

ESTUDO E DIMENSIONAMENTO DE VIGAS MISTAS: AÇO E CONCRETO

Carlos Alberto de Abreu Lisboa Almeida

*Discente, Bacharelado em Engenharia Civil, UniEVANGÉLICA - Centro Universitário de Anápolis
(engcivil.lisboa@gmail.com)*

Deivison dos Santos Faria

*Discente, Bacharelado em Engenharia Civil, UniEVANGÉLICA - Centro Universitário de Anápolis
(deivi788@gmail.com)*

Rogério Santos Cardoso

*Professor Mestre, Bacharelado em Engenharia Civil, UniEVANGÉLICA - Centro Universitário de Anápolis
(rogerio.cardoso@unievangelica.edu.br)*

RESUMO

Na construção civil, o uso de diferentes materiais pode proporcionar melhores resultados, principalmente em elementos estruturais. Desde séculos passados onde o ferro fundido e o ferro forjado que eram os mais utilizados, o aço surgiu para mudar a estrutura metálica, e desde então se tornou o material fundamental para essa categoria. O concreto armado é um dos elementos estruturais mais utilizado em edificações, por ter fácil acesso e manuseio. Com a utilização de ambas, surge várias vantagens como agilidade na execução, diminuição de custos, diminuição de carga própria e capacidade de suportar maiores vãos. Além disso, quando usufruírem o que uma pode proporcionar a outra, ao mesmo tempo se tornará apenas uma estrutura, denominado de sistema misto. Pode ser laje mista, pilar misto e viga mista. Nesse trabalho foi aplicado a viga mista. A união é associada à laje maciça de concreto armado com a viga de perfil de aço laminado, sendo soldado ou formado a frio, ligados com conectores de cisalhamento que são soldados na face superior do perfil e chumbados na face inferior da laje. A NBR 8800 (ABNT, 2008) faz análise ao comportamento do deslocamento vertical e emprega parâmetros de segurança ao cálculo de estados limites, para que a estrutura suporte o momento fletor e força cortante. A NBR 8800 (ABNT, 2008) também dimensiona a viga simples, sem estar conectada à laje, que a mesma sofrerá um deslocamento vertical maior ao comparado de quando estiverem interligadas (viga mista), assim resultando que laje e a viga trabalhem juntas para resistirem a flexão. No dimensionamento prático, obedecendo a NBR 8800 (ABNT, 2008), foi analisado as vigas de um edifício de múltiplos pavimentos de obra finalizada, sendo que foi apresentado ao final uma análise entre os resultados de duas vigas simples e duas vigas mistas.

PALAVRAS-CHAVE: Introdução. Objetivo. Metodologia. Aço. Concreto armado. Viga simples. Viga mista. Dimensionamento. Resultados. Comparação. Conclusão.

1 INTRODUÇÃO

A construção civil sempre contribuiu para o desenvolvimento social e econômico para a sociedade. Desde a revolução industrial, grandes obras da engenharia, como pontes, ferrovias, estradas, indústrias e dentre outras foram executadas. Dessa forma a necessidade de possuir vãos maiores, precisou de elementos estruturais mais aprimorados, que são o aço e o concreto, os mais utilizados como meio construtivos estruturais.

O aço se tornou o melhor na categoria de elemento estrutural de metal, depois de seus antecessores, o ferro fundido e ferro forjado com seus ápices principalmente em obras de pontes, no século XVIII e XIX, respectivamente. Embora que todos têm a finalidade de suportar a compressão e tração, o aço devido as suas propriedades com o carbono, consegue suportar maiores reações das cargas.

As peças produzidas com o aço têm suas formas variadas, como: chapas, cabos, cordoalhas, fios treliçados e os perfis laminados (PFEIL, 2012).

Outro elemento estrutural é o concreto armado, no qual começou a ser utilizado a partir do século XIX, também em uma ponte, para o Castelo de Chazelet na França. Ele possui alta resistência a esforços de compressão e tração devido ao concreto e aço, respectivamente.

O concreto e o aço possuem coeficientes de dilatação térmicos bem próximos, $\alpha_{\text{concreto}} = 1 \times 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$ e $\alpha_{\text{aço}} = 1,2 \times 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$. O concreto protege satisfatoriamente, em condições normais o aço, contra a oxidação e altas temperaturas (CARVALHO & FILHO, 2012).

Dessa forma, a união de estrutura metálica com a estrutura de concreto armado denomina-se viga mista, na qual gera muita economia, agilidade e proporciona que maiores vãos sejam alcançados nas edificações.

Na viga mista, a laje de concreto é ligada ao perfil metálico através de conectores de cisalhamentos que impede os componetes ficarem soltos e ambos trabalham para resistir o esforço de flexão (PFEIL, 2012).

Este artigo tem como objetivo de analisar os comportamentos de tensões recebidas em uma viga de aço e uma viga mista, detalhando os efeitos e as vantagens de usar as estruturas mistas.

2 EMBASAMENTO TEÓRICO

Na atualidade, os projetos mais comuns de edificação de estrutura de aço são constituídos por vigas e pilares de perfis metálicos e as lajes em concreto armado.

Conforme (MALITE & ALVA, 2005), os elementos mistos denominados de vigas mistas, lajes mistas e pilares mistos são compostos pela associação de perfis de aço e concreto, com pretensão de aproveitar os benefícios de cada material, tanto para modo estrutural quanto para o modo construtivo.

Contudo, as escolhas do sistema estrutural podem variar com a influência da arquitetura, pela infraestrutura das regiões e por normas construtivas.

Nos tópicos a seguir utilizaremos a NBR 8800 (ABNT, 2008) para fazer a verificação os esforços de flexão em vigas de aço e em vigas mistas.

2.1 FLEXÃO EM VIGAS DE AÇO

2.1.1 Estados-Limites

As estruturas projetadas devem assegurar a vida útil e proporcionar uma estabilidade entre seus elementos, pois sempre que a estrutura não consegue manter um

comportamento relacionado a rigidez, resistência e funcionalidade, acontecerá o estado limite, sendo divididos em dois grupos: de utilização e últimos.

2.1.1.1 Estado Limite Último

Conforme a NBR 8800 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008) o estado limite último está associado “com a segurança da estrutura sujeita às combinações mais desfavoráveis de ações previstas em toda a vida útil, durante a construção ou quando atuar uma ação especial ou excepcional”.

As grandes cargas que atuam nas edificações fazem com que as vigas sofram colapsos em virtude de ações como plastificação total de uma seção transversal ou de um elemento estrutural, flambagem local da alma, flambagem local da mesa ao receber o esforço de compressão, flambagem lateral com torção e ruptura de uma seção ou ligação.

Com intuito de promover uma segurança, há coeficientes de ponderação das resistências (γ_m) do aço estrutural, do concreto e do aço das armaduras, que são representados por γ_a , γ_s e γ_c respectivamente. Os valores são dados na Tabela 3 - Valores dos coeficientes de ponderação das resistências γ_m na NBR 8800 (ABNT, 2008, p.23) e classificados em combinações. Para o aço estrutural existem dois coeficientes, um para escoamento, flambagem e instabilidade, expresso pela incógnita γ_{a1} , e o outro para ruptura γ_{a2} .

2.1.1.2 Estado Limite de Serviço

O estado limite de serviço é o critério de segurança que está relacionado a durabilidade da estrutura, aparência e boa utilização de um modo geral para proporcionar conforto físico e psicológico para os usuários. A NBR 8800 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008) cita que possui relação com o desempenho da estrutura sob condições normais de utilização.

Geralmente o coeficiente de ponderação para este estado de serviço não necessitam de ser minorado, então, temos o $\gamma_m = 1,00$.

2.1.2 Dimensionamento dos elementos estruturais

A resistência a flexão em uma viga de aço, tem que ser determinada pelos seguintes fatores:

- Verificação quanto ao deslocamento vertical:

Conforme a NBR 8800 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008), para o dimensionamento de peças prismáticas submetidas a flexão, devem seguir os próximos cálculos:

O primeiro passo consiste na verificação do deslocamento elástico calculado (deslocamento vertical, Δ_{real}) extraída de ISNARD; GREKOW; MROZOWICZ (1971) e de SCHIEL (1976). Revista e adaptada por Libânio M. Pinheiro, Bruna Catoia e Thiago Catoia (2010), seja menor que o deslocamento máximo permitido ($\Delta_{máx}$) encontrado através da Tabela C.1 – Deslocamento máximos do Anexo C da NBR 8800 (ABNT, 2008, p. 117) , ambos representado na equação 01:

$$(\Delta_{real}) < (\Delta_{máx}) \quad (01)$$

- Verificação quanto ao cisalhamento:

De acordo com Fuzihara (2006), quando se trata de vigas mistas, uma parte do cisalhamento vertical é resistida pela laje de concreto. Porém, por não haver um método simples de cálculo reconhecido, a seção da laje não é levada em consideração nos procedimentos de cálculo das vigas de aço.

Pelos motivos que, a contribuição da laje para o cisalhamento vertical sofre diversas influências de fatores como a fissuração do concreto, o tipo de conexão de cisalhamento e continuidade dos apoios, na execução admite-se que o cisalhamento vertical seja absorvido exclusivamente pela viga de aço, ou seja, na verificação quanto ao cisalhamento consideramos somente que seja absorvido pela viga de aço, não considerando qualquer complemento como a laje.

Conforme a NBR 8800 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008, p.50), para seções I, H e U fletidas em relação ao eixo central de inércia perpendicular à alma, (eixo de maior momento inércia), a força cortante resistente de cálculo, V_{rd} , é dada por:

- Para perfil laminado:

$$\lambda = \frac{d'}{t_w} \quad (02)$$

$$\lambda_p = 1,10 \sqrt{\frac{k_v E}{f_y}} \quad (03)$$

$$\lambda_r = 1,37 \sqrt{\frac{k_v E}{f_y}} \quad (04)$$

Sendo que:

λ = corresponde ao índice de esbeltez;

λ_p = corresponde ao parâmetro de esbeltez de plastificação;

λ_r = corresponde ao parâmetro de esbeltez de ruptura;

d' e t_w = corresponde à largura e a espessura do elemento, respectivamente.

Dados encontra-se na Tabela de bitolas dos perfis laminados da Gerdau Açominas;

k_v = corresponde ao coeficiente sendo um valor igual a 5,0 para almas sem enrijecedores transversais, e para todos os outros casos calcular através da

seguinte formula $5 + \frac{5}{\left(\frac{a}{h}\right)^2}$;

E = corresponde ao módulo de elasticidade do aço;

f_y = corresponde à resistência ao escoamento do aço.

Quando:

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

$$V_{rd} = \frac{V_{pl}}{\gamma_{a1}} \quad (05)$$

Sendo que:

V_{rd} = corresponde à valor resistente de cálculo.

A força cortante corresponde à plastificação (V_{pl}) da alma por cisalhamento é dada pela equação 06:

$$V_{pl} = 0,60 A_w f_y \quad (06)$$

Na equação 06, A_w é a área efetiva de cisalhamento, que deve ser calculada pela equação 07:

$$A_w = d t_w \quad (07)$$

Sendo que:

d = corresponde à altura total da seção transversal.

Após todas as verificações realizadas acima, o valor resistente de cálculo tem que ser maior que o valor cortante solicitado, demonstrada pela equação 08:

$$V_{rd} > V_{sd} \quad (08)$$

- Verificação quanto ao momento resistente:
 - Flambagem local da seção de aço:

A flambagem local da seção é dividida pela flambagem local da mesa (FLM) e flambagem local da alma (FLA).

Quanto à flambagem local, as vigas com seção de aço compacta, têm o seu momento resistente determinado pela plastificação da seção, ou seja, quando a seção é totalmente atingida. Em seções semi compactas, o momento resistente à flexão se dá no início do regime plástico, ou seja, a flambagem local ocorre após ter sido desenvolvida a plastificação parcial. Em seções esbeltas, o momento resistente se torna crítico, pois é a seção na qual a ocorrência da flambagem local impede que seja atingido o momento de início da plastificação.

Flambagem lateral (FLT) é um estado limite-ultimo que pode sobrevir nas vigas, causado pelo momento fletor (é um esforço ao qual tende a “curvar” uma viga). Tendo como exemplo nos perfis seção I, quando a parte comprimida da seção transversal se torna instável, o efeito estabilizador faz com que ocorra uma translação lateral ampliado de uma torção. E nesta seção a rigidez à torção é muito pequena, precisando prover contenção lateral.

Através da Tabela G.1 – Parâmetros referentes ao momento fletor resistente, no anexo G da NBR 8800 (ABNT, 2008, p. 134) realiza-se as verificações de estados limite FLM, FLA e FLT.

Flambagem Local da Mesa (FLM):

Quando a mesa comprimida há perda de estabilidade, o momento fletor resistente de cálculo, para o estado limite ultimo de flambagem é dado pelas seguintes equações:

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} \quad (09)$$

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (10)$$

Flambagem Local da Alma (FLA):

Quando a alma comprimida há perda de estabilidade, o momento fletor resistente de cálculo, para o estado limite ultimo de flambagem é dado pelas seguintes equações:

$$\lambda = \frac{h}{t_w} \quad (11)$$

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (12)$$

Para os tipos de seções e eixos de flexão, o momento fletor resistente de cálculo é dado pelas seguintes condições (fórmulas 13 e 14):

- Para $\lambda \leq \lambda_p$ (desempenho compacto):

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

Onde:

$$M_{pl} = Z f_y \quad (14)$$

Sendo que:

b_f = corresponde à largura da mesa retirada da Tabela de bitolas dos perfis laminados da Gerdau Açominas;

t_f = corresponde a espessura da mesa;

h = corresponde à altura da alma de perfis laminados localizados na Tabela de bitolas dos perfis laminados da Gerdau Açominas;

M_{rd} = corresponde ao momento fletor resistente de cálculo;

M_{pl} = corresponde ao momento fletor plástico;

γ_{a1} = corresponde ao coeficiente de ponderação relacionado a escoamento, flambagem e instabilidade. Adotar valor igual a 1,10.

Z = corresponde ao modulo de resistência plástico.

d' e t_w = corresponde à largura e a espessura do elemento, respectivamente.

Dados encontra-se na Tabela de bitolas dos perfis laminados da Gerdau Açominas.

Flambagem Lateral com Torção (FLT):

O momento fletor resistente de cálculo, para o estado-limite último de flambagem lateral com torção, instabilidade por flexo-torção, quando há uma combinação dos dois efeitos simultaneamente e a rotação da seção pela instabilidade é dado por:

$$\lambda = \frac{L_B}{r_y} \quad (15)$$

$$\lambda_p = 1,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (16)$$

$$\lambda_r = \frac{1,38\sqrt{I_y j}}{r_y j \beta_1} \left[\sqrt{\left(1 + \sqrt{\left(1 + \frac{27 c_w \beta_1^2}{I_y}\right)}\right)} \right] \quad (17)$$

$$\beta_1 = \frac{0,70 \cdot f_y \cdot w}{E j} \quad (18)$$

Para seções I:

$$C_w = \frac{I_y (d - t_f)^2}{4} \quad (19)$$

- Para $\lambda > \lambda_r$ (desempenho esbelto):

$$M_{rd} = \frac{M_{cr}}{\gamma_{a1}} \leq \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}} \quad (20)$$

Sendo que:

L_B = corresponde a distância entre travamento das seções que são abrangidas à flambagem lateral com torção;

r_y = corresponde ao raio de giração do eixo principal de inércia no sentido vertical ao eixo de flexão;

β_1 = corresponde ao coeficiente térmico de dilatação;

w = corresponde ao módulo elástico resistente da seção referente ao eixo da flexão;

j = corresponde à constante de torção da seção

C_w = corresponde a constante de empenamento da seção perpendicular ao eixo longitudinal;

I_y = corresponde ao momento de inércia da área em relação ao eixo longitudinal da alma.

2.2 FLEXÃO EM VIGAS MISTAS

Para que as vigas mistas possam resistir aos esforços de flexão, o aço e o concreto são ligados através de conectores metálicos de cisalhamento soldados na mesa superior do perfil tipo "I" e chumbados ao concreto da laje. Nesse trabalho será utilizado laje com face inferior plana.

2.2.1 Estados-Limites

2.2.1.1 Estado Limite Último

Com a atuação da força cortante e momento fletor no sistema misto, é atribuído os estados limites últimos. Na viga mista devido à união da laje com a mesa superior do perfil de aço através dos conectores, jamais ocorrerá a flambagem lateral por torção (FLT), assim obtendo contenção lateral contínua. Já o FLM e FLT, ambas ocorrem na viga mista.

2.2.1.2 Estado Limite de Serviço

As ações dinâmicas fazem que ocorra o estado limite de serviço através de vibrações em excesso e fadiga de materiais, de modo que possa comprometer a estética, a durabilidade, a utilidade e bem-estar dos residentes de um edifício.

Para garantir uma estrutura na qual seja absolutamente segura em sua utilização, todos os valores-limites devem ser determinados levando em conta as funções previstas para a estrutura e para os materiais a ela vinculados.

2.2.2 Dimensionamento dos elementos estruturais

Para cálculo de Flambagem Local da Mesa (FLM) e Flambagem Local da Alma (FLA) na viga mista, segue os mesmos parâmetros da viga simples (somente aço).

2.2.2.1 Largura efetiva da laje

Segundo a NBR 8800(ABNT, 2008), a largura efetiva da laje de concreto sobre a viga mista biapoiada, cada lado da linha de centro da viga deve ser igual ao menor dos seguintes valores: 1/8 do vão da viga mista, considerando entre linhas do centro dos apoios; Metade (1/2) da distância entre a linha do centro da viga analisada e a linha do centro da viga adjacente; Distância da linha do centro da viga à borda de uma laje em balanço.

2.2.2.2 Homogeneização da seção

Distância do centro de gravidade da seção para as bordas inferiores e superiores:

$$y_{sup} = \frac{\sum A * y'}{\sum A} \quad (21)$$

$$y_{inf} = h - y_{sup} \quad (22)$$

Para calcular a inércia efetiva nas viga mista é utilizada a equação 23:

$$I = \sum I_0 + \sum A. y'^2 - \sum A. y_{sup}^2 \quad (23)$$

Módulo de resistência elástico da seção transversal mista em relação ao eixo de flexão:

$$w_{sup} = \frac{I}{y_{sup}} \quad (24)$$

$$w_{inf} = \frac{I}{y_{inf}} \quad (25)$$

Sendo que:

$\sum I_0$ = corresponde ao somatório da inércia da seção de concreto com a inércia da peça de aço;

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

y_{sup} e y_{inf} = correspondem à distância da borda superior e inferior, respectivamente, até o centro de gravidade da seção mista;

h = corresponde à altura total da seção mista;

w_{sup} e w_{inf} = correspondem ao módulo de resistência elástico da seção transversal mista em relação ao eixo de flexão superior e inferior, respectivamente, ao centro de gravidade.

2.2.2.3 Verificação do momento fletor

A verificação deve-se aplicar iguais aos procedimentos do FLM e FLA da viga simples, conforme os parâmetros da NBR 8800 (ABNT, 2008).

2.2.2.4 Verificação da força cortante

Deve-se considerar apenas a resistência do perfil de aço, portanto:

$$V_{sd} \leq V_{Rd} \quad (26)$$

2.2.2.5 Linha neutra

Para fazer uma verificação se a linha neutra está na laje de concreto ou na seção de aço, é preciso calcular o valor máximo da resistência à compressão no concreto utilizando a equação 27 abaixo :

$$R_{cd} = \frac{0,85f_{ck}}{\gamma_c} b_e h_c \quad (27)$$

Para obter o valor máximo da resistência à tração aplica-se a equação abaixo :

$$R_{td} = \frac{f_y A}{\gamma_{a1}} \quad (28)$$

Como equilíbrio das forças na seção, chega na conclusão que :

- Se $R_{cd} > R_{td}$ a linha neutra plástica está na laje de concreto;
- Se $R_{cd} < R_{td}$ a linha neutra plástica está na seção de aço.

2.2.2.5.1 Se a linha neutra estiver situada na laje de concreto:

Deve-se calcular a profundidade da linha neutra utilizando a equação 29:

$$x = \frac{f_y A / \gamma_{a1}}{0,85 f_{ck} b_e / \gamma_c} < h_c \quad (29)$$

Sendo que:

x = corresponde à profundidade da linha neutra;

A = corresponde à área da seção de aço;

γ_{a1} = corresponde ao coeficiente de ponderação de resistência, são dados na Tabela 3 - Valores dos coeficientes de ponderação das resistências γ_m na NBR 8800 (ABNT, 2008, p.23)

f_{ck} = corresponde à resistência característica do concreto à compressão;
 b_e = corresponde à largura efetiva da laje;
 γ_{ac} = corresponde ao coeficiente de ponderação de resistência, são dados na Tabela 3 - Valores dos coeficientes de ponderação das resistências γ_m na NBR 8800 (ABNT, 2008, p.23);
 h_c = corresponde à altura da laje.

E para calcular o momento resistente é empregada a equação 30:

$$M_{dres} = R_{td}z = \frac{f_y A}{\gamma_{a1}} \left(y_s + h_p + h_c - \frac{x}{2} \right) \quad (30)$$

2.2.2.5.2 Se a linha neutra estiver situada na seção do aço:

Através da equação 31 é determinada a força de compressão no aço (C_{ad}) :

$$C_{ad} = \frac{1}{2} (R_{td} - R_{cd}) \quad (31)$$

Logo após de resolver a equação 31 necessita-se encontrar o momento resistente pela expressão a seguir:

$$M_{dres} = R_{cd}z + C_{ad}z' = R_{cd} \left(h - y_t + h_p + \frac{h_c}{2} \right) + C_{ad}(h - y_t - y_c) \quad (32)$$

2.2.2.6 Cálculo da armadura

Para determinarmos a armadura necessária para o controle de fissuração é preciso calcular a área efetiva da laje de concreto (A_{ct}) usa-se a seguinte equação :

$$A_{ct} = b_e t_c \quad (33)$$

Sendo que:

t_c = corresponde à espessura da laje.

Para obter a máxima tensão de tração permitida na armadura é empregada a equação a seguir :

$$\sigma_{st} = 810 \sqrt{\frac{W_k \sqrt[3]{f_{ck}^2}}{\phi}} \leq f_{ys} \quad (34)$$

Sendo que:

W_k = corresponde à abertura máxima característica das fissuras;

f_{ys} = corresponde à resistência ao escoamento do aço da armadura;

ϕ = corresponde ao diâmetro das barras da armadura.

Para calcular a armadura da seção deve-se usar a fórmula abaixo :

$$A_s = \frac{0,72f_{ct,ef}A_{ct}}{\sigma_{st}} \quad (35)$$

Sendo que:

$f_{ct,ef}$ = corresponde à resistência média a tração efetiva do concreto no instante em que se formam as primeiras fissuras.

2.3 CONECTORES DE CISALHAMENTO

A sua ação é promover ligação entre a viga de aço e a laje de concreto. Ele faz a absorção dos esforços de cisalhamento horizontais nas duas direções longitudinais e impede a separação vertical entre a laje e a viga de aço.

De acordo com Pfeil (2012) a classificação dos conectores podem ser fléxiveis ou rígidos, sendo definidos pelo esforço cortante submetido a deformação no deslizamento entre a superfície do aço e concreto.

A seguir, os parâmetros de dimensionado de perfil em U laminado ou formado a frio com uma espessura de chapa igual ou superior a 3 mm, conforme a NBR 8800 (ABNT, 2008):

2.3.1 Perfil U laminado ou formado a frio

Conforme com a NBR 8800 (ABNT, 2008) a determinação da força resistente de cálculo para conectores de cisalhamento em perfil U laminado, com altura da seção transversal igual ou superior a 75 mm totalmente embutido na laje maciça de concreto com face inferior plana diretamente apoiada sobre a viga de aço, é obtido pela expressão abaixo:

$$Q_{Rd} = \frac{0,3(t_{fcs} + 0,5t_{wcs})L_{cs}\sqrt{f_{ck}E_c}}{\gamma_{cs}} \quad (36)$$

Sendo que:

t_{fcs} = corresponde à espessura da mesa do conector;

t_{wcs} = corresponde à espessura da alma do conector;

L_{cs} = corresponde ao comprimento do perfil U.

2.3.1 Localização e espaçamento dos conectores

Conforme o Pfeil (2012), o metodo para se obter o número mínimo de conectores, considerando-o para a linha neutra da seção do concreto :

$$n \geq \frac{A * f_y}{Q_{Rd}} \quad (37)$$

Sendo que:

n = corresponde ao número mínimo de conectores;

Q_{Rd} = corresponde à resistência de um conector.

A NBR 8800 (ABNT, 2008) diz que nas linhas de centro de conectores, o espaçamento entre elas tem que ser igual a oito vezes a espessura total da laje:

$$s = \frac{L}{n} \quad (38)$$

Sendo que:

s = corresponde ao espaçamento máximo a ser adotado.

3 DIMENSIONAMENTO PRÁTICO

Serão analisadas as vigas Pos 15 e Pos 18, com vãos entre os apoios de 8,20 m e 4,10 m respectivamente, ambas localizadas na biblioteca do Centro Universitário de Anápolis – UniEvangélica, através do projeto, pois a mesma já se encontra com as obras concluídas. Cálculos realizados em vigas biapoiadas de bitola W410x38,8 pelo dimensionamento de vigas simples e vigas mistas com recebimento de lajes maciças.

O bloco da biblioteca, possui uma distância de piso a piso igual á 3,20 metros, resultando em uma edificação com altura total de 12,80 metros. Para a averiguação, consideramos somente o térreo e mais três pavimentos tipos, desprezando a existência de outros pavimentos, tais como cobertura, mezanino, pilotis e subsolo.

Os dados calculados a seguir serão utilizados tanto no dimensionamento de viga simples quanto no dimensionamento de viga mista. Foram lançadas na tabela 1, os critérios de cargas para os dimensionamentos:

Tabela 1 - Critérios Para o Dimensionamento Viga Simples e Viga Mista.

	Dados de carregamentos
S	20,50 m ²
$P_{aço}$	38,8 Kgf/m
P_{laje}	250 Kgf/m ²
R_{ev}	73,5 kgf/ m ²
Sobrecarga	250 Kgf/m ²
C_{laje}	625 Kgf/m
$C_{sobrecarga}$	538,8 Kgf/m

S é a área de influência;

$P_{aço}$ é o peso próprio do aço;

P_{laje} é o peso próprio da laje;

R_{ev} é o revestimento;

C_{laje} é a carga total da laje;

$C_{sobrecarga}$ é a carga total da sobrecarga.

Fonte: Autoria própria.

Logo foram gerados os diagramas de cargas distribuídas no programa Ftool, da Carga Total da Laje (C_{laje}) = 6,13 kN/m e da Carga Total da Sobrecarga ($C_{sobrecarga}$) = 5,28 kN/m.

Após calcular as cargas atuantes na estrutura, é fundamental definir as combinações de cargas, com intenção de determinar os efeitos mais desfavoráveis aos quais a estrutura será submetida, ou seja, estaremos superdimensionando a viga simples e a viga mista, para estarmos a favor da segurança.

$$\begin{aligned} \text{Combinação}_1 &= 1,1C_{laje} + 1,3 C_{sobrecarga} \\ \text{Combinação}_1 &= 1,1 \times 625 + 1,3 \times 538,8 = 1387,94 \text{ kgf/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Combinação}_2 &= 1,2C_{laje} + 1,3 C_{sobrecarga} \\ \text{Combinação}_2 &= 1,2 \times 625 + 1,3 \times 538,8 = 1450,44 \text{ kgf/m} \end{aligned}$$

Utilizaremos a combinação 2 com resultado igual a 1450,44 kgf/m, ou seja, 14,22 kN/m. Pois é o resultado que está mais a favor da segurança.

Logo após calculamos no Ftool, que resultou o diagrama a força cortante. Para a viga Pos 15, no primeiro apoio obtivemos 58,3 kN/m e no segundo -58,3 kN/m. Já para a viga Pos 18 o primeiro apoio com 29,2 kN/m e o segundo -29,2 kN/m.

3.1 CRITÉRIOS DE DIMENSIONAMENTO

Os valores das incógnitas do perfil I, de bitola W 410 mm x 38,8 kg/m são obtidos através da tabela de bitolas dos perfis laminados da Gerdau. Então temos os seguintes valores: $d = 399$ mm; $h = 381$ mm; $b_f = 140$ mm; $d' = 357$ mm; $t_w = 6,4$ mm; $t_f = 8,8$ mm; $r_y = 2,83$ cm.

3.2 DIMENSIONAMENTO DA VIGA SIMPLES POS 15 W410x38,8

3.2.1 Deslocamento vertical

Inicia-se a verificação quanto ao deslocamento vertical para evitar ocorrências de deslocamentos excessivos na viga, ou seja, o deslocamento real da viga nunca pode ser maior que o deslocamento limite da viga.

Seguindo a fórmula do Anexo C da NBR 8800 (ABNT, 2008, p. 117), utilizando a descrição de viga de piso, para saber qual o deslocamento vertical máximo da viga, temos $l = 820$ cm.

$$\Delta_{m\acute{a}x} = \frac{l}{350} = 2,34 \text{ cm}$$

Proximo passo usar a fórmula extraída de ISNARD; GREKOW; MROZOWICZ (1971) e de SCHIEL (1976). Revista e adaptada por Libânio M. Pinheiro, Bruna Catoia e Thiago Catoia (2010), adotando o caso 6. Temos os seguintes valores: $P = 0,1422$ KN/cm, $l = 820$ cm, $E = 20000$ KN/cm² e $I = 12777$ cm⁴.

$$\Delta = \frac{5Pl^4}{384EI} = \frac{5 \times 0,1422 \times 820^4}{384 \times 20000 \times 12777} = 3,28 \text{ cm}$$

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

3.2.2 Cisalhamento

Agora será feito a verificação ao cisalhamento, ou seja, cálculos para comparação da força cortante de cálculo com a força cortante solicitante de cálculo. Esta etapa encontra-se nas formulas 02 à 10 para os respectivos valores: $d' = 35,7$ cm, $t_w = 0,64$ cm, $k_v = 5$, $E = 20000$ KN/cm² e $f_y = 35$ KN/cm².

$$\lambda = \frac{d'}{t_w} = \frac{35,7}{0,64} = 55,78 \text{ mm}$$

$$\lambda_p = 1,10 \sqrt{\frac{k_v E}{f_y}} = 1,10 \sqrt{\frac{5 \times 20000}{35}} = 58,80 \text{ mm}$$

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

Como $\lambda < \lambda_p$ a seção é compacta, portanto deve-se calcular agora a força cortante resistente de cálculo (V_{rd}), dada pela equação 05, utilizando o seguinte dado: $\gamma_{a1} = 1,10$.

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

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

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

Através do software ftool, foi calculado o maior esforço cortante (V_s), que foi igual a 58,3 kN. Logo:

$$V_{rd} > V_s$$

Logo a viga passou na verificação do cisalhamento.

3.2.3 Momento fletor resistente

Para averiguação da viga simples quanto ao momento fletor resistente, devem ser calculados a flambagem local da mesa (FLM), flambagem local da alma (FLA), flambagem lateral com torção (FLT). Esta etapa encontra-se nas equações no capítulo anterior.

Para a flambagem local da mesa (FLM):

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{140}{2 \times 8,8} = 7,95 \text{ mm}$$

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

Como $\lambda < \lambda_p$ a seção é compacta, portanto utiliza-se a equação 13 para cálculo do momento fletor resistente. Pela tabela da Gerdau, Z_x é igual a 736,8.

$$M_{pl} = Z_x f_y = 736,8 \times 35 = 25788 \text{ kN.c}$$

$$M_{rd} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}} = \frac{25788}{1,10} = 23443,6 \text{ kN.cm}$$

Para a flambagem local da alma (FLA):

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

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

Como $\lambda < \lambda_p$ a seção é compacta, portanto utiliza-se a equação 13 para cálculo do momento fletor resistente.

$$M_{rd} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}} = \frac{25788}{1,10} = 23443,6 \text{ kN.cm}$$

Para a flambagem lateral por torção (FLT):

$$\lambda = \frac{L_b}{r_y} = \frac{820}{2,83} = 289,75 \text{ mm}$$

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

$$\beta_1 = \frac{0,70 \cdot f_y \cdot w}{E \cdot j} = \frac{0,70 \times 35 \times 640,5}{20000 \times 11,69} = 0,067$$

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

$$\lambda_r = \frac{1,38 \sqrt{I_y j}}{r_y j \beta_1} \left[\sqrt{\left(1 + \sqrt{\left(1 + \frac{27 c_w \beta_1^2}{I_y} \right)} \right)} \right]$$

$$\lambda_r = \frac{1,38 \sqrt{404 \times 11,69}}{2,83 \times 11,69 \times 0,067} \left[\sqrt{\left(1 + \sqrt{\left(1 + \frac{27 \times 153778,6004 \times 0,067^2}{404} \right)} \right)} \right]$$

$$\lambda_r = 119,978 \text{ mm}$$

Como $\lambda > \lambda_r$, define-se a seção como esbelta, utilizando equação 20. Adota-se $\gamma_{a1} = 1,10$; $C_b = 1,14$.

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

$$M_{Cr} = \frac{1,14 \cdot \pi^2 \cdot 20000 \cdot 404}{820^2} \sqrt{\frac{153778,6004}{404} \left(1 + 0,039 \frac{11,69 \cdot 820^2}{153778,6004} \right)}$$

$$M_{Cr} = 4563,871$$

$$M_{Rd} = \frac{4563,871}{1,10} = 4148,97$$

Logo:

$$M_{Rd} = \frac{4563,871}{1,10} = 4148,97 \text{ kN.m} \leq \frac{M_{pl} = 25788}{1,10} = 23443,6 \text{ kN.m}$$

Passou na verificação!

3.3 DIMENSIONAMENTO DA VIGA SIMPLES POS 18 W410x38,8

3.3.1 Deslocamento vertical

Seguindo os parâmetros subitem 2.1.2 desse trabalho, temos $l = 410 \text{ cm}$.

$$\Delta_{m\acute{a}x} = \frac{l}{350} = 1,17 \text{ cm}$$

Logo temos para calcular o deslocamento real, os seguintes valores: $P = 0,1422 \text{ KN/cm}$, $l = 410 \text{ cm}$, $E = 20000 \text{ KN/cm}^2$ e $I = 12777 \text{ cm}^4$.

$$\Delta = \frac{5Pl^4}{384EI} = \frac{5 \times 0,1422 \times 410^4}{384 \times 20000 \times 12777} = 0,2047 \text{ cm}$$

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

3.3.2 Cisalhamento

Teremos os mesmos valores obtidos na verificação quanto ao esforço cortante da viga simples anterior. Valores: $\lambda = 55,78 \text{ mm}$; $\lambda_p = 58,80 \text{ mm}$; $\lambda_r = 73,23 \text{ mm}$. Como $\lambda < \lambda_p$ a seção é compacta, conclui-se que $V_{pl} = 536,34 \text{ kN}$; $V_{rd} = 487,58 \text{ kN}$.

Como o esforço cortante (V_s), foi igual a $29,2 \text{ kN}$. Logo:

$$V_{rd} > V_s$$

Logo a viga passou na verificação do cisalhamento.

3.3.2 Momento fletor resistente

Utiliza-se os parâmetros situados no subitem 2.1.2 desse trabalho, conforme foram aplicados também na viga simples Pos 15.

Para a flambagem local da mesa (FLM) teremos os mesmos valores obtidos na verificação quanto a flambagem local da mesa (FLM) da viga simples anterior. Valores: $\lambda = 7,95 \text{ mm}$; $\lambda_p = 9,08 \text{ mm}$. Como $\lambda < \lambda_p$ a seção é compacta, conclui-se que $M_{pl} = 25788 \text{ kN.cm}$; $M_{rd} = 23443,6 \text{ kN.cm}$.

Para a flambagem local da alma (FLA) teremos os mesmos valores obtidos na verificação quanto a flambagem local da alma (FLA) da viga simples anterior. Valores: $\lambda = 55,78 \text{ mm}$; $\lambda_p = 89,88 \text{ mm}$. Como $\lambda < \lambda_p$ a seção é compacta), conclui-se que $M_{pl} = 25788 \text{ kN.cm}$; $M_{rd} = 23443,6 \text{ kN.cm}$.

Para a flambagem lateral por torção (FLT), os valores da seção $\lambda = 144,88$ mm, $\lambda_p = 42,07$ mm e $\lambda_r = 119,978$ mm. Como $\lambda > \lambda_r$, define-se a seção como esbelta, utilizando equação 20. Adota-se $\gamma_{a1} = 1,10$; $C_b = 1,14$. Com isso foi encontrado o momento crítico e o momento resistente de cálculo, respectivamente: $M_{Cr} = 12915,608$ kN.cm e $M_{Rd} = 11741,46$ kN.cm.

Logo:

$$M_{Rd} = \frac{12915,608}{1,10} = 11741,46 \text{ kN.cm} \leq \frac{25788}{1,10} = 23443,6 \text{ kN.cm}$$

Passou na verificação .

3.4 DIMENSIONAMENTO DA VIGA MISTA POS 15 W410x38,8

3.4.1 Estado limite da viga

Para averiguação da viga mista, é preciso iniciar calculando os estados limites da viga, considerando que a laje com seus conectores impeça a flambagem lateral por torção (FLT), ou seja, não haverá flambagem lateral por torção.

Para a flambagem local da mesa (FLM):

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{140}{2 \times 8,8} = 7,95 \text{ mm}$$

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

Como $\lambda < \lambda_p$ a seção é compacta, portanto utiliza-se a equação 13 ,conforme as especificões do capítulo anterior ,para cálculo do momento fletor resistente. Pela tabela da gerdau, Z_x é igual a 736,8.

$$M_{pl} = Z f_y = 736,8 \times 35 = 25788 \text{ kN.cm}$$

$$M_{rd} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}} = \frac{25788}{1,10} = 23443,6 \text{ kN.cm}$$

Para a flambagem local da alma (FLA):

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

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

Como $\lambda < \lambda_p$ a seção é compacta, portanto utiliza-se a equação 13 para calculo do momento fletor resistente.

$$M_{rd} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}} = \frac{25788}{1,10} = 23443,6 \text{ kN.cm}$$

Através do software ftool, temos que o momento solicitante de cálculo (M_{sd}) é igual a 11940 kN.cm. Logo:

$M_{sd} < M_{rd}$, não ocorrerá flambagem local.

3.4.2 Largura efetiva da laje

Para verificação da largura efetiva da laje, deve-se considerar o vão da viga que corresponde a distância entre os pontos de momento nulo. Diante orientações da norma, temos que efetuar verificações, adotando o menor valor obtido.

Distância entre as linhas de centro dos apoios:

$$b_e = \frac{l}{8} = \frac{820}{8} = 102,5 \text{ cm}$$

Metade da distância de eixo a eixo de duas vigas adjacentes:

$$b_e = \frac{250}{2} = 125 \text{ cm}$$

Multiplicando as distâncias encontradas por dois ($b_e \times 2$), adotaremos a de menor valor. Logo $b_e = 205 \text{ cm}$

3.4.3 Homogeneização da seção

A seção transversal de uma seção mista é constituída de aço e concreto, elementos com propriedades diferentes, mas que exercem suas funções conjuntamente, para resistir as cargas aplicadas em si. Considera uma seção homogeneizada a partir da determinação das propriedades elásticas da seção mista.

Descobrir α_0 , utilizado para cálculo de cargas de curta duração:

$$E_{concreto} = 4760\sqrt{25} = 23800 \text{ MPa}$$

$$E_{aço} = 200000 \text{ MPa}$$

$$\alpha_0 = \frac{200000}{23800} = 8,40 \text{ Mpa}$$

Área de concreto efetiva:

$$A_c = \frac{b_e}{\alpha} hc = \frac{205}{8,4} \times 10 = 244,05 \text{ cm}^2$$

A área do aço encontrada na tabela da Gerdau Aço-Minas foi de 50,3 cm².

Tabela 2 - Propriedades Elásticas da Seção Transformada-Viga Apoiada-Ações de Curta Duração.

	A_{cm^2}	Y_{cm}	$A \times Y_{cm^3}$	$A \times Y^2_{cm^4}$	$I_{0_{cm^4}}$
Laje	244,05	5	1220,25	6101,25	2033,75
Perfil	50,3	30	1509	45270	12777
Total Σ	294,35	35	2729,25	51371,25	14810,75

Fonte: Autoria própria.

Distância do centro de gravidade da seção para as bordas inferiores e superiores:

$$y_{sup} = \frac{\Sigma A * y'}{\Sigma A} = \frac{2729,25}{294,35} = 9,27cm$$

$$y_{inf} = h - y_{sup} = 49,99 - 9,27 = 40,72cm$$

Momento de inércia da seção mista:

$$I = \Sigma I_0 + \Sigma A \times y^2 - \Sigma A \times y_{sup}^2 = 14810,75 + 51371,25 - 294,35 \times 9,27^2 = 40887,65 \text{ cm}^4$$

Módulo de resistência elástico da seção transversal mista em relação ao eixo de flexão:

$$w_{sup} = \frac{I}{y_{sup}} = \frac{40887,65}{9,27} = 4410,75 \text{ cm}^3$$

$$w_{inf} = \frac{I}{y_{inf}} = \frac{40887,65}{40,72} = 1004,12 \text{ cm}^3$$

3.4.4 Linha neutra

É necessário saber se a linha neutra está localizada na laje de concreto ou na seção de aço, adotando os seguintes dados: $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$, $f_y = 35 \text{ KN/cm}^2$, $\gamma_c = 1,40$, $\gamma_{a1} = 1,10$, $A = 50,3 \text{ cm}^2$, $b_e = 205 \text{ cm}$ e $h_c = 10 \text{ cm}$.

$$R_{cd} = \frac{0,85f_{ck}}{\gamma_c} b_e h_c = \frac{0,85 \times 2,5}{1,4} 205 \times 10 = 3111,607 \text{ kN}$$

$$R_{td} = \frac{f_y A}{\gamma_{a1}} = \frac{35 \times 50,3}{1,10} = 1600,45 \text{ kN}$$

Como $R_{cd} > R_{td}$ a linha neutra plástica está localizada na laje de concreto, portanto deve-se calcular agora a profundidade da linha neutra:

$$x = \frac{f_y A / \gamma_{a1}}{0,85 f_{ck} b_e / \gamma_c} < h_c$$

$$x = 5,14cm < 10 \text{ cm}$$

3.4.5 Momento fletor resistente de cálculo em momentos positivos

Após descobrir a posição da linha neutra, e a mesma está localizada na laje de concreto, calcula-se o momento resistente:

$$M_{dres} = R_{tdZ} = \frac{f_y A}{\gamma_{a1}} \left(y_s + h_p + h_c - \frac{x}{2} \right) = \frac{35 \times 50,3}{1,10} \left(19,95 + 0 + 10 - \frac{5,14}{2} \right)$$

$$M_{dres} = 43820,44 \text{ kN.cm}$$

3.4.6 Deslocamento vertical

Assim como foi realizado nos dimensionamentos de viga simples, é necessário fazer a verificação quanto ao deslocamento vertical da viga mista, retirando a seguinte fórmula no Anexo C da NBR 8800 (ABNT, 2008, p. 117), utilizando a descrição de viga de piso. Para saber qual o deslocamento vertical máximo da viga, temos $l = 820 \text{ cm}$.

$$\Delta_{m\acute{a}x} = \frac{l}{350} = 2,34 \text{ cm}$$

Proximo passo é fazer a verificação quanto ao deslocamento máximo, retirando a fórmula de ISNARD; GREKOW; MROZOWICZ (1971) e de SCHIEL (1976). Revista e adaptada por Libânio M. Pinheiro, Bruna Catoia e Thiago Catoia (2010), adota-se o caso 6. Temos os seguintes valores: $P = 0,1422 \text{ KN/cm}$, $l = 820 \text{ cm}$, $E = 20000 \text{ KN/cm}^2$ e $I = 40887,65 \text{ cm}^4$.

$$\Delta = \frac{5Pl^4}{384EI} = \frac{5 \times 0,1422 \times 820^4}{384 \times 20000 \times 40887,65} = 1,02 \text{ cm}$$

Como $\Delta < \Delta_{m\acute{a}x}$, logo concluímos que a viga passou na verificação quanto ao deslocamento vertical. Observa-se que no dimensionamento de viga simples não havia passado na verificação, mas quando adicionamos a laje com seus conectores a verificação foi bem sucedida.

3.4.7 Cisalhamento

Teremos os mesmos valores obtidos na verificação quanto ao esforço cortante da viga simples em aço. Valores: $\lambda = 55,78$; $\lambda_p = 58,80$; $\lambda_r = 73,23$ (Como $\lambda < \lambda_p$ a seção é compacta). $V_{pl} = 536,34 \text{ kn}$; $V_{rd} = 487,58 \text{ KN}$; $V_s = 58,3 \text{ KN}$

$$V_{rd} > V_s$$

Logo a viga passou na verificação do cisalhamento.

3.4.8 Armadura longitudinal

Como as vigas que estamos dimensionando são biapoiadas, as mesmas necessitam de uma quantidade de armadura necessária para o controle de fissuração. Utilizando os seguintes valores: $b_e = 205 \text{ cm}$, $t_c = 10 \text{ cm}$, $f_{ct,ef} = 3,0 \text{ MPa}$, $W_k = 0,3 \text{ mm}$, $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$, $\phi = 12,5 \text{ mm}$ e $f_{ys} = 500 \text{ MPa}$.

O valor de W_k (abertura máxima característica das fissuras), onde a mesma foi retirada da norma 6118-2014. Em nosso caso, iremos adotar classe de agressividade II e III.

E para identificarmos o valor de $f_{ct,ef}$ (resistência média a tração efetiva do concreto no instante em que formam as primeiras fissuras), diante da norma 6118-2014, página 131, é recomendado adotar o valor de 3 Mpa.

Área Efetiva da Laje de Concreto:

$$A_{ct} = b_e t_c = 205 \times 10 = 2500 \text{ cm}^2$$

Cálculo da máxima tensão de tração a ser absorvida pela armadura:

$$\sigma_{st} = 810 \sqrt{\frac{W_k^3 \sqrt{f_{ck}^2}}{\phi}} = 810 \sqrt{\frac{0,3^3 \sqrt{25^2}}{12,5}} = 366,92 \text{ Mpa} \leq f_{ys} 500 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} = 366,92 \leq 500$$

Armadura da seção:

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

Conclui-se que se necessita de barras de aço de $\phi = 12,5$, espaçadas a cada 8cm, que resultou em uma $A_s = 15,34 \text{ cm}^2$. Maior que a área de aço calculada. Verificada na tabela da área da seção de barras da armadura passiva por unidade de comprimento (CM^2/M) EM BITOLAS PADRONIZADAS DA NBR 7480:1996.

3.5 DIMENSIONAMENTO DA VIGA MISTA POS 18 W410x38,8

3.5.1 Estados limites da viga

Para a flambagem local da mesa (FLM), teremos os mesmos valores obtidos na verificação quanto a flambagem local da mesa (FLM) da viga simples pos 18 de aço. $\lambda = 7,95 \text{ mm}$; $\lambda_p = 9,08 \text{ mm}$. Como $\lambda < \lambda_p$ a seção é compacta, conclui-se que $M_{pl} = 25788 \text{ kN.cm}$; $M_{rd} = 23443,6 \text{ kN.cm}$.

Para a flambagem local da alma (FLA) teremos os mesmos valores obtidos na verificação quanto a flambagem local da alma (FLA) da viga simples pos 18. Valores: $\lambda = 55,78 \text{ mm}$; $\lambda_p = 89,88 \text{ mm}$. Como $\lambda < \lambda_p$ a seção é compacta, conclui-se que $M_{pl} = 25788 \text{ kN.cm}$; $M_{rd} = 23443,6 \text{ kN.cm}$. Se o momento solicitante de cálculo (M_{sd}) é igual a 2990 kN.cm.

Logo:

$M_{sd} < M_{rd}$, não ocorrerá flambagem local.

3.5.2 Largura efetiva da laje

Com os parâmetros do subitem 2.2.2.1 desse trabalho, adota-se o menor valor obtido. A distância entre as linhas de centro dos apoios foi $b_e = 51,25 \text{ cm}$ e a metade da distância de eixo a eixo de duas vigas adjacentes foi $b_e = 94,5 \text{ cm}$.

Multiplicando as distâncias encontradas por dois ($b_e \times 2$), adotaremos a de menor valor. Logo $b_e = 102,5 \text{ cm}$.

3.5.3 Homogeneização da seção

Adota-se $\alpha_0 = 8,40$ Mpa para obter a área de concreto efetiva no valor de $A_c = 122,02$ cm². O valor da área do perfil é 50,3 cm².

Na tabela 3, consta todo o somatório dos valores, tanto do perfil quanto da laje.

Tabela 3 - Propriedades Elásticas da Seção Transformada-Viga Apoiada-Ações de Curta Duração.

	A_{cm^2}	Y_{cm}	$A \times Y_{cm^3}$	$A \times Y^2_{cm^4}$	I_{0cm^4}
Laje	122,02	5	610,10	3050,50	1016,83
Perfil	50,3	30	1509	45270	12777
Total Σ	172,32	35	2119,10	48320,50	13793,83

Fonte: Autoria própria.

Dados os valores na tabela acima, obteve-se os valores centro de gravidade da seção para as bordas inferiores e superiores, respectivamente: $y_{sup} = 12,29$ cm e $y_{inf} = 37,7$ cm. Posteriormente, o valor do momento de inércia da seção mista foi $I = 36086,41$ cm⁴. Por fim, o módulo de resistência elástico da seção transversal mista em relação ao eixo de flexão superior e inferior, em sequência, foi de $w_{sup} = 2936,24$ cm³ e $w_{inf} = 957,19$ cm³.

3.5.4 Linha neutra

É necessário saber se a linha neutra está localizada na laje de concreto ou na seção de aço, adotando os dados: $f_{ck} = 25$ MPa, $f_y = 35$ KN/cm², $\gamma_c = 1,40$, $\gamma_{a1} = 1,10$, $A = 50,3$ cm², $b_e = 102,5$ cm e $h_c = 10$ cm. O valor obtido de máxima resistência à compressão e tração, respectivamente, foi de $R_{cd} = 1555,80$ kN e $R_{td} = 1600,45$ kN .

Como $R_{cd} < R_{td}$ a linha neutra plástica está localizada na seção de aço, logo a parte comprimida da seção de aço irá contribuir para a resultante de compressão F_{cd} , com uma força C_{ad} , o valor calculado foi de $C_{ad} = 22,33$. Sendo que:

$$C_{ad} = 22,33 < \frac{f_y b_f t_f}{\gamma_{a1}} = \frac{35 \times 14 \times 0,88}{1,10} = 392$$

Logo, temos que a linha neutra está situada na mesa superior do perfil de aço.

$$y = \frac{C_{ad}}{f_y b_f / \gamma_{a1}} = \frac{22,33}{35 \times 14 / 1,10} = 0,050$$

3.5.5 Momento fletor resistente de cálculo em momentos positivos

Após descobrir a posição da linha neutra, e a mesma está localizada na mesa superior do perfil de aço, calcula-se o momento resistente:

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

$$M_{dres} = 58726,533 \text{ kN.cm}$$

3.5.6 Deslocamento vertical

Seguindo os parâmetros da viga anterior, viga Pos 15, o deslocamento vertical máximo da viga, temos $l = 410$ cm. Logo, obteve-se $\Delta_{m\acute{a}x} = 1,17$ cm. Em seguida, para o deslocamento real, temos $P = 0,1422$ KN/cm, $l = 410$ cm, $E = 20000$ KN/cm² e $I = 36086,41$ cm⁴, resultando em $\Delta = 0,0725$ cm.

Como $\Delta < \Delta_{m\acute{a}x}$, logo concluímos que a viga passou na verificação quanto ao deslocamento vertical.

3.5.7 Cisalhamento

Teremos os mesmos valores obtidos na verificação quanto ao esforço cortante da viga simples em aço. Valores: $\lambda = 55,78$; $\lambda_p = 58,80$; $\lambda_r = 73,23$ (Como $\lambda < \lambda_p$ a seção é compacta). $V_{pl} = 536,34$ kN; $V_{rd} = 487,58$ kN; $V_s = 29,2$ kN. Sendo que:

$$V_{rd} > V_s$$

Logo a viga passou na verificação do cisalhamento.

3.5.8 Armadura longitudinal

Cumpri-se o subitem 2.2.2.6 utilizando os seguintes valores: $b_e = 102,5$ cm, $t_c = 10$ cm, $f_{ct,ef} = 3,0$ MPa, $W_k = 0,3$ mm, $f_{ck} = 25$ MPa, $\phi = 12,5$ mm e $f_{ys} = 500$ MPa.

Seguir os mesmos parâmetros da viga anterior. Então iremos adotar classe de agressividade II e III.

É adotado os parâmetros da viga anterior, no qual é recomendado adotar o valor de 3 Mpa. Com isso obteve-se os seguintes valores: $A_{ct} = 1025$ cm²; pela equação 28 $\sigma_{st} = 366,92 \leq 500$; por fim a armadura da seção $A_s = 6,03$ cm²

Conclui-se que necessita de barras de aço de $\phi = 12,5$, espaçadas a cada 20cm, que resultarão em uma $A_s = 6,14$ cm². Verificada na tabela da área da seção de barras da armadura passiva por unidade de comprimento (cm²/m) em bitolas padronizadas da NBR 7480:1996.

3.6 DIMENSIONAMENTO CONECTORES

E a última etapa é feito o detalhadamente dos cálculos do dimensionamento dos conectores de ambas as vigas. Será utilizado conectores de cisalhamento do tipo perfil U laminado, onde os mesmos são embutidos na laje maciça de concreto com face inferior plana diretamente apoiada sobre a viga de aço.

Para determinar a Resistência de cálculo, adotamos $\gamma_{cs} = 1,25$, $L_{cs} = 100$ mm, $t_{wcs} = 4,67$ mm, $t_{fcs} = 7,52$ mm; $E_c = 23800$ Mpa.

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

$$Q_{Rd} = 182,4 \text{ kN}$$

Determinação de quantidade mínima de conectores:

$$n = \frac{A f_y}{Q_{Rd}} = \frac{50,3 \times 35}{182,4} \cong 10 \text{ conectores}$$

Espaçamento necessário entre os conectores:

$$s = \frac{l}{n} = \frac{820}{10} = 82 \text{ cm para viga Pos15}$$

$$s = \frac{l}{n} = \frac{410}{10} = 41 \text{ cm para viga Pos18}$$

Conforme a norma cita logo acima, o espaçamento máximo foi ultrapassado na viga Pos 15, dessa forma iremos aumentar a quantidade de conectores e deixar os espaçamentos iguais aos da viga Pos 18 (41 cm), utilizando a equação seguinte:

$$n = \frac{l}{s} = \frac{820}{41} = 20 \text{ conectores para viga Pos15}$$

Então:

$$n = \frac{l}{s} = \frac{820}{41} = 20 \text{ conectores para a viga Pos 15}$$

As distribuições dos conectores nas vigas serão simétricas, sendo 10 para cada metade do vão da viga Pos 15 e 5 para cada metade do vão da viga Pos 18.

4 APRESENTAÇÃO DE RESULTADOS

Após realizar todos os cálculos, reservamos essa parte para expor detalhadamente os resultados finais através de tabelas e gráficos, com objetivo de uma análise e comparação dos resultados obtidos entre a viga simples e a viga mista.

Tabela 10, apresenta os resultados da viga Pos 15:

Tabela 1 - Tabela Comparativa Com os Resultados Obtidos no Dimensionamento da Viga Pos 15.

	Deslocamento Vertical		Cisalhamento	Momento Resis.
	Δ cm	$\Delta_{m\acute{a}x}$ cm	V_{Rd} kN	M_{rd} kN.cm
Viga simples	3,28	2,34	487,58	4148,97
Viga mista	1,02	2,34	487,58	43820,44

Fonte: Autoria própria.

Tabela 11, apresenta os resultados da viga Pos 18:

Tabela 2 - Tabela Comparativa Com os Resultados Obtidos no Dimensionamento da Viga Pos 18.

	Deslocamento Vertical		Cisalhamento	Momento Resis.
	Δ cm	$\Delta_{m\acute{a}x}$ cm	V_{Rd} kN	M_{rd} kN.cm
Viga simples	0,2047	1,17	487,58	11741,46
Viga mista	0,0725	1,17	487,58	58726,53

Fonte: Autoria própria.

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Analisando as tabelas 10 e 11, do dimensionamento de vigas simples e viga mista, conclui-se que há um grande benefício em utilizar a viga mista em uma edificação. A estrutura verificada houve uma melhora considerável no deslocamento e resistência da viga mista em comparação a viga simples.

O deslocamento (flecha) foi obtido um valor menor na viga mista em comparação da viga de aço, devido a inércia que foi considerada a mesma para ambos, aço e laje maciça. A viga mista consegue resistir um momento fletor muito maior em relação a viga simples, devido aos conectores que promove ligação com o perfil à laje.

Já o esforço cortante não houve distinção de valores, por que o concreto não é considerado na verificação em ambas estruturas e sim somente a seção do aço.

Fundamentada nas comparações dos meios construtivos de estrutura, a viga mista se destaca em todos os parâmetros. Além do ganho de maior resistência sobre as cargas atuantes, ela obtém maior rigidez, diminuição da altura do perfil, redução no consumo de aço estrutural, proteção contra incêndio e corrosão, agilidade na montagem, diminuição da carga própria e melhor custo benefício. Tudo isso se torna bastante competitivo aos demais meios construtivos.

REFERÊNCIAS

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

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

ALVA, Gerson Moacyr Sisniegas; MALITE, Maximiliano. **Comportamento estrutural e dimensionamento de elementos mistos aço-concreto**. Disponível em: <http://www.set.eesc.usp.br/cadernos/nova_versao/pdf/cee25_51.pdf>.

PINHEIRO, CATOIA, CATOIA, Libânio Miranda, Bruna, Thiago. **Tabela de Vigas: Deslocamentos e Momentos de Engastamento Perfeito**. Universidade de São Paulo – Escola de Engenharia de São Carlos – Departamento de Engenharia de Estruturas. 2010. 120p. Disponível em: <<http://www.set.eesc.usp.br/mdidatico/concreto/Textos/22%20Tabelas%20de%20vigas.pdf>>.

CARVALHO, R. C.; FILHO, J. R. F.; **Cálculo e Detalhamento de Estruturas Usuais de Concreto Armado**. 4º ed. São Carlos, 2014.

FUZHARA, Marisa Aparecida Leonel da Silva. **Ligações e amaduras de lajes em vigas mistas de aço e concreto**. Universidade de São Paulo. Escola Politécnica. São Paulo, 2006. 165p. Disponível em: <<http://www.teses.usp.br/teses/disponiveis/3/3144/tde-07082007-120045/pt-br.php>>.