

UNIEVANGÉLICA

CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

**CARLOS DEL' EUGÊNIO DE SOUZA JÚNIOR
ERICK MINORU TAKADA**

**COMPARATIVO E VIABILIDADE DO EMPREGO DE VIGA
SIMPLES DE AÇO E VIGA MISTA AÇO-CONCRETO**

**ANÁPOLIS/GO
2015**

**CARLOS DEL' EUGÊNIO DE SOUZA JÚNIOR
ERICK MINORU TAKADA**

**COMPARATIVO E VIABILIDADE DO EMPREGO DE VIGA
SIMPLES DE AÇO E VIGA MISTA AÇO-CONCRETO**

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

ORIENTADOR: ROGÉRIO SANTOS CARDOSO

ANÁPOLIS / GO: 2015

FICHA CATALOGRÁFICA

JÚNIOR, CARLOS DEL' EUGÊNIO DE SOUZA
TAKADA, ERICK MINORU.

Comparativo e Viabilidade do Emprego de Viga Simples de Aço e Viga Mista Aço-Concreto

63P, 297 mm (ENC/UNI, Bacharel, Engenharia Civil, 2015).

TCC - UniEvangélica

Curso de Engenharia Civil.

1. Dimensionamento	2. Viga Mista
3. Viga de aço	4. Perfil de aço
I. ENC/UNI	II. Bacharel (10)

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

JÚNIOR, C. D. E. S., TAKADA, E. M. Comparativo e Viabilidade do Emprego de Viga Simples de Aço e Viga Mista Aço-Concreto. TCC, Curso de Engenharia Civil, UniEvangélica, Anápolis, GO, 63p. 2015.

CESSÃO DE DIREITOS

NOME DOS AUTORES: Carlos Del' Eugênio de Souza Júnior, Erick Minoru Takada

TÍTULO DA DISSERTAÇÃO DE TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO:

Comparativo e Viabilidade do Emprego de Viga Simples de Aço e Viga Mista Aço-Concreto.

GRAU: Bacharel em Engenharia Civil ANO: 2015

É concedida à Unievangélica, a permissão para reproduzir cópias deste TCC e 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.

Carlos Del' Eugênio de Souza Júnior
Rua Assis Chateaubriand
75074-710 - Anápolis/GO - Brasil
E-mail: csouza.engcivil@hotmail.com

Erick Minoru Takada
Rua Menino Jesus, nº 124 - Vila São Jorge
75044-170 - Anápolis/GO - Brasil
E-mail: erick.takada@gmail.com

CARLOS DEL' EUGÊNIO DE SOUZA JÚNIOR
ERICK MINORU TAKADA

**COMPARATIVO E VIABILIDADE DO EMPREGO DE VIGA
SIMPLES DE AÇO E VIGA MISTA AÇO-CONCRETO**

**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)

SANDOVAL JUNQUEIRA, Mestre (UniEVANGÉLICA)
(EXAMINADOR INTERNO)

NEANDER BERTO MENDES, Mestre (UniEVANGÉLICA)
(EXAMINADOR INTERNO)

DATA: ANÁPOLIS/GO, 25 DE MAIO DE 2015.

RESUMO

O comparativo e a viabilidade do emprego de viga simples de aço e viga mista aço-concreto se dá por meio dos distintos métodos de dimensionamentos e de execução. O conhecimento sobre viga mista começou a ser difundido no período entre as Grandes Guerras, onde os engenheiros da época, em meio a escassez de aço, buscaram uma economia significativa de aço, sem comprometer a segurança e rigidez de suas estruturas. Atualmente, o conhecimento sobre viga mista aço-concreto é bem difundido em outros países, sobretudo os desenvolvidos, onde o uso de estrutura metálica é mais comum. A diferença entre viga simples e viga mista se dá pela presença de conectores de cisalhamento na viga mista. Os conectores de cisalhamento são responsáveis por suportar os esforços cisalhantes longitudinais que se desenvolvem na interface da mesa superior do perfil de aço e a laje de concreto. No Brasil, a viga mista ainda é pouco empregada na elaboração de projetos estruturais metálicos. O foco principal deste trabalho é comprovar, por meio de cálculos e verificações, qual método construtivo permite uma maior eficácia econômica, estrutural e estética. Todos os cálculos foram realizados de acordo com a norma brasileira NBR 8800:2008 e utilizando os perfis da série W 460. Inicialmente, foi dimensionado o sistema de viga simples e posteriormente o sistema de viga mista aço-concreto. Com os dados obtidos foi possível verificar que o sistema de viga mista possui uma economia de aproximadamente 30% ou 165 kg em relação ao sistema de viga simples, o qual apresentou problemas de flambagem lateral por torção (FLT) e a necessidade de uma contenção lateral no meio do vão. Os resultados obtidos já eram previstos uma vez que, na viga mista, a laje de concreto recebe parte da tensão compressiva que o perfil metálico iria receber, resultando em maior momento de inércia e estabilidade no elemento. Além disso, é possível utilizar perfis com menor área de seção, permitindo que estrutura como um todo seja mais leve.

Palavras-chave: Viga-mista. Concreto. Aço. Conector. Cisalhamento. Viabilidade.

ABSTRACT

The comparative and feasibility employment of a simple beam made of steel and steel-concrete mix composite it is by different means and different methods of dimensioning and implementation. Composite beam knowledge began to spread in the period between the World Wars, where the engineers on that time, amid the steel shortage, sought a significant steel economy without compromising safety and rigidity of their structures. Currently, the composite steel-concrete beam knowledge is easily available in other countries, especially the developed ones, where the use of metallic structure is more common. The difference between a simple beam and a composite beam is given by shear connectors presence in composite beam. The shear connectors are responsible for supporting the longitudinal shear efforts to develop in the upper interface table of the steel profile and the concrete slab. In Brazil, the composite beam is still little used in metallic preparation for structural projects. The main objective of this study is to present, by means of calculations and verifications, which construction method allows greater economic efficiency, structural and aesthetic. All calculations were performed in accordance with the Brazilian standard norm NBR 8800: 2008 and utilizing the W 460 series profiles. Initially, a simple beam system was dimensioned and followed by the steel-concrete composite beam system. With the obtained data it was possible to verify that the composite beam system has a savings of approximately 30% or 165 kg compared to the simple beam system which presented lateral torsional buckling problems (LTBP) and the need for a lateral containment in the middle of the span. The obtained results were already foreseen since, in the composite beam, the slab concrete slab support part of the compressive stress that would be supported the metal profile, resulting in higher moment of inertia and stability on the element. Furthermore, it is possible to use profiles with smaller section area, allowing the structure as a whole to be lighter.

Keywords: Composite Beam. Concrete. Steel. Connector. Shear. Viability.

LISTA DE FIGURAS

Figura	Página
Figura 1 - Ponte de Coalbrookdale, sobre o rio Severn na Inglaterra,1779	15
Figura 2 - Ponte sobre o rio Paraíba do Sul, Estado do Rio de Janeiro, 1857.....	16
Figura 3 - Esquema geral de uma estrutura, demonstrando os componentes presentes na viga mista	17
Figura 4 - Exemplos de Viga e laje não conectada e conectada com tensões de cisalhamento	18
Figura 5 - Os tipos de interação presente nas vigas mistas	19
Figura 6 - Diagrama do comportamento de vigas construídas com e sem escoramentos	20
Figura 7 - Viabilidade Econômica entre Estrutura de Concreto e Aço	22
Figura 8 - Conector de pino com cabeça (esquerda); Conector de perfil U (direita)	24
Figura 9 - Tensões de compressão ao longo da seção da laje de concreto	27
Figura 10 - Largura Efetiva da Laje	27
Figura 11 - Laje de concreto tracionada: (a) viga mista e diagrama de tensões; (b) Flambagem local; (c) Flambagem lateral com distorção	28
Figura 12 - Valores máximos de b/t para evitar instabilidade local	38
Figura 13 - Vista superior do diagrama unifilar da estrutura que contém a viga intermediária a ser calculada	50

LISTA DE TABELAS

Tabela	Página
Tabela 1 - Valores limites das larguras b_{e1} e b_{e2}	27
Tabela 2 - Valores do Coeficiente γ_m Parcial de Segurança, Aplicado às Resistências (NBR 8800).....	32
Tabela 3 - Deslocamentos Máximos para Estados Limites de Utilização.....	35
Tabela 4 - Limites de Esbeltez.	36
Tabela 5 - Valores de λ_0 para cálculo de dimensionamento	39

LISTA DE SIGLAS E ABREVIATURAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
CBCA	Centro Brasileiro de Construção em Aço
EUROCODE	Conjunto de normas europeias para projetos estruturais e geotécnicos de obras civis
FLA	Flambagem Lateral da alma
FLM	Flambagem Lateral da Mesa
FLT	Flambagem Lateral com/por Torção
NBR	Norma Brasileira
RJ	Rio de Janeiro

LISTA DE SÍMBOLOS

a	Espessura efetiva da laje (região comprimida da laje, no caso de interação parcial)
A_{af}	Área da mesa superior do perfil de aço
A_{aw}	Área da alma do perfil de aço
A_{blc}	Produto da altura da laje pela metade da largura da mesa
A_{cv}	Área da seção cisalhada por unidade de comprimento da viga
A_g	Área bruta
A_w	É tomada igual a altura da seção de aço multiplicada pela espessura da alma do perfil
b_e	Largura efetiva da laje
$be1$ e $be2$	É um trecho intermediário (entre vigas)
b_f	Largura da mesa em vigas I
C_b	Fator de modificação da resistência à flexão para diagrama não uniforme de momento fletor
C_{cd}	Força resistente de cálculo da espessura comprimida da laje
C_v	Coefficiente de redução de resistência a cortante
E	Módulo de Elasticidade
E_c	Módulo de Elasticidade do concreto
E_s	Módulo de Elasticidade do aço
f_{cd}	Resistência de cálculo do concreto
f_{ck}	Resistência característica à compressão do concreto
$f_{ctk,inf}$	Resistência característica inferior do concreto
f_u	Resistência à ruptura característica do aço
f_y	Tensão limite do escoamento do aço
g	Carga permanente
$g1$	É a carga permanente na etapa construtiva, onde o concreto não atingiu a resistência equivalente a 75% do f_{ck}
$g2$	É a carga permanente após a construção, onde o concreto já possui resistência superior a 75% do f_{ck}
h	Altura total de uma viga
h_c	Espessura da laje de concreto em viga mista

h_0	Distância entre as faces internas das mesas de viga
I_{3a}	Momento de inércia da seção homogeneizada, considerando efeito de fluência do concreto
i	Raio de giração
I	Momento de inércia da seção homogeneizada
I_a	Momento de inércia de seção de aço
i_x	Raio de giração, referido ao eixo x
i_y	Raio de giração, referido ao eixo y
K	Coefficiente de flambagem
ℓ	Comprimento, vão (Usa-se também L)
L_m	Distância entre as seções de momento máximo e momento nulo
L_{cs}	Comprimento do perfil U
M	Momento Fletor
M_{cr}	Momento fletor de flambagem elástica
M_d	Momento solicitante de projeto
M_{dres}	Momento resistente de projeto
M_p	Momento de plastificação total seção
$M_p \ell$	Momento fletor de plastificação da seção transversal, igual ao produto do módulo de resistência plástico (Z) pela resistência ao escoamento do aço (f_y)
M_r	Momento fletor correspondente ao início do escoamento, incluindo a influência das tensões residuais em alguns casos
MR_d	O momento fletor resistente de cálculo
M_x	Momento fletor referido ao eixo x
M_y	Momento fletor referido ao eixo y
η	Grau de conexão
N_{cr}	Carga crítica
Q	Fator de redução da resistência devido à Flambagem local
q	Carga distribuída de projeto
q_1	Carga variável durante a etapa construtiva
q_2	Carga variável de serviço
Q_{rd}	Força resistente de cálculo de um conector de perfil U laminado ou formado a frio
R_u	Resistência última

S_d	Esforço solicitante de projeto
t_f	Espessura de mesa do viga I
t_{fcs}	Espessura do conector na meia distância entre a borda livre e a face adjacente da alma
t_o	Espessura da chapa da alma de uma viga
t_{wcs}	Espessura da alma do conector
V	Esforço cortante
W	Módulo elástico de resistência da seção
W_c	Módulo de resistência referido ao bordo comprimido
W_t	Módulo de resistência referido ao bordo tracionado
y_c	Distância do bordo comprimido à linha neutra
y_{inf}	Distância do bordo inferior à linha neutra
y_{inf}	Distância do bordo inferior à linha neutra
y_{sup}	Distância do bordo superior à linha neutra
y_t	Distância do bordo tracionado à linha neutra
Z	Módulo plástico de resistência da seção
γ	Coefficiente de Segurança
γ_c	Coefficiente de segurança aplicado a resistência do concreto
γ_s	Coefficiente de segurança aplicado a resistência ao aço do concreto armado
γ_{f1}	Coefficiente ligado à dispersão das ações
γ_{f2}	Coefficiente de combinações de ações
γ_{f3}	Coefficiente relacionado com tolerância de execução, aproximações de projeto, diferenças entre esquemas de cálculo e o sistema real
γ_m	Coefficiente parcial de segurança
λ	Parâmetro de esbeltez
σ_{cr}	Tensão crítica
σ_r	Tensão residual me perfis laminados ou soldados
φ	Coefficiente de fluência
Ψ_1 e Ψ_2	Fatores de combinação de ações variáveis, de acordo com NBR 8800

SUMÁRIO

Capítulo	Página
1. INTRODUÇÃO	15
1.1. HISTÓRICO SOBRE ESTRUTURAS METÁLICAS.	15
1.2. NOÇÕES GERAIS SOBRE VIGA MISTA.....	17
1.3. OBJETIVOS.....	20
1.4. ESCOPO DO TRABALHO.	21
2. EMBASAMENTO TEÓRICO.	22
2.1. CONECTORES DE CISALHAMENTO	23
2.2. DISPOSIÇÕES CONSTRUTIVAS	24
2.3. LARGURA EFETIVA DA LAJE	26
2.4. VIGAS MISTAS SOB AÇÃO DE MOMENTO NEGATIVO	28
2.5. ESTADO LIMITE ÚLTIMO	29
2.6. ESTADO LIMITE DE UTILIZAÇÃO	32
2.7. PASSOS PARA DIMENSIONAMENTO DA VIGA DE AÇO DE ACORDO COM A NBR 8800:2008.....	35
2.7.1. Verificação de instabilidade Local	36
2.7.2. Verificação da Força Resistente	39
2.7.3. Verificação quanto ao Cisalhamento	40
2.7.4. Verificação quanto à Flambagem Lateral por/com Torção (FLT)	41
2.7.5. Verificação de deslocamentos para combinações frequentes (estado limite de utilização).....	42
2.8. PASSOS PARA DIMENSIONAMENTO DA VIGA MISTA COM LIGAÇÃO PARCIAL PROPOSTO NA NBR 8800:2008	42
2.8.1. Verificação de Instabilidade Local	43
2.8.2. Verificação a força cortante	43

2.8.3. Verificação do grau de conexão.....	44
2.8.4. Verificação do Momento Resistente da Seção.....	45
2.8.5. Verificação de resistência ao cisalhamento, quantidade e espaçamento dos conectores	46
2.8.6. Verificação do fluxo cisalhante e armadura mínima da laje	47
2.8.7. Verificação de deslocamentos para combinações frequentes e quase-permanentes de ações (estado limite de utilização)	48
3. CÁLCULO DO DIMENSIONAMENTO DA VIGA SIMPLES	50
3.1. VERIFICAÇÃO QUANTO À INSTABILIDADE LOCAL:	51
3.2. VERIFICAÇÃO DA FORÇA RESISTENTE:	51
3.3. VERIFICAÇÃO QUANTO AO CISALHAMENTO	52
3.4. VERIFICAÇÃO QUANTO À FLAMBAGEM LATERAL POR/COM TORÇÃO (FLT).....	52
3.5. VERIFICAÇÃO QUANTO À FLAMBAGEM LATERAL DA MESA (FLM)	53
3.6. VERIFICAÇÃO QUANTO À FLAMBAGEM LATERAL DA ALMA (FLA)	53
3.7. VERIFICAÇÃO DO MOMENTO FLETOR RESISTENTE DA SEÇÃO (EIXO X).....	54
3.8. VERIFICAÇÃO QUANTO À FLAMBAGEM LATERAL DA MESA (FLM)Y MENOR INÉRCIA	54
3.9. VERIFICAÇÃO DO MOMENTO FLETOR RESISTENTE DA SEÇÃO (EIXO Y).....	54
3.10. VERIFICAÇÃO DE DESLOCAMENTOS PARA COMBINAÇÕES FREQUENTES (ESTADO LIMITE DE UTILIZAÇÃO).....	55
4. CÁLCULO DO DIMENSIONAMENTO DA VIGA MISTA INTERMEDIÁRIA COM LIGAÇÃO PARCIAL	56
4.1. VERIFICAÇÃO DE INSTABILIDADE LOCAL	56
4.2. VERIFICAÇÃO A FORÇA CORTANTE.....	57
4.3. VERIFICAÇÃO DE GRAU DE CONEXÃO	57

4.4. VERIFICAÇÃO AO MOMENTO FLETOR RESISTENTE DA SEÇÃO	57
4.5. VERIFICAÇÃO DE RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO, QUANTIDADE E ESPAÇAMENTO DOS CONECTORES	59
4.6. VERIFICAÇÃO DE FLUXO CISALHANTE E ARMADURA MÍNIMA DA LAJE....	59
4.7. VERIFICAÇÃO DE DESLOCAMENTOS PARA COMBINAÇÕES FREQUENTES E QUASE-PERMANENTES DE AÇÕES (ESTADO LIMITE DE UTILIZAÇÃO)	60
5. CONCLUSÃO	61
REFERÊNCIA BIBLIOGRAFICA	62

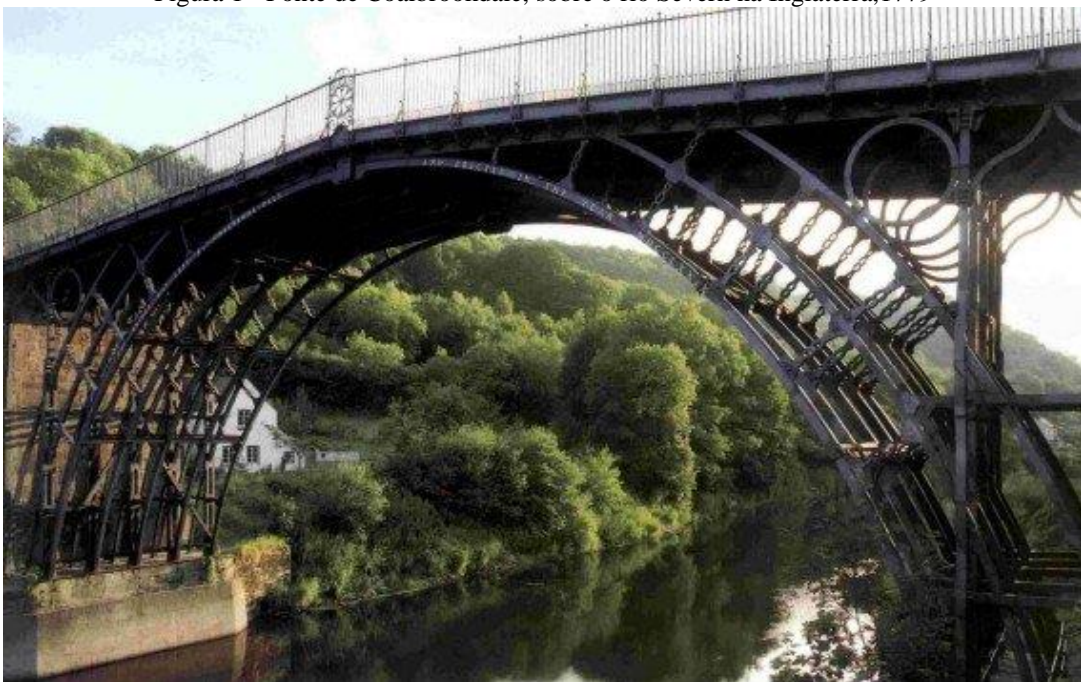
1 INTRODUÇÃO

No capítulo 1, será abordado inicialmente uma visão geral sobre estruturas metálicas, desde o início dos estudos sobre o tema, um breve histórico sobre primeiras obras utilizando estrutura metálica, e por fim, a abertura de estudos para a utilização de vigas mistas no cenário construtivo mundial e brasileiro e a importância deste elemento construtivo na elaboração do projeto, considerando os fatores de viabilidade econômica e a utilização da laje de concreto como parte de componente do viga. Apresentando objetivos, justificativa e a relevância do tema a ser discutido.

1.1 HISTÓRICO SOBRE ESTRUTURAS METÁLICAS

A primeira edificação a utilizar material siderúrgico em sua estrutura foi a Ponte de Coalbrookdale, Inglaterra, 1779 (Figura 1). Utilizando ferro fundido em seu arco, vencendo assim um vão de 30 metros. Durante 1780 e 1820, o ferro fundido foi muito utilizado na construção de pontes em arcos ou treliças para resistir aos esforços de compressão. No Brasil, foi construída uma ponte sobre o rio Paraíba do Sul, Rio de Janeiro (Figura 2). Onde, os vãos vencem 30 metros por arcos de ferro fundido e tirante de ferro forjado (PFEIL, 2009).

Figura 1 - Ponte de Coalbrookdale, sobre o rio Severn na Inglaterra, 1779



Fonte: <<http://www.lmc.ep.usp.br/people/hlinde/estruturas/coal.htm>> Acesso em: 26/11/2014

Figura 2 - Ponte sobre o rio Paraíba do Sul, Estado do Rio de Janeiro, 1857



Fonte: <<http://www.inepacnovo.rj.gov.br/modules/Guia/images/Ponte%20Paraiba%20do%20sul%203.jpg>> Acesso em: 26/11/2014

Com vários acidentes com obras utilizando ferro fundido e ferro forjado, era preciso substituir por outro material que pudesse proporcionar maior segurança. O aço já era conhecido na época, mas o preço elevado e a produção lenta, tornava inviável a utilização do aço para a construção civil. A invenção do inglês Henry Bessemer em 1856, do forno que permitiu a produção de aço em larga escala, que logo mais tarde em 1864, os irmãos Martin desenvolveram outro tipo de forno com o processo Siemens-Martin, com maior capacidade de fabricação permitindo o preço do aço ser mais competitivo, e assim o ferro fundido e ferro forjado foram logo substituídos pelo aço na indústria da construção segundo Pfeil (2009).

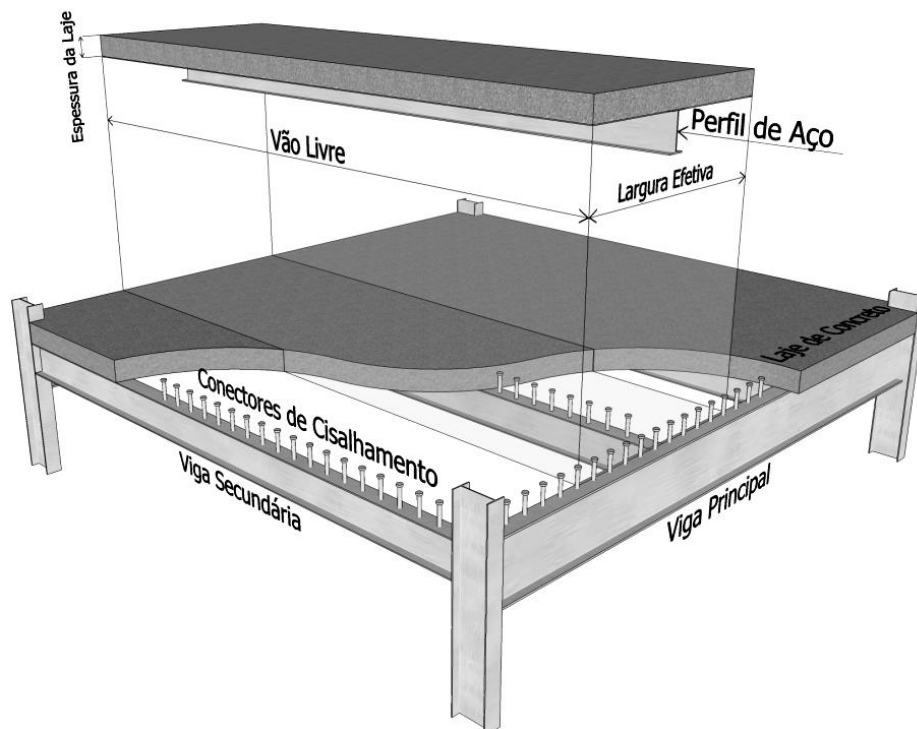
Segundo Chamberlain Pravia (2013), o uso de aço está inteiramente relacionado com a história do país. No final do século XIX, o Brasil importava grandes quantidades de aço da Inglaterra. Porém, durante o período entre as duas guerras mundiais, houve uma paralisação das importações e, por isso, o Brasil necessitou iniciar o processo de criação e desenvolvimento de empresas para instalar suas próprias siderúrgicas e, somente, após a Segunda Guerra Mundial em 1946, foi implantada a primeira siderúrgica, Usina Presidente Vargas da CNS – Companhia Siderúrgica Nacional situada em Volta Redonda – RJ. E Logo após, outras companhias foram sendo instaladas no Brasil (DIAS, 1993). Devido a este cenário, a indústria siderúrgica estava sendo iniciada no Brasil. Na Europa, (pós-guerra) o aço estava escasso, os engenheiros tiveram que levar em consideração a utilização da laje de concreto como parte componente do vigaumento. Assim, uma série de estudos foi iniciada para esclarecer o comportamento da viga mista.

No Brasil, projetos estruturais envolvendo viga mista eram dimensionados de acordo com normas estrangeiras, pelo fato de que as normas brasileiras ainda não abordavam este tipo de elemento estrutural até 1986, onde o tema foi introduzido na NBR 8800:1986 (MALITE, 1993).

1.2 NOÇÕES GERAIS SOBRE VIGA MISTA

A laje de concreto quando desempenha suas duas funções eficazmente, torna o emprego de vigas mistas para edifícios e pontes em soluções econômicas. Isso será abordado em outros capítulos quando será feita uma comparação entre o dimensionamento de uma viga de aço simples e o de viga mista a fim de, a partir dos valores, verificar qual elemento estrutural possibilita maior viabilidade econômica. A Figura 3 apresenta um pórtico com sistema de vigas mistas utilizando conectores de cisalhamento de pino com cabeça.

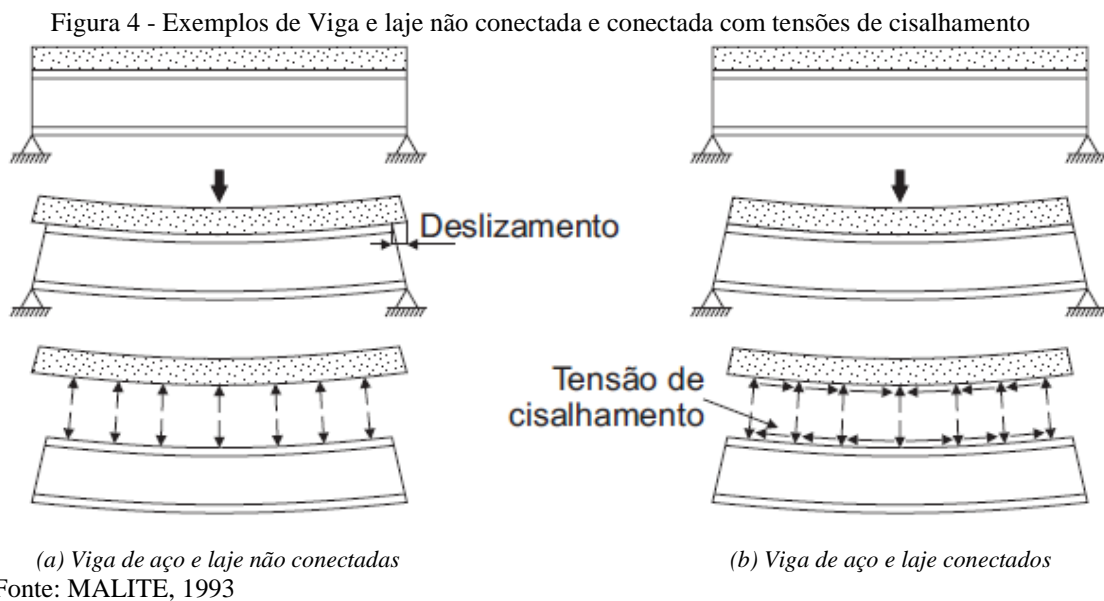
Figura 3 - Esquema geral de uma estrutura, demonstrando os componentes presentes na viga mista



Fonte: ALBRECHT, 2010

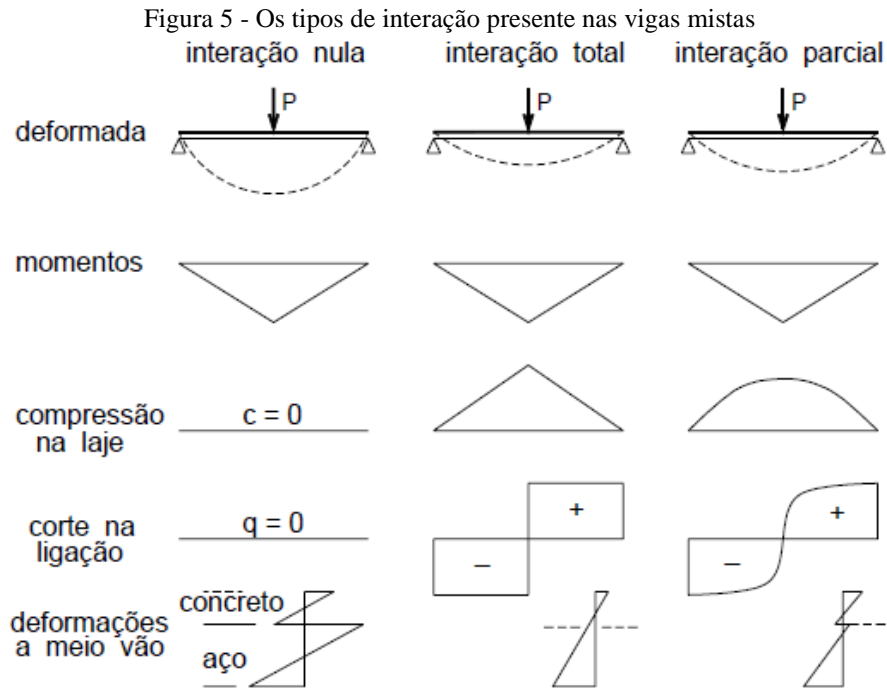
Por definição, denomina-se viga mista de aço-concreto devido a associação de um perfil metálico com uma laje de concreto ligados por conectores mecânicos para garantir o trabalho conjunto da seção de aço com a laje de concreto. Em um sistema bem dimensionado a redução do peso do aço pode chegar de 20% a 40% (QUEIROZ, 2001). Os conectores absorvem

os esforços de cisalhamento presentes na seção longitudinal da laje com a mesa superior do perfil, como também impede a separação física destes elementos (PFEIL, 2009). Evitando o deslizamento da laje com a mesa superior do perfil, através dos conectores de cisalhamento fazendo com que a laje trabalhe apenas à compressão enquanto o perfil metálico à tração. Segundo Queiroz (2001), os ensaios em estruturas mistas comprovam que, para cargas de menor valor, o cisalhamento longitudinal desenvolve na interface entre a mesa superior do perfil com o concreto por aderência química. No entanto, com valores de carga maiores, a aderência química é rompida e ocorre a separação destes elementos, uma vez rompida, esta não pode mais ser restaurada (Figura 4). Os tipos de conectores podem ser classificados em rígidos e flexíveis, de acordo com sua capacidade de deformação no deslizamento. Os mais usuais são os de pino com cabeça e perfil U laminado ou formado a frio, e a NBR 8800 (ABNT, 2008) apresenta critérios de projeto para estes tipos de conectores.



Com relação aos conectores de cisalhamento longitudinal, o funcionamento da viga mista pode ter interação total e interação parcial. Quando há acréscimo de conectores na viga, mas a resistência à flexão não altera, diz-se que a interação entre mesa superior do perfil e a laje de concreto é total (EUROCODE 4). Caso haja alteração na resistência, tem-se viga mista com interação parcial, e seu número de conectores é menor do que a correspondente com interação total (Figura 5). Em ambos os casos, a resistência à flexão é determinada em regime plástico. Em geral, a consideração de interação parcial em um projeto decorre por fator econômico (PFEIL, 2009).

Vigas mistas podem ser classificadas em biapoiadas, contínuas ou semicontínuas. Das disposições construtivas à vigas mistas podem ser escoradas e não escoradas. Nas vigas mistas com escoramento, a seção de aço não é solicitada durante o período de cura do concreto e após atingida a resistência necessária ao concreto o escoramento é retirado.



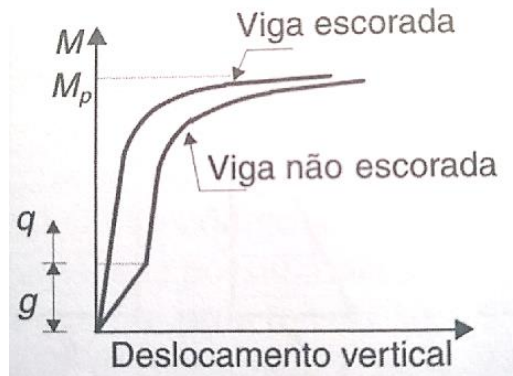
Fonte: MALITE, 1990

Viga mista construída sem o escoramento, o peso do concreto fresco e o peso do próprio perfil de aço atuam apenas na seção de aço, por decorrência desta disposição construtiva, a viga não escorada pode apresentar problemas de deslocamentos excessivos durante a construção, mas também evitam-se os custos de escoramento e restrições de espaço disponível em obra. A única diferença entre os dois modos construtivos é que a viga escorada possui deslocamentos verticais devidos às cargas serem bem menores do que a viga não escorada. No estado limite último, as tensões de plastificação que se desenvolvem na viga mista são as mesmas dos dois casos de construção, sendo assim, possuem igualmente o momento fletor resistente, seja escorada ou não (Figura 6).

Em uma edificação de estrutura metálica, é normalmente formada por vigas principais e secundárias. As vigas secundárias são solicitadas pelas ações e cargas aplicadas à laje e as transmitem para as vigas principais, que sua vez, conduz estas ações para os pilares (ALBRECHT, 2010).

Fatores que inicialmente direcionam o dimensionamento dos elementos estruturais são: a distância entre vigas secundárias adjacentes, o vão livre entre as vigas principais e a disposição construtiva (escorada ou não-escorada).

Figura 6 - Diagrama do comportamento de vigas construídas com e sem escoramentos



Fonte: PFEIL, 2009

Além destes, outros fatores influenciam o dimensionamento de viga mista que compõe o sistema de piso, como: o tipo de laje, o tipo de perfil, conector de cisalhamento, características mecânicas dos materiais (aço, concreto e conector), sobrecarga do piso, o grau de interação (total ou parcial) e o deslocamento máximo admissível para o sistema. Também é considerado a retração e fluência do concreto, que para carregamentos de longa duração sobre efeito de fluência, deformando-se lentamente podendo chegar a três vezes o valor da deformação elástica instantânea (PFEIL, 2009).

Este trabalho trata-se do dimensionamento de viga mista e para ter parâmetros de comparação será dimensionado também uma viga de aço simples, abordando as vantagens e desvantagens deste elemento estrutural.

1.3 OBJETIVOS

Dimensionar uma viga mista como também uma viga de aço normal para ter parâmetros de comparação para melhor solução construtiva e viável economicamente.

- a) desenvolver os cálculos de dimensionamento proposto pela NBR 8800 (ABNT, 2008) de viga de aço e dimensionamento de viga mista.
- b) mostrar o embasamento teórico no disposto da norma para o dimensionamento e considerações que devem ser tomadas para que o dimensionamento seja o mais eficaz, preciso e econômico possível.

- c) comparar os dois dimensionamentos presentes neste trabalho e abordar as vantagens e desvantagens de cada dimensionamento.

1.4 ESCOPO DO TRABALHO

O capítulo 2 apresenta o embasamento teórico vigente na NBR 8800 (ABNT, 2008), no que diz respeito ao dimensionamento de viga de aço e viga mista, abordando e explicando cada item da norma.

Tendo o embasamento teórico de dimensionamento, no Capítulo 3, será feito os cálculos para a viga de aço simples de acordo com a NBR 8800 (ABNT, 2008) seguindo exemplo de um pórtico formado por um conjunto de vigas.

No Capítulo 4, com os cálculos de dimensionamentos será realizado usando viga mista, abordando os mesmo pórtico do Capítulo 3 visando obter um padrão de estrutura neste trabalho.

Por fim, Capítulo 5, expõe-se as conclusões após os resultados obtidos dos cálculos de dimensionamento, avaliações sobre o comportamento de cada viga simples e mista, análise de custos com relação ao que melhor custo benefício.

E por fim, será exposto as referências bibliográficas utilizadas para o desenvolvimento deste trabalho.

2 EMBASAMENTO TEÓRICO

Entre as décadas de 70 e 80, o emprego de estruturas mistas ficou praticamente estagnado, dando-se maior preferência ao uso de concreto armado e do concreto protendido nas edificações e pontes de pequeno porte (MALITE, 1993).

A utilização de vigas mistas na estrutura, torna-se bastante viável e de ampla vantagem, pois, o aço apresenta resposta satisfatória em relação aos esforços de tração, enquanto, concreto aos de compressão. A associação dos materiais aço e concreto, resulta em acréscimo de resistência e rigidez para o sistema misto, proporcionando a redução da altura dos elementos estruturais, e, conseqüentemente, a economia dos materiais, tornando a construção de aço mais competitiva em relação às outras estruturas convencionais.

Segundo dados do Centro Brasileiro da Construção em Aço (CBCA), em alguns casos, a viabilidade econômica da estrutura de aço é menor do que as alternativas convencionais, mas a preferência pela estrutura de aço pode ser a mais viável. Considerando o empreendimento como um todo, desde o seu surgimento até seu uso final, a estrutura em aço leva vantagem por ser uma obra mais rápida. O edifício pode ser utilizado, vendido ou alugado alguns meses antes, e, portanto, representa um rendimento adicional que deve ser somado ao lucro (Figura 7).



Fonte: CBCA, 2010

2.1 CONECTORES DE CISALHAMENTO

O comportamento de estruturas mistas é baseado na ação conjunta entre o perfil de aço e o concreto armado. Para que isso ocorra, é necessário que na interface aço-concreto desenvolvam-se forças longitudinais de cisalhamento. Portanto, torna-se necessário o uso de conectores de cisalhamento, conforme disposto na NBR 8800:2008. A função dos conectores é resistir aos esforços que provocam os deslocamentos relativos entre a laje e o perfil de aço. O comportamento misto é desenvolvido quando os dois elementos estruturais são interconectados de tal forma a se deformarem como um único elemento (QUEIROZ, 2012).

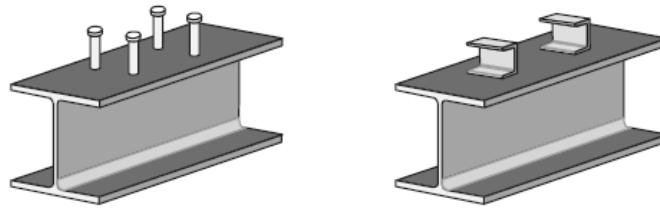
A situação conhecida como interação total é quando os dois elementos estão interligados por conectores de rigidez e resistência suficientes para que possam deformar-se como um único elemento, desenvolvendo forças horizontais que tendem a encurtar a face inferior da laje e simultaneamente a alongar a face superior da viga, de tal modo que não haja deslizamento na interface aço-concreto. Assumindo-se assim que seções planas continuem planas e o diagrama de deformações apresenta apenas uma linha neutra.

Interação parcial é classificada quando a interligação for insuficientemente rígida ou resistente, havendo um deslizamento longitudinal ou vertical em relação à interface entre aço e concreto. Onde existirá duas linhas neutras não independentes, sua posição dependerá de grau de interação entre os dois sistemas dependendo do número de conectores de cisalhamento. Esse caso é o mais utilizado na prática em vigas mistas, por razões de ordem econômica (QUEIROZ, 2012).

Segundo Veríssimo (2007), uma variedade de dispositivos e configurações tem sido desenvolvidos como conectores de cisalhamento com diversos aspectos econômicos e técnicos continuam a motivar o surgimento de novos produtos no segmento do mercado.

No Brasil, os conectores de perfis U laminados, são utilizados com maior frequência, visando o baixo custo do perfil e mão-de-obra para produção e montagem. Já em outros países, o conectores de pino com cabeça, apesar do preço ser mais elevado, são mais utilizados por serem de fácil e rápida execução e envolverem menos custos com mão-de-obra (Figura 8).

Figura 8 - Conector de pino com cabeça (esquerda); Conector de perfil U (direita)



Fonte: VERÍSSIMO, 2007

2.2 DISPOSIÇÕES CONSTRUTIVAS

Vigas mistas podem ser dimensionadas para serem simplesmente apoiadas, contínuas e semicontínuas. NBR 8800 (ABNT, 2008) estabelece critérios para o dimensionamento das mesmas. As vigas mistas simplesmente apoiadas oferecem grande eficácia, pois como já citado, estas são projetadas principalmente para que o concreto trabalhe em compressão e o aço em tração. Onde só haverá momentos positivos, além de favorecerem a segurança no dimensionamento, sendo que o momento fletor considerado é o maior possível do que nos sistemas rígidos e semi-rígidos. As principais vantagens de vigas apoiadas são:

- a) não há necessidade de armadura especial para combater tração, já que a laje trabalha somente a compressão.
- b) a mesa superior que trabalha a compressão juntamente com a laje, é travada pelo concreto unida pelos conectores de cisalhamento. Deste modo, não há possibilidade da Flambagem Lateral com/por Torção (FLT) ou Flambagem Local de Mesa (FLM), com a laje endurecida.
- c) não há redistribuição de esforços devido aos efeitos de fissuração, retração ou deformação lenta do concreto.
- d) cria-se situação favorável para aberturas de furos para dutos de serviço na alma do perfil, pois as tensões na alma são relativamente baixas.
- e) não existe influência mútua entre o comportamento de vigas de vãos adjacentes.
- f) análise global simplificada e dimensionamento torna-se mais rápido.

No dimensionamento de viga mista, é necessário definir o tipo de laje a ser utilizada no sistema de piso. Os mais usuais são sistemas com laje maciça, laje pré-moldadas e lajes com forma de aço incorporada.

Segundo Albrecht (2010), a utilização de lajes com forma de aço incorporada permite a racionalização do processo construtivo, apresentando vantagens construtivas, estruturais e econômicas. As vantagens mencionadas por Nardin et al. (2005) são:

- a) eliminação da utilização de formas de madeiras, que constituem uma parcela significativa do custo total de uma estrutura de concreto.
- b) redução da necessidade de escoramentos, tornando o canteiro de obras organizado. Reduzindo tempo gasto com montagem e desmontagem dos escoramentos e formas.
- c) formas de aço são leves, facilitando o manuseio e instalação.
- d) a execução de fixação de forros falsos é facilitada pelo uso de formas de aço.
- e) forma de aço serve de plataforma para o trabalho nos andares superiores e de proteção para os operários nos andares inferiores.

Resultando assim na redução de prazos, desperdício de materiais e de mão-de-obra e acrescentando qualidade no produto final.

Das situações de construção, tem-se a construção escorada e não-escorada. Na viga mista construída sem escoramento, a seção de aço deve ter resistência à flexão suficiente para suportar todas as cargas aplicadas antes do concreto curar e atingir uma resistência à compressão igual a 75% do f_{ck} aos 28 dias. Logo após este período, o perfil e laje trabalham em ação conjunta para suportarem as cargas de ações para as quais foram dimensionados (PFEIL, 2009).

Enquanto nas vigas mistas com escoramento, o perfil e laje são suportados por escoras, durante o lançamento do concreto na laje e este escoramento fica permanente até o concreto atingir sua resistência característica. Conforme Ritchie e Chien (1948), as vantagens e desvantagens do uso de escoras são:

Vantagens:

- a) eliminação da necessidade de seção do perfil de aço com maior altura na alma, para controlar os deslocamentos e suportar as cargas de ações, como também, de peso próprio antes do endurecimento do concreto da laje.
- b) não precisa de usar contraflecha.
- c) efeito de “empoçamento do concreto” não acontece por motivos de não haver deslocamento no perfil de aço, facilitando o nivelamento e evitando-se o acréscimo de carga devido a quantidade de concreto lançado sobre a viga.

Desvantagens:

- a) limitação ao acesso imediato às outras áreas do edifício.
- b) custo adicional das escoras e de mão-de-obra- para implantá-las e retirá-las. Outro fato de que precisam ser colocadas usualmente em mais de um pavimento simultaneamente durante a fase construtiva da obra.

- c) mais suscetível ao efeito de fluência. Com o peso próprio do aço e do concreto sendo cargas de longa duração, influenciando os deslocamentos verticais na viga.
- d) na retirada das escoras há o deslocamento instantâneo, acentuando o momento negativo existente nos apoios, logo acrescentando a tendência de fissuração na laje.
- e) no dimensionamento e controle de qualidade da construção, solicita maior cuidado e necessidade de armaduras negativas nos suportes das vigas.

2.3 LARGURA EFETIVA DA LAJE

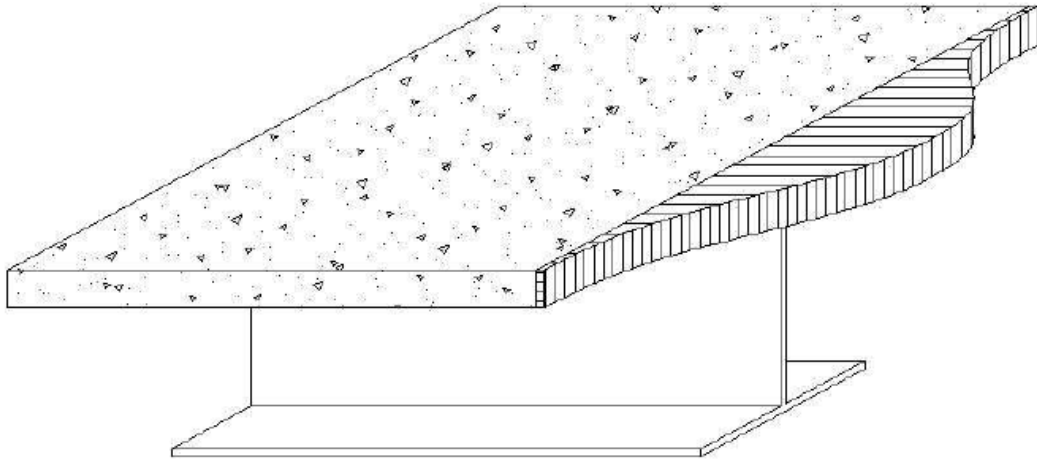
Para determinação da largura efetiva da laje, usa-se uma largura fictícia, utilizada nos cálculos com as fórmulas simplificadas da resistência dos materiais.

O funcionamento da viga mista é o mesmo como de uma viga T em concreto, composta por uma mesa larga e delgada de concreto e uma nervura de aço (Figura 9). As tensões de compressão na flexão no plano da laje não são uniformes ao longo da seção, ou seja, estas tensões diminuem do centro para os lados da mesa, por causa das deformações causadas pelo cisalhamento conhecido como efeito shear lag (PFEIL, 2009).

Esta largura efetiva depende da geometria e do tipo de carga pertencente ao sistema. A aplicação de cargas concentradas na laje faz como que essas larguras efetivas sejam reduzidas. A normas adotam valores conservadores válidos para qualquer tipo de carga, para simplificação dos cálculos. De acordo com a NBR 8800 (ABNT, 2008), a largura efetiva b_{ef} da laje é igual à soma das parcelas b_{e1} e b_{e2} de cada lado da linha de centro da viga (Figura 10). Para trechos intermediários e trechos de extremidades, os valores devem ser tomados como o menor, que estão estipulados na Tabela 1.

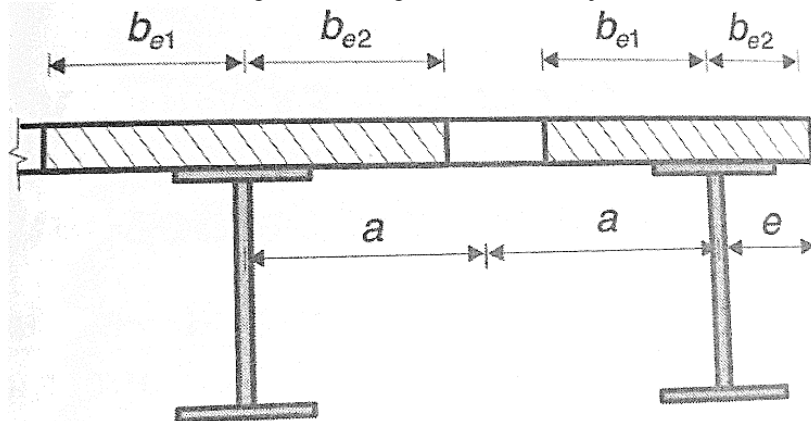
A distância entre pontos de momentos nulos é o comprimento ℓ_0 . Para vigas biapoiadas ℓ_0 é o vão da viga, já para vigas contínuas os valores de ℓ_0 dependem da região da viga, se de momento negativo ou positivo e que são indicados pela NBR 8800 (ABNT, 2008). Estes valores não devem ser maiores do que a metade da distância à viga adjacente (a).

Figura 9 - Tensões de compressão ao longo da seção da laje de concreto



Fonte: CARDOSO, 2006

Figura 10 - Largura Efetiva da Laje



Fonte: PFEIL, 2009

Tabela 1 - Valores limites das larguras b_{e1} e b_{e2}

Trecho Intermediário	Trecho de Extremidade
$l_0/8$	$l_0/8$
a	e

Fonte: PFEIL, 2009

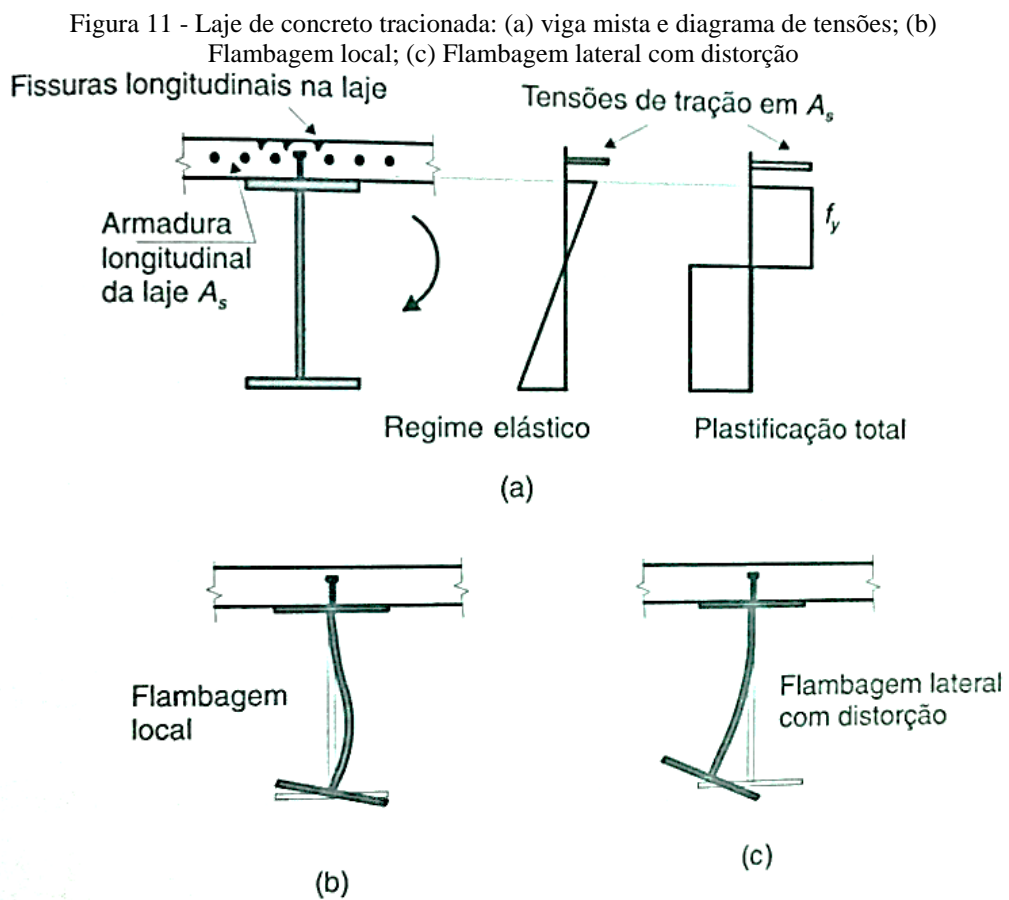
O Conjunto da laje e da alma em funcionamento como uma viga T, se dá por meio da transferência por cisalhamento longitudinal na seção central da viga, dos esforços de compressão da mesa para cada lado da alma. Portanto, deve-se prover de uma armadura transversal na laje capaz de garantir a segurança a esses esforços cortantes, como também de evitar a fissuração do concreto.

No Capítulo 4, onde será feito todos os passos para o dimensionamento da viga mista, será compreendido as formulações para a largura efetiva da laje e as considerações para a

armadura transversal de costura na laje para garantir que não haja falha por cisalhamento no concreto entre a região sobre a mesa superior e a largura efetiva da laje.

2.4 VIGAS MISTAS SOB AÇÃO DE MOMENTO NEGATIVO

O comportamento da laje de concreto na região de momento negativo de vigas contínuas ou em balanço, é caracterizado pela tração e por consequência a fissuração. Outra importante distinção em relação a região de momento positivo, é que a mesa inferior da seção de aço está comprimida e livre, portanto, sujeita à flambagem local (Figura 11). Além disso, a viga mista também fica sujeita à flambagem lateral, que no caso de viga mista ocorre sem a torção da seção devido ao impedimento oferecido pela laje de concreto. Esta flambagem é denominada de lateral por distorção, com a mesa inferior comprimida deslocando-se lateralmente e a alma deformando-se por flexão.



Fonte: PFEIL, 2009

2.5 ESTADO LIMITE ÚLTIMO

Os estados limites últimos estão associados à ocorrência de cargas excessivas e conseqüentemente colapso da estrutura devido, por exemplo:

- a) perda de equilíbrio com o corpo rígido;
- b) plastificação total de um elemento estrutural ou de uma seção;
- c) ruptura de uma ligação ou seção;
- d) flambagem em regime elástico ou não;
- e) ruptura por fadiga.

A equação (1) que garante a segurança de toda a estrutura pelo método dos estados limites, para cada seção da estrutura:

$$S_d = S (\sum \gamma_{fi} F_i) < R_d = R (f_k / \gamma_m) \quad (1)$$

Onde a sollicitação de projeto S_d deve ser menor do que a resistência de projeto R_d . A sollicitação de projeto (ou sollicitação de cálculo) é obtida a partir de combinações de ações F_i , cada uma majorada pelo coeficiente γ_{fi} , enquanto a resistência de projeto é função da resistência característica do material f_k , minorada pelo coeficiente γ_m . Os coeficientes γ_f , de majoração das cargas (ou ações), e γ_m , de redução da resistência interna, refletem as variabilidades dos valores característicos dos diversos carregamentos e das propriedades mecânicas do material e outros fatores como discrepâncias entre o modelo estrutural e o sistema real. Trata-se de um método que considera as incertezas de forma mais racional do que o método das tensões admissíveis, além de considerar as reservas de resistência após o início da plastificação (PFEIL, 2009).

A segurança das estruturas é confiável sempre quando a diferença de $(R - S)$, denominada margem de segurança M , for positiva. Os coeficientes parciais de segurança são calculados por meio de métodos de análise e confiabilidade, de modo que a probabilidade de colapso seja menor que um valor suficientemente pequeno, variando geralmente em torno de 10^{-4} e 10^{-6} por ano de utilização, dependendo do tipo de colapso e suas conseqüências (SCHNEIDER, 1997).

As ações a serem consideradas no projeto das estruturas de acordo com a NBR 8800:2008 são as cargas que nelas atuam ou deformações impostas (por variação de temperaturas, recalques, etc.). Os valores das ações a serem utilizados no cálculo podem ser obtidos por dois processos:

- a) Critério estatístico, adotando-se valores característicos f_k , valores de ações que correspondam a uma certa probabilidade de serem excedidos.

- b) Critério determinístico, ou fixação arbitrária dos valores de cálculo. Em geral, escolhem-se valores cujas solicitações representam uma envoltória das solicitações produzidas pelas cargas atuantes.

Em face das dificuldades em se aplicar um tratamento estatístico para algumas ações, as normas fixam os valores a adotar no projeto de estruturas. Na medida em que os conhecimentos da incidência das cargas forem se aprimorando, a tendência será adotar o critério estatístico para as mesmas.

As normas brasileiras que se ocupam das cargas sobre as estruturas são:

- a) NBR 6120 – Cargas para cálculo de estruturas de edificações.
- b) NBR 6123 – Forças devidas ao vento em edificações.
- c) NBR 7188 – Carga móvel em ponte rodoviária e passarela de pedestres.

A NBR 8800:2008 cita que os esforços solicitantes originados de ações estáticas ou quase-estáticas e atuantes em diversas seções de uma estrutura podem ser calculados através de diversos processos que dependem da consideração dos efeitos não lineares. Ao regime de tensões desenvolvidos no material, elástico ou inelástico, podem-se distinguir os seguintes processos:

- a) Estática clássica ou elástica, admitindo-se que a estrutura se deforma em regime elástico.
- b) Estática inelástica, considerando-se o efeito das deformações plásticas, nas seções mais solicitadas, sobre a distribuição dos esforços solicitantes provocados pelas cargas.

Em sistemas estruturais que são estaticamente indeterminadas, a redistribuição de esforços solicitantes só se verifica quando os esforços solicitantes dependem das deformações do sistema. Em contra partida, estruturas estaticamente determinadas ou isostáticas, os esforços solicitantes das seções não dependem das deformações, admitindo-se, naturalmente, que as mesmas sejam pequenas. Cálculo das solicitações pela estática inelástica apresenta coerência com o dimensionamento das seções no estado limite de plastificação, mas na prática profissional, o cálculo elástico dos esforços solicitantes é o mais utilizado, tendo em vista sua maior simplicidade e o fato de ser a favor da segurança (PFEIL, 2009).

A NBR 8800 (ABNT, 2008) adotou uma fórmula de combinação de solicitações compatível com as normas nacionais e internacionais de segurança estrutural. Segundo a Norma Brasileira NBR 8681 (ABNT, 2003) – Ações e Segurança nas Estruturas – fixa os critérios de segurança das estruturas e de quantificação de ações e das resistências a serem adotados nos projetos estruturais constituídos de quaisquer dos materiais usuais na construção civil.

As solicitações de projeto (S_d) podem ser representadas como combinações de solicitações S devidas às ações F_{ik} pela expressão (2):

$$S_d = \sum \gamma_{f3} S [(\gamma_{f1} \cdot \gamma_{f2} \cdot F_{ik})] \quad (2)$$

Onde:

γ_{f1} – coeficiente ligado à dispersão das ações, transformando valores característicos das ações (F_k) correspondentes à probabilidade de 5% de ultrapassagem em valores extremos de menor probabilidade de ocorrência; γ_{f1} tem um valor da ordem de 1,15 para cargas permanentes e 1,30 para cargas variáveis;

γ_{f2} – coeficiente de combinações de ações;

γ_{f3} – coeficiente relacionado com tolerância de execução, aproximações de projeto, diferenças entre esquemas de cálculo e o sistema real, etc; γ_{f3} tem um valor numérico da ordem de 1,15.

As ações devem ser combinadas para a estrutura durante sua vida útil prevista nas situações mais desfavoráveis. Seguem abaixo as combinações de ações para as verificações nos estados limites últimos:

- a) Combinação normal: combinação que inclui todas as ações decorrentes do uso previsto da estrutura.
- b) Combinação de construção: combinação que considera ações que podem promover algum estado limite último na fase de construção da estrutura.
- c) Combinação especial: combinação que inclui ações variáveis especiais, cujos efeitos têm magnitude maior que os efeitos das ações de uma combinação normal.
- d) Combinação excepcional: combinação que inclui ações excepcionais, as quais podem produzir efeitos catastróficos, tais como explosões, choques de veículos, incêndios e sismos.

As resultantes das tensões internas em uma dada seção de estrutura considerada, denominam-se esforços resistentes. Estes esforços internos resistentes são denominadas resistência última R_u . Estes são calculados, em geral, a partir de expressões derivadas de modelos semi-analíticos em função de uma tensão resistente característica. Define-se a tensão resistente característica como o valor abaixo do qual situam-se apenas 5% dos resultados experimentais de tensão resistente.

A resistência de projeto R_d (3) é igual à resistência última dividida pelo coeficiente parcial de segurança γ_m (4):

$$R_d = \frac{R_u(f_k)}{\gamma_m} \quad (3)$$

Onde:

$$\gamma_m = \gamma_{m1} \times \gamma_{m2} \times \gamma_{m3} \quad (4)$$

Sendo:

γ_{m1} - o coeficiente que considera a variabilidade da tensão resistente, transformando o seu valor característico em um valor extremo com menor probabilidade de ocorrência;

γ_{m2} - o coeficiente que considera as diferenças entre a tensão resistente obtida em ensaios padronizados de laboratório e a tensão resistente do material na estrutura;

γ_{m3} - o coeficiente que levam em consideração as incertezas no cálculo R_u em função de desvios construtivos ou de aproximações teóricas.

Os valores do coeficiente γ_m são dados na Tabela 2 em função do tipo de combinação de ações. Para o aço estrutural de perfis, pinos e parafusos, os valores γ_m dependem do estado limite último considerado. Outros valores associados a situações específicas de ruptura serão indicados apropriadamente ao longo deste trabalho.

Tabela 2 - Valores do Coeficiente γ_m Parcial de Segurança, Aplicado às Resistências (NBR 8800)

Material	Combinação de Ações			
	γ_m	Normais	Especiais ou de construção	Excepcionais
Aço estrutural, pinos e parafusos – Estados limites de escoamento e flambagem	γ_{a1}	1,10	1,10	1,00
Aço estrutural, pinos e parafusos – Estado limite de ruptura.	γ_{a2}	1,35	1,35	1,15
Concreto	γ_c	1,40	1,40	1,20
Aço de armadura de concreto armado	γ_s	1,15	1,15	1,00

Fonte: NBR 8800 (ABNT, 2008)

2.6 ESTADO LIMITE DE UTILIZAÇÃO

Os seguintes estados de limites de utilização devem ser verificados no caso de vigas mistas:

- vibrações excessivas.
- deslocamentos excessivos.
- fissuração do concreto.

A norma NBR 8800 (ABNT, 2008) fornece ainda, em seu Anexo L, indicações para o caso de vibrações em pisos devidas a pessoas em atividades, da qual cita:

“Vibrações em pisos

L.1 - Considerações Gerais

L.1.1 - O uso de estruturas de pisos com vãos grandes e amortecimento reduzido pode resultar em vibrações que causem desconforto durante as atividades humanas normais ou causar prejuízo ao funcionamento de equipamentos. Para esse estado-limite de serviço, devem-se utilizar as combinações frequentes de serviço, dadas em 4.7.7.3.3.

L.1.2 - Em nenhum caso a frequência natural da estrutura do piso pode ser inferior a 3 Hz.

L.2 - Avaliação precisa

O problema de vibração em pisos deve ser considerado no projeto da estrutura por meio de análise dinâmica, levando-se em conta pelo menos:

- b) as características e a natureza das excitações dinâmicas, como, por exemplo, as decorrentes do caminhar das pessoas e de atividades rítmicas;
- c) os critérios de aceitação para conforto humano em função do uso e ocupação das áreas do piso;
- d) a frequência natural da estrutura do piso;
- e) a razão de amortecimento modal;
- f) os pesos efetivos do piso.

Procedimentos para uma avaliação considerada precisa da questão podem ser encontrados em S.4.

L.3 - Avaliação simplificada para as atividades humanas normais

L.3.1 - As regras constantes em L.3.2 e L.3.3 são uma avaliação simplificada da questão da vibração em pisos causada pelas atividades humanas normais. A opção por esse tipo de avaliação fica a critério do projetista e pode não constituir uma solução adequada para o problema.

L.3.2 - Nos pisos em que as pessoas caminham regularmente, como os de residências e escritórios, a menor frequência natural não pode ser inferior a 4 Hz. Essa condição fica satisfeita se o deslocamento vertical total do piso causado pelas ações permanentes, excluindo a parcela dependente do tempo, e pelas ações variáveis, calculado considerando-se as vigas como biapoiadas e usando-se as combinações frequentes de serviço, dadas em 4.7.7.3.3, não superar 20 mm.

L.3.3 - Nos pisos em que as pessoas saltam ou dançam de forma rítmica, como os de academias de ginástica, salões de dança, ginásios e estádios de esportes, a menor frequência natural não pode ser inferior a 6 Hz, devendo ser aumentada para 8 Hz caso a atividade seja muito repetitiva, como ginástica aeróbica. Essas condições ficam satisfeitas, respectivamente, se o deslocamento vertical total do piso causado pelas ações permanentes, excluindo a parcela dependente do tempo, e pelas ações variáveis, calculado considerando-se as vigas como biapoiadas e usando-se as combinações frequentes de serviço, dadas em 4.7.7.3.3, não superar 9 mm e 5 mm.”

A fissuração do concreto deve ser controlada de acordo com os critérios da NBR 6118 (ABNT, 2014) – Projeto de Estruturas de Concreto – e Anexo O5 da NBR 8800 (ABNT, 2008).

No cálculo dos deslocamentos em vigas mistas, é necessário levar em conta a sequência construtiva, o efeito de fluência e retração do concreto, a condição de resistência no caso de vigas de seção de aço compacta, que determina o tipo comportamento sob cargas em serviço e que o aço possui módulo de elasticidade da ordem de 7 a 8 vezes maior que o concreto (PFEIL, 2009).

Quando não se usam escoras provisórias durante a concretagem da laje, o peso próprio é resistido apenas pela viga metálica, sendo pois as flechas calculadas com o momento de

inércia da seção de aço. Havendo escoras provisórias, a carga permanente é resistida pela viga mista, sendo a flecha calculada com o momento de inércia da seção homogeneizada.

As vigas dimensionadas no estado limite último para ligação total têm comportamento para cargas em serviço caracterizado por interação completa. Os deslocamentos são então calculados com as propriedades de seção mista homogeneizada. No caso de vigas mistas com ligação parcial, utiliza-se um valor reduzido de momento de inércia da seção (I_{ef}), que expressa a influência do deslizamento para cargas em serviço (5):

$$I_{ef} = I_a + \sqrt{\eta} (I - I_a) \quad (5)$$

Onde:

I_a é o momento de inércia de seção de aço.

I é o momento de inércia da seção homogeneizada.

η é o grau de conexão.

As flechas provocadas pelas cargas permanentes são limitadas nas normas, com o fim de evitar deformações pouco estéticas, empoçamento de água, etc. As flechas produzidas por cargas móveis são limitadas, com a finalidade de evitar vibrações desconfortáveis. Em ambos os casos, evitam-se também danos à componentes estruturais, como alvenarias. Os valores limites de deslocamentos são dados na Tabela 3.

No dimensionamento dos estados limites, é necessário verificar o comportamento da estrutura sob ação das cargas em serviço, o que se faz com os estados limites de utilização, que correspondem à capacidade da estrutura de desempenhar satisfatoriamente as funções a que se destina (PFEIL, 2009).

As combinações de ações definidas são utilizadas para verificação dos estados limites de serviço conforme o rigor com que se deseja aplicar os valores limites dos efeitos verificados. Cabe ao projetista a seleção das combinações de ações de serviço a serem utilizadas conforme a destinação prevista para a estrutura e as propriedades dos equipamentos e dos materiais dos elementos instalados na estrutura. Em geral, essas verificações devem ser realizadas por meio de análise dinâmica da estrutura considerando uma modelagem adequada para as ações.

Tabela 3 - Deslocamentos Máximos para Estados Limites de Utilização

Elemento Estrutural	Esforço\ação	$\gamma_{\text{máx}}^{(1)}$
Travessa de fechamento (ou tapamento)	Flexão no plano do fechamento	L/180
	Flexão no plano perpendicular ao fechamento devido ao vento – valor raro	L/120
	Combinação rara de serviço para cargas de gravidade + sobrepressão de vento	L/180
Terça de cobertura em geral	Sucção de vento – valor raro	L/120
	Combinação quase-permanente	
Viga de cobertura	Em geral	
	Teclado de pouca declividade ⁽²⁾	Combinação frequente
Vigas de piso	Com forros frágeis	Combinação rara de ações posteriores à colocação do forro
	Em geral	Combinação quase-permanente
Edifícios de n pavimentos – deslocamento horizontal do topo em relação à base.	Com paredes sobre ou sob a viga	Combinação rara de ações posteriores à colocação da parede
		$n = 1; H/300$
		$n \geq 2; H/400$

Fonte: PFEIL, 2009

2.7 PASSOS PARA DIMENSIONAMENTO DA VIGA DE AÇO DE ACORDO COM A NBR 8800:2008

Este dimensionamento trata da aplicabilidade de elementos estruturais de aço submetidos a ações estáticas. Dependendo do valor do índice de esbeltez λ dos componentes comprimidos em relação a λ_p e λ_r as seções transversais dos perfis de aço são classificadas em:

- compacta: seções cujos elementos comprimidos possuem λ não superior a λ_p e cujas mesas são ligadas continuamente à(s) alma(s);
- semicompacta: seções que possuem um ou mais elementos comprimidos com λ excedendo λ_p , mas não λ_r ;
- esbeltas: seções que possuem um ou mais elementos comprimidos com λ excedendo λ_r .

As normas fixam limites superiores do coeficiente de esbeltez (Tabela 4) tanto em peças comprimidas quanto tracionadas com a finalidade de evitar a grande flexibilidade de peças excessivamente esbeltas. Nas peças tracionadas, o índice de esbeltez não tem importância fundamental, uma vez que o esforço de tração tende a retificar a haste, reduzindo

excentricidades construtivas iniciais, mas este limite possui como finalidade reduzir efeitos vibratórios provocados por impactos, ventos etc.

Tabela 4 - Limites de Esbeltez.

	AISC, NBR 8800
Peças tracionadas, exceto tirantes de barras redondas pré-tracionadas	300
Peças comprimidas para Edifícios	200

Fonte: NBR 8800 (ABNT, 2008)

Neste trabalho, a verificação da resistência à tração será dispensada, sabendo-se que a resistência dos perfis à tração é sempre muito elevada e proporciona maior estabilidade na estrutura. Em contrapartida, a verificação da resistência à compressão é de extrema importância, já que o aço possui instabilidade quando submetido a esforços de compressão apesar de possuir o mesmo módulo de elasticidade tanto compressão quanto tração.

A NBR 8800 (ABNT, 2008) define uma série de verificações que devem ser seguidas para que o dimensionamento atenda de maneira eficaz e a favor da segurança. O roteiro a seguir apresenta as seguintes verificações:

- a) verificação de instabilidade local;
- b) verificação da força resistente;
- c) verificação quanto ao Cisalhamento;
- d) verificação quanto à Flambagem Lateral por/com Torção (FLT);
- e) verificação quanto à Flambagem Lateral da Mesa (FLM);
- f) verificação quanto à Flambagem Lateral da Alma (FLA);
- g) verificação do Momento Fletor Resistente da seção M_x, R_d ;
- h) verificação quanto à Flambagem Lateral da Mesa (FLM) $_y$;
- i) verificação do Momento Fletor Resistente da seção M_y, R_d ;
- j) verificação de deslocamentos para combinações frequentes (estado limite de utilização).

2.7.1 Verificação de instabilidade Local

Esta verificação consiste em observar separadamente os elementos do perfil, alma (7) e a mesa (8). Ao examinar cada elemento poderá haver várias situações em que ocorra flambagem, se houver, poderá ser realizada uma correção. É incomum a existência de

flambagem na mesa, pois como os perfis são tabelados comercialmente pela indústria, torna-se raro obter-se um perfil com instabilidade local na mesa. A flambagem na alma pode ocorrer frequentemente de acordo com o tamanho do perfil, a norma NBR 8800 (ABNT, 2008) define cálculos para a correção e a definição do novo valor Q_a . Os cálculos seguintes são para verificação destes elementos e a definição do valor de Q_a caso haja constatação de instabilidade.

Alma:

$$Se \frac{h_0}{t_0} \leq 1,49 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad Q_a = 1,0 \quad (7)$$

Mesa:

$$Se \frac{b_f}{t_f} \leq 0,56 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad Q_s = 1,0 \quad (8)$$

$$Q = Q_s \cdot Q_a = 1,0 \text{ (Não existindo flambagem local).}$$

Existindo flambagem local na Alma, a seguinte correção deve ser realizada (9 e 10):

$$Q_a = \frac{A_{ef}}{A_g} \quad (9)$$

$$A_{ef} = A_g - \sum (h_0 - b_{ef}) \cdot t_0 \quad (10)$$

Largura de elementos AA (apoio - apoio) é igual a (11):

$$b_{ef} = 1,92 \cdot t_0 \sqrt{\frac{E}{\sigma}} \cdot \left[1 - \frac{C_a}{\frac{h_0}{t_0}} \cdot \sqrt{\frac{E}{\sigma}} \right] \leq h_0 \quad (11)$$

Onde C_a é um coeficiente, igual a 0,38 para mesas ou almas de seções tubulares retangulares e 0,34 para todos os outros elementos e o σ é a tensão (12) que pode atuar no elemento analisado, tomada igual a:

$$\sigma = \chi \cdot f_y \quad (12)$$

Com χ obtido conforme 5.3.3 da norma NBR 8800, adotando Q igual a 1,0. Opcionalmente, de maneira conservadora, pode-se tomar (13):

$$\sigma = f_y \quad (13)$$

Onde:

h_0 - é a distância entre faces internas das mesas de viga;

t_0 - é a espessura da chapa de alma de uma viga;

E - módulo de elasticidade (módulo de Young); para o aço igual a 200000 MPa;

f_y - é a tensão limite do escoamento do aço;

b_f - largura de mesa em vigas de perfil I;

t_f - espessura de mesa de viga de perfil I;

Q - é o fator de redução da resistência devido à flambagem local;

A_{ef} - área efetiva da alma de viga;

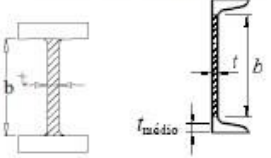
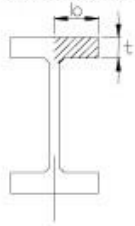
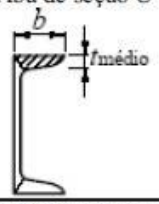
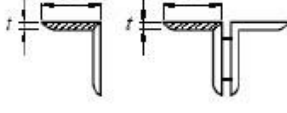
b_{ef} - é a altura efetiva da alma de viga;

A_g - é a área bruta da seção transversal da barra.

A Figura 12 consta de valores máximos de b/t segundo a NBR 8800 (ABNT, 2008), já calculados para facilitar a verificação tanto para a alma quanto para mesa para perfis soldados e laminados, afim de evitar a instabilidade local.

Com o fator Q devidamente calculado de acordo com cada situação o próximo passo deverá avaliar a força resistente de cálculo.

Figura 12 - Valores máximos de b/t para evitar instabilidade local

	$(b/t)_{\text{máx}}$	$f_y = 25 \text{ kN/cm}^2$	$f_y = 30 \text{ kN/cm}^2$	ASTM A572 Gr50 $f_y = 34,5 \text{ kN/cm}^2$
<p>Almas de seção I ou U</p> 	$1,49 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	42	38	36
<p>Aba de seção I</p> 	perfil laminado	16	14	13,5
	<p>perfil soldado</p> $0,64 \sqrt{\frac{E}{f_y k_c}}$ $0,35 \leq k_c = \frac{4}{\sqrt{h/t_w}} \leq 0,76$	11 a 16	10 a 14	9 a 13,4
<p>Aba de seção U</p> 	perfil laminado	16	14	13,5
<p>Abas de cantoneiras</p> 	perfil laminado	13	12	11

Fonte: NBR 8800 (ABNT, 2008)

2.7.2 Verificação da Força Resistente

A resistência de cálculo de elementos prismáticos submetidos à força axial de compressão, sujeitos à flambagem por flexão e flambagem local, deve atender a seguinte condição (14):

$$N_{c,Sd} \leq N_{c,Rd} \quad (14)$$

Onde:

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

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

A força axial de compressão resistente de cálculo, associada aos estados limites últimos de instabilidade por flexão, por torção ou flexo-torção e de flambagem local, é determinada usando a seguinte expressão (15):

$$N_{c,Rd} = \frac{\chi Q A_g f_y}{\gamma_{a1}} \quad (15)$$

Onde:

χ é fator de redução associado à resistência à compressão;

Q é o valor de redução total associado à flambagem local;

A_g é a área bruta da seção transversal da barra.

O fator de redução associado à resistência à compressão, χ , é dado pelas condições (16 e 17):

$$\text{a) Para } \lambda_0 \leq 1,5: \chi = 0,658^{\lambda_0^2} \quad (16)$$

$$\text{b) Para } \lambda_0 > 1,5: \chi = \frac{0,877}{\lambda_0^2} \quad (17)$$

Segundo Pfeil (2009), para agilizar a rotina de cálculos para aços de uso recorrente obtêm-se, com as expressões de λ_0 como pode ser visto na Tabela 7:

Tabela 5 - Valores de λ_0 para cálculo de dimensionamento

Aço de uso corrente	λ_0
MR250	0,0113 ($K\ell / i$)
AR350	0,0133 ($K\ell / i$)
A-572	0,0132 ($K\ell / i$)

Fonte: PFEIL, 2009

2.7.3 Verificação quanto ao Cisalhamento

A seguir, serão apresentados os valores da força cortante resistente de cálculo, V_{Rd} , das barras fletidas, considerando os estados limites últimos de escoamento e flambagem por cisalhamento. Em seções I, H e U fletidas em relação ao eixo central de inércia perpendicular à alma (eixo de maior momento de inércia), a força cortante resistente de cálculo, V_{Rd} , é dada pelas seguintes condições de λ :

$$\text{Para } \lambda \leq \lambda_p: \quad V_{Rd} = \frac{V_{p\ell}}{\gamma_{a1}} \quad (18)$$

$$\text{Para } \lambda_p < \lambda \leq \lambda_r: \quad V_{Rd} = \frac{\lambda_p V_{p\ell}}{\lambda \gamma_{a1}} \quad (19)$$

$$\text{Para } \lambda > \lambda_r: \quad V_{Rd} = 1,24 \left(\frac{\lambda_p}{\lambda} \right)^2 \frac{V_{p\ell}}{\gamma_{a1}} \quad (20)$$

Onde:

$$\lambda = \frac{h}{t_0} \quad (21)$$

$$\lambda_p = 1,10 \sqrt{\frac{K_v E}{f_y}} \quad (22)$$

$$\lambda_r = 1,37 \sqrt{\frac{K_v E}{f_y}} \quad (23)$$

$K_v = 5,0$ para almas sem enrijecedores transversais;

$V_{p\ell}$ é a força cortante correspondente à plastificação da alma por cisalhamento;

h é a altura da alma, tomada igual à distância entre as faces internas das mesas nos perfis soldados e igual a esse valor menos os dois raios de concordância entre a mesa e alma nos perfis laminados.

t_0 é a espessura da alma.

A força cortante correspondente à plastificação da alma (24), por cisalhamento, é dada por:

$$V_{p\ell} = 0,60 A_w f_y \quad (24)$$

Nessa equação, A_w é a área efetiva de cisalhamento (25), que deve ser tomada igual a:

$$A_w = d t_0 \quad (25)$$

Onde:

d é a altura total da seção transversal;

t_0 é a espessura da alma.

2.7.4 Verificação quanto à Flambagem Lateral por/com Torção (FLT)

Para a determinação dos Momentos fletores resistentes de cálculo para as três situações, flambagem lateral por/com torção (FLT), flambagem lateral da mesa (FLM) e flambagem lateral da alma (FLA), a norma NBR 8800 propõe as mesmas equações para a determinação dos mesmos, exceto quando o λ é maior do que λ_r . A recomendação é que o dimensionamento seja sempre de seção compacta ou semi-compacta, sendo assim, neste trabalho será abordado peças esbeltas e por conseguinte o Momento Crítico não será considerado ou calculado. As formulações para os momentos fletores em perfis I, H e U com dois eixos de simetria, seguem o seguinte roteiro (26, 27 e 28):

$$M_{Rd} = \frac{M_{p\ell}}{\gamma_{a1}}, \text{ para } \lambda \leq \lambda_p \quad (26)$$

$$M_{Rd} = \frac{C_b}{\gamma_{a1}} \left[M_{p\ell} - (M_{p\ell} - M_r) \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right] \leq \frac{M_{p\ell}}{\gamma_{a1}}, \text{ para } \lambda_p < \lambda \leq \lambda_r \quad (27)$$

$$M_{Rd} = \frac{M_{cr}}{\gamma_{a1}} \leq \frac{M_{p\ell}}{\gamma_{a1}}, \text{ para } \lambda > \lambda_r \quad (28)$$

Onde:

M_{Rd} - o momento fletor resistente de cálculo;

$M_{p\ell}$ - momento fletor de plastificação da seção transversal, igual ao produto do módulo de resistência plástico (Z) pela resistência ao escoamento do aço (f_y);

C_b - fator de modificação da resistência à flexão para diagrama não uniforme de momento fletor;

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

M_{cr} - momento fletor de flambagem elástica.

Para a determinação do λ a NBR 8800 fornece em seu Anexo G, a Tabela G.1, onde obtém-se os procedimentos de cálculo junto aos vários itens complementares desta tabela para a realização da verificação dos Momentos Fletores Resistente de Cálculo. A Tabela G.1 e todo seu conteúdo não será disposto neste trabalho, mas será abordado e calculado de maneira prática no Capítulo 3 deste trabalho.

Conforme o item 5.4.2.2 da NBR 8800 (ABNT, 2008), para assegurar a validade da análise elástica, o M_{Rd} deve ser tomado menor ou igual a $1,5Wf_y/\gamma_{a1}$, onde W corresponde ao módulo de resistência elástico mínimo da seção em relação ao eixo de flexão.

2.7.5 Verificação de deslocamentos para combinações frequentes (estado limite de utilização)

Esta verificação (29 e 30) torna-se importante por questões estéticas, pois é necessário evitar deslocamentos excessivos, evitando vibrações excessivas, empoçamentos de água e má aparência após algum tempo de uso, bem como danos a elementos não estruturais, como alvenaria de vedação.

$$\delta g_1 = \frac{5}{384} \cdot \frac{g_1 \cdot L^4}{E \cdot I_{aço}} \quad (29)$$

$$\delta(g_1 + q_1) = \frac{5}{384} \cdot \frac{(g_1 + \psi_1 \cdot q_1) \cdot L^4}{E \cdot I_{aço}}$$

$$\delta(g_1 + q_2) = \frac{5}{384} \cdot \frac{(g_1 + \psi_1 \cdot q_2) \cdot L^4}{E \cdot I_{aço}} < \frac{L}{350} \quad (30)$$

2.8 PASSOS PARA DIMENSIONAMENTO DA VIGA MISTA COM LIGAÇÃO PARCIAL PROPOSTO NA NBR 8800:2008

O dimensionamento apresentado a seguir será embasado em uma série de verificações apresentadas pela NBR 8800 (ABNT, 2008) e são pertinentes ao dimensionamento de uma viga mista aço-concreto.

- a) verificação de Instabilidade Local.
- b) verificação a força cortante.
- c) verificação de grau de conexão.
- d) verificação ao momento fletor resistente da seção.
- e) verificação de resistência ao cisalhamento, quantidade e espaçamento dos conectores.
- f) verificação de fluxo cisalhante e armadura mínima da laje.
- g) verificação de deslocamentos para combinações frequentes e quase-permanentes de ações (estado limite de utilização).

Nota-se que, devido ao fato de haver formas ao longo de toda a viga, esta não apresentará flambagem lateral.

Serão adotadas algumas restrições para realizar o dimensionamento da peça:

- a) perfil deverá ter seus elementos compactos, não havendo instabilidade local.
- b) as mesas do perfil terão áreas iguais.
- c) o comprimento da viga será menor que 25 metros.
- d) a laje será do tipo maciça.

2.8.1 Verificação de Instabilidade Local

Alma (31):

$$\frac{h_0}{t_0} < 3,76 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (31)$$

Mesa (32):

$$\frac{b_f}{2 \cdot t_f} < 0,56 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (32)$$

Onde:

h_0 – distância entre as faces internas das mesas de viga;

t_0 – espessura da chapa de alma de uma viga;

E – módulo de elasticidade (módulo de Young); para o aço: 200000 MPa;

f_y – tensão limite de escoamento do aço;

b_f – largura da mesa em vigas de perfil I;

t_f - espessura da mesa em vigas de perfil I.

2.8.2 Verificação a força cortante

O esforço cortante é verificado de acordo com as cargas atuantes sobre a viga e suas combinações.

O esforço cortante solicitante V_d não deverá ultrapassar o valor do esforço cortante resistente $V_{d\,res}$ (33):

$$V_d \leq V_{d\,res} \quad (33)$$

O esforço cortante solicitante (34) é dado por:

$$V_d = [1,4 \cdot (g_1 + g_2) + q_1 \cdot q_2] \cdot \frac{L}{2} \quad (34)$$

Esforço cortante resistente (38):

$$\text{Para } 2,46 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} \geq \frac{h_w}{t_0}, \quad C_v = 1,0 \quad (35)$$

$$\text{Para } 2,46 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} < \frac{h_w}{t_0} \leq 3,06 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}}: \quad C_v = \frac{2,46}{\frac{h_w}{t_0}} \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (36)$$

$$\text{Para } \frac{h_w}{t_0} > 3,06 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}}: \quad C_v = \frac{7,5 \cdot E}{f_y \cdot \left(\frac{h_w}{t_0}\right)^2} \quad (37)$$

$$V_{d_{res}} = A_w \cdot \frac{(0,6 \cdot f_y)}{\gamma_{a1}} \cdot C_v \quad (38)$$

Onde:

g_1 - é a carga permanente na etapa construtiva, onde o concreto não atingiu a resistência equivalente a 75% do f_{ck} ;

g_2 - é a carga permanente após a construção, onde o concreto já possui resistência superior a 75% do f_{ck} ;

q_1 - é a carga variável durante a etapa construtiva;

q_2 - é a carga variável de serviço;

L - comprimento da viga;

h_w/t_0 - relação entre a altura da alma, subtraído do raio de concordância entre a mesa e a alma, e a espessura da alma. O valor pode ser obtido nas tabelas A6.8 e A6.9, PFEIL, 2009.

C_v - coeficiente de redução de resistência a cortante;

A_w - é tomada igual a altura da seção de aço multiplicada pela espessura da alma do perfil;

γ_{a1} - coeficiente de ponderação de resistência do aço estrutural, de acordo com a Tabela 3 da NBR 8800.

2.8.3 Verificação do grau de conexão

O grau de conexão (39) não deve ser menor que o limite estabelecido pela NBR 8800 (ABNT, 2008), o qual define para mesas de áreas iguais:

$$\eta_{lim} = 1 - \frac{E}{578 \cdot f_y} \cdot (0,75 - 0,03 \cdot L_e) \geq 0,4 \quad (39)$$

A norma também define cálculos para o somatório das forças resistentes (40 e 41) de cálculo ($\sum Q_{rd}$) referente aos conectores de cisalhamento:

$$R_{td} = A_a \cdot f_{yd} \quad (40)$$

e

$$R_{cd} = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot b_e \cdot h_c \quad (41)$$

Para o cálculo da quantidade de conectores, valor de $\sum Q_{rd}$ será o menor valor entre R_{td} e R_{cd} multiplicado pelo grau de conexão.

Onde:

L_e - é o comprimento do trecho de momento positivo (entre dois pontos de momento nulo);

$\sum Q_{rd}$ - somatório das forças resistentes de cálculo individuais dos conectores de cisalhamento que se encontram entre uma seção de momento máximo e uma seção adjacente de momento nulo;

A_a - área do perfil de aço;

f_{cd} - resistência de cálculo do concreto;

b_e - largura efetiva da laje de concreto;

h_c - altura da laje de concreto.

2.8.4 Verificação do Momento Resistente da Seção

Força resistente de cálculo da parte comprimida do perfil de aço C_{cd} (43):

$$C_{cd} = \sum Q_{rd} \quad (42)$$

$$C_{ad} = \frac{1}{2} \cdot (A_a \cdot f_{yd} - C_{cd}) \quad (43)$$

Determinação da linha neutra (44 e 45) no perfil de aço y_p , medida a partir do topo do mesmo:

$$\text{Para } C_{ad} \leq A_{af} \cdot f_{yd}: \quad y_p = \frac{C_{ad}}{A_{af} \cdot f_{yd}} \cdot t_f \quad (44)$$

$$\text{Para } C_{ad} > A_{af} \cdot f_{yd}: \quad y_p = t_f + h_0 \cdot \left(\frac{C_{ad} - A_{af} \cdot f_{yd}}{A_{aw} \cdot f_{yd}} \right) \quad (45)$$

Segundo a NBR 8800 (ABNT, 2008), atendendo a verificação do grau de conexão citado no item 2.8.3, bem como determinando a localização da linha neutra no aço, determina-se o momento fletor resistente de cálculo (47):

$$a = \frac{C_{cd}}{0,85 \cdot f_{cd} \cdot b_e} \quad (46)$$

$$M_{rd} = C_{ad} \cdot (h - y_t - y_c) + C_{cd} \cdot \left(h_c - \frac{a}{2} + h - y_t \right) \quad (47)$$

O momento solicitante (49) é dado por:

$$q = 1,4 \cdot (g_1 + g_2) + q_1 \cdot q_2 \quad (48)$$

$$M_{sd} = q \cdot \frac{L^2}{8} \quad (49)$$

Onde:

q - Carga distribuída de projeto;

C_{cd} - força resistente de cálculo da espessura comprimida da laje;

h - altura total do perfil de aço;

A_{af} - área da mesa superior do perfil de aço;

A_{aw} - área da alma do perfil de aço;

a - espessura efetiva da laje (região comprimida da laje, no caso de interação parcial);

y_c - distância entre o centro geométrico da parte comprimida do perfil e a sua face superior;

y_t - distância entre o centro geométrico da parte tracionada do perfil e a sua face inferior.

2.8.5 Verificação de resistência ao cisalhamento, quantidade e espaçamento dos conectores

Força resistente de um conector (51):

$$E_c = 0,85 \cdot 5600 \cdot \sqrt{f_{ck}} \quad (50)$$

$$Q_{rd} = \frac{(0,3 \cdot (t_{fcs} + 0,5 \cdot t_{wcs}) \cdot L_{cs} \sqrt{f_{ck} \cdot E_c})}{\gamma_{cs}} \quad (51)$$

Onde:

Q_{rd} - Força resistente de cálculo de um conector de perfil U laminado ou formado a frio;

t_{fcs} - espessura do conector na meia distância entre a borda livre e a face adjacente da alma;

t_{wcs} - espessura da alma do conector;

L_{cs} - comprimento do perfil U;

f_{ck} - resistência característica do concreto;

E_c - módulo de elasticidade do concreto;

γ_{cs} - coeficiente de ponderação de resistência aplicado ao conector, sendo 1,25 para combinações últimas de ações normais, especiais ou de construção ou 1,10 para combinações excepcionais de ações.

Determinação da quantidade de conectores n (52) entre a seção de momento nulo e a seção de momento máximo:

$$n = \frac{\sum Q_{rd}}{Q_{rd}} \quad (52)$$

Determinação do espaçamento entre os conectores (53):

$$s = \frac{\left(\frac{L}{2}\right)}{n} \quad (53)$$

O espaçamento máximo (54) entre os conectores deve ser igual a oito vezes a altura da laje:

$$s_{m\acute{a}x} = 8 \cdot h_c \quad (54)$$

A quantidade de conectores determina o grau de ligação entre a laje e o perfil de aço, determinando também a força de tração e compressão que cada um dos elementos suportará quando carregados.

2.8.6 Verificação do fluxo cisalhante e armadura mínima da laje

Segundo Pfeil (2009), a laje transfere o esforço de compressão de suas abas para os conectores através do fluxo cisalhante longitudinal existente na área entre o eixo do perfil de aço e a seção do bordo livre da mesa (área A_{blc}), sendo necessária a existência de armadura transversal ao longo de todo o comprimento da viga.

O fluxo cisalhante solicitante V_{sd} na laje (55) é dado por:

$$V_{sd} = \frac{\sum Q_{rd} \cdot \frac{b_{e1}}{b_{e1} + b_{e2}} - 0,85 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \cdot A_{blc}}{L_m} \quad (55)$$

A área de aço mínima $A_{st,min}$ para a armadura transversal da laje deve atender as seguintes condições (57):

$$A_{st,min} > 0,2\% A_{cv} \quad (56)$$

$$A_{st,min} > 1,5 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (57)$$

Fluxo cisalhante resistente V_{rd} com área de aço mínima (59):

$$f_{ctk,inf} = 0.21 \cdot f_{ck}^{2/3} \quad (58)$$

$$V_{rd} = 0,6 \cdot A_{cv} \cdot \frac{f_{ctk,inf}}{\gamma_c} + A_{st,min} \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_s} < 0,2 \cdot A_{cv} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (59)$$

Onde:

b_{e1} e b_{e2} - se é um trecho intermediário (entre vigas), é dada pelo menor valor entre a oitava parte da distância entre dois pontos de momento nulo (L_e) ou a metade do espaçamento entre vigas. Se é um trecho de extremidade, é dado pelo menor valor entre a oitava parte da distância entre dois pontos de momento nulo (L_e) ou a distância entre o eixo da viga e o bordo livre da laje. A largura efetiva da laje b_e é dada pela soma de b_{e1} e b_{e2} .

A_{cv} - é a área da seção cisalhada por unidade de comprimento da viga

A_{blc} - é o produto da altura da laje pela metade da largura da mesa

γ_c - coeficiente de segurança aplicado a resistência do concreto

γ_s - coeficiente de segurança aplicado a resistência ao aço do concreto armado

$f_{ctk,inf}$ - resistência característica inferior do concreto

L_m - distância entre as seções de momento máximo e momento nulo.

2.8.7 Verificação de deslocamentos para combinações frequentes e quase-permanentes de ações (estado limite de utilização)

Deslocamento no meio do vão da viga durante a etapa de construção (60) (vigas não escoradas):

$$\delta g_1 = \frac{5}{384} \cdot \frac{g_1 \cdot L^4}{E \cdot I_{aço}} \quad (60)$$

Deslocamento no meio do vão da viga devido à combinação frequente desconsiderando efeito de fluência do concreto (62):

$$\alpha = \frac{E_{aço}}{E_{concreto}} \quad (61)$$

$$\delta_f(g_2 + q_2) = \frac{5}{384} \cdot \frac{(g_2 + \psi_1 \cdot q_2) \cdot L^4}{E \cdot I_\alpha} \quad (62)$$

Deslocamento no meio do vão da viga devido a combinação quase permanente na viga mista, com efeito de fluência do concreto (63):

$$\delta_{qp}(g_2 + q_2) = \frac{5}{384} \cdot \frac{(g_2 + \psi_2 \cdot q_2) \cdot L^4}{E \cdot I_{3\alpha}} \quad (63)$$

Verificação do limite de deslocamento para combinação frequente de serviço (64), segundo a Tabela C.1 da NBR 8800:

$$\delta_f = \delta g_1 + \delta_f(g_2 + q_2) < \frac{L}{350} \quad (64)$$

Verificação do limite de deslocamentos para combinação quase permanente de serviço, conforme Tabela C.1, NBR 8800 (65):

$$\delta_{qp} = \delta g_1 + \delta_{qp}(g_2 + q_2) < \frac{L}{350} \quad (65)$$

Onde:

Ψ_1 e Ψ_2 - Fatores de combinação de ações variáveis, de acordo com NBR 8800

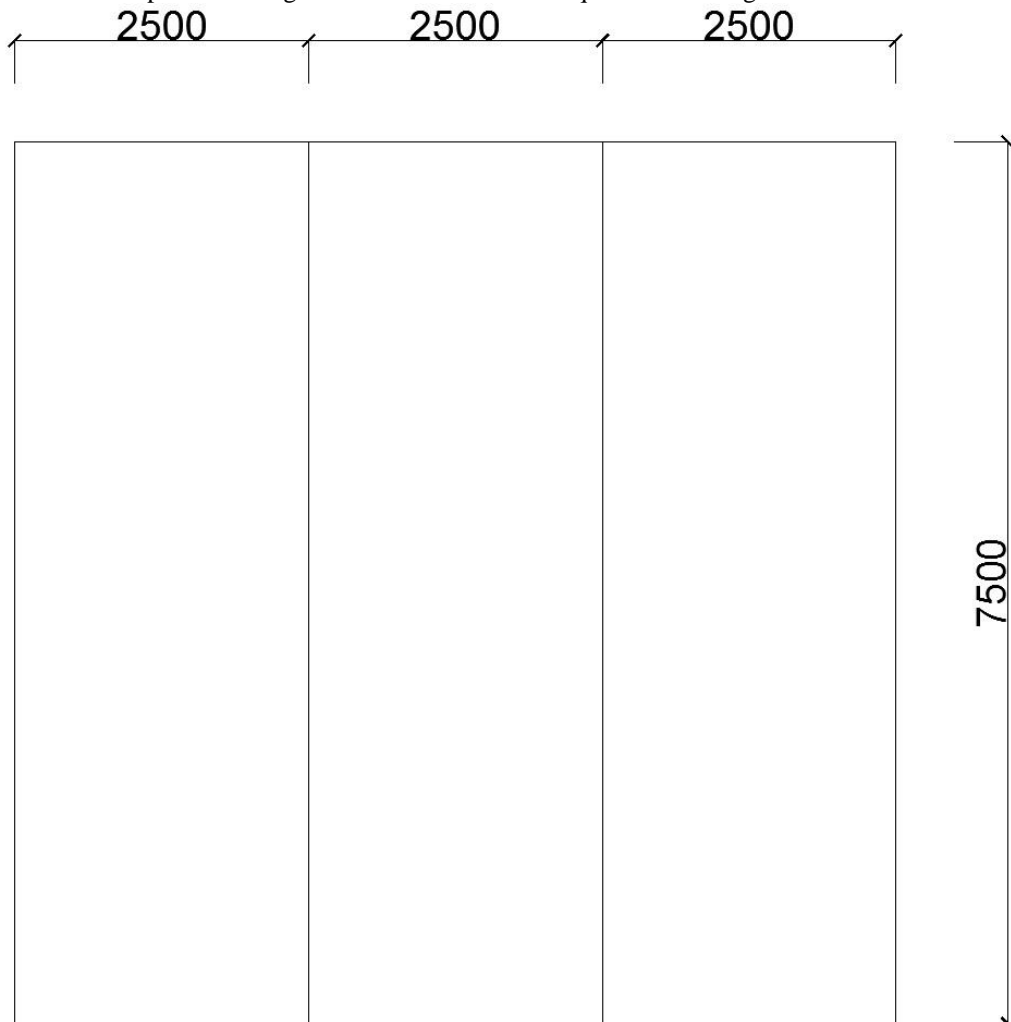
I_α - Momento de inércia da seção homogeneizada, sem efeito de fluência do concreto

$I_{3\alpha}$ - Momento de inércia da seção homogeneizada, considerando efeito de fluência do concreto.

3 CÁLCULO DO DIMENSIONAMENTO DA VIGA SIMPLES

A estrutura a ser dimensionada, será um pórtico contendo um conjunto de vigas com vão de 7,5 m e espaçadas entre elas com 2,5 m. O aço estrutural selecionado será o ASTM A572 Gr. 50 laminado com f_y 345 MPa. A laje maciça de concreto tem 10 cm de altura. O perfil a ser dimensionado será o W 460 x 74 e a seguir será exposto as verificações que a norma exige para o que perfil por fim, tenha os requisitos para ser utilizado em um projeto estrutural metálico e posteriormente em obra. Esta viga não está sujeita a esforços de compressão, portanto a verificação de instabilidade global torna-se desnecessária neste caso.

Figura 13 - Vista superior do diagrama unifilar da estrutura que contém a viga intermediária a ser calculada



Fonte: Próprio Autor

3.1 VERIFICAÇÃO QUANTO À INSTABILIDADE LOCAL

Alma:

$$\frac{h_0}{t_0} = \frac{428}{9,0} = 47,56 \leq 1,49 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 36$$

Como $47,56 > 36$ Precisa fazer a correção de Q_a

Largura de elementos AA (apoio - apoio) é igual a:

$$b_{ef} = 1,92 \cdot t_0 \sqrt{\frac{E}{\sigma}} \cdot \left[1 - \frac{C_a}{\frac{h_0}{t_0}} \cdot \sqrt{\frac{E}{\sigma}} \right] \leq h_0$$

$$b_{ef} = 1,92 \cdot \frac{9,0}{10} \sqrt{\frac{20000}{34,5}} \cdot \left[1 - \frac{0,34}{\frac{428 \cdot 0,1}{9,0 \cdot 0,1}} \cdot \sqrt{\frac{20000}{34,5}} \right] = 34,44 \leq 42,8$$

$$A_{ef} = A_g - \sum (h_0 - b_{ef}) \cdot t_0$$

$$A_{ef} = 94,9 - (42,8 - 34,44) \cdot 9,0 \cdot 0,1 = 87,38$$

$$Q_a = \frac{A_{ef}}{A_g} = \frac{87,38}{94,9} \quad Q_a = 0,92$$

Mesa:

$$\frac{b_f}{t_f} = \frac{190}{2 \cdot 14,5} = 6,55 \leq 0,56 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 13,5$$

Como $6,55 \leq 13,5$ o valor de $Q_s = 1,0$

3.2 VERIFICAÇÃO DA FORÇA RESISTENTE

$$\lambda_0 = 0,0132 \cdot \left(\frac{kl}{i} \right) = 0,0132 \cdot \left(\frac{1 \cdot 750}{4,18} \right) = 2,37 > 1,5$$

Para $\lambda_0 > 1,5$:

$$\chi = \frac{0,877}{\lambda_0^2} = \chi = \frac{0,877}{2,37^2} = 0,15$$

$$N_{c,Rd} = \frac{\chi Q A_g f_y}{\gamma_{a1}} = \frac{0,15 \cdot 0,92 \cdot 94,9 \cdot 34,5}{1,10} = 428,47 \text{ kN}$$

3.3 VERIFICAÇÃO QUANTO AO CISALHAMENTO

Esforço cortante solicitante de projeto:

$$V_d = [1,4 \cdot (7,6 + 5,0) + 1,5 \cdot 8,4] \cdot \frac{9}{2} = 136,1 \text{ kN}$$

Esforço cortante resistente:

$$\lambda = \frac{h_0}{t_0} = \frac{428}{9,0} = 47,56$$

$$\lambda_p = 1,10 \cdot \sqrt{\frac{k_v \cdot E}{f_y}} = 1,10 \cdot \sqrt{\frac{5,0 \cdot 20000}{34,5}} = 59,22$$

O valor de $\lambda < \lambda_p$:

$$V_{Rd} = \frac{0,60 \cdot h \cdot t_0 \cdot f_y}{\gamma_{a1}} = \frac{0,60 \cdot 457 \cdot 0,1 \cdot 9,0 \cdot 0,1 \cdot 34,5}{1,10} = 773,99 \text{ kN}$$

O esforço cortante solicitante de projeto é menor do que esforço cortante resistente, logo a verificação atende esta condição.

3.4 VERIFICAÇÃO QUANTO À FLAMBAGEM LATERAL POR/COM TORÇÃO (FLT)

Como já exposto no Capítulo 2.7.5. sobre a Tabela G.1, os cálculos dos itens 3.5, 3.6, 3.7 e 3.9 estão seguindo rigidamente seu roteiro.

$$\lambda = \frac{L_b}{i_y} = \frac{750}{4,18} = 179,43$$

$$\lambda_p = 1,76 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1,76 \cdot \sqrt{\frac{20000}{34,5}} = 42,38$$

$$\beta_1 = \frac{(f_y - \sigma_r) \cdot W_x}{E \cdot J} = \frac{(0,7 \cdot 34,5) \cdot 1462}{20000 \cdot 53} = 0,033$$

$$C_w = \frac{I_y \cdot (h - t_f)^2}{4} = \frac{1661 \cdot (457 \cdot 0,1 - 14,5 \cdot 0,1)^2}{4} = 813085,4531$$

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

$$\frac{1,38 \sqrt{1661 \cdot 53}}{4,18 \cdot 53 \cdot 0,033} \cdot \sqrt{1 + \sqrt{1 + \frac{27 \cdot 813085,4531 \cdot 0,033^2}{1661}}} = 123,55$$

Nota-se que o $\lambda > \lambda_r$, classificando-o como perfil de seção esbelta. A norma estabelece critérios para os cálculos com esta classificação, mas pelo fator de segurança é recomendado apenas trabalhar com perfis que tenham seção compacta ou semi-compacta. Pelos cálculos observa-se que a seção longitudinal do perfil influencia nesta classificação de perfis, ou seja, quanto maior o L_b , maior será o valor de λ com relação ao valor de λ_r . Com base neste conhecimento uma solução a ser tomada para solucionar este problema é travar o perfil em seu centro com outra viga, tornando o L_b menor e consequentemente torna-lo em seção compacta ou semi-compacta.

$$\lambda = \frac{L_b}{i_y} = \frac{375}{4,18} = 89,71$$

Com o resultado, o λ compreende entre $\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$:

$$M_{p\ell} = Z_x \cdot f_y = 1657 \cdot 34,5 = 57166,5 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

$$M_r = W_x \cdot (f_y - \sigma_r) = 1462 \cdot (0,7 \cdot 34,5) = 35307,3 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

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

$$M_{Rd} = \frac{1,67}{1,10} \left[57166,5 - (57166,5 - 35307,3) \frac{89,71 - 42,38}{123,55 - 42,38} \right] = 67435,81 \text{ kN} \cdot \text{cm} \leq \frac{57166,5}{1,10} = 51969,55 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

$$M_{Rd} = 51969,55 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

3.5 VERIFICAÇÃO QUANTO À FLAMBAGEM LATERAL DA MESA (FLM)

$$\lambda = \frac{b_f}{t_f} = \frac{190}{14,5 \cdot 2} = 6,55$$

$$\lambda_p = 0,38 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0,38 \cdot \sqrt{\frac{20000}{34,5}} = 9,15$$

Como o $\lambda < \lambda_p$ a mesa do perfil é de seção compacta.

$$M_{Rd} = \frac{Z_x \cdot f_y}{\gamma_{a1}} = \frac{1657 \cdot 34,5}{1,10} = 51969,55 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

3.6 VERIFICAÇÃO QUANTO À FLAMBAGEM LATERAL DA ALMA (FLA)

$$\lambda = \frac{h_0}{t_0} = \frac{428}{9,0} = 47,56$$

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

A alma do perfil é classificada como seção compacta.

$$M_{Rd} = \frac{Z_x \cdot f_y}{\gamma_{a1}} = \frac{1657 \cdot 34,5}{1,10} = 51969,55 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

3.7 VERIFICAÇÃO DO MOMENTO FLETOR RESISTENTE DA SEÇÃO (EIXO X)

Conforme indica o item 5.4.2.2 da ABNT NBR 8800:2008, para assegurar a validade da análise elástica, o M_{Rd} deve ser tomado menor ou igual a $1,5W_x f_y / \gamma_{a1}$. O $M_{x,Rd}$ é o menor momento resistente de FLT, FLM e FLA. Em seguida, ser realizada a verificação do item 5.4.2.2 da norma.

$$M_{x,Rd} = \text{Menor valor de FLT, FLM e FLA} = (51969,55 \text{ kN} \cdot \text{cm})$$

$$M_{x,Rd} \leq \frac{1,5W_x f_y}{\gamma_{a1}} = 51969,55 \leq \frac{1,5 \cdot 1462 \cdot 34,5}{1,10} = 68780,45 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

$$M_{x,Rd} = 51969,55 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

3.8 VERIFICAÇÃO QUANTO À FLAMBAGEM LATERAL DA MESA (FLM) Y MENOR INÉRCIA

$$\lambda = \frac{b_f}{t_f} = \frac{190}{14,5 \cdot 2} = 6,55$$

$$\lambda_p = 0,38 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0,38 \cdot \sqrt{\frac{20000}{34,5}} = 9,15$$

Mesa do perfil com seção compacta.

$$M_{Rd} = \frac{Z_y \cdot f_y}{\gamma_{a1}} = \frac{271,3 \cdot 34,5}{1,10} = 8508,95 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

3.9 VERIFICAÇÃO DO MOMENTO FLETOR RESISTENTE DA SEÇÃO (EIXO Y)

Como já exposto no item 3.8. sobre assegurar a validade da análise elástica, o mesmo ocorre com o FLM_y .

$$M_{y,Rd} \leq \frac{1,5W_y f_y}{\gamma_{a1}} = 8508,95 \leq \frac{1,5 \cdot 174,8 \cdot 34,5}{1,10} = 8223,5 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

$$M_{y,Rd} = 8223,5 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

3.10 VERIFICAÇÃO DE DESLOCAMENTOS PARA COMBINAÇÕES FREQUENTES (ESTADO LIMITE DE UTILIZAÇÃO)

$$\delta g_1 = \frac{5}{384} \cdot \frac{g_1 \cdot L^4}{E \cdot I_{aço}}$$

$$\delta g_1 = \frac{5}{384} \cdot \frac{7,6 \cdot 750^4}{20000 \cdot 33415} = 0,47 \text{ cm}$$

$$\delta(g_1 + q_1) = \frac{5}{384} \cdot \frac{(g_1 + \psi_1 \cdot q_1) \cdot L^4}{E \cdot I_{aço}}$$

$$\delta(g_1 + q_1) = \frac{5}{384} \cdot \frac{(7,6 + 0,6 \cdot 1,5) \cdot 750^4}{20000 \cdot 33415} = 0,52 \text{ cm}$$

$$\delta(g_1 + q_2) = \frac{5}{384} \cdot \frac{(g_1 + \psi_1 \cdot q_2) \cdot L^4}{E \cdot I_{aço}} < \frac{L}{350}$$

$$\delta(g_1 + q_2) = \frac{5}{384} \cdot \frac{(7,6 + 0,6 \cdot 8,4) \cdot 750^4}{20000 \cdot 33415} = 0,78 \text{ cm} < \frac{750}{350} = 2,14 \text{ cm}$$

As verificações foram satisfatórias, não havendo grandes deslocamentos devido as combinações de cargas.

4 CÁLCULO DO DIMENSIONAMENTO DA VIGA MISTA INTERMEDIÁRIA COM LIGAÇÃO PARCIAL

Dados:

Cargas antes do concreto atingir 75% f_{ck} :

Permanente (g_1): 7,6 kN

Carga de construção (q_1): 1,5 kN

Cargas após cura do concreto:

Permanente (g_2): 5 kN

Carga de serviço (q_2): 8,4 kN

Espaçamento entre vigas: 2,5 m

Comprimento da viga (L): 7,5 m

Perfil da viga: W 460 x 52,0

Perfil do conector de cisalhamento: U 76 x 6,1

Espessura da laje (h_c): 10 cm

Largura efetiva da laje: 187,5 cm

Resistência característica do concreto (f_{ck}): 2 kgf/cm²

Tensão limite de escoamento do perfil de aço (f_y): 34,5 kgf/cm² (ASTM A572 Gr.50)

Tensão limite de escoamento do aço do concreto armado (f_{yk}): 50 kgf/cm² (CA-50)

Grau de conexão: 80%

Elasticidade do aço: 200000 MPa = 20000 kgf/cm²

4.1 VERIFICAÇÃO DE INSTABILIDADE LOCAL

Alma:

$$\frac{428}{7,6} < 3,76 \cdot \sqrt{\frac{20000}{25}}$$

56,3 < 106,3 - Alma Compacta

Mesa:

$$\frac{152}{2 \cdot 10,8} < 0,56 \cdot \sqrt{\frac{20000}{25}}$$

7,03 < 10,7 - Mesa Compacta

O perfil é compacto, não possui instabilidade local.

4.2 VERIFICAÇÃO DA FORÇA CORTANTE

Esforço cortante solicitante:

$$V_d = [1,4 \cdot (7,6 + 5,0) + 1,5 \cdot 8,4] \cdot \frac{7,5}{2} = 113,4 \text{ kN}$$

Esforço cortante resistente:

$$2,46 \cdot \sqrt{\frac{20000}{25}} \geq \frac{404}{7,6}$$

$$69,6 > 53,2$$

$$C_v = 1$$

$$V_{d \text{ res}} = 45 \cdot 0,76 \cdot \frac{0,6 \cdot 34,5}{1,1} \cdot 1$$

$$V_{d \text{ res}} = 643,6 \text{ kN}$$

$$V_d < V_{d \text{ res}} - \text{Verificação satisfatória}$$

4.3 VERIFICAÇÃO DE GRAU DE CONEXÃO

Grau de conexão mínimo:

$$\eta_{\text{lim}} = 1 - \frac{20000}{578 \cdot 34,5} \cdot (0,75 - 0,03 \cdot 750) \geq 0,4$$

$$\eta_{\text{lim}} = 0,47 > 0,4$$

$$\eta_{\text{lim}} = 0,47 < 0,8 = \eta$$

O grau de conexão atende as verificações.

4.4 VERIFICAÇÃO AO MOMENTO FLETOR RESISTENTE DA SEÇÃO

Resistência a compressão da laje de concreto (R_{cd}):

$$R_{cd} = 0,85 \cdot \frac{2}{1,4} \cdot 187,5 \cdot 10 = 2276,8 \text{ kN}$$

Resistência a tração do perfil de aço (R_{td}):

$$R_{td} = 66,6 \cdot \frac{25}{1,1} = 2088,8 \text{ kN}$$

O somatório das forças resistentes de cálculo dos conectores é igual ao menor entre os valores de R_{cd} e R_{td} multiplicado pelo grau de conexão:

$$\sum Q_{rd} = R_{td} * \eta = 1671,1 \text{ kN}$$

Força resistente de cálculo da parte comprimida do perfil de aço:

$$\sum Q_{rd} = C_{cd} = 1671,1 \text{ kN}$$

$$C_{cd} = \frac{1}{2} \left(66,6 \cdot \frac{25}{1,1} - 1671,1 \right)$$

$$C_{cd} = 208,9 \text{ kN}$$

Determinação da posição da linha neutra y_p no perfil de aço:

$$208,9 \leq 15,2 \cdot 1,08 \cdot \frac{34,5}{1,1} = 373,1$$

A linha neutra está na mesa superior do perfil de aço:

$$y_p = \frac{208,9}{15,2 \cdot 1,08 \cdot \frac{34,5}{1,1}} \cdot 1,08$$

$$y_p = 0,44 \text{ cm}$$

A linha neutra se encontra a 0,44 cm da face superior do perfil:

O centro geométrico a parte comprimida y_c do perfil de aço se encontra a 0,22 cm da face superior do perfil, enquanto o centro da parte tracionada y_t se encontra a 19,54 cm da face inferior do perfil.

Cálculo do momento fletor resistente da viga mista:

$$a = \frac{1671,1}{0,85 \cdot \frac{2}{1,4} \cdot 187,5} = 0,53$$

$$M_{rd} = 151,3 \cdot (45 - 19,54 - 0,22) + 1513,6 \cdot \left(10 - \frac{0,53}{2} + 45 - 19,54 \right)$$

$$M_{rd} = 63911,9 \text{ kNcm}$$

Cálculo do momento fletor solicitante da viga mista:

$$q = 1,4 \cdot (7,6 + 5,0) + 1,5 \cdot 8,4 = 30,24 \text{ kN}$$

$$M_{sd} = 30,24 \cdot \frac{7,5^2}{8} = 21262,5 \text{ kNcm}$$

$$M_{sd} < M_{rd}$$

A viga suporta o momento solicitante.

4.5 VERIFICAÇÃO DE RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO, QUANTIDADE E ESPAÇAMENTO DOS CONECTORES

Força resistente de um conector de perfil U 76 x 6,1:

$$E_c = 0,85 \cdot 5600 \cdot \sqrt{2} = 21287,4 \text{ MPa}$$

$$Q_{rd} = \frac{0,3 \cdot (6,9 + 0,5 \cdot 4,32) \cdot 60 \cdot \sqrt{20 \cdot 21287}}{1,25}$$

$$Q_{rd} = 85,13 \text{ kN}$$

Quantidade de conectores:

$$n = \frac{1210,9}{85,13} = 14,2$$

Espaçamento entre conectores:

$$s = \frac{\left(\frac{7,5}{2}\right)}{15} = 0,25 \text{ m}$$

Verificação do espaçamento máximo entre conectores:

$$s_{m\acute{a}x} = 8 \cdot 0,1 = 0,8 \text{ m}$$

Serão colocados 15 conectores de cada lado do meio do vão da viga espaçados a cada 25 cm de eixo a eixo.

4.6 VERIFICAÇÃO DE FLUXO CISALHANTE E ARMADURA MÍNIMA DA LAJE

Fluxo cisalhante solicitante:

$$V_{sd} = \frac{(15 \cdot 85,13) \cdot \left(\frac{93,75}{93,75 + 93,75}\right) - 0,85 \cdot \frac{2}{1,4} \cdot \left(10 \cdot \frac{15,2}{2}\right)}{\frac{750}{2}}$$

$$V_{sd} = 1,46 \text{ kN}$$

Área de aço mínima para armadura transversal:

$$A_{st,min} = 0,2\% \cdot A_{cv} = 0,002 \cdot 10 = 0,2 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}} > 0,15 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}}$$

Fluxo cisalhante resistente com área de aço mínima:

$$V_{rd} = 0,6 \cdot 10 \cdot \frac{0,21 \cdot 2^{\frac{2}{3}}}{1,4} + 0,2 \cdot \frac{50}{1,15} < 0,2 \cdot 10 \cdot \frac{2}{1,4}$$

$$V_{rd} = 2,30 \text{ kN} < 2,86 \text{ kN}$$

4.7 VERIFICAÇÃO DE DESLOCAMENTOS PARA COMBINAÇÕES FREQUENTES E QUASE-PERMANENTES DE AÇÕES (ESTADO LIMITE DE UTILIZAÇÃO)

Deslocamento no meio do vão da viga durante a etapa de construção (vigas não escoradas:

$$\delta_{g_1} = \frac{5}{384} \cdot \frac{7,6 \cdot 7,5^4}{20000 \cdot 21370} = 0,73 \text{ cm}$$

Deslocamento no meio do vão da viga devido à combinação frequente, desconsiderando efeito de fluência do concreto:

$$\delta_f(g_2 + q_2) = \frac{5}{384} \cdot \frac{(5 + 0,6 \cdot 8,4) \cdot 750^4}{20000 \cdot 60796,8} = 0,34 \text{ cm}$$

Deslocamento no meio do vão da viga devido à combinação quase permanente na viga mista, com efeito de fluência do concreto:

$$\delta_{qp}(g_2 + q_2) = \frac{5}{384} \cdot \frac{(5 + 0,6 \cdot 8,4) \cdot 750^4}{20000 \cdot 47092,9} = 0,37 \text{ cm}$$

Verificação do limite de deslocamento para combinação frequente de serviço:

$$\delta_f = 0,73 + 0,34 < \frac{750}{350}$$

$$\delta_f = 1,07 \text{ cm} < 2,14 \text{ cm}$$

Verificação do limite de deslocamento para combinação quase permanente de serviço:

$$\delta_{qp} = 0,73 + 0,37 < \frac{750}{350}$$

$$\delta_{qp} = 1,10 \text{ cm} < 2,14 \text{ cm}$$

As verificações foram satisfatórias, não havendo grandes deslocamentos devido as combinações de cargas.

5 CONCLUSÃO

Para iniciar os cálculos, procurou-se utilizar perfis de uma mesma série (W 460), dando uma melhor visão das diferenças entre cada um dos sistemas estruturais calculados. Para dimensionar a viga simples, foi utilizado o perfil W460x74, pois perfis menores apresentariam problemas na verificação de instabilidade local e flexão simples. Houve também a flambagem lateral por torção (FLT), sendo necessário a contenção lateral no meio do vão.

Para o dimensionamento da viga mista aço-concreto, foi utilizado o menor perfil da série (W460x52), que não apresentou problemas nas verificações de norma. Isso se deve ao sistema estrutural, onde a laje de concreto faz parte do vigamento, reduzindo a resultante de compressão no perfil de aço e aumentando o momento de inércia da seção, melhorando a estabilidade deste e, conseqüentemente, reduzindo problemas estéticos, como empoçamento de água devido a deslocamentos no meio do vão e danos a alvenaria, por exemplo.

Para os sistema de viga simples, o peso próprio da estrutura de aço, sem considerar a contenção necessária pro sistema, é de 555 kg. Em contrapartida, o peso da estrutura de viga mista aço-concreto possui 390 kg representando uma economia significativa de 30% aproximadamente ou exatos 165 kg. Pode aparentar ser uma economia pequena, mas em uma análise global de um empreendimento, esta economia é muito significativa. Outro ponto a destacar é que para este dimensionamento de viga mista aço-concreto, poderia utilizar-se de um perfil com seção ainda menor, havendo uma economia ainda maior de aço. De forma geral, torna-se economicamente mais viável o uso do sistema misto para a edificação, sendo possível reduzir custos de material, além de possibilitar que a estrutura final seja mais leve.

REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118:2014, *Projeto de estruturas de concreto – Procedimento*. Rio de Janeiro.

_____. NBR 8800:2008, *Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios*. Rio de Janeiro.

_____. NBR 8681:2003, *Ações e segurança nas estruturas - Procedimento*. Rio de Janeiro.

ALBRECHT, Tiago Ferreira. 1980 – *Ábacos de pré-dimensionamento e avaliação do comportamento de vigas mistas de aço e concreto* / Tiago Ferreira Albrecht. – Viçosa, MG, 2010.

CARDOSO, Daniel Carlos Taissum. *Soluções em vigas mistas aço-concreto para projeto da superestrutura de pontes rodoviárias*. 2006. Departamento de Mecânica Aplicada e Estruturas, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.

CENTRO BRASILEIRO DA CONSTRUÇÃO EM AÇO, CBCA. *Viabilidade econômica das estruturas de aço*. 2014. Centro Brasileiro da Construção em Aço. São Paulo.

CHAMBERLAIN PRAVIA, Zacarias Martin. *Projeto e cálculo de estruturas de aço: Edifício industrial detalhado* / Zacarias Martin Chamberlain Pravia, Ricardo Ficanha, Ricardo Fabeane. – Rio de Janeiro: Elsevier, 2013.

CHAVES, I. A. *Viga mista de aço e concreto constituída por perfil formado a frio preenchido*. 2009. 138 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos.

CHIEN, E. Y. L. e RITCHIE, J. K. *Design and Construction of Composite Floor Systems*. Canadian Institute of Steel Construction. 1984.

DE NARDIN, S; SOUZA, A.S.C.; EL DEBS, A.L.H.C. *Estruturas mistas aço-concreto: Origem desenvolvimento e perspectivas*. In: 47 Congresso Brasileiro do Concreto, Olinda 2005.

DIAS, Luíz Andrade de Mattos. *Edificações de Aço no Brasil* / Luíz Andrade de Mattos Dias. - São Paulo: Zigate Editora, 1993

_____. *Estruturas de aço: conceitos, técnicas e linguagem* / Luíz Andrade de Mattos Dias. – São Paulo: Zigate Editora, 1997.

EUROCODE 4 – *Calcul des Structures mixtes acier-béton, Partie 1-1: Règles générales et règles pour les bâtiments*, Comité Européen de Normalisation (CEN). Bruxelas, 2005.

MALITE, M. *Sobre o cálculo de vigas mistas de aço-concreto: ênfase em edifícios*. 1990. 144f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos.

_____. *Sobre o comportamento estrutural de vigas mistas aço-concreto constituídas por perfis de chapa dobrada*. 1993. 2 v. Tese (Doutorado em Engenharia) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos.

PFEIL, Walter. *Estruturas de aço: dimensionamento prático* / Walter Pfeil, Michèle Pfeil. – 8.ed. – [Reimpr.]. – Rio de Janeiro: LTC, 2014.

QUEIROZ, Gilson. *Estruturas mistas. Volume 1* / Gilson Queiroz, Roberval José Pimenta e Alexander Galvão Martins. – Rio de Janeiro: Instituto Aço Brasil/CBCA, 2012.

QUEIROZ, G.; PIMENTA, R. J.; da Mata, L. A. C.; *Elementos das Estruturas Mistas Aço-Concreto*. Editora O Lutador, Belo Horizonte, Brasil, 2001.

SCHNEIDER, J. *Introduction to Safety and Reliability of Structures*, Structural Engineering Document 5, IABSE International Association for Bridge and Structural Engineering. Suíça: 1997.

SILVA, Valdir Pignatta. *Estruturas de aço para edifícios: Aspectos tecnológicos e de concepção* / Valdir Pignatta Silva, Fabio Domingos Pannoni. – São Paulo: Blucher, 2010.

VERÍSSIMO, G. S. *Desenvolvimento de um conector de cisalhamento em chapa dentada para estruturas mistas de aço e concreto do seu comportamento*. Tese de Doutorado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas, EE-UFMG, Belo Horizonte, Brasil, 2007.