ($\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$)

$$M_{Rd} = \frac{1}{\gamma_{a1}} \left[M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right] \quad (10)$$

c) Seção esbelta ($\lambda > \lambda_r$)

$$M_{Rd} = \frac{M_{cr}}{\gamma_{a1}} \quad (11)$$

O momento fletor de plastificação da seção transversal é dado por:

$$M_{pl} = Z f_y \quad (12)$$

A força cortante resistente de cálculo, V_{rd} , para seções I, H e U fletidas em relação ao eixo perpendicular à alma, é conhecida através da expressão:

a) Para $\lambda \leq \lambda_p$

$$V_{rd} = \frac{V_{pl}}{\gamma_{a1}} \quad (13)$$

b) Para $\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$

$$V_{rd} = \frac{\lambda_p V_{pl}}{\lambda \gamma_{a1}} \quad (14)$$

c) Para $\lambda > \lambda_r$

$$V_{rd} = 1,24 \left(\frac{\lambda_p}{\lambda} \right)^2 \frac{V_{pl}}{\gamma_{a1}} \quad (15)$$

O índice de esbeltez, bem como os parâmetros de esbeltez correspondente à plastificação e ao início do escoamento, podem ser encontrados a partir das fórmulas:

$$\lambda = \frac{d'}{t_w} \quad (16)$$

$$\lambda_p = 1,10 \sqrt{\frac{k_v E}{f_y}} \quad (17)$$

$$\lambda_r = 1,37 \sqrt{\frac{k_v E}{f_y}} \quad (18)$$

Para calcular o valor da força correspondente a plastificação da alma por cisalhamento, utiliza-se a expressão:

$$V_{pl} = 0,60 A_w f_y \quad (19)$$

$$A_w = d t_w \quad (20)$$

Onde:

M_{pl} é o momento fletor de plastificação da seção transversal;

M_{cr} é o momento fletor de flambagem elástica;

M_r é o momento fletor correspondente ao início do escoamento, incluindo a influência das tensões residuais em alguns casos;

C_b é o fator de modificação para diagrama de momento fletor não-uniforme, cujo valor é 1,00.

λ_p é o parâmetro de esbeltez correspondente à plastificação;

λ_r é o parâmetro de esbeltez correspondente ao início do escoamento;

Z é o módulo de resistência plástico;

f_y é a resistência de escoamento do aço;

V_{pl} é a força cortante correspondente à plastificação da alma por cisalhamento;

k_v é um coeficiente a qual é atribuído valor igual a 5,0 para almas sem enrijecedores transversais;

t_w é a espessura da alma;

A_w é a área efetiva de cisalhamento;

d é a altura total da seção transversal.

Os deslocamentos verticais podem ocasionar danos a elementos não estruturais e também provocar efeitos de insegurança. A NBR 8800 (ABNT, 2008) efetua a verificação quanto ao deslocamento máximo da estrutura no estado-limite de serviço através do Quadro 1:

Quadro 1 - Deslocamentos máximos

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;	$L/600^i$
- 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;	$L/400$

Quadro 1 – Deslocamentos máximos

(conclusão)

- 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; - 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>Notas:</p> <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 ação permanente.</p> <p>^f Considerar apenas as ações variáveis de sentido oposto ao da ação permanente com seu valor característico.</p> <p>^g Deve-se evitar também a ocorrência de empoçamento.</p> <p>^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.</p> <p>ⁱ Valor não majorado pelo coeficiente de impacto.</p> <p>^j Considerar combinações raras de serviço.</p> <p>^k No caso de pontes rolantes siderúrgicas, o deslocamento também não pode ser superior a 50 mm.</p> <p>^l O diferencial do deslocamento horizontal entre pilares do pórtico que suportam as vigas de rolamento não pode superar 15 mm.</p> <p>^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.</p>	

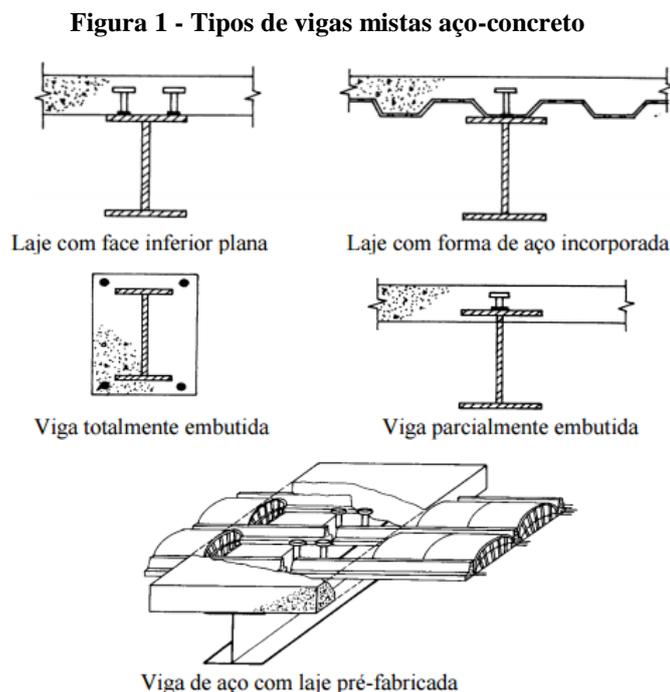
Fonte: NBR 8800 (ABNT, 2008)

2.2 VIGAS MISTAS

Conforme especificadas pela NBR 8800 (ABNT, 2008), as vigas mistas de aço e concreto, são elementos formados pela associação de um componente de aço simétrico em relação ao plano de flexão, podendo ser um perfil I ou uma treliça, com uma laje de concreto acima de sua face superior. A ligação mecânica entre o perfil e a laje deve ser feita por meio de

conectores de cisalhamento, de modo que os componentes de aço e a laje, em conjunto, resistam à flexão.

Para o componente de aço em perfil I, o elemento estrutural receberá o nome de viga mista de alma cheia. Já no caso desse componente ser uma treliça, será chamado treliça mista de aço e concreto. O elemento de concreto também apresenta variações. As lajes em concreto podem ser moldadas in loco, com face inferior plana ou com fôrma incorporada, ou formadas de elementos pré-fabricados. A figura 1 ilustra os tipos mais usuais de vigas mistas.



Fonte: MALITE, 1990

As vigas mistas de alma cheia podem ser biapoiadas, contínuas ou semicontínuas. Para as biapoiadas, as ligações nos apoios podem ser consideradas como rótulas. As contínuas são aquelas em que o perfil de aço e a armadura da laje apresentam total continuidade nos apoios internos. Já nas semicontínuas, o perfil de aço não tem continuidade total nos apoios internos, e possuem ligação de resistência parcial.

Durante a construção, as vigas mistas poderão ser escoradas ou não-escoradas. Quando feito o escoramento, a seção de aço permanece sem solicitação até que o concreto atinja 75% de sua resistência característica à compressão especificada, conforme definido na norma NBR 8800 (ABNT, 2008). No momento em que essa resistência é atingida, o escoramento é então retirado, e as solicitações provenientes do peso próprio e outras cargas atuam sobre a viga mista.

No caso de estruturas sem escoramento, o peso próprio proveniente do concreto fresco e do aço irão atuar somente na seção de aço.

Ao se comparar o comportamento da viga mista em cada caso, observa-se que os deslocamentos verticais resultantes de cargas aplicadas na viga escorada, são significativamente menores em relação à viga sem escoramento. Em contrapartida, as tensões de plastificação que se desenvolvem são as mesmas nos dois modelos de construção, e a viga atinge o mesmo momento fletor resistente, seja ela escorada ou não (PFEIL, 2009).

2.2.1 Estados Limites

2.2.1.1 Estado Limite Último (ELU)

Em um sistema misto, assim como em qualquer elemento estrutural, as solicitações de cálculo não devem ser superiores às resistências de cálculo especificadas. Os estados limites últimos de uma viga mista são normalmente caracterizados por falhas do perfil de aço ou de todo o elemento, e podem ser provocadas por ações de cálculo aplicadas antes e depois da cura do concreto. O colapso desses elementos mistos está relacionado à resistência à flexão e à resistência ao cisalhamento.

Para falhas do perfil de aço quando a estrutura é submetida às ações de cálculo antes da cura do concreto, devem ser verificados os estados limites de flambagem local da mesa e flambagem lateral com torção. Também são observadas falhas na viga mista resultantes de todas as ações de cálculo, aplicadas antes e depois da cura do concreto. Para esses casos, devem-se verificar os estados limites de falhas devido à plastificação, à flambagem ou plastificação da alma do perfil de aço, à ruptura da laje por cisalhamento, à flambagem com distorção da seção transversal, e ainda falhas relacionadas a problemas locais de ligação (PFEIL, 2009).

2.2.1.2 Estado Limite de Serviço (ELS)

O estado limite de serviço tem como finalidade alertar o usuário sobre problemas na estrutura que podem passar despercebidos no momento de sua utilização. No caso das vigas mistas, as respostas da estrutura identificadas estão relacionadas a flechas e vibrações excessivas, e fissuração do concreto sobre apoios intermediários.

Havendo prejuízo quanto à aparência da estrutura, resultante de fissuração do concreto, os estados limites de serviço devem ser verificados. Nas vigas mistas, é comum que tais fissuras

ocorram nas regiões de momento negativo ou na região dos apoios das vigas biapoiadas. Sendo obrigatório ou desejado controlar a abertura das fissuras na laje de concreto, a NBR 8800 (ABNT, 2008) nos orienta a adotar taxa de armadura mínima longitudinal de tração nas regiões propensas a fissuração.

2.2.2 Comportamento estrutural

2.2.2.1 Interação total e Interação parcial

No momento de dimensionamento de vigas mistas submetidas à flexão, o comportamento da ligação aço-concreto das peças deverá ser analisado. Duas situações quanto a interação entre o perfil de aço e o concreto são identificadas: interação completa e interação parcial.

A interação completa ou total, definida por Alva e Malite (2005) como “ligação perfeita”, ocorre quando os conectores apresentam resistência de cálculo igual ou superior à resistência de cálculo do elemento de aço à tração ou da laje de concreto à compressão, o menor desses valores. Esse tipo de ligação permite que as seções planas se mantenham planas, não havendo escorregamento longitudinal ou deslocamento vertical. A interação parcial é identificada quando a resistência de cálculo dos conectores é inferior às duas resistências anteriormente mencionadas. Havendo interação incompleta entre os elementos, é previsto escorregamento ao nível da ligação aço-concreto, resultando em uma descontinuidade no diagrama de deformações, e consequente deformabilidade das vigas.

Os dois tipos de interações podem ocorrer na região de momento positivo, tanto a interação completa quanto a parcial. Na região de momento negativo, é prevista apenas a interação completa.

2.2.2.2 Vigas submetidas a momentos fletores positivos

Vigas simplesmente apoiadas serão submetidas apenas a momentos fletores positivos, considerando-se que, nesses casos, a laje de concreto se apresenta comprimida, e o perfil de aço tracionado.

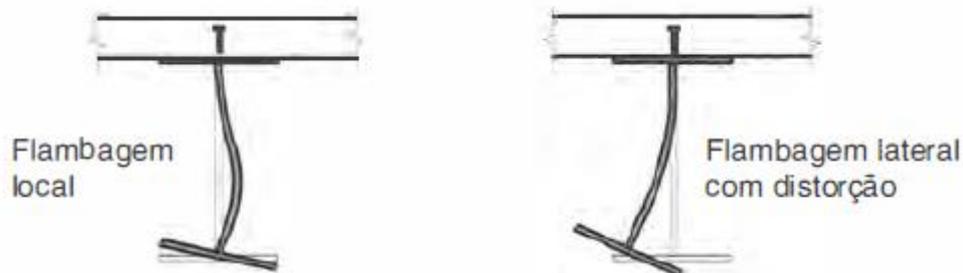
Nas regiões de momento positivo não são identificados fenômenos de flambagem lateral, em decorrência da ligação por meio de conectores da mesa comprimida da seção de aço à laje de concreto. Quanto a flambagem local, poderá ocorrer em vigas com seções de aço

compactas, em que o momento de plastificação total tenha sido atingido, e em seções semicompatas, uma vez que a situação de início de plastificação seja considerada como limite de resistência à flexão.

2.2.2.3 Vigas submetidas a momentos fletores negativos

Observa-se que vigas mistas contínuas ou em balanço são submetidas a momentos fletores negativos nas regiões dos apoios, que resultam em fissuração do elemento, devido aos esforços de tração na laje de concreto. Além disso, esses elementos apresentam maior instabilidade, visto que o mesmo se torna sujeito à flambagem local, devido à mesa comprimida da seção de aço se apresentar livre, e ainda à flambagem lateral por distorção, caracterizada pelo deslocamento lateral da mesa comprimida e deformação da alma por flexão. Tais fenômenos são ilustrados na Figura 2.

Figura 2 – Flambagem local da mesa inferior, e flambagem lateral com distorção da seção



Fonte: PFEIL, 2009

A fissuração do concreto no elemento misto sujeito a momentos fletores negativos, provoca que todo o sistema trabalhe de maneira menos eficiente, pois a resistência à flexão na região do concreto tracionado é consideravelmente reduzida. Além disso, em vigas mistas que apresentam fissuração, a distribuição de momentos fletores torna-se imprecisa, principalmente quando comparada à uma peça que não apresente nenhuma fissura. A taxa de armadura longitudinal da laje, portanto, poderá influenciar no comportamento da viga mista nas regiões de momentos fletores negativos.

2.2.3 Resistência à flexão

2.2.3.1 Classificação da seção

Diferentemente das vigas em aço, nas vigas mistas a mesa comprimida não sofre flambagem local, pois a mesma está ligada à laje de concreto. A classificação da seção é feita, então, a partir da esbeltez da alma, e verificadas através das equações abaixo:

$$\frac{h}{t_w} \leq 3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (21)$$

$$3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} < \frac{h}{t_w} \leq 5,70 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (22)$$

Nos casos de seções em que a equação 21 seja atendida, trata-se de uma seção compacta na qual não haverá ocorrência de flambagem local antes da plastificação total da seção. Já para as seções que atendam à equação 22, a seção será semicompacta, e a flambagem local da alma ocorrerá após a plastificação total.

2.2.3.2 Largura efetiva da laje

Considerando-se a teoria elementar da flexão em vigas, e conforme abordado por Alva e Malite (2005), é observado que em casos de vigas que apresentem larguras muito grandes, trechos da mesa não trabalham integralmente ao momento fletor. Ao substituir a largura real das mesas por uma largura reduzida, torna-se possível obter o valor da máxima tensão de flexão. Essa largura reduzida será chamada largura efetiva.

Segundo Pfeil (2009), a largura efetiva da laje adotada no momento de cálculo, está condicionada à geometria do sistema e ao tipo de carga nele atuante. Visando uma maior simplicidade de cálculos, as normas apresentam valores aplicáveis a qualquer tipo de carga, mas que irão variar conforme o tipo de apoio do sistema, e no caso de vigas mistas contínuas ou semicontínuas, com variações quanto às regiões de momento positivo e negativo.

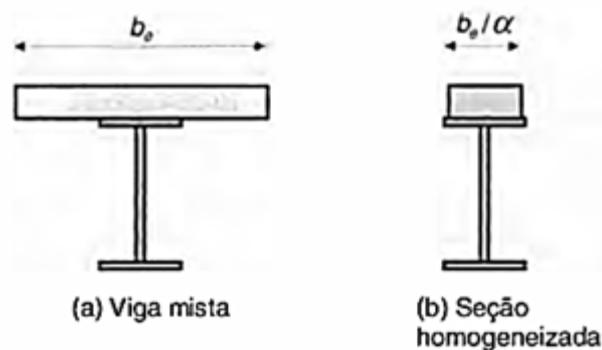
Conforme a NBR 8800 (ABNT, 2008), para casos de vigas biapoiadas, a largura efetiva da laje de concreto de cada lado da linha de centro da viga, será igual ao menor dos valores a seguir:

- 1/8 do vão da viga mista, entre linhas de centro dos apoios;
- 1/2 da distância entre a linha de centro da viga analisada e a linha de centro da viga adjacente;
- distância da linha de centro da viga à borda de uma laje em balanço.

2.2.3.3 Homogeneização da seção

A seção transversal de um elemento misto é constituída de dois materiais, o aço e o concreto, que apresentam propriedades diferentes, mas que devem trabalhar conjuntamente, de modo a resistir as cargas à ele aplicadas. Sendo assim, a fim de determinar as tensões e deformações em regime elástico, deve ser considerada uma seção homogeneizada a partir da qual serão determinadas as propriedades elásticas da seção mista. Dividindo-se a largura efetiva da laje de concreto previamente calculada por uma razão α , obtem-se a seção homogeneizada teórica, como é ilustrado na figura 3. A área de concreto na região tracionada deve ser desprezada nesse cálculo.

Figura 3 - Seção homogeneizada para cálculos em regime elástico



Fonte: PFEIL, 2009

A razão modular α considera os valores de E_s , correspondente ao módulo de elasticidade do aço, e E_c , módulo de elasticidade do concreto. Para ações de curta duração, o

módulo de elasticidade do concreto deve ser determinado através da equação 23, conforme a NBR 6118 (ABNT, 2014).

$$E_c = 4760 \cdot \sqrt{f_{ck}} \quad (23)$$

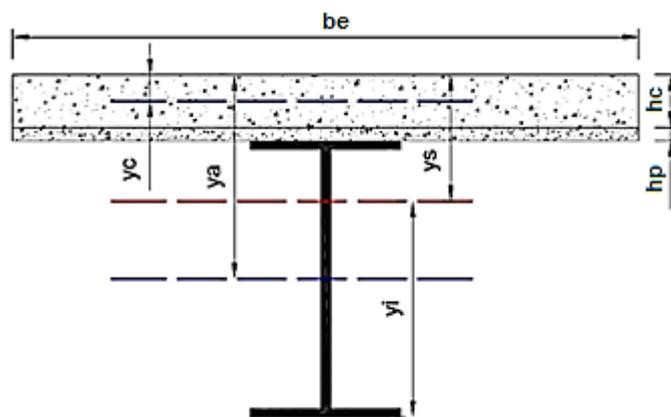
A determinação das tensões e deformações resultantes de cargas de curta duração, deve ser feita adotando-se a relação entre o módulo de elasticidade do aço e do concreto α_0 . No caso de deformações causadas por cargas permanentes, adota-se, então, a razão α_∞ . Ambas são expressas abaixo.

$$\alpha_0 = \frac{E_{aço}}{E_{concreto}} = \frac{E_s}{E_c} \quad (24)$$

$$\alpha_\infty = 3 \cdot \alpha_0 \quad (25)$$

A figura 4 apresenta as variáveis para a seção mista, as quais deverão ser obtidas para a determinação das propriedades elásticas do elemento.

Figura 4 - Variáveis para a seção mista



Fonte: ELLER, 2011

Onde:

h_c é a espessura da laje maciça;

h_p é a espessura da pré laje;

b_e é a largura efetiva da laje;

y_c é a distância da borda superior da laje até o centro de gravidade do elemento de concreto, e será igual a $\frac{h_c}{2}$;

y_a é a distância da borda superior da laje até o centro de gravidade do elemento de aço, e será igual a $h_c + h_p + \frac{d}{2}$;

y_{sup} é a distância da borda superior da laje até o centro de gravidade da seção mista;

y_{inf} é a distância da borda inferior do perfil metálico até o centro de gravidade da seção mista.

A seção mista vai atuar de uma maneira conjunta, alterando a área da seção transversal da peça, sendo necessário calcular uma nova inércia. Para determinar a inércia, inicia-se pelo cálculo da área equivalente à seção mista, segundo a expressão 26:

$$\sum A = A_1 + A_2 \quad (26)$$

Onde:

A_1 é a área equivalente de concreto;

A_2 é a área da peça de aço;

$\sum A$ é a área equivalente à seção mista.

A distância do centro de gravidade da seção de aço para as bordas inferiores e superiores, y_{sup} e y_{inf} , respectivamente, são calculadas através das expressões 27 e 28:

$$y_{sup} = \frac{\sum(A \cdot y')}{\sum A} \quad (27)$$

$$y_{inf} = h - y_{sup} \quad (28)$$

Onde:

$\sum(A \cdot y')$ é o somatório do produto da área da seção pela distância do bordo superior ao centro de gravidade da laje de concreto;

h é a altura total da seção mista (altura da peça de aço somada a altura da laje de concreto);

y_{inf} é a distância entre o centro de gravidade da seção de aço para a borda da mesa inferior;

y_{sup} é a distância entre o centro de gravidade da seção de aço para a borda da laje de concreto.

Obtidos tais elementos, torna-se possível determinar o momento de inércia da seção mista, conforme equação abaixo:

$$I = \sum I_0 + \sum A \cdot y'^2 - \sum A \cdot y_{sup}^2 \quad (29)$$

Onde:

$\sum I_0$ é o somatório da inércia da seção de concreto com a inércia da peça de aço;

$\sum A \cdot y'^2$ é o somatório do produto da área da seção pela distância do bordo superior ao centro de gravidade da peça de aço.

Para assegurar a análise elástica da seção, o cálculo do módulo de resistência elástico da seção transversal mista em relação ao eixo de flexão, tanto da parte superior ao centro de gravidade quanto da parte inferior, é calculado através das equações 30 e 31:

$$W_{sup} = \frac{I}{y_{sup}} \quad (30)$$

$$W_{inf} = \frac{I}{y_{inf}} \quad (31)$$

Onde:

W_{sup} é o módulo de resistência elástico da seção transversal mista em relação ao eixo de flexão superior ao centro de gravidade;

W_{inf} é o módulo de resistência elástico da seção transversal mista em relação ao eixo de flexão inferior ao centro de gravidade.

2.2.3.4 Regiões de momentos positivos

Os procedimentos de dimensionamento de vigas mistas construídas tanto com escoramento provisório, quanto para construções sem escoramento, são abordados na NBR

8800 (ABNT, 2008). Para as vigas com seção de aço compacta, o momento fletor resistente é calculado em regime plástico, considerando-se que não há deslizamento entre o concreto e o aço. Admite-se que a área efetiva de concreto desenvolve tensões de compressão iguais a $0,85 \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$, e que as tensões de tração no concreto são desprezadas.

O momento resistente é calculado com a igualdade 32 descrita abaixo, onde F_{cd} e F_{td} correspondem às resultantes das tensões de compressão e tração, respectivamente, e z representa o braço de alavanca.

$$\mathbf{M}_{dres} = F_{cd} \cdot z = F_{td} \cdot z \quad (32)$$

O valor máximo para a resistência à compressão no concreto é dado pela equação 33, onde h_c corresponde à espessura da laje de concreto.

$$R_{cd} = \frac{0,85 \cdot f_{ck}}{\gamma_c} \cdot b_e \cdot h_c \quad (33)$$

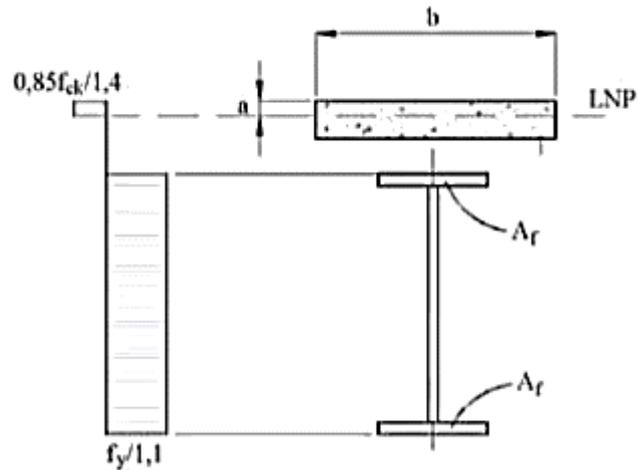
Já o valor máximo da resistência à tração R_{td} , será atingido quando a área tracionada for igual à área da seção de aço A :

$$R_{td} = \frac{f_y \cdot A_i}{\gamma_{a1}} \quad (34)$$

Os valores de resistência à tração e à compressão devem ser comparados, e através dessa comparação, será obtida a posição da linha neutra plástica na seção. Temos que, nos casos em que $R_{cd} > R_{td}$, a linha neutra plástica está situada na laje de concreto, e a profundidade da mesma pode ser obtida através do cálculo de x , conforme abaixo:

$$x = \frac{f_y \cdot A_i / \gamma_{a1}}{0,85 \cdot f_{ck} \cdot b_e / \gamma_c} < h_c \quad (35)$$

Figura 5 - Linha neutra plástica situada na laje de concreto



Fonte: QUEIROZ, 2012

Obtido o valor de x , o momento resistente é dado por:

$$M_{dres} = R_{td} \cdot z = \frac{f_y \cdot A}{\gamma_{\alpha 1}} \left(y_s + h_p + h_c - \frac{x}{2} \right) \quad (36)$$

Caso $R_{td} = R_{cd}$, a linha neutra plástica estará localizada na nervura da laje deprezada no cálculo, e o momento resistente será dado pela equação 36, adotando $x = h_c$.

Já para casos em que $R_{td} > R_{cd}$, a linha neutra plástica se encontra na seção de aço, e neste caso, a parte comprimida da seção de aço contribui para a resultante de compressão F_{cd} , com uma força C_{ad} , calculada a partir da equação 37:

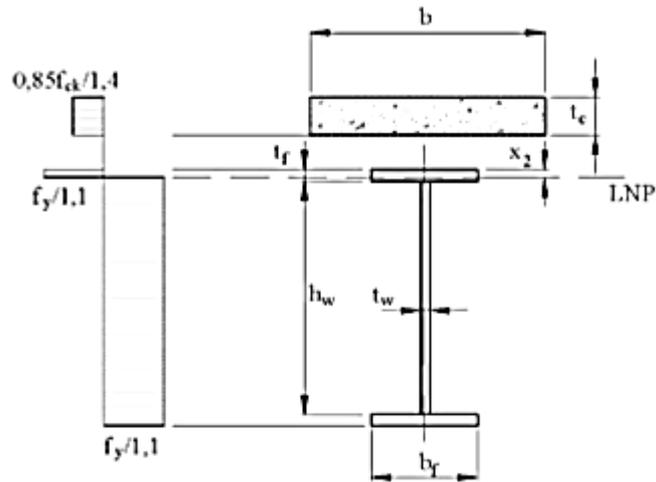
$$C_{ad} = \frac{1}{2} \cdot (R_{td} - R_{cd}) \quad (37)$$

Sendo verificada a presença da linha neutra na seção de aço, esta poderá estar localizada na mesa ou na alma da seção. Com o valor calculado para a força C_{ad} , a posição exata da linha neutra poderá ser obtida. Atendendo-se à expressão 38, teremos que a linha está situada na mesa superior do perfil de aço. Já para casos em que a expressão 39 seja atendida, a linha neutra está na alma da seção. As duas situações são ilustradas nas figuras 6 e 7.

$$C_{ad} < \frac{f_y \cdot b_f \cdot t_f}{\gamma_{\alpha 1}} \quad (38)$$

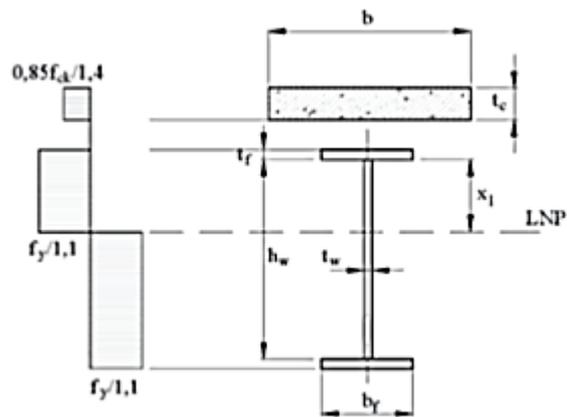
$$C_{ad} > \frac{f_y \cdot b_f \cdot t_f}{\gamma_{\alpha 1}} \quad (39)$$

Figura 6 - Linha neutra plástica situada na mesa da seção de aço



Fonte: QUEIROZ, 2012

Figura 7 - Linha neutra plástica situada na alma da seção de aço



Fonte: QUEIROZ, 2012

A posição da linha neutra na mesa superior, será obtida pela equação 40, e para a linha neutra situada na alma, através da equação 41, ambas expressas abaixo:

$$y = \frac{C_{ad}}{f_y \cdot b_f / \gamma_{\alpha 1}} \quad (40)$$

$$y = \frac{C_{ad} - f_y \cdot b_f \cdot t_f / \gamma_{a1}}{f_y \cdot b_f / \gamma_{a1}} + t_f \quad (41)$$

O momento resistente é calculado pela equação 42 abaixo, sabendo que y_t corresponde à distância do centro geométrico da parte tracionada do perfil de aço até a face inferior desse perfil, e que y_c é a distância do centro geométrico da parte comprimida do perfil de aço até a face superior desse perfil.

$$M_{dres} = R_{cd} \cdot z + C_{ad} \cdot z' = R_{cd} \left(h - y_t + h_p + \frac{h}{2} \right) + C_{ad} \cdot (h - y_t - y_c) \quad (42)$$

2.2.3.5 Regiões de momentos negativos

Há uma maior complexidade no dimensionamento de vigas mistas contínuas e semicontínuas submetidas a momentos fletores negativos, quando comparadas à elementos que se encontram apenas sob ação de momentos fletores positivos. Alguns cuidados devem ser tomados por se tratar de um sistema instável, devido à ocorrência de fissuração, fato este que ocasiona grande perda de rigidez à flexão na peça. Deve-se atentar ao número de conectores de cisalhamento, pois estes devem ser calculados de modo que absorvam os esforços entre o perfil de aço e a laje de concreto.

De acordo com a NBR 8800 (ABNT, 2008), para o cálculo do momento resistente na região de momento negativo, deverá ser desprezado o concreto submetido tanto à tração quanto à compressão, e limitada a seção transversal do elemento apenas ao perfil de aço e à armadura longitudinal situada na laje de concreto, em sua largura efetiva. Outro diferencial desses elementos em relação às vigas biapoiadas se deve a interação, já que para vigas mistas submetidas a momentos negativos é prevista apenas interação completa.

Quanto ao perfil de aço, é indicado na norma que este apresente relação entre largura e espessura da mesa comprimida igual ou inferior a $0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$. Isso impedirá que a mesa sofra flambagem local. Também determina que a seção a apresentar relação entre duas vezes a altura da seção da alma comprimida, subtraída de duas vezes o raio de concordância entre a mesa e a alma nos perfis de aço, e a espessura do elemento, seja igual ou inferior a $3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$, com a finalidade de impedir a flambagem local da alma.

Os elementos submetidos a momentos fletores negativos, estão sujeitos à ocorrência de flambagem com distorção da seção transversal, resultando em perda de planicidade da alma, e deslocamento lateral da mesa inferior. A norma determina condições a serem atendidas para garantir que tais fenômenos não ocorram, bem como o roteiro de cálculo do momento fletor resistente para vigas mistas contínuas e semicontínuas em regiões de momentos negativos.

2.2.3.6 Verificação da força cortante

De acordo com a NBR 8800 (ABNT, 2008), a força cortante resistente de cálculo para vigas mistas de alma cheia, deve ser determinada considerando-se apenas a resistência do perfil de aço, ou seja, atendendo-se a condição:

$$V_{sd} \leq V_{Rd} \quad (54)$$

2.2.4 Determinação dos deslocamentos

A NBR 8800 (ABNT, 2008) recomenda que para o cálculo dos deslocamentos seja feita uma análise elástica, considerando-se os momentos de inércia efetivos. Para essa análise, deve ser comprovada que a tensão máxima causada provocada pelas ações de serviço não exceda a resistência ao escoamento do aço do perfil em questão, nem do aço da armadura, caso houver. É importante também que a tensão atuante considerada em cálculo considere os diferentes comportamentos da estrutura antes e após o endurecimento do concreto, e que sejam utilizadas combinações raras de serviço.

2.2.4.1 Efeitos da fluência e da retração do concreto

O concreto, após o seu endurecimento, apresenta uma redução de volume ocasionada pelas condições de cura e exposição, conhecida como retração, que provoca deformações adicionais no elemento misto. Nas vigas mistas, este encurtamento é impedido pela seção metálica, que permanece sobre flexocompressão enquanto a laje é tracionada (PFEIL, 2009). O concreto sob compressão, resultante do momento fletor decorrente do carregamento, sofre efeito de fluência, deformando-se lentamente.

De acordo com Alva e Malite (2005), os efeitos da retração e fluência, podem resultar em deformações por carregamentos de longa duração consideravelmente maiores que a sua

deformação instantânea. Dessa maneira, torna-se necessário considerar os efeitos de fluência e retração do concreto nas verificações de deslocamento no estado limite de utilização.

2.2.4.2 Flecha admissível

Para o cálculo da flecha máxima admissível no projeto, deve-se consultar o Quadro 1 e determinar em qual categoria se encaixa o projeto.

2.2.4.3 Flecha real

Para o cálculo da flecha real que irá ocorrer no projeto utiliza-se a expressão abaixo:

$$\Delta = \frac{5 \cdot P \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I} \quad (55)$$

Onde:

P é o valor resultante da combinação de cargas;

L é o vão efetivo da viga;

E é o módulo de elasticidade do aço;

I é o momento de inércia da seção mista.

2.2.5 Armadura da laje

No sistema de vigas mistas, as lajes devem resistir a todas as solicitações de cálculo e trabalhar como parte integrante da viga mista. Para isso, as mesmas devem ser adequadamente armadas, e sua armadura corretamente disposta.

Em vigas mistas biapoiadas, as rotações de apoio das vigas resultam em fissuras na laje. No momento de dimensionamento da armadura, cuidados devem ser tomados quanto ao controle de fissuração. Para que seja feito o cálculo da armadura necessária de modo a respeitar esses critérios, deve-se calcular primeiramente a área efetiva da laje de concreto, dada por:

$$A_{ct} = b_{ef} \cdot t_c \quad (56)$$

Onde:

b_{ef} é a largura efetiva da laje;

t_c é a espessura da laje.

Também é necessário determinar a máxima tensão de tração a ser absorvida pela armadura, e esta deve ser calculada a partir da seguinte equação:

$$\sigma_{st} = 810 \sqrt{\frac{W_k \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2}}{\phi}} \leq f_{ys} \quad (57)$$

Onde:

W_k é a abertura máxima característica das fissuras;

f_{ys} é a resistência ao escoamento do aço da armadura;

ϕ é o diâmetro das barras da armadura;

σ_{st} é a máxima tensão de tração a ser absorvida pela armadura.

Calculada a máxima tensão de tração que a armadura irá suportar, é então feito o cálculo da armadura da seção, dado por:

$$A_s = \frac{0,72 \cdot f_{ct,ef} \cdot A_{ct}}{\sigma_{st}} \quad (58)$$

Onde:

$f_{ct,ef}$ é a resistência média a tração efetiva do concreto no instante em que são formadas as primeiras fissuras.

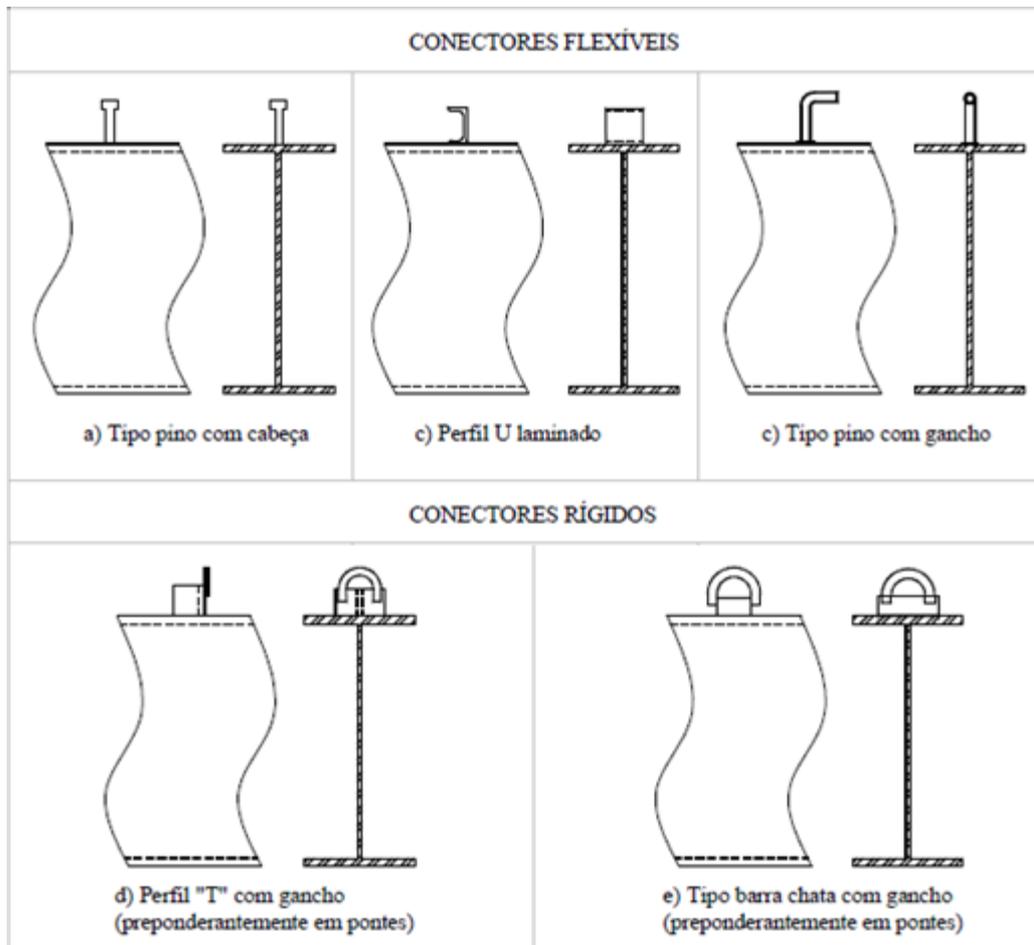
2.3 CONECTORES DE CISALHAMENTO

Os conectores de cisalhamento estabelecem a ligação entre o elemento de aço e a laje de concreto, garantindo o trabalho conjunto e o comportamento misto aço-concreto. As principais funções do conector é absorver esforços cisalhantes horizontais nas duas direções e impedir o afastamento físico desses elementos, e, são classificados em flexíveis ou rígidos.

Dentro do grupo dos conectores flexíveis se encontra o tipo pino com cabeça, que são os mais utilizados em vários países, devido a facilidade de fabricação através de um processo de soldagem semiautomático. Segundo Malite (1990), “a flexibilidade dos conectores tipo pino com cabeça é garantida pelas dimensões da haste e a cabeça tem dupla função: impedir o afastamento vertical entre o aço e o concreto e melhorar a resistência do conector, estabelecendo um certo engastamento da cabeça no concreto circundante”.

A flexibilidade dos conectores, para uma viga mista, está interligada a maneira como o perfil de aço e a laje de concreto irá reagir em relação à ação do fluxo de corte longitudinal que se originará entre eles, garantindo que o colapso da ligação aço-concreto ocorra de uma maneira dúctil.

Figura 8 - Tipos de conectores



Fonte: FABRIZZI, 2007

2.3.1 Resistência dos conectores

De acordo com a NBR 8800 (ABNT, 2008) esta subseção aplica-se ao dimensionamento de conectores de cisalhamento dos tipos pino com cabeça e perfil U laminado ou formado a frio com espessura de chapa igual ou superior a 3 mm.

2.3.1.1 Pinos com cabeça

A força resistente de cálculo é dada pelo menor dos valores obtidos a seguir:

$$Q_{Rd} = \frac{1}{2} \frac{A_{cs} \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_c}}{\gamma_{cs}} \quad (59)$$

$$Q_{Rd} = \frac{R_g \cdot R_p \cdot A_{cs} \cdot f_{ucs}}{\gamma_{cs}} \quad (60)$$

Onde:

γ_{cs} é o coeficiente de ponderação da resistência do conector, igual a 1,25 para combinações últimas de ações normais, especiais ou de construção e igual a 1,10 para combinações excepcionais;

A_{cs} é a área da seção transversal do conector;

f_{ucs} é a resistência à ruptura do aço do conector;

E_c é o módulo de elasticidade do concreto;

R_g é um coeficiente para consideração do efeito de atuação de grupos de conectores;

R_p é um coeficiente para consideração da posição do conector.

O valor do coeficiente para consideração do efeito de atuação de grupos de conectores, R_g , deve ser adotado dentre os seguintes:

- a) 1,00: para um conector soldado em uma nervura de fôrma de aço perpendicular ao perfil de aço; para qualquer número de conectores em uma linha soldados diretamente no perfil de aço ou para qualquer número de conectores em uma linha soldados através de uma fôrma de aço em uma nervura paralela ao perfil de aço com relação $\frac{b_F}{h_F}$ igual ou superior a 1,5;

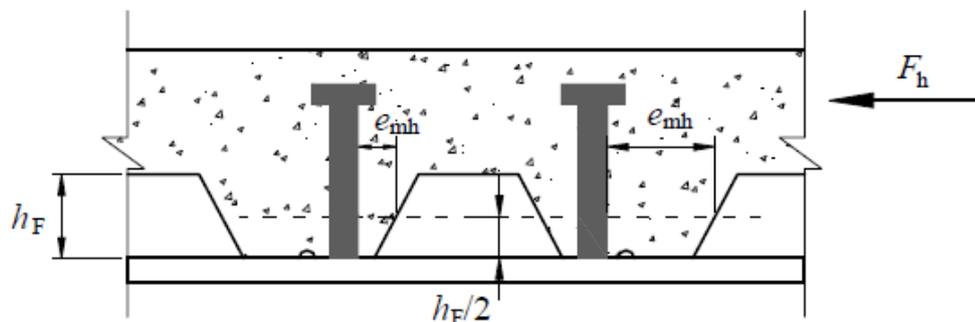
- b) 0,85: para dois conectores soldados em uma nervura de fôrma de aço perpendicular ao perfil de aço ou para um conector soldado através de uma fôrma de aço em uma nervura paralela ao perfil de aço e com relação b_F/h_F inferior a 1,5;
- c) 0,70: para três ou mais conectores soldados em uma nervura de fôrma de aço perpendicular ao perfil de aço.

O valor do coeficiente para consideração da posição do conector, R_p , deve ser adotado dentre os seguintes:

- a) 1,00 : para conectores soldados diretamente no perfil de aço e, no caso de haver nervuras paralelas a essa perfil, pelo menos 50% da largura da mesa deve estar em contato direto com o concreto;
- b) 0,75 : para conectores soldados em uma laje mista com as nervuras perpendiculares ao perfil de aço e e_{mh} igual ou superior a 50 mm ou para conectores soldados através de uma fôrma de aço e embutidos em uma laje mista com nervuras paralelas ao perfil de aço;
- c) 0,60 : para conectores soldados em uma laje mista com nervuras perpendiculares ao perfil de aço e e_{mh} inferior a 50 mm.

No qual, e_{mh} é a distância da borda do fuste do conector à alma da nervura da fôrma de aço, medida à meia altura da nervura e no sentido da força cortante que atua no conector, conforme Figura 9.

Figura 9 - Ilustração do valor a ser tomado para e_{mh}



Fonte: NBR 8800 (ABNT, 2008)

2.3.1.2 Perfil U laminado ou formado a frio

Para determinar a capacidade de resistência de um conector do tipo perfil U laminado, as condições a seguir devem ser atendidas: altura da seção transversal igual ou superior a 75mm, estar totalmente embutido em laje maciça de concreto com face inferior plana, e diretamente apoiada sobre a viga de aço. Atendidas as condições, a força resistente de cálculo é determinada por:

$$Q_{Rd} = \frac{0,3 \cdot (t_{fcs} + 0,5 \cdot t_{wcs}) \cdot L_{cs} \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_c}}{\gamma_{cs}} \quad (61)$$

Onde:

t_{fcs} é a espessura da mesa do conector, tomada a meia distância entre a borda livre e a face adjacente da alma;

t_{wcs} é a espessura da alma do conector;

L_{cs} é o comprimento do perfil U;

γ_{cs} é o coeficiente de ponderação da resistência do conector, igual a 1,25 para combinações últimas de ações normais, especiais ou de construção e igual a 1,10 para combinações excepcionais.

2.3.1.3 Espaçamento

Para a determinação do número mínimo de conectores, Pfeil (2009) propõe dois métodos, um para a linha neutra na seção de aço e outro para a linha neutra na laje de concreto, expostos respectivamente a seguir pelas equações 62 e 63:

$$n \geq \frac{0,85 \cdot f_{ck} \cdot b_e \cdot h_c}{Q_{Rd}} \quad (62)$$

$$n \geq \frac{A \cdot f_y}{Q_{Rd}} \quad (63)$$

Onde:

n é o número mínimo de conectores;

Q_{Rd} é a resistência de um conector.

A NBR 8800 (ABNT, 2008) estabelece limites de aplicação para o espaçamento entre os conectores, propondo recomendações para localizar as peças e para distribuí-las de maneira uniforme pelo vão da viga, principalmente nas seções de momento máximo, que são as situações que mais solicitarão esforços da estrutura. Ainda são definidos os espaçamentos máximos que podem ser adotados de acordo com sua forma de utilização, sendo que para casos gerais o espaçamento máximo a ser adotado deve ser inferior a $8 \cdot h_c$, não podendo ultrapassar 800mm.

$$s = \frac{L}{n} \quad (64)$$

Onde:

s é o espaçamento máximo a ser adotado;

3 ESTUDO DE CASO

Para comparação da viga de aço e da viga mista de aço e concreto, afim de identificar o modelo mais eficiente, foi escolhido um edifício localizado no Centro Universitário de Anápolis – UniEvangélica, no município de Anápolis, estado de Goiás. O edifício será utilizado para criar salas de aula e ambientes de estudo, ampliando ainda mais a capacidade de abrangência de alunos da UniEvangélica. Composto de térreo e mais três pavimentos tipos, o edifício-exemplo apresenta distância de piso a piso de 3,20 m, resultando em uma edificação de 12,80 m de altura. Foi projetado em estrutura metálica, e executadas vigas mistas aço-concreto, sendo a ligação entre a viga metálica e a laje maciça de concreto feita através de conectores de cisalhamento. A planta de fôrma do pavimento tipo utilizado para o dimensionamento da edificação pode ser encontrada no Anexo B.

Figura 10 - Edifício-exemplo



Fonte: AUTORIA PRÓRIA, 2018

Para o cálculo das combinações de cargas atuantes na estrutura, temos os dados da tabela 1, obtidos através de normas e a partir das propriedades dos materiais empregados, juntamente com a devida análise do projeto da edificação:

Tabela 1 - Carregamentos atuantes na estrutura

	Dados de carregamento
S	26,67 m ²
$P_{aço}$	38,8 kgf/m
P_{laje}	667 kgf/m
C_{laje}	973 kgf/m
<i>Sobrecarga</i>	300 kgf/m ²
$C_{sobrecarga}$	800 kgf/m

S é a área de influência;
 $P_{aço}$ é o peso próprio do aço;
 P_{laje} é o peso próprio da laje;
 C_{laje} é a carga total da laje;
 $C_{sobrecarga}$ é a carga total da sobrecarga.

Fonte: AUTORIA PRÓRIA, 2018

Conhecendo-se as cargas atuantes na estrutura, devem-ser calculadas as combinações de cargas, afim de determinar os efeitos mais desfavoráveis aos quais a estrutura será submetida. Foram calculadas duas combinações de cargas diferentes. Os valores para cada combinação são apresentados na tabela 2.

$$comb_1 = 1,2 \cdot C_{laje} + 1,3 \cdot C_{sobrecarga}$$

$$comb_1 = 1,2 \cdot 973 + 1,3 \cdot 800 = 2165 \text{ kgf/m} = 0,2165 \text{ kgf/cm}$$

$$comb_2 = 1,0 \cdot C_{laje} + 0,84 \cdot C_{sobrecarga}$$

$$comb_2 = 1,0 \cdot 973 + 0,84 \cdot 800 = 1645 \text{ kgf/m} = 0,1645 \text{ kgf/cm}$$

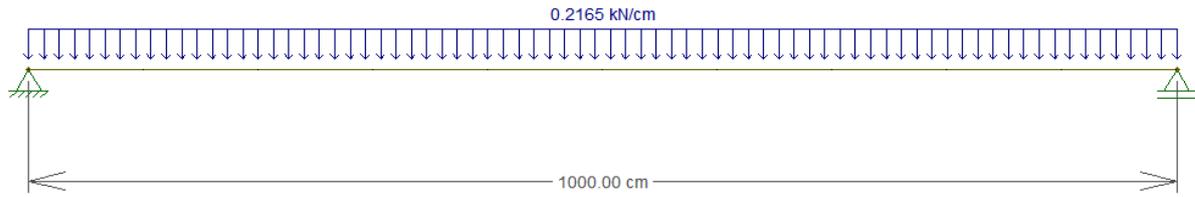
Tabela 2 – Combinações de carregamentos

Combinação	Carregamento
I	2165 kgf/m
II	1645 kgf/m

Fonte: AUTORIA PRÓRIA, 2018.

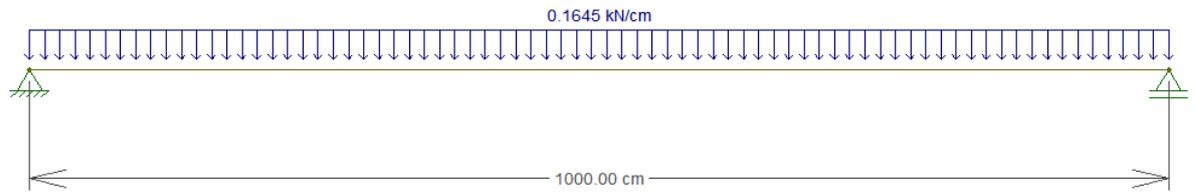
Temos, para cada combinação, os diagramas de cargas das figuras 11 e 12:

Figura 11 - Diagrama de cargas da Combinação I



Fonte: AUTORIA PRÓRIA, 2018

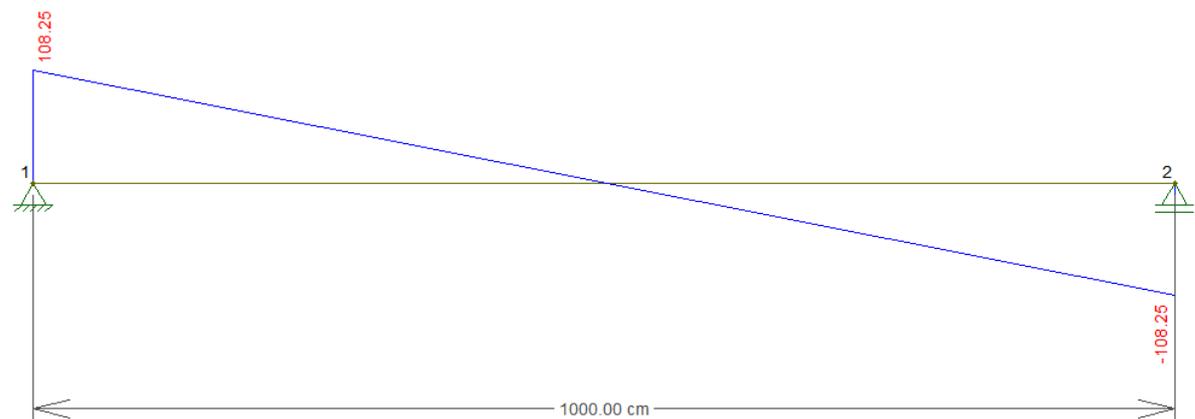
Figura 12 - Diagrama de cargas da Combinação II



Fonte: AUTORIA PRÓRIA, 2018

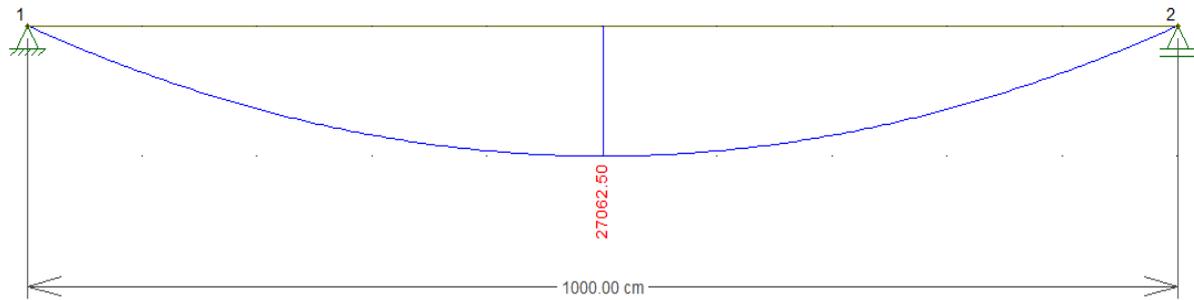
A combinação I apresenta os efeitos mais desfavoráveis para a estrutura, e deve ser adotada no cálculo dos esforços cortantes e momentos fletores, sendo seus respectivos diagramas apresentados nas figuras 13 e 14, que foram obtidos através do software Ftool.

Figura 13 - Diagrama de Esforço Cortante da Combinação I (mais desfavorável)



Fonte: AUTORIA PRÓRIA, 2018

Figura 14 - Diagrama de Momento Fletor da Combinação I (mais desfavorável)



Fonte: AUTORIA PRÓRIA, 2018

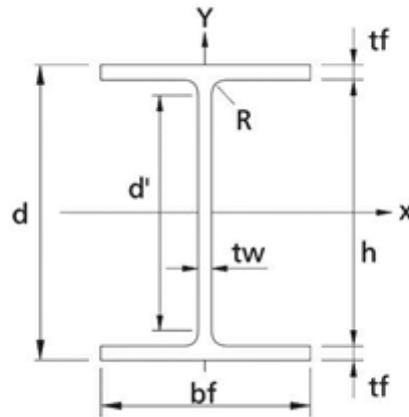
Através da utilização do software, foi possível obter aos valores solicitantes máximos na estrutura, sendo o valor do esforço cortante igual a 108,25 kN e o do momento fletor igual a 27062,50 kN.cm.

3.1 DIMENSIONAMENTO DA VIGA EM AÇO PARA O EDIFÍCIO-EXEMPLO

A NBR 8800 (ABNT, 2008) nos instrui quanto ao dimensionamento da viga em aço. Devem ser analisados os deslocamentos verticais no estado limite de serviço, e feitos os cálculos de momento fletor e esforço cortante resistentes e solicitantes, bem como a comparação entre eles. É fundamental que para o dimensionamento das vigas de aço, as mesmas atendam às condições apresentadas nas equações 4 e 5, ou seja, o momento fletor e o esforço cortante resistentes devem ser maiores que os solicitantes.

Os valores das incógnitas do perfil I são obtidos através da tabela de bitolas para perfis estruturais em I, disponibilizada pelo Catálogo da Gerdau. Para o dimensionamento, adotando os valores referentes ao aço W 410 mm x 38,8 kg/m, conforme tabela apresentada no Anexo D, temos que:

Figura 15 - Variáveis do perfil de aço



Fonte: CATÁLOGO DELTA AÇOS, 2018

$$d = 399 \text{ mm};$$

$$d' = 357 \text{ mm};$$

$$b_f = 140 \text{ mm};$$

$$t_w = 6,4 \text{ mm};$$

$$t_f = 8,8 \text{ mm};$$

$$r_y = 2,83 \text{ cm}.$$

3.1.1 Deslocamento vertical

De acordo com a norma, o deslocamento vertical não pode ultrapassar o valor de $\frac{L_b}{350}$, sendo L_b o vão teórico da laje na direção das nervuras, e igual a 1000 cm. O deslocamento máximo permitido será, então:

$$\Delta_{\max} = \frac{L_b}{350} = \frac{1000}{350} = 2,86 \text{ cm}$$

O deslocamento calculado para as diferentes combinações de cargas calculadas é dado pela fórmula 55. Para as diferentes combinações, são obtidos diferentes deslocamentos.

$$\Delta = \frac{5PL^4}{384EI} = \frac{5 \cdot 0,1645 \cdot 1000^4}{384 \cdot 20000 \cdot 12777} = 8,38 \text{ cm}$$

O deslocamento máximo considerado, será o maior valor de deslocamento calculado para as duas diferentes combinações de cargas. Assim sendo, temos que o deslocamento é de 8,38 cm, e é maior do que o deslocamento máximo permitido de 2,86 cm.

3.1.2 Cisalhamento

A verificação ao cisalhamento da viga, é feita através dos parâmetros de esbeltez expressados nas fórmulas 16, 17 e 18 . Adotando-se $d' = 357$ mm, $t_w = 6,4$ mm, $k_v = 5$, $E = 20000$ KN/cm² e $f_y = 35$ KN/cm², os cálculos são demonstrados abaixo:

$$\lambda = \frac{d'}{t_w} = \frac{357}{6,4} = 55,78$$

$$\lambda_p = 1,10 \cdot \sqrt{\frac{k_v E}{f_y}} = 1,10 \cdot \sqrt{\frac{5 \cdot 20000}{35}} = 58,8$$

$$\lambda_r = 1,37 \sqrt{\frac{k_v E}{f_y}} = 1,37 \sqrt{\frac{5 \cdot 20000}{35}} = 73,23$$

Comparando os valores de λ e λ_p , conforme orientações da NBR 8800 (ABNT, 2008), verificamos que $\lambda \leq \lambda_p$. Deve-se, então, calcular a força cortante resistente de cálculo. Para esse cálculo, primeiramente devemos calcular o valor de V_{pl} , obtido a partir das equações 19 e 20, conforme descrito abaixo:

$$A_w = d \cdot t_w = 39,9 \cdot 0,64 = 25,54 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl} = 0,60 \cdot A_w \cdot f_y = 0,60 \cdot 25,54 \cdot 35 = 536,34 \text{ kN}$$

Com o valor de V_{pl} , e adotando $\gamma_{a1} = 1,10$, é feito o cálculo da força cortante resistente de cálculo, através da equação 13:

$$V_{rd} = \frac{V_{pl}}{\gamma_{a1}} = \frac{536,34}{1,10} = 487,58 \text{ kN}$$

Sabendo que o maior esforço cortante ao qual a viga está submetida é de 108,25 kN, de acordo com a Figura 13, concluímos que $V_{rd} > V_{sd}$, ou seja, a viga passa na verificação quanto ao cisalhamento, e irá resistir ao esforço cortante solicitante.

3.1.3 Momento Fletor

Para a verificação da viga quanto ao momento fletor, devem ser consideradas a flambagem lateral com torção (FLT), a flambagem local da mesa (FLM) e a flambagem local da alma (FLA). As condições e critérios para cada cálculo estão especificados na Tabela 5, Anexo A.

Para o cálculo da flambagem lateral por torção (FLT):

$$\beta_1 = \frac{0,7 \cdot f_y \cdot W_x}{E \cdot J} = \frac{0,7 \cdot 35 \cdot 640,5}{20000 \cdot 11,69} = 0,067$$

$$C_w = \frac{I_y \cdot (d - t_f)^2}{4} = \frac{404 \cdot (39,9 - 0,88)^2}{4} = 153778,6004$$

$$\lambda_p = 1,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1,76 \sqrt{\frac{20000}{35}} = 42,07$$

$$\begin{aligned} \lambda_r &= \frac{1,38 \sqrt{I_y J}}{r_y J \beta_1} \sqrt{1 + \sqrt{1 + \frac{27 C_w \beta_1^2}{I_y}}} \\ &= \frac{1,38 \sqrt{404 \cdot 11,69}}{2,83 \cdot 11,69 \cdot 0,067} \sqrt{1 + \sqrt{1 + \frac{27 \cdot 153778,6004 \cdot 0,067^2}{404}}} \\ &= 119,995 \end{aligned}$$

$$\lambda = \frac{L_b}{r_y} = \frac{100}{2,83} = 35,34$$

Como $\lambda < \lambda_r$, adotamos a fórmula 9 para o cálculo do momento resistente, com os seguintes dados: $M_{pl} = 25788 \text{ kN} \cdot \text{cm}$ e $\gamma_{a1} = 1,10$.

$$M_{pl} = z \cdot f_y = 736,8 \cdot 35 = 25788 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

$$M_{rd} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}} = \frac{25788}{1,10} = 23443,64 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

Para o cálculo da flambagem local da mesa (FLM):

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{140}{2 \cdot 8,8} = 7,95$$

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0,38 \sqrt{\frac{20000}{35}} = 9,08$$

Como $\lambda < \lambda_p$, trata-se de uma seção compacta, e a fórmula 9 é utilizada para o cálculo do momento resistente. Novamente, é calculado o valor de M_{pl} , e adotado $\gamma_{a1} = 1,10$.

$$M_{pl} = z \cdot f_y = 736,8 \cdot 35 = 25788 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

$$M_{rd} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}} = \frac{25788}{1,10} = 23443,64 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

Para o cálculo da flambagem local da alma (FLA):

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{381}{6,4} = 59,53$$

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3,76 \sqrt{\frac{20000}{35}} = 89,88$$

Como $\lambda < \lambda_p$, a seção é compacta, e a fórmula 9 também será utilizada para o cálculo do momento resistente na alma, adotando o valor calculado para M_{pl} e $\gamma_{a1} = 1,10$.

$$M_{pl} = z \cdot f_y = 736,8 \cdot 35 = 25788 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

$$M_{rd} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}} = \frac{25788}{1,10} = 23443,64 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

Comparando o maior valor obtido de momento resistente $M_{rd} = 23443,64 \text{ kN} \cdot \text{cm}$ com o valor de momento solicitante previamente obtido, $M_{sd} = 27062,5 \text{ kN} \cdot \text{cm}$, concluímos que $M_{rd} < M_{sd}$. Isso significa que o momento fletor ao qual a estrutura está submetida é maior do que o que ela pode resistir, e a viga não passa na verificação do momento fletor.

3.2 DIMENSIONAMENTO DA VIGA MISTA PARA O EDIFÍCIO-EXEMPLO

A resistência à flexão das vigas mistas poderá ser determinada por plastificação da seção, flambagem local da seção de aço e flambagem lateral. Nas regiões de momento positivo, não é prevista flambagem lateral, devido à mesa comprimida da seção de aço estar ligada à laje de concreto através dos conectores. Quanto à flambagem local da seção de aço das vigas mistas, são previstas seções compactas, nas quais o momento de plastificação total é atingido, e seções semicompactas, em que o início da plastificação é considerada como o limite da resistência à flexão. O momento resistente nas regiões de momento negativo é o mesmo da seção de aço, podendo, porém, ser considerada a contribuição da armadura longitudinal distribuída na largura efetiva da laje tracionada, quando esta estiver adequadamente ancorada (PFEIL, 2009).

3.2.1 Momento fletor

3.2.1.1 Classificação das seções quanto à flambagem local

A classificação da seção para vigas mistas, se dará pela esbelteza da alma, verificada através das equações apresentadas no subitem 2.2.4.1, adotando $h_w = 381$, $t_0 = 6,4$, $E = 20000 \text{ kN/cm}^2$ e $f_y = 35 \text{ kN/cm}^2$, conforme abaixo:

$$\frac{h_w}{t_0} = \frac{381}{6,4} = 59,53$$

$$3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3,76 \sqrt{\frac{20000}{35}} = 89,88$$

Concluimos que $\frac{h_w}{t_0} \leq 3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$, ou seja, trata-se de uma seção compacta, em que não ocorrerá flambagem local antes da plastificação total da seção.

3.2.1.2 Largura efetiva da laje

Para o cálculo da largura efetiva da laje, deve-se considerar o vão da viga, chamado l . O comprimento de l corresponde a distância entre os pontos de momento nulo. Temos que, para a estrutura em estudo, o vão é de 1000 cm. Sabendo disso, e conforme orientações da norma, temos que efetuar algumas verificações, constatando o menor dos valores obtidos que será o adotado.

A primeira verificação é para analisar a distância entre as linhas de centro dos apoios.

$$b_e = \frac{l}{8} = \frac{1000}{8} = 125 \text{ cm}$$

A segunda verificação deve ser feita analisando a metade da distância de eixo a eixo de duas vigas adjacentes.

$$b_e = \frac{266,7}{2} = 133,35 \text{ cm}$$

A terceira verificação será descartada pois não temos laje em balanço.

Devido serem trechos intermediários, ambas as larguras efetivas obtidas serão multiplicadas por 2, resultando no menor valor $b_e = 2 \cdot 125 = 250 \text{ cm}$.

3.2.1.3 Seção homogeneizada

A relação α entre os módulos de elasticidade do aço e do concreto, caracterizados por E_s e E_c , respectivamente, é obtida através da equação 24. O valor de E_c é dado por:

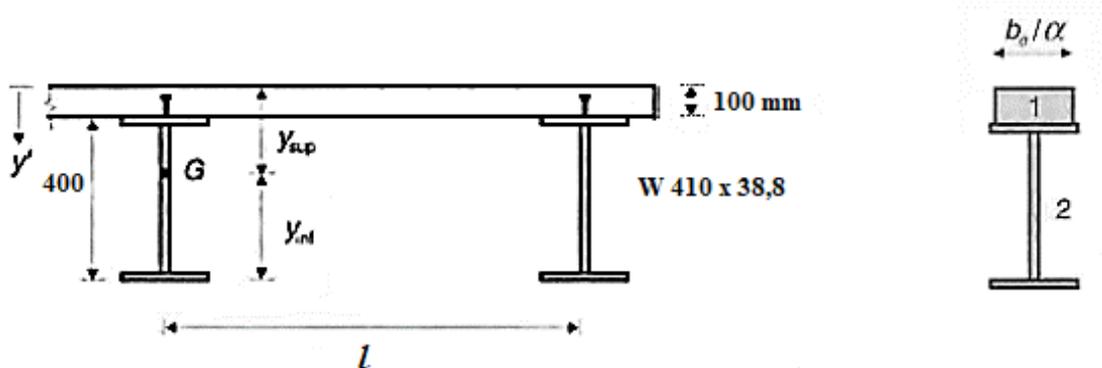
$$E_c = 4760 \cdot \sqrt{f_{ck}} = 4760 \cdot \sqrt{25} = 23800 \text{ MPa}$$

Obtido o valor do módulo de elasticidade do concreto, e sabendo que $E_s = 200000 \text{ MPa}$, o valor de α_0 , utilizado para o cálculo de cargas de curta duração, pode ser calculado, e será igual a:

$$\alpha_0 = \frac{E_s}{E_c} = \frac{200000}{23800} = 8,40$$

As propriedades geométricas da seção homogeneizada, para $\alpha_0 = 8,40$, são calculadas e demonstradas abaixo. Inicialmente:

Figura 16 - Seção homogeneizada



Fonte: AUTORIA PRÓPRIA, 2018

A área de concreto efetiva é calculada, e obtidos os valores da tabela 3 abaixo:

$$A_c = \frac{b_e}{\alpha} \cdot h = \frac{250}{8,40} \cdot 10 = 297,62 \text{ cm}^2$$

Tabela 3 - Propriedades geométricas da seção homogeneizada

	A (cm ²)	y' (cm)	Ay'	Ay' ²	I ₀ (cm ⁴)
1	297,62	5	1488,1	7440,5	2480,16
2	50,3	30	1509	45270	12777
Total	347,92		2997,1	52710,5	15257,16

Fonte: AUTORIA PRÓPRIA, 2018

$$y_{sup} = \frac{\sum Ay'}{\sum A} = \frac{2997,1}{347,92} = 8,61 \text{ cm}$$

$$y_{inf} = h - y_{sup} = 50 - 8,61 = 41,39 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} I &= \sum I_0 + \sum Ay'^2 - \sum A \cdot y_{sup}^2 = 15257,16 + 52710,5 - 347,92 \cdot 8,61^2 \\ &= 42175,62 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

$$W_{sup} = \frac{I}{y_{sup}} = \frac{42175,62}{8,61} = 4898,45 \text{ cm}^3$$

$$W_{inf} = \frac{I}{y_{inf}} = \frac{42175,62}{41,39} = 1018,98 \text{ cm}^3$$

3.2.1.4 Linha neutra

A posição da linha neutra será obtida através das equações 33 e 34.

$$R_{cd} = \frac{0,85 \cdot f_{ck} \cdot b_e \cdot h_c}{\gamma_c} = \frac{0,85 \cdot 2,5 \cdot 250 \cdot 10}{1,4} = 3794,64 \text{ kN}$$

$$R_{td} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{\alpha 1}} = \frac{50,3 \cdot 34,5}{1,1} = 1577,59 \text{ kN}$$

Como $R_{cd} > R_{td}$, temos que a linha neutra plástica está localizada na laje de concreto.

A profundidade da linha neutra plástica é calculada abaixo, a partir da equação 35:

$$x = \frac{f_y \cdot A / \gamma_{\alpha 1}}{0,85 \cdot f_{ck} \cdot b_e / \gamma_c} = \frac{34,5 \cdot 50,3 / 1,1}{0,85 \cdot 2,5 \cdot 250 / 1,4} = 4,16 \text{ cm}$$

3.2.1.5 Momento fletor resistente de cálculo em regiões de momentos positivo

Sabendo-se a posição da linha neutra, e que a mesma está localizada na laje de concreto, pode-se calcular o momento resistente, que é dado pela equação 36, apresentada no subitem 2.2.3.4. O valor obtido para o momento fletor resistente será:

$$M_{d\text{res}} = R_{td} \cdot z = \frac{f_y \cdot A}{\gamma_{a1}} \left(y_s + h_p + h_c - \frac{x}{2} \right)$$

$$M_{d\text{res}} = \frac{34,5 \cdot 50,3}{1,1} \left(19,95 + 0 + 10 - \frac{4,16}{2} \right)$$

$$M_{d\text{res}} = 43967,46 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

3.2.2 Deslocamento vertical

Para a verificação quanto ao deslocamento vertical da viga, e conforme especificações do Quadro 1, adotando $l = 1000$, podemos obter o deslocamento máximo permitido para a estrutura em estudo.

$$\Delta_{\text{max}} = \frac{L_b}{350} = \frac{1000}{350} = 2,86 \text{ cm}$$

O deslocamento máximo observado, entretanto, calculado com o auxílio da equação 55, e adotando-se $P = 0,1645 \text{ kN/cm}$, $L = 1000$, $E = 20000 \text{ kN/cm}^2$ e $I = 42175,62 \text{ cm}^4$, será de:

$$\Delta = \frac{5PL^4}{384EI} = \frac{5 \cdot 0,1645 \cdot 1000^4}{384 \cdot 20000 \cdot 42175,62} = 2,54 \text{ cm}$$

Como $\Delta_{\text{real}} < \Delta_{\text{máx}}$, concluímos que a viga passou na verificação quanto ao deslocamento vertical.

3.2.3 Cisalhamento

O esforço cortante resistente da viga mista será o mesmo esforço cortante da seção de aço. Dessa forma, temos que os mesmos valores obtidos para a verificação quanto ao esforço cortante da viga em aço podem ser considerados para a viga mista.

3.2.4 Armadura longitudinal

Vigas biapoiadas necessitam de armadura para controle de fissuração nos apoios internos. Sendo assim, adotando $b_e = 250$ cm e $t_c = 10$ cm, iniciaremos os cálculos pela área efetiva da laje de concreto:

$$A_{ct} = b_e \cdot t_c = 250 \cdot 10 = 2500 \text{ cm}^2$$

Para o cálculo da máxima tensão de tração a ser absorvida pela armadura, será adotado $W_k = 0,3$ mm, $\phi = 12,5$ mm, $f_{ys} = 500$ Mpa :

$$\sigma_{st} = 810 \sqrt{\frac{W_k^3 \sqrt{f_{ck}^2}}{\phi}} = 810 \sqrt{\frac{0,3^3 \sqrt{25^2}}{12,5}} = 366,92 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} = 366,92 \text{ Mpa} \leq f_{ys} = 500 \text{ Mpa}$$

Dessa maneira, a área mínima da armadura de tração para o controle de fissuração pode ser calculada pela relação:

$$A_s = \frac{0,72 \cdot f_{ct,ef} \cdot A_{ct}}{\sigma_{st}} = \frac{0,72 \cdot 3 \cdot 2500}{366,92} = 14,71 \text{ cm}^2$$

Então, consultando a Figura 16, Anexo C, chega-se a conclusão que se necessita de barras de aço de $\phi = 12,5$ mm, espaçadas a cada 8 cm, que resultarão em uma $A_s = 15,34$ cm², maior que a área de aço calculada.

3.3 DIMENSIONAMENTO DOS CONECTORES

Utilizaremos conectores de cisalhamento do tipo perfil U laminado, totalmente embutidos na laje maciça de concreto. Para a determinação de sua resistência de cálculo, adotamos $t_{fcs} = 7,52$ mm, $t_{wcs} = 4,67$ mm, $L_{cs} = 100$ mm e $\gamma_{cs} = 1,25$, e calculamos através da expressão 61:

$$\begin{aligned}
 Q_{Rd} &= \frac{0,3 \cdot (t_{fcs} + 0,5 \cdot t_{wcs}) \cdot L_{cs} \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_c}}{\gamma_{cs}} \\
 &= \frac{0,3 \cdot (7,52 + 0,5 \cdot 4,67) \cdot 100 \cdot \sqrt{25 \cdot 23800}}{1,25} = 182442,64 \text{ N} \\
 &= 182,4 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Sendo assim, para determinarmos o número mínimo de conectores, iremos utilizar a equação 63:

$$n = \frac{A \cdot f_y}{Q_{Rd}} = \frac{50,3 \cdot 34,5}{182,4} = 9,51 \cong 10 \text{ conectores}$$

Posteriormente, obtido a quantidade mínima de conectores, devemos obter o espaçamento necessário entre eles, através da equação 64:

$$s = \frac{L}{n} = \frac{1000}{10} = 100 \text{ cm}$$

A NBR 8800 (ABNT, 2008) determina que o espaçamento máximo deve ser de 80 cm, sendo assim iremos reajustar os cálculos adotando um espaçamento de 40 cm que irá resultar em número de conectores maior que o necessário.

$$n = \frac{L}{s} = \frac{1000}{40} = 25 \cong 26 \text{ conectores}$$

Realizando a nova adequação do espaçamento, iremos obter:

$$s = \frac{1000}{26} = 38,50 \text{ cm}$$

Por questões de facilidade de execução, iremos adotar $s = 38,50 \text{ cm}$ e $n = 26$ conectores para tornar a seção simétrica, 13 conectores a cada metade de vão da viga.

Figura 17 - Conectores de cisalhamento



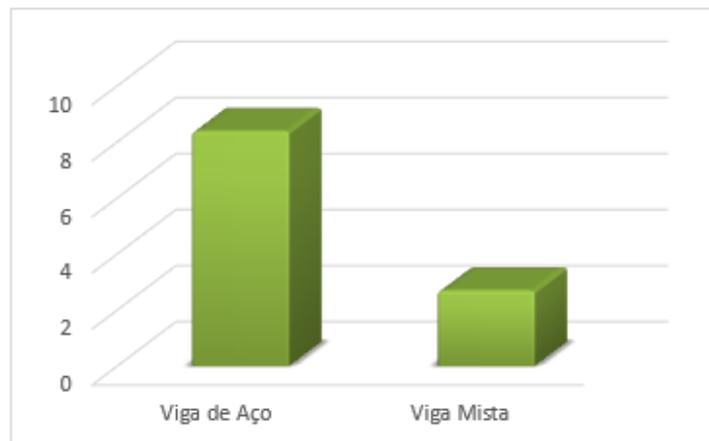
Fonte: AUTORIA PRÓRIA, 2018

4 APRESENTAÇÃO DE RESULTADOS

Todos os procedimentos necessários para o dimensionamento da viga de aço simples e da viga mista de aço e concreto para a edificação em estudo, foram realizados em conformidade com os parâmetros de cálculo estabelecidos pela NBR 8800 (ABNT, 2008). Para cada modelo de viga, foram feitas verificações e obtidos os valores necessários para a devida análise e comparação quanto ao comportamento estrutural de cada uma.

O deslocamento vertical das vigas foram calculados e apresentados na Figura 18, posteriormente foram comparados ao deslocamento máximo suportado pela estrutura. Verificamos que a viga simples de aço apresentou um deslocamento vertical de 8,38 cm, valor muito maior que o deslocamento máximo permitido previamente calculado, de 2,86 cm. Porém, no caso da viga mista aço-concreto, para o mesmo deslocamento máximo de 2,86 cm, foi verificado um deslocamento de 2,54 cm.

Figura 18 - Gráfico comparativo de deslocamentos



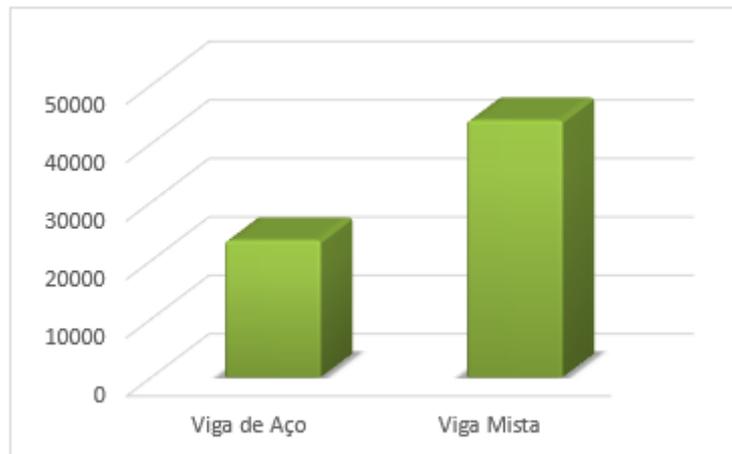
Fonte: AUTORIA PRÓPRIA, 2018

Quanto ao esforço cortante, ambas as vigas apresentam o mesmo valor de esforço cortante resistente, uma vez que tanto no modelo convencional quanto no modelo misto, somente o perfil de aço é considerado nessa verificação. Foi obtido um esforço cortante resistente de 487,58 kN, conforme Figura 19, valor superior ao esforço cortante solicitante calculado a partir das cargas atuantes na estrutura, de 108,25 kN, atestando que as vigas passam na verificação ao cisalhamento.

Figura 19 - Gráfico comparativo de esforços cortantes resistentes

Fonte: AUTORIA PRÓPRIA, 2018

Comparando o momento fletor resistente dos dois modelos, temos que a viga mista se apresenta mais eficiente. Com um mesmo momento fletor solicitante de 27062,50 kN.cm, resultante das cargas atuantes na estrutura, obtivemos um momento fletor resistente de 23443,64 kN.cm para a viga de aço, e um valor consideravelmente maior para a viga mista aço-concreto, de 43967,46 kN.cm, ambos apresentados na Figura 20.

Figura 20 - Gráfico comparativo de momentos fletores resistentes

Fonte: AUTORIA PRÓPRIA, 2018

Percebemos que o dimensionamento da viga mista se apresenta um tanto mais complexo, o que se deve ao fato de ser um elemento resultante da associação de dois elementos com características e comportamentos estruturais completamente distintos. Porém, apesar de toda sua complexidade, a viga mista ainda deve ser considerada como a melhor opção, devido

às diversas vantagens obtidas com a associação do elemento de concreto e todas suas propriedades ao perfil de aço.

Visando uma melhor compreensão dos resultados, na tabela 4 são apresentados os resultados obtidos no dimensionamento para as vigas em aço e para as vigas mistas de aço e concreto.

Tabela 4 - Tabela comparativa de resultados

	$\Delta_{máx}$	Δ	V_r	M_{rd}
Viga de aço	2,86 cm	8,38 cm	487,58 kN	23443,64 kN·cm
Viga mista aço-concreto	2,86 cm	2,54 cm	487,58 kN	43967,46 kN·cm

Fonte: AUTORIA PRÓPRIA, 2018

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

As estruturas mistas de aço e concreto tem se destacado no mercado da construção civil por unirem as vantagens de cada material, resultando em um sistema estrutural eficiente e competitivo. A associação do concreto ao perfil de aço, proporciona maior rigidez aos elementos mistos, resultando em significativo aumento de sua capacidade estrutural, e conseqüente economia de aço. Além disso, a rapidez de execução também tem contribuído para a cada vez maior popularidade desse sistema construtivo, tornando-o vantajoso quando comparado aos sistemas convencionais.

Para o edifício-exemplo analisado, objeto de estudo deste trabalho, foi realizado o dimensionamento de uma viga simples de aço, e da mesma viga em sua versão mista de aço e concreto. Comparados os valores obtidos, foi possível identificar qual modelo de viga é mais conveniente, apresentando suas maiores vantagens em termos estruturais.

Primeiramente, quanto ao deslocamento vertical, observamos uma diferença significativa comparando a viga de aço com a viga mista de aço e concreto. Isso ocorre devido à inércia da seção mista ser composta e considerar toda a estrutura, tanto a viga de aço como a laje de concreto à ela associada, diferentemente da viga simples de aço, na qual é adotada a inércia da seção simples, considerando apenas o perfil de aço.

Em relação ao esforço cortante, percebemos que não houve diferença, visto que em ambos os casos apenas a seção de aço é considerada.

Por fim, em relação ao momento fletor resistente da estrutura, novamente a viga mista se destaca. Devido à associação da laje de concreto ao perfil de aço, a viga mista poderá suportar um momento fletor relativamente maior, já que a laje maciça de concreto serve como travamento lateral, impedindo que a estrutura sofra flambagem lateral por torção, apresentando vantagem quando comparada à viga simples de aço, que não apresenta travamento.

Com os resultados obtidos, e a partir da análise e comparação destes, comprovamos e concluímos que a estrutura mista se destaca em relação à estrutura unicamente em aço. Consideramos a estrutura mista vantajosa não só para a edificação em questão, mas como um modelo de construção que deve ser cada vez mais reconhecido no mercado da construção civil. Acreditamos que ao se optar pelo sistema construtivo misto, unindo as propriedades e benefícios do aço e do concreto, o resultado é uma estrutura não só mais econômica, mas também mais eficiente quanto ao desempenho estrutural.

REFERÊNCIAS

ALVA, G. M. S.; MALITE, M. **Comportamento estrutural e dimensionamento de elementos mistos aço-concreto**. Caderno de Engenharia de Estruturas, v. 7, n. 25, p. 51-84, São Carlos, 2005.

ALVA, G. M. S. **Sobre o projeto de edifícios em estrutura mista aço-concreto**. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2000.

BANDEIRA, A. A. C. **Análise do Uso de Estruturas de Aço em Edificações Habitacionais de Interesse Social**. Dissertação (Monografia) - Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2008.

CATÁLOGO DELTA AÇOS. **Catálogo de produtos**. Delta aços tubo para serralheira, 2018.

CATÁLOGO GERDAU. **Catálogo de perfis estruturais**. Gerdau, 2018.

CLÍMACO, J. C. T. S. **Estruturas de concreto armado: fundamentos de projeto, dimensionamento e verificação**. Editora UNB, 2ª Ed., Brasília, 2008.

DIÓGENES, H. J. F. **Análise Numérica e Experimental de Ligações por Aderência Aço-Concreto Aplicada em Estruturas Mistadas**. Tese (Doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2013.

ELLER, P. R. **Pré-dimensionamento de vigas mistas de aço e concreto para pontes de pequeno porte**. Dissertação (Pós-Graduação) – Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2011.

FABRIZZI, M. A. **Contribuição para o projeto e dimensionamento de edifícios de múltiplos andares com elementos estruturais mistos aço-concreto**. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2007.

FIGUEIREDO, L. M. B. **Projeto e construção de pilares mistos aço-concreto**. São Carlos. 143p. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1998.

GRIFFS, L. G. **The 1994 T. R. High Lecture: Composite Frame Construction**. Conferência Nacional da Construção de Aço, AISC, v. 1, p. 1.1 - 1.72, Nova Iorque, 1994.

HUGON, A. **Técnicas de Construção**. São Paulo: Hemus/Imagem Digital, 2004.

KIRCHHOF, L. D.; NETO, J. M. **Uma contribuição ao estudo de vigas mistas aço-concreto simplesmente apoiadas em temperatura ambiente e em situação de incêndio**. Caderno de Engenharia de Estruturas, v. 7, n. 25, p. 1-31, São Carlos, 2005.

MALITE, M. **Sobre o cálculo de vigas mistas aço-concreto: ênfase em edifícios**. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 1990.

MOURA, G. R.; JUNIOR, W. S. S. **Transformações e Tendências na História da Engenharia Civil: Do Trabalho Manual à Sustentabilidade**. VIII EPCC - Encontro Internacional de Produção Científica Cesumar, Maringá, PR. Editora CESUMAR, 2013.

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.

NBR 6118. **Projeto de estruturas de concreto - Procedimento**. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ, 2014.

PFEIL, W; PFEIL, M. **Estruturas de Aço – Dimensionamento Prático**. 8º ed. Rio de Janeiro, RJ. Ed LTC, 2009.

PFEIL, W; PFEIL, M. **Estruturas de Madeira**. Rio de Janeiro, RJ. Ed LTC, 2011.

QUEIROZ, G. PIMENTA, R. J. MARTINS, A. G. **Estruturas mistas**. Volume 1, 2º ed. Rio de Janeiro, RJ. Ed Instituto Aço Brasil, 2012.

QUEIROZ, G. PIMENTA, R. J. MARTINS, A. G. **Estruturas mistas**. Volume 2, 2º ed. Rio de Janeiro, RJ. Ed Instituto Aço Brasil, 2012.

REIS, A. L. F. **O método da energia aplicado à flambagem lateral com torção de vigas de aço**. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 1996.

SANTOS, T. J. **Edifícios de múltiplos pavimentos estruturados em concreto, aço e em elementos mistos de aço e concreto: análise comparativa**. Trabalho de Conclusão de Curso - Centro de Ciências Exatas e de Tecnologia, Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2010.

SILVA, R. D. **Estudo da aderência aço-concreto em pilares mistos preenchidos**. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2006.

ANEXO A

Tabela 5 - Parâmetros referentes ao momento fletor resistente

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 1	$\frac{L_b}{r_y}$	$1,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	Ver nota 1
	FLM	$(f_y - \sigma_r)W$	Ver nota 6	b/t	$0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	Ver nota 6
	FLA	$f_y W$	Viga de alma esbelta	$\frac{h}{t_w}$	$3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	$5,70 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$
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	FLT	$(f_y - \sigma_r)W_c \leq f_y W_t$	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 6	b/t	$0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	Ver nota 6
	FLA	$f_y W$	Viga de alma esbelta	$\frac{h_c}{t_w}$	$\frac{\frac{h_c}{h_p} \sqrt{\frac{E}{f_y}}}{(0,54 \frac{M_{pl}}{M_r} - 0,09)^2}$	$5,70 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$
					$\leq \lambda_r$	
Seções I e H com dois eixos de simetria e seções U fletidas em relação ao eixo de menor momento de inércia	FLM	$(f_y - \sigma_r)W$	Ver nota 6	b/t	$0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	Ver nota 6
	FLA	$f_y W_{ef}$	$\frac{W_{ef}^2}{W} f_y$	$\frac{h}{t_w}$	$1,12 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	$1,40 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$
Seções sólidas retangulares fletidas em relação ao eixo de maior momento de inércia	FLT	$f_y W$	$\frac{2,00 C_b E}{\lambda} \sqrt{JA}$	$\frac{L_b}{r_y}$	$\frac{0,13 E}{M_{pl}} \sqrt{JA}$	$\frac{2,00 E}{M_r} \sqrt{JA}$

Tabela 5 - Parâmetros referentes ao momento fletor resistente

						(continua)
Seções-caixão e tubulares	FLT	$(f_y - \sigma_r)W$	$\frac{2,00C_bE}{\lambda} \sqrt{JA}$	$\frac{L_b}{r_y}$	$\frac{0,13E}{M_{pl}} \sqrt{JA}$	$\frac{2,00E}{M_r} \sqrt{JA}$
retangulares, duplamente simétricas, fletidas em relação a um dos eixos de simetria que seja paralelo a dois lados	FLM	$f_y W_{ef}$	$\frac{W_{ef}^2}{W} f_y$	b/t	$1,12 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	$1,40 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$
	FLA	$f_y W$	-	$\frac{h}{t_w}$	Ver nota 10	$5,70 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$

Notas:

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

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

onde:

$$\beta_1 = \frac{(f_y - \sigma_r)W}{EJ}$$

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

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

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

$$M_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E I_y}{L_b^2} \left[\beta_3 + \sqrt{\beta_3^2 + \frac{C_w}{I_y} \left(1 + 0,039 \frac{J L_b^2}{C_w}\right)} \right]$$

onde:

$$\beta_1 = \frac{(f_y - \sigma_r)W_c}{EJ}$$

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

$$\beta_3 = 0,45 \left(d - \frac{t_{fs} + t_{fi}}{2} \right) \left(\frac{\alpha_y - 1}{\alpha_y + 1} \right), \text{ com } \alpha_y \text{ conforme nota 9}$$

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

Tabela 5 - Parâmetros referentes ao momento fletor resistente

(conclusão)

- 3) O estado-limite FLA aplica-se só a 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 perfil U fletido em relação ao eixo de menor inércia) de largura igual a b_{ef} , com σ igual a f_y . Em alma comprimida da seção U fletida em relação ao eixo de menor 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: $M_{cr} = \frac{0,69E}{\lambda^2} W_c$, $\lambda_r = 0,83 \sqrt{\frac{E}{(f_y - \sigma_r)}}$
- Para perfis soldados: $M_{cr} = \frac{0,90Ek_c}{\lambda^2} W_c$, $\lambda_r = 0,95 \sqrt{\frac{E}{(f_y - \sigma_r)/k_c}}$
- 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: $\lambda_p = 2,42 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$

Fonte: NBR 8800 (ABNT, 2008)

Onde:

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

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_t é o módulo de resistência elástico do lado tracionado da seção, relativo ao eixo de flexão;

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

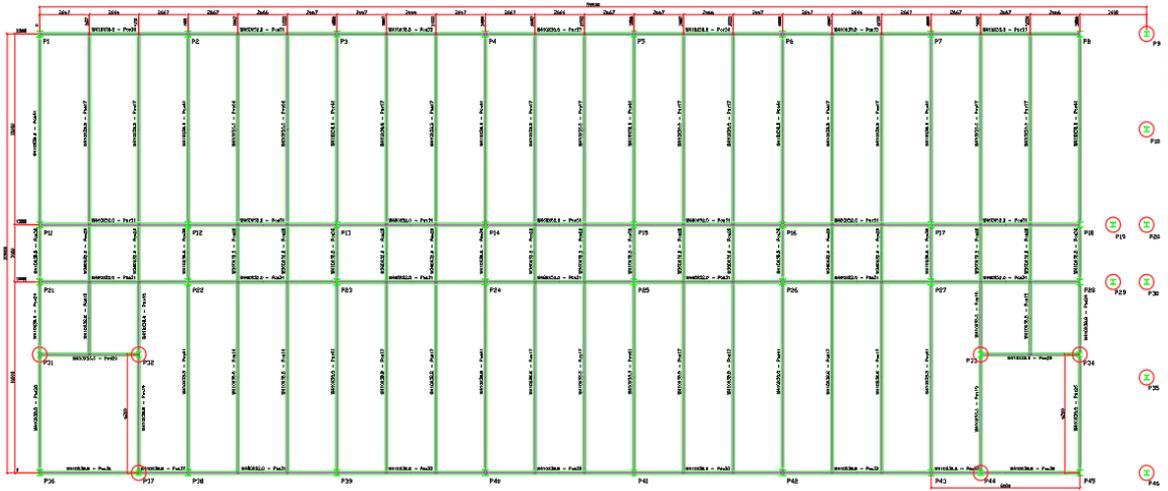
r_y é o raio de giração da seção em relação ao eixo principal de inércia perpendicular ao eixo de flexão;

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;

J é a constante de torção da seção transversal.

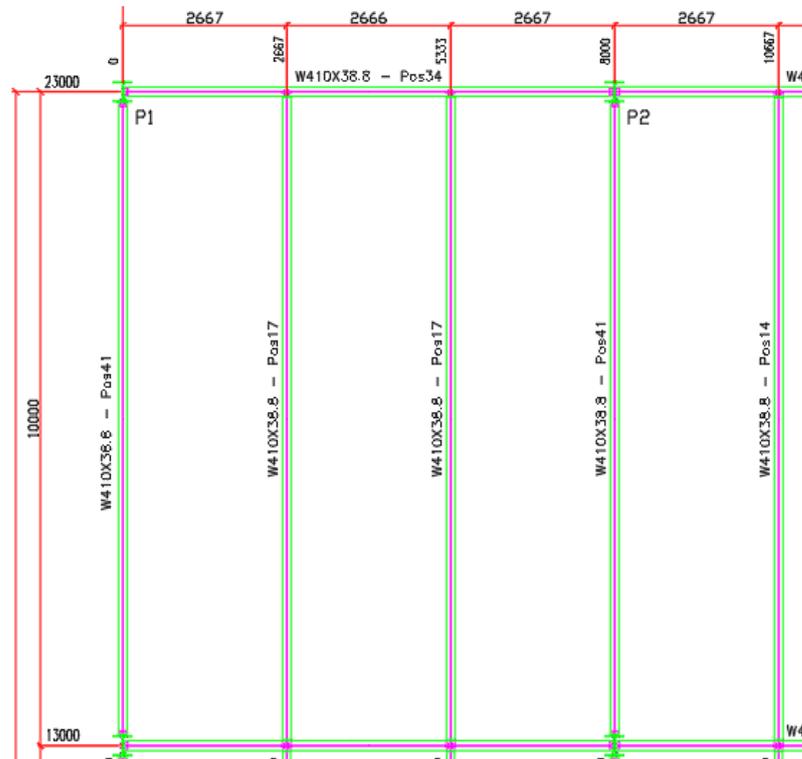
ANEXO B

Figura 21 - Planta de fôrma do Edifício-exemplo



Fonte: AUTORIA PRÓPRIA, 2018

Figura 22 - Detalhe da planta de fôrma do Edifício-exemplo



Fonte: AUTORIA PRÓPRIA, 2018

ANEXO C

Figura 23 - Tabela da área da seção de barras da armadura passiva por unidade de comprimento (cm^2/m) em bitolas padronizadas da NBR 7480:1996 (EB-3)

Espaçamento (cm)	Bitolas ϕ (mm)							
	3,4 ⁽¹⁾	4,2 ⁽¹⁾	5	6,3	8	10	12,5	16
7,0	1,30	1,98	2,81	4,45	7,18	11,22	17,53	28,72
7,5	1,21	1,85	2,62	4,16	6,70	10,47	16,36	26,81
8,0	1,13	1,73	2,45	3,90	6,28	9,82	15,34	25,13
8,5	1,07	1,63	2,31	3,67	5,91	9,24	14,44	23,65
9,0	1,01	1,54	2,18	3,46	5,59	8,73	13,64	22,34
9,5	0,96	1,46	2,07	3,28	5,29	8,27	12,92	21,16
10,0	0,91	1,39	1,96	3,12	5,03	7,85	12,27	20,11
11,0	0,83	1,26	1,79	2,83	4,57	7,14	11,16	18,28
12,0	0,76	1,15	1,64	2,60	4,19	6,55	10,23	16,76
13,0	0,70	1,07	1,51	2,40	3,87	6,04	9,44	15,47
14,0	0,65	0,99	1,40	2,23	3,59	5,61	8,77	14,36
15,0	0,61	0,92	1,31	2,08	3,35	5,24	8,18	13,40
16,0	0,57	0,87	1,23	1,95	3,14	4,91	7,67	12,57
16,5	0,55	0,84	1,19	1,89	3,05	4,76	7,44	12,19
17,0	0,53	0,81	1,16	1,83	2,96	4,62	7,22	11,83
18,0	0,50	0,77	1,09	1,73	2,79	4,36	6,82	11,17
19,0	0,48	0,73	1,03	1,64	2,65	4,13	6,46	10,58
20,0	0,45	0,69	0,98	1,56	2,51	3,93	6,14	10,05
21,0	0,43	0,66	0,94	1,48	2,39	3,74	5,84	9,57
22,0	0,41	0,63	0,89	1,42	2,28	3,57	5,58	9,14
23,0	0,39	0,60	0,85	1,36	2,19	3,41	5,34	8,74
24,0	0,38	0,58	0,82	1,30	2,09	3,27	5,11	8,38
25,0	0,36	0,55	0,79	1,25	2,01	3,14	4,91	8,04
26,0	0,35	0,53	0,76	1,20	1,93	3,02	4,72	7,73
27,0	0,34	0,51	0,73	1,15	1,86	2,91	4,55	7,45
28,0	0,32	0,49	0,70	1,11	1,80	2,81	4,38	7,18
29,0	0,31	0,48	0,68	1,07	1,73	2,71	4,23	6,93
30,0	0,30	0,46	0,65	1,04	1,68	2,62	4,09	6,70
31,0	0,29	0,45	0,63	1,01	1,62	2,53	3,96	6,49
32,0	0,28	0,43	0,61	0,97	1,57	2,45	3,83	6,28
33,0	0,28	0,42	0,60	0,94	1,52	2,38	3,72	6,09

⁽¹⁾ apenas para o aço CA-60

Fonte: CLÍMACO, 2008

ANEXO D

Figura 24 - Tabela de bitolas

BITOLA mm x kg/m	Massa Linear kg/m	d	b _y	ESPESSURA			h	d'	Área	EIXO X - X				EIXO Y - Y				r _i	l _t	ESBELTEZ		C _p	u	BITOLA in x lb/ft
				t ₁	t ₂	t ₃				l ₁	W ₁	r ₁	Z ₁	l ₂	W ₂	r ₂	Z ₂			l ₃	MESA - l ₃			
W150 x 13,0	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 x 16,0	16,0	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	6,883	0,69	W 6 x 12	
W150 x 22,5 (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 x 24,0	24,0	160	102	6,6	10,3	139	115	31,5	1384	221,0	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 x 29,8 (H)	29,8	157	157	6,6	9,3	138	118	38,5	1739	273,5	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 x 37,1 (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	20,58	6,64	14,67	39,930	0,91	W 6 x 25	
W200 x 15,0	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 x 19,3	19,3	203	102	5,8	6,5	190	170	25,1	1886	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 x 22,5	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 x 26,6	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 x 31,3	31,3	210	134	6,4	10,2	190	170	40,3	3468	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 x 35,9 (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	1,04	W 8 x 24	
W200 x 41,7 (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	1,03	W 8 x 28	
W200 x 46,1 (H)	46,1	203	203	7,2	11,0	181	161	58,6	4543	447,6	8,81	485,3	1535	151,2	5,12	229,5	5,58	22,01	9,23	22,36	141,342	1,19	W 8 x 31	
W200 x 52,0 (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	
HP200 x 53,0 (H)	53,0	204	207	11,3	18,1	161	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 x 59,0 (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 x 71,0 (H)	71,0	216	206	10,2	17,4	181	161	91,0	7860	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 x 86,0 (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	
W250 x 17,9	17,9	251	101	4,8	5,3	240	220	23,1	2291	182,6	9,96	211,0	91	18,1	1,99	28,8	2,48	2,54	9,53	45,92	13,735	0,88	W 10 x 12	
W250 x 22,3	22,3	254	102	5,8	6,9	240	220	28,9	2939	231,4	10,09	267,7	123	24,1	2,06	36,4	2,54	4,77	7,39	37,97	18,629	0,89	W 10 x 15	
W250 x 25,3	25,3	257	102	6,1	8,4	240	220	32,6	3473	270,2	10,31	311,1	149	29,3	2,14	46,4	2,58	7,06	6,07	36,10	22,955	0,89	W 10 x 17	
W250 x 28,4	28,4	260	102	6,4	10,0	240	220	36,6	4046	311,2	10,51	357,3	178	34,8	2,20	54,9	2,62	10,34	5,10	34,38	27,636	0,90	W 10 x 19	
W250 x 32,7	32,7	258	146	6,1	9,1	240	220	42,1	4937	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 10 x 22	
W250 x 38,5	38,5	262	147	6,6	11,2	240	220	49,6	6057	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 10 x 26	
W250 x 44,8	44,8	266	148	7,6	13,0	240	220	57,6	7158	538,2	11,15	606,3	704	95,1	3,50	146,4	3,96	27,14	5,69	28,95	112,398	1,09	W 10 x 30	
HP250 x 62,0 (H)	62,0	246	256	10,5	10,7	225	201	79,6	8728	709,6	10,47	790,5	2995	234,0	6,13	357,8	6,89	33,46	11,96	19,10	417,130	1,47	HP 10 x 42	
W410 x 38,8	38,8	399	140	6,4	8,8	381	357	50,3	12777	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 16 x 26	
W410 x 46,1	46,1	403	140	7,0	11,2	381	357	59,2	15690	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 16 x 31	
W410 x 53,0	53,0	403	177	7,5	10,9	381	357	68,4	18734	929,7	16,55	1052,2	1009	114,0	3,84	176,9	4,56	23,38	8,12	47,63	387,194	1,48	W 16 x 36	
W410 x 60,0	60,0	407	178	7,7	12,8	381	357	76,2	21707	1066,7	16,88	1201,5	1205	135,4	3,98	209,2	4,65	33,78	6,95	46,42	467,404	1,49	W 16 x 40	
W410 x 67,0	67,0	410	179	8,8	14,4	381	357	86,3	24678	1203,8	16,91	1362,7	1379	154,1	4,00	239,0	4,67	48,11	6,22	40,59	538,546	1,50	W 16 x 45	
W410 x 75,0	75,0	413	180	9,7	16,0	381	357	95,8	27616	1337,3	16,98	1518,6	1559	173,2	4,03	269,1	4,70	65,21	5,63	36,80	612,784	1,51	W 16 x 50	
W410 x 85,0	85,0	417	181	10,9	18,2	381	357	108,6	31658	1518,4	17,07	1731,7	1804	199,3	4,08	310,4	4,74	94,48	4,97	32,72	715,165	1,52	W 16 x 57	
W460 x 52,0	52,0	450	152	7,6	10,8	428	404	66,6	21370	949,8	17,91	1095,9	634	83,5	3,09	131,7	3,79	21,79	7,04	53,21	304,837	1,47	W 18 x 35	
W460 x 60,0	60,0	455	153	8,0	13,3	428	404	76,2	25652	1127,6	18,35	1292,1	796	104,1	3,23	163,4	3,89	34,60	5,75	50,55	387,230	1,49	W 18 x 40	
W460 x 68,0	68,0	459	154	9,1	15,4	428	404	87,6	29851	1300,7	18,46	1495,4	941	122,2	3,28	192,4	3,93	52,29	5,00	44,42	461,163	1,50	W 18 x 46	
W460 x 74,0	74,0	457	190	9,0	14,5	428	404	94,9	33415	1462,4	18,77	1657,4	1661	174,8	4,18	271,3	4,93	52,97	6,55	44,89	811,417	1,64	W 18 x 50	
W460 x 82,0	82,0	460	191	9,9	16,0	428	404	104,7	37157	1615,5	18,84	1836,4	1862	195,0	4,22	303,3	4,96	70,62	5,97	40,81	915,745	1,64	W 18 x 55	
W460 x 89,0	89,0	463	192	10,5	17,7	428	404	114,1	41105	1775,6	18,98	2019,4	2093	218,0	4,28	339,0	5,01	92,49	5,42	38,44	1035,073	1,65	W 18 x 60	
W460 x 97,0	97,0	466	193	11,4	19,0	428	404	123,4	44656	1916,7	19,03	2187,4	2283	236,6	4,30	368,8	5,03	115,05	5,08	35,44	1137,180	1,66	W 18 x 65	
W460 x 106,0	106,0	469	194	12,6	20,6	428	404	135,1	48978	2088,6	19,04	2394,6	2515	259,3	4,32	405,7	5,05	148,19	4,71	32,05	1260,063	1,67	W 18 x 71	

Fonte: CATÁLOGO GERDAU, 2018

ANEXO E

Figura 25 – Vigas e conectores de cisalhamento da estrutura do Edifício-exemplo



Fonte: AUTORIA PRÓPRIA, 2018

Figura 26 - Vigas e conectores de cisalhamento da estrutura do Edifício-exemplo



Fonte: AUTORIA PRÓPRIA, 2018