

UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARANÁ

LUCAS PERES DE SOUZA

Estudo Sobre Vigas Mistas Biapoiadas: Dimensionamento À Flexão E
Análise Comparativa Com Vigas Metálicas E De Concreto Armado

CURITIBA

2014

LUCAS PERES DE SOUZA

ESTUDO SOBRE VIGAS MISTAS BIAPOIADAS: DIMENSIONAMENTO À
FLEXÃO E ANÁLISE COMPARATIVA COM VIGAS METÁLICAS E DE CONCRETO
ARMADO

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado à disciplina Trabalho Final de
Curso como requisito parcial para a conclusão do curso de Engenharia Civil, Setor
de Tecnologia, Universidade Federal do Paraná.

Orientador: Prof. Dr. Marco André Argenta

CURITIBA

2014

TERMO DE APROVAÇÃO

LUCAS PERES DE SOUZA

ESTUDO SOBRE VIGAS MISTAS BIAPOIADAS: DIMENSIONAMENTO À
FLEXÃO E ANÁLISE COMPARATIVA COM VIGAS METÁLICAS E DE CONCRETO
ARMADO

Trabalho de Conclusão de Curso aprovado como requisito parcial para a conclusão do curso de Engenharia Civil, Setor de Tecnologia, Universidade Federal do Paraná.

Banca Examinadora:

Prof. Dr. Marco André Argenta

Orientador- Departamento de Construção Civil, UFPR.

Prof. Msc. Carlos Eduardo de Neiva Lima Michaud

Departamento de Construção Civil, UFPR.

Prof. Juliano Jorge Scremin

Universidade Positivo

Curitiba, 27 de Novembro de 2014.

AGRADECIMENTOS

A Deus, por toda a força e paz que sempre recebi Dele.

Aos meus pais Alexandre e Alessandra, por todo o amor, carinho, apoio e paciência incondicionais.

Aos meus amigos, especialmente aqueles mais próximos, que contribuíram com seu companheirismo e partilharam deste esforço e, por mais que também estivessem atarefados, procuraram ajudar da melhor forma possível.

A Universidade Federal do Paraná, por proporcionar, dentro de todas as limitações do sistema público, um ótimo ambiente de aprendizado, além de me trazer grandes amigos, os quais levarei para toda a vida.

Aos Professores do Curso de Engenharia Civil que, de alguma maneira, primaram pela educação de qualidade e contribuíram com minha formação.

Ao Professor Marco Argenta, em especial, pela disponibilidade de orientação neste trabalho.

RESUMO

A utilização de estruturas mistas na construção de edificações vem ganhando força, em virtude da demanda por projetos que privilegiam grandes áreas livres nos pavimentos. Este trabalho engloba a identificação qualitativa e quantitativa dos principais fatores intervenientes no dimensionamento à flexão de vigas mistas biapoiadas, além de comparar as características mecânicas e geométricas de vigas mistas e suas correspondentes vigas análogas (somente em aço ou em concreto armado). Aplicam-se nos cálculos as recomendações das normativas brasileiras para estruturas de aço e mistas aço-concreto (ABNT NBR 8800/2008) e para peças de concreto armado (ABNT NBR 6118/2014). Além da resistência mecânica à flexão, a deformabilidade das vigas também é estudada através de processos aproximados propostos pelas normas supracitadas. Nos resultados, são discutidos os exemplos dimensionados sob diferentes vãos e espessuras de laje de concreto associada. As análises são feitas sobre as seções transversais mínimas para que cada peça atenda às solicitações impostas, por meio de parâmetros como o consumo de aço estrutural, peso próprio das peças e altura destas seções.

As análises indicam uma alta interferência da deformabilidade no dimensionamento à flexão de vigas mistas, bem como uma baixa influência do grau de interação aço-concreto. Comparativamente com as vigas metálicas, os resultados mostram que o uso de vigas mistas tende a gerar reduções de 50% a 60% no consumo de aço estrutural. Já a contraposição com as estruturas correspondentes em concreto armado mostram que o peso próprio pode chegar a valores dez vezes menores para as vigas mistas, dependendo das condições de contorno aplicadas.

ABSTRACT

The use of steel-concrete composite structures in buildings has been growing because of the demand for structural designs that emphasize large open areas in floors. This work covers qualitative and quantitative identification of key factors that influence the flexural design of simply supported composite beams and compares mechanic and geometrical features of composite steel-concrete beams and their respective corresponding analogous beams (steel or reinforced concrete only). The calculations apply the Brazilian standardization for steel and composite structures (ABNT NBR 8800/2008) and for reinforced concrete structures (ABNT NBR 6118/2014). Besides the flexural mechanical strength, the deformability of beams is also studied by approximate processes proposed in referred standards. The results are discussed based on designed examples under different spans and thickness of concrete slab. Analyses are made on the minimum cross sections of each beam to meet the requests, using parameters such as consumption of structural steel, self weight of beam and height of frame pieces. The analysis indicates a high interference of deformability in the flexural design of composite beams, as well as a low degree of influence of the steel-concrete interaction. Compared to steel beams, the results

show that the use of composite beams tends to generate reductions of 50% to 60% of structural steel consumption. Already opposed to the corresponding structures in reinforced concrete show that self weight can reach ten times lower values for composite beams, depending on the boundary conditions applied.

LISTA DE SÍMBOLOS

- $(EI)_{eq}$ - Rigidez à Flexão Equivalente para o cálculo de Flechas em Concreto Armado
- $(W_{tr})_i$ - Módulo de Resistência Elástico Inferior da Seção Mista
- $(W_{tr})_s$ - Módulo de Resistência Elástico Superior da Seção Mista
- a- Espessura da Região Comprimida na Laje de Concreto
- A₁- Área de contribuição das Lajes Adjacentes para as Cargas que agem sobre o Eixo Longitudinal da Viga estudada
- A_a- Área da Seção Transversal do Perfil Metálico
- A_{ac}- Área Comprimida do Perfil Metálico
- A_{af}- Área de Aço da Mesa do Perfil Metálico
- A_{at}- Área Tracionada do Perfil Metálico
- A_{aw}- Área de Aço da Alma do Perfil Metálico
- A_c- Área de concreto dentro da largura efetiva considerada
- A_{cs}- Área da Seção Transversal do Conector de Cisalhamento
- A_s- Área de Armadura Longitudinal Calculada para a Viga de Concreto Armado
- A_{s,máx}- Área de Armadura Máxima permitida para a Viga de Concreto Armado
- A_{s,mín}- Área de Armadura Mínima permitida para a Viga de Concreto Armado
- A_{sl}- Área de Armadura Longitudinal Contida na Largura Efetiva da Laje de Concreto
- b- Largura Efetiva da Laje de Concreto Adjacente
- b₁- Distância entre uma das Faces Laterais da Viga de Concreto Armado e o final da Largura Efetiva da Mesa Colaborante
- b₂- Distância entre a face da Viga de Concreto estudada e a Face da Viga Paralela mais próxima
- b_f- Largura da Mesa do Perfil Metálico

b_w - Largura da Base da Viga de Concreto Armado

C- Relação entre o Momento Fletor e a Rotação correspondente

C_{ad} - Resultante de Compressão no Perfil de Aço

C_b - Fator de Modificação para Diagrama de Momento Fletor Não Uniforme

C_{bdist} - Coeficiente que é função da distribuição de Momentos Fletores no Trecho Avaliado, para a verificação da Flambagem Lateral por Distorção

C_{cd} - Resultante de Compressão no Concreto da Laje

C_w - Constante de Empenamento da Seção Transversal

d- Altura Total do Perfil Metálico

D- Distância entre a Linha de Centro da Viga estudada e a Linha de Centro da Viga adjacente

d_1 - Distância do Centro Geométrico do Perfil de Aço até a Face Superior deste Perfil

d_3 - Distância do Centro de Gravidade da Armadura Longitudinal até a Linha Neutra Plastificada da Seção Mista

d_4 - Distância do Centro de Gravidade da Área Tracionada até a Linha Neutra Plastificada

d_5 - Distância do Centro de Gravidade da Área Comprimida até a Linha Neutra Plastificada

D_{bal} - Distância entre a Linha de Centro da Viga estudada até a borda em balanço da laje

e- Excentricidade da Força Resultante de Retração do Concreto em relação à Linha Neutra da Seção Mista

E- Módulo de Elasticidade do Aço do Perfil Metálico

E_c - Módulo de Elasticidade do Concreto

E_{cs} - Módulo de Elasticidade Secante do Concreto

e_{mh} - Distância da Borda do Fuste do conector à Alma da Nervura da Forma de Aço

E_s - Módulo de Elasticidade Longitudinal do Aço da Armadura

f_{cd} - Resistência de Cálculo à Compressão do Concreto

f_{ck} - Resistência Característica à Compressão do Concreto

$f_{ct,m}$ - Resistência Média à Tração Direta do Concreto

F_{hd} - Máxima Força de Cisalhamento Longitudinal a ser transmitida pelos Conectores

f_{sd} - Tensão de Escoamento Resistente de Cálculo da Armadura Longitudinal da Laje de Concreto

$F_{t,Rd}$ - Força Resistente de Cálculo da Ligação da Mesa Inferior

f_{ucs} - Resistência à Ruptura do Aço do Conector de Cisalhamento

f_y - Tensão de Escoamento do Aço do Perfil Metálico

f_{yd} - Tensão de Escoamento de Cálculo do Aço do Perfil Metálico

g - Aceleração da Gravidade

g_1 - Peso Próprio da Viga (Valor Característico)

g_2 - Peso Próprio da Laje de Concreto (Valor Característico)

g_4 - Carga de Parede Uniformemente Distribuída sobre a Viga (Valor Característico)

g_A - Carregamento Permanente que age sobre a Viga durante a Construção

g_B - Carregamento Permanente que age sobre a Viga durante a Utilização

g_d - Valor de Cálculo para as Cargas Permanentes

g_k - Carga Permanente Característica Uniformemente Distribuída

h - Altura Total da Viga de Concreto Armado

h_0 - Distância entre os Centros Geométricos das Mesas do Perfil de Aço

h_f - Altura da Forma de Aço Incorporada

h_{parede} - Altura da Parede considerada

h_w - Altura da Alma do Perfil Metálico

$h_{w,\text{comprimida}}$ - Altura Comprimida da Alma do Perfil Metálico

I_a - Momento de Inércia do Perfil de Aço Isolado

I_c - Momento de Inércia da Seção Bruta de Concreto Armado

I_{ef} - Momento de Inércia Efetivo da Seção Transversal Composta

I_{II} - Momento de Inércia da Seção Fissurada de Concreto no Estádio II

I_{tr} - Momento de Inércia da Seção Homogeneizada

I_y - Momento de Inércia em relação ao Eixo de Simetria de Menor Inércia à Flexão do Perfil Metálico

J - Inércia à Torção da Seção do Perfil Metálico

k_{cs} - Rigidez Inicial dos Conectores de Cisalhamento, situados na Região de Momentos Negativos

k_i - Rigidez à Rotação da Ligação Mista na Fase Inicial do Carregamento

k_s - Rigidez Inicial das Barras da Armadura Longitudinal da Laje de Concreto

L - Vão de Cálculo da Viga estudada

L_2 - Dimensão da Base da Nervura da Forma de Aço Incorporada

L_b - Distância entre 2 Seções contidas à Flambagem Lateral com Torção

L_c - Distância entre as Seções de Momento Fletor Nulo da Viga estudada

M_A - Valor do Momento Solicitante, em módulo, na seção localizada a um quarto do comprimento destravado, medido a partir da extremidade esquerda

$M_{a,Rd}$ - Momento Fletor Resistente de Cálculo do Perfil de Aço Isolado para o Estado Limite de Flambagem Lateral da Alma

M_B - Valor do Momento Solicitante, em módulo, na seção localizada na metade do comprimento destravado, medido a partir da extremidade esquerda

M_C - Valor do Momento Solicitante, em módulo, na seção localizada a três quartos do comprimento destravado, medido a partir da extremidade esquerda

$M_{cr,FLA}$ - Momento Fletor de Flambagem Elástica da Alma do Perfil Metálico

$M_{cr,FLM}$ - Momento Fletor de Flambagem Elástica da Mesa do Perfil Metálico

$M_{cr,FLT}$ - Momento Fletor de Flambagem Elástica da Viga

$M_{dist,rd}$ - Momento Fletor Resistente de Cálculo considerando o Efeito de Flambagem Lateral por Distorção

M_{EL} - Momento Elástico Máximo Resistente da Seção Transversal do Perfil Metálico

M_f - Momento de Fissuração do Concreto

$M_{Ga,sd}$ - Momento Fletor Solicitante de Cálculo gerado pelas Ações que ocorrem antes do Concreto atingir $0,75 \cdot f_{ck}$

$M_{L,sd}$ - Momento Fletor Solicitante de Cálculo gerado pelas Ações que ocorrem depois do Concreto atingir $0,75 \cdot f_{ck}$

$M_{máx}$ - Maior Momento Fletor, em módulo, do Trecho Destravado

M_n - Momento Fletor Resistente Nominal (ANSI/AISC 360-05)

$M_{P,sd}$ - Momento Fletor Solicitante da Seção de Carga Concentrada

M_{PL} - Momento de Plastificação da Seção Transversal do Perfil Metálico

M_r - Momento Resistente da Ligação Mista

M_{rd} - Momento Fletor Resistente de Cálculo

$M_{rd,FLA}$ - Momento Fletor Resistente de Cálculo para o Estado Limite de Flambagem Local da Alma do Perfil Metálico

$M_{rd,FLM}$ - Momento Fletor Resistente de Cálculo para o Estado Limite de Flambagem Local da Mesa do Perfil Metálico

$M_{rd,FLT}$ - Momento Fletor Resistente de Cálculo para o Estado Limite de Flambagem Lateral com Torção do Perfil Metálico

$M_{rd,ligação\ mista}$ - Momento Fletor Resistente de Cálculo da Ligação Mista

$M_{rd,mesa}$ - Momento Fletor Máximo Resistente de Cálculo da Mesa da Viga de Concreto Armado

M_{rd1} - Momento Fletor Resistente de Cálculo necessário para equilibrar M_{sd}

$M_{rd1,lim}$ - Momento Fletor Máximo Resistente de Cálculo da Viga de Concreto Armado, sem a presença de Armadura de Compressão

M_{rd3} - Momento Fletor Máximo Resistente de Cálculo das Abas da Mesa da Viga de Concreto Armado

M_{sd}^- - Momento Fletor Negativo Solicitante de Cálculo

M_{sd} - Momento Fletor Solicitante de Cálculo

M_{sh} - Momento Fletor adicional gerado pela retração volumétrica do concreto da laje

n - número de conectores de cisalhamento a ser colocado entre a seção de Momento Fletor Máximo Positivo e a Seção de Momento Nulo

n_p - Número Mínimo de Conectores de Cisalhamento entre a seção de Momento Fletor Máximo Positivo e a Seção de Momento Nulo

p_{parede} - Peso Aplicado a cada Unidade Vertical de Área de Parede

q_1 - Carga Acidental Uniformemente Distribuída ao longo do Comprimento da Viga (Valor Característico)

q_B - Carregamento Acidental que age sobre a Viga durante a Utilização

q_d - Valor de Cálculo para as Cargas Acidentais

q_k - Carga Variável Característica Uniformemente Distribuída

Q_{rd} - Resistência Individual do Conector de Cisalhamento

R - Raio de Concordância entre a Alma e as Mesas do Perfil Metálico

R_g - Coeficiente para a consideração da atuação de grupos de Conectores

R_m - Parâmetro de Monossimetria

R_p - Coeficiente para a consideração da posição dos Conectores

r_y - Raio de Giração da Seção Transversal relativo ao Eixo de Menor Inércia à Flexão do Perfil Metálico

$s^{(B)}$ - Capacidade de Escorregamento a partir da Deformação dos Conectores de Cisalhamento

T_{ad} - Resultante de Tração no Aço do Perfil Metálico

t_c - Espessura da Laje de Concreto

T_{ds} - Resultante de Tração na Armadura Longitudinal da Laje de Concreto

t_f - Espessura da Mesa do Perfil Metálico

t_w - Espessura da Alma do Perfil Metálico

V_{sd} - Força Cortante Solicitante de Cálculo

W_a - Módulo de Resistência Elástico do Perfil Metálico

W_c - Módulo de Resistência Elástico do Lado Comprimido da Seção Metálica

W_{ef} - Módulo de Resistência Elástico Efetivo da Seção Mista

x - Posição da Linha Neutra na Seção de Concreto Armado, referenciada a partir da Fibra mais Comprimida;

y - Distância entre o Bordo Inferior da Laje de Concreto e o Centro de Gravidade de sua Armadura Longitudinal

y_c - Distância do Centro Geométrico da Área Comprimida do Perfil Metálico até a Face Superior deste Perfil

y_p - Distância da Fibra Extrema do Perfil Metálico até a Linha Neutra Plasticada da Seção Mista

y_t - Distância do Centro Geométrico da Área Tracionada do Perfil Metálico até a Face Inferior deste Perfil

y_{tcg} - Distância do Centro de Gravidade até a Fibra mais tracionada da Seção de Concreto Armado

z - Braço de Alavanca entre as Resultantes de Tração e Compressão na Viga de Concreto Armado

α - Coeficiente que relaciona as Resistências à Tração na Flexão e à Tração Direta do Concreto

α_e - Razão entre os Módulos de Elasticidade do Aço do Perfil e do Concreto da Laje

α_f - Coeficiente Multiplicador para obtenção da Flecha Diferida no Tempo em Vigas de Concreto Armado

β_1 - Parâmetro para cálculo auxiliar para a os Parâmetros de Esbeltez (FLT)

β_s - Relação entre a tensão que realmente ocorre na armadura longitudinal e a tensão de escoamento do aço

β_{vm} - Coeficiente para a Rotação Necessária para a Ligação Mista

β_x - Relação entre a posição da Linha Neutra “ x ” e a Altura Útil da Seção de Concreto Armado

β_y - Relação entre a espessura comprimida “ a ” e a Altura Útil da Seção de Concreto Armado

β_z - Relação entre o braço de alavanca “ z ” e a Altura Útil da Seção de Concreto Armado

γ_{a1} - Coeficiente de Ponderação para a Tensão de Escoamento do Perfil Metálico

γ_{cs} - Coeficiente de Ponderação da Resistência do Conector de Cisalhamento

γ_g - Coeficiente de Ponderação das Ações Permanentes (Combinações Normais)

γ_g' - Coeficiente de Ponderação das Ações Permanentes (Combinações Especiais ou de Construção)

γ_n - Coeficiente de Ajustamento para o Momento Fletor Negativo Solicitante de Cálculo

γ_q - Coeficiente de Ponderação das Ações Variáveis (Combinações Normais)

γ_q' - Coeficiente de Ponderação das Ações Variáveis (Combinações Especiais ou de Construção)

δ_0 - Contraflecha a ser aplicada

δ_1 - Deslocamento Vertical provocado pela Ação do Peso Próprio do Perfil e da Laje de Concreto durante a Construção

δ_2 - Deslocamento Vertical provocado pela Ação de todos os Carregamentos Permanentes durante a utilização da Estrutura

δ_3 - Deslocamento Vertical provocado pela Ação dos Carregamentos Acidentais durante a utilização da Estrutura

δ_i - Flecha Imediata da Viga de Concreto Armado

$\delta_{m\acute{a}x}$ - Deslocamento Vertical Máximo Permitido

δ_{tot} - Somatório dos Deslocamentos Verticais no Meio do Vo da Viga considerada

Δ_{ul} - Capacidade de Deslocamento da Ligao da Mesa Inferior

Δ_{us} - Capacidade de Alongamento das Barras da Armadura Longitudinal da Laje

ϵ - Coeficiente em funo do Tempo Decorrido desde a Aplicao das Cargas de Longa Durao em Vigas de Concreto Armado

ϵ - Deformao Específica relacionada  retrao do concreto

η_i - Grau de Interao Aço-Concreto

λ_{dist} - Parâmetro de Esbeltez da Seo Transversal do Perfil Metálico

$\lambda_{f,FLA}$ - Parâmetro de Esbeltez da Alma do Perfil Metálico

$\lambda_{f,FLM}$ - Parâmetro de Esbeltez da Mesa Comprimida do Perfil Metálico

$\lambda_{f,FLT}$ - Parâmetro de Esbeltez da Seo do Perfil Metálico

$\lambda_{p,FLA}$ - Parâmetro de Esbeltez da Alma correspondente à Plastificação

$\lambda_{p,FLM}$ - Parâmetro de Esbeltez da Mesa correspondente à Plastificação

$\lambda_{p,FLT}$ - Parâmetro de Esbeltez da Seção Metálica correspondente à Plastificação

$\lambda_{r,FLA}$ - Parâmetro de Esbeltez da Alma correspondente ao Início do Escoamento

$\lambda_{r,FLM}$ - Parâmetro de Esbeltez da Mesa correspondente ao Início do Escoamento

$\lambda_{r,FLT}$ - Parâmetro de Esbeltez da Seção Metálica correspondente ao Início do Escoamento

ρ_c - Massa Específica do Concreto Armado

Σ - Somatório

$\sigma_{c,d}$ - Máxima Tensão Elástica de Compressão Solicitante na Seção Mista

σ_r - Tensão Residual de Compressão nas Mesas do Perfil Metálico

$\sigma_{t,d}$ - Máxima Tensão Elástica de Tração Solicitante na Seção Mista

Φ_b - Coeficiente de Ponderação da Resistência à Flexão pelo Método LRFD (ANSI/AISC 360-05)

Φ_{ult} - Capacidade de Rotação da Ligação Mista

χ_{dist} - Coeficiente Redutor do Momento Fletor Resistente de Cálculo

Ω_b - Coeficiente de Ponderação da Resistência à Flexão pelo Método ASD (ANSI/AISC 360-05)

LISTA DE FIGURAS

FIGURA 1- EDIFÍCIO WT NAÇÕES UNIDAS (SÃO PAULO), EXECUTADO COM ELEMENTOS MISTOS DE CONCRETO E AÇO.....	24
FIGURA 2- TIPOS DE INTERAÇÃO POSSÍVEIS ENTRE O PERFIL DE AÇO E A LAJE DE CONCRETO NUMA VIGA MISTA.....	31
FIGURA 3- VIGA METÁLICA DOTADA DE CONECTORES DE CISALHAMENTO FLEXÍVEIS DO TIPO PINO COM CABEÇA (STUD).....	32
FIGURA 4- GRÁFICO FORÇA X ESCORREGAMENTO PRODUZIDO À PARTIR DOS ESTUDOS E OEHLERS & COUGHLAN (1986), MOSTRANDO O PATAMAR DÚCTIL ANTERIOR À RUPTURA DO CONECTOR TIPO PINO COM CABEÇA (STUD).....	33
FIGURA 5- TIPOS DE FISSURAÇÃO NA LAJE DE CONCRETO PELA AÇÃO DO CONECTOR DE CISALHAMENTO.....	34
FIGURA 6- OBTENÇÃO DA DISTÂNCIA E_{MH}	39
FIGURA 7- ESPAÇAMENTOS MÁXIMOS E MÍNIMOS ENTRE CENTROS DE CONECTORES PARA LAJES MACIÇAS E LAJES COM FORMA DE AÇO INCORPORADA COM NERVURAS PARALELAS AO PERFIL DE AÇO.....	40
FIGURA 8- ESPAÇAMENTOS MÁXIMOS E MÍNIMOS ENTRE CENTROS DE CONECTORES PARA LAJES COM FORMA DE AÇO INCORPORADA COM NERVURAS PERPENDICULARES AO PERFIL DE AÇO.....	41
FIGURA 9- ARRANJOS POSSÍVEIS PARA OS CONECTORES DE CISALHAMENTO (STUDS) CONFORME A NORMA ANSI/AISC 360-05.....	43
FIGURA 10- VARIAÇÃO DA RESISTÊNCIA DO CONECTOR DE ACORDO COM SUA POSIÇÃO NA NERVURA DA LAJE COM FORMA DE AÇO INCORPORADA.....	45
FIGURA 11- CONFIGURAÇÕES POSSÍVEIS PARA VIGAS MISTAS.....	47
FIGURA 12- DIAGRAMAS DE MOMENTOS FLETORES DE ACORDO COM O GRAU DE CONTINUIDADE NOS APOIOS.....	48
FIGURA 13- DISTRIBUIÇÃO DAS TENSÕES LONGITUDINAIS NA LAJE..	49

FIGURA 14- MODELO DE CÁLCULO DOS EFEITOS DE RETRAÇÃO PROPOSTO PELA ANSI/AISC 360-05.....	53
FIGURA 15- CASOS POSSÍVEIS PARA A POSIÇÃO DA LINHA NEUTRA PLASTIFICADA EM VIGAS MISTAS DE SEÇÃO COMPACTA SUJEITAS A MOMENTOS FLETORES POSITIVOS.....	56
FIGURA 16- REPRESENTAÇÃO DA SEÇÃO MISTA E DAS FORÇAS RESISTENTES DE TRAÇÃO E COMPRESSÃO PARA VIGAS MISTAS SUJEITAS A MOMENTOS FLETORES NEGATIVOS.....	66
FIGURA 17- CURVA MOMENTO X ROTAÇÃO.....	77
FIGURA 18- CLASSIFICAÇÃO ESQUEMÁTICA DE LIGAÇÕES MISTAS QUANTO À RIGIDEZ E QUANTO À RESISTÊNCIA.....	78
FIGURA 19- LIGAÇÃO MISTA DO TIPO VIGA-VIGA.....	79
FIGURA 20- LIGAÇÃO MISTA DO TIPO VIGA-PILAR.....	79
FIGURA 21- LIGAÇÃO COM CHAPA DE EXTREMIDADE.....	81
FIGURA 22- LIGAÇÃO COM CANTONEIRAS.....	82
FIGURA 23- DIMENSÕES COMERCIAIS PARA PINOS STUD DE DIÂMETRO 19 MM.....	89
FIGURA 24- CONSIDERAÇÃO A RESPEITO DA POSIÇÃO DAS VIGAS ESTUDADAS EM RELAÇÃO AOS PAINÉIS DE LAJES.....	90
FIGURA 25- ILUSTRAÇÃO ESQUEMÁTICA DOS DESLOCAMENTOS CONSIDERADOS NOS ESTUDOS DESTE TRABALHO.....	91
FIGURA 26- MÉTODO DAS CHARNEIRAS PLÁSTICAS APLICADO AOS PAINÉIS DE LAJE QUE COMPREENDEM O SISTEMA DE PISO MISTO ESTUDADO.....	98
FIGURA 27- DIMENSIONAMENTO À FLEXÃO NO ELU X DIMENSIONAMENTO À FLEXÃO CONSIDERANDO ELS.....	109
FIGURA 28- COMPARAÇÃO DO CONSUMO DE AÇO EM FUNÇÃO DO VÃO PARA DIFERENTES GRAUS DE INTERAÇÃO.....	112

FIGURA 29- VARIAÇÃO DO CONSUMO DE AÇO EM FUNÇÃO DO GRAU DE INTERAÇÃO PARA VIGAS MISTAS COM LAJES MACIÇAS DE CONCRETO DE ESPESSURA 8 CM.....	113
FIGURA 30- VARIAÇÃO DA ALTURA DO PERFIL DE AÇO EM FUNÇÃO DO GRAU DE INTERAÇÃO PARA VIGAS MISTAS COM LAJES MACIÇAS DE CONCRETO DE ESPESSURA 8 CM.....	113
FIGURA 31- ACRÉSCIMO DE DESLOCAMENTOS PROPORCIONADO PELA VARIAÇÃO DO GRAU DE INTERAÇÃO AÇO-CONCRETO. COMPARAÇÃO ENTRE VALORES OBTIDOS E AQUELES FORNECIDOS POR MACHADO (2012).	114
FIGURA 32- CONSUMO DE AÇO EM FUNÇÃO DO VÃO PARA VIGAS MISTAS E VIGAS PURAMENTE METÁLICAS.....	116
FIGURA 33- RELAÇÃO ENTRE O MOMENTO RESISTENTE E O MOMENTO DE PLASTIFICAÇÃO DAS VIGAS METÁLICAS (INFLUÊNCIA DOS EFEITOS DE INSTABILIDADE).....	116
FIGURA 34- RELAÇÃO ENTRE O MOMENTO RESISTENTE E O MOMENTO ELÁSTICO DAS VIGAS METÁLICAS (INFLUÊNCIA DOS EFEITOS DE INSTABILIDADE).....	117
FIGURA 35- CONSUMO DE AÇO EM FUNÇÃO DO VÃO PARA VIGAS MISTAS E VIGAS PURAMENTE METÁLICAS.....	118
FIGURA 36- ALTURA NECESSÁRIA PARA VIGAS MISTAS E DE CONCRETO ARMADO DIMENSIONADAS PELO ESTADO LIMITE ÚLTIMO DE FLEXÃO.....	119
FIGURA 37- RELAÇÃO L/H NECESSÁRIA PARA VIGAS MISTAS E DE CONCRETO ARMADO DIMENSIONADAS NO ELU DE FLEXÃO.....	120
FIGURA 38- GEOMETRIA DAS SEÇÕES MISTA AÇO-CONCRETO E CONCRETO ARMADO OBTIDA NO DIMENSIONAMENTO AO MOMENTO FLETOR PARA VÃO DE 10 M.....	121
FIGURA 39- PESO PRÓPRIO DE VIGAS MISTAS E DE CONCRETO ARMADO PARA DIFERENTES VÃOS DE PROJETO.....	123

FIGURA 40- DIMENSIONAMENTO DE VIGAS MISTAS E DE CONCRETO ARMADO PELO ESTADO LIMITE DE SERVIÇO DE DEFORMAÇÕES EXCESSIVAS.....	124
FIGURA 41- RELAÇÕES L/H NECESSÁRIAS PARA VIGAS MISTAS E DE CONCRETO ARMADO DIMENSIONADAS PELO ELS DE DEFORMAÇÕES EXCESSIVAS.....	125
FIGURA 42- PESO PRÓPRIO DE VIGAS MISTAS E DE CONCRETO ARMADO PARA DIFERENTES VÃOS DE PROJETO.....	127
FIGURA 43- GEOMETRIA DAS SEÇÕES MISTA AÇO-CONCRETO E CONCRETO ARMADO OBTIDA NO DIMENSIONAMENTO PELO ELS PARA VÃO DE 10 M.....	127

LISTA DE TABELAS

TABELA 1- PROPRIEDADES MECÂNICAS DOS AÇOS DOS CONECTORES DE CISALHAMENTO.....	35
TABELA 2- CRITÉRIOS DE OBTENÇÃO DO COEFICIENTE R_G	37
TABELA 3- CRITÉRIOS DE OBTENÇÃO DO COEFICIENTE R_p	38
TABELA 4- PROPRIEDADES DOS MATERIAIS APLICADOS NOS ESTUDOS REALIZADOS.....	86
TABELA 5- ESPECTRO DE PERFIS METÁLICOS LAMINADOS CONSIDERADO.....	88
TABELA 6- COEFICIENTES DE PONDERAÇÃO DE AÇÕES SEGUNDO A ABNT NBR 8800/2008.....	103
TABELA 7- VIGAS MISTAS ANALISADAS EXCLUSIVAMENTE QUANTO A FLEXÃO SIMPLES NO ELU-FLEXÃO (COMBINAÇÕES NORMAIS).....	105
TABELA 8- VIGAS MISTAS DIMENSIONADAS PELO ELS (DEFORMAÇÕES EXCESSIVAS) E VERIFICADAS PELO ELU-FLEXÃO (COMBINAÇÕES NORMAIS).....	106
TABELA 9- VIGAS METÁLICAS DIMENSIONADAS PELO ELU-FLEXÃO (COMBINAÇÕES NORMAIS).....	107
TABELA 10- VIGAS METÁLICAS DIMENSIONADAS PELO ELU-DEFORMAÇÕES EXCESSIVAS E VERIFICADAS NO ELU-FLEXÃO (COMBINAÇÕES NORMAIS).....	107
TABELA 11- VIGAS DE CONCRETO ARMADO DIMENSIONADAS EXCLUSIVAMENTE PELO ELU-FLEXÃO.....	108
TABELA 12- VIGAS DE CONCRETO ARMADO DIMENSIONADAS PELO ELS-DEFORMAÇÕES EXCESSIVAS E VERIFICADAS PELO ELU-FLEXÃO (COMBINAÇÕES NORMAIS).....	108
TABELA 13- DESLOCAMENTOS VERTICAIS MÁXIMOS EM FUNÇÃO DA CONSIDERAÇÃO FEITA NO DIMENSIONAMENTO DAS VIGAS MISTAS.....	111

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO.....	24
1.1. JUSTIFICATIVA.....	27
1.2. OBJETIVOS.....	27
1.3. ESTRUTURA DO TRABALHO.....	28
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	30
2.1. CONECTORES DE CISALHAMENTO.....	30
2.2. VIGAS MISTAS.....	45
2.3. CARACTERÍSTICAS E FATORES RELEVANTES NO DIMENSIONAMENTO DE VIGAS MISTAS BIAPOIADAS SUJEITAS À FLEXÃO.....	71
2.4. COMPARAÇÕES ENTRE O DESEMPENHO À FLEXÃO DE VIGAS MISTAS E VIGAS DE CONCRETO ARMADO.....	74
2.5. LIGAÇÕES MISTAS.....	75
3. METODOLOGIA.....	85
3.1. VIGAS MISTAS.....	85
3.2. VIGAS PURAMENTE METÁLICAS.....	93
3.3. VIGAS DE CONCRETO ARMADO.....	94
3.4. CARGAS APLICADAS.....	97
3.5. VIGAS ANALISADAS.....	103
4. RESULTADOS.....	109
4.1. INFLUÊNCIA DOS DESLOCAMENTOS MÁXIMOS PERMITIDOS NO DIMENSIONAMENTO À FLEXÃO.....	109
4.2. INFLUÊNCIA DO GRAU DE INTERAÇÃO AÇO-CONCRETO NO DIMENSIONAMENTO DE VIGAS MISTAS.....	112
4.3. DIMENSIONAMENTO COMPARATIVO ENTRE VIGAS PURAMENTE METÁLICAS E VIGAS MISTAS.....	115
4.4. DIMENSIONAMENTO COMPARATIVO ENTRE VIGAS MISTAS E VIGAS DE CONCRETO ARMADO.....	118
5. CONCLUSÕES.....	128
ANEXO I- DIMENSIONAMENTO DE VIGAS METÁLICAS À FLEXÃO SIMPES (ABNT NBR 8800/2008).....	135

1.	VERIFICAÇÃO DA FLAMBAGEM LOCAL DA MESA (FLM).....	136
2.	VERIFICAÇÃO DA FLAMBAGEM LOCAL DA ALMA (FLA).....	138
3.	VERIFICAÇÃO DA FLAMBAGEM LATERAL COM TORÇÃO (FLT)	139

ANEXO II- DIMENSIONAMENTO DE VIGAS DE CONCRETO ARMADO

(SEÇÃO “T”) À FLEXÃO SIMPLES.....142

1.	CÁLCULO DA LARGURA DA MESA COLABORANTE (B_F).....	142
2.	CASO DE DIMENSIONAMENTO.....	143
3.	DIMENSIONAMENTO PARA $A \leq T_c$	144
4.	DIMENSIONAMENTO PARA $A > T_c$	146

APÊNDICE A- EXEMPLOS NUMÉRICOS DE DIMENSIONAMENTO DE

VIGAS MISTAS.....149

1.	VIGA MISTA COM INTERAÇÃO PARCIAL DIMENSIONADA PELO ELU-FLEXÃO (COMBINAÇÕES NORMAIS).....	149
2.	VIGA MISTA COM INTERAÇÃO TOTAL DIMENSIONADA PELO ELS-FLEXÃO (DEFORMAÇÕES EXCESSIVAS).....	154
3.	VIGA METÁLICA DIMENSIONADA PELO ELS-FLEXÃO (DEFORMAÇÕES EXCESSIVAS).....	165
4.	VIGA DE CONCRETO ARMADO DIMENSIONADA PELO ELS-FLEXÃO (DEFORMAÇÕES EXCESSIVAS).....	173

APÊNDICE B- TABELAS RESUMO DAS VIGAS DIMENSIONADAS.....181

1.	VIGAS MISTAS DIMENSIONADAS PELO ELU-FLEXÃO (COMBINAÇÕES NORMAIS).....	181
2.	VIGAS MISTAS DIMENSIONADAS PELO ELS-FLEXÃO (DEFORMAÇÕES EXCESSIVAS).....	183
3.	VIGAS METÁLICAS DIMENSIONADAS PELO ELU-FLEXÃO (COMBINAÇÕES NORMAIS).....	184
4.	VIGAS METÁLICAS DIMENSIONADAS PELO ELS-FLEXÃO (DEFORMAÇÕES EXCESSIVAS).....	185
5.	VIGAS DE CONCRETO ARMADO DIMENSIONADAS PELO ELU-FLEXÃO (COMBINAÇÕES NORMAIS).....	185

6. VIGAS DE CONCRETO ARMADO DIMENSIONADAS PELO ELU-FLEXÃO (COMBINAÇÕES NORMAIS).....	185
---	-----

1. INTRODUÇÃO

A associação do aço com o concreto é uma solução aplicada na construção civil já há muito tempo. Desde a publicação da ABNT NBR 8800/2008, que trata do projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto, o uso de estruturas mistas tem aumentado significativamente. A aplicação dos elementos mistos é focada em edifícios de múltiplos pavimentos, sejam estes comerciais, residenciais, hospitais, shopping centers ou escolas (CBCA, 2012).

O aumento do uso de estruturas mistas pode ser atribuído a vários fatores, sendo um dos principais a necessidade de grandes áreas livres nos pavimentos. Esta concepção gera implicações estruturais como maiores vãos para vigas e, conseqüentemente, maiores espaçamentos entre pilares e cargas verticais mais elevadas sobre os mesmos (NARDIN *et al.*, 2005).



FIGURA 1- EDIFÍCIO WT NAÇÕES UNIDAS (SÃO PAULO), EXECUTADO COM ELEMENTOS MISTOS DE CONCRETO E AÇO.
FONTE: REVISTA TÉCHNE (2008)

De acordo com definição de Mairal (2010), o sistema misto aço-concreto é aquele no qual um perfil de aço (laminado, soldado ou formado a frio) trabalha associado ao concreto, formando assim vigas, pilares, lajes e ligações mistas.

Campos (2006) ressalta em seu trabalho a importância de se diferenciar a definição de elemento estrutural misto do conceito de sistema estrutural híbrido. Conforme o autor, um elemento misto é caracterizado quando elementos de aço (perfis e chapas) trabalham associados ao concreto armado ou protendido, de modo a atender aos esforços solicitantes.

Já um sistema estrutural híbrido, segundo Campos (2006), é aquele que mistura dois ou mais tipos de material estrutural. Deste modo, é possível exemplificar um sistema híbrido na forma de um edifício com lajes mistas e vigas e pilares metálicos, ligados a um núcleo rígido de concreto armado.

Nardin *et al.* (2005) afirmam que o desenvolvimento das estruturas mistas incentivou o surgimento de sistemas híbridos, principalmente daqueles que combinam pilares de aço com vigas mistas e núcleos ou paredes de concreto que aumentam a estabilidade global da edificação.

Em livro publicado sobre estruturas mistas, Queiroz *et al.* (2001) destacam que o uso de sistemas mistos aumenta significativamente o espectro de soluções em concreto armado e em aço. O autor cita o exemplo de pilares mistos, onde é possível ampliar a contribuição do aço na resistência da peça, quando comparado a pilares similares de concreto armado. Há também o caso das vigas mistas, originadas da interligação de perfis metálicos de alma cheia a uma laje apoiada sobre os mesmos ou em sua parte inferior, aumentando significativamente a rigidez desta peça.

Torna-se possível, pela aplicação de estruturas mistas, explorar os melhores desempenhos de cada material (aço e concreto), tanto em elementos de barras, ou seja, vigas e pilares, como em lajes e ligações. Em situações onde são exigidos grandes vãos, as estruturas mistas proporcionam seções transversais reduzidas, o que acarreta em maior área livre nos pavimentos e redução de cargas verticais nas fundações (NARDIN *et al.*, 2005).

O projeto de edifícios em estruturas mistas também ganhou força devido aos avanços tecnológicos na produção de aço e concreto, bem como no desenvolvimento de equipamentos de maior porte que viabilizam a montagem e posicionamento de estruturas mistas. Além disso, a possibilidade de dispensar formas e escoramentos neste tipo de sistema e a maior precisão dimensional em relação ao concreto armado são atrativos consideráveis. Na comparação com as estruturas puramente metálicas, as estruturas mistas tornam-se competitivas a partir do momento em que reduzem o consumo de aço estrutural, substituindo-o em parte pelo concreto armado, que tem menor custo (NARDIN *et al.*, 2005).

Acrescenta-se ainda como uma vantagem das estruturas mistas em relação às estruturas de aço a redução das proteções contra incêndio necessárias, devido ao fato de o concreto atuar como uma espécie de capa protetora dos perfis de aço (QUEIROZ *et al.*, 2012).

Em se tratando do comportamento das estruturas mistas, este só é possível pela presença da interação entre aço e concreto. Esta interação pode acontecer por meios mecânicos (previsão de conectores de cisalhamento, mossas ou ressalto), por atrito (cantos reentrantes em formas de aço) ou por aderência simples e repartição de cargas (caso de pilares mistos submetidos apenas à força normal) (QUEIROZ *et al.*, 2012).

No que se refere à normatização, as vigas mistas foram introduzidas no Brasil em 1986, na primeira versão da ABNT NBR 8800. Já os pilares e as lajes mistas ganharam enfoque normativo à partir da publicação da ABNT NBR 14323/1999, que trata do dimensionamento de estruturas de aço em situação de incêndio. Com o início da vigência da segunda versão da ABNT NBR 8800/2008, esta norma passou a incorporar tanto vigas como lajes e pilares mistos, além das ligações mistas (QUEIROZ *et al.*, 2012).

1.1. JUSTIFICATIVA

Tendo em vista as características introduzidas a respeito de vigas mistas, torna-se interessante o entendimento de como a variação de alguns parâmetros de projeto influi no dimensionamento à flexão destas peças. Percebe-se, pela busca na literatura, uma necessidade de trabalhos que quantifiquem, de maneira objetiva, a interferência das flechas máximas e do grau de interação aço-concreto no consumo de aço e na altura mínima necessária.

Além disso, há que se considerar que outros tipos de solução estrutural estão disponíveis no mercado, como as vigas metálicas e as vigas de concreto armado. Por isso, realiza-se neste trabalho algumas comparações entre vigas mistas, metálicas e de concreto armado, no que se refere ao dimensionamento à flexão.

1.2. OBJETIVOS

1.2.1. Objetivo Geral

Este trabalho visa identificar e quantificar os aspectos mais relevantes no dimensionamento à flexão de vigas mistas de aço-concreto. As principais análises recaem sobre a interferência do grau de interação aço-concreto e dos deslocamentos máximos no consumo de aço estrutural e na altura mínima das peças.

1.2.2. Objetivos Específicos

Como objetivos específicos, busca-se levantar as principais recomendações normativas e práticas a respeito do tema no Brasil e em outros países. Assim, a partir destas referências, busca-se desenvolver um artifício de cálculo que possibilite

avaliar como varia o momento fletor resistente à partir de um espectro de condições de contorno do problema, como diferentes vãos e diferentes espessuras e níveis de interação aço-concreto. Outro objetivo é a análise comparativa do dimensionamento segundo o momento fletor resistente com aquele realizado segundo as deflexões máximas permitidas para as vigas mistas.

Além disso, almeja-se avaliar todos os parâmetros obtidos nestas análises das vigas mistas com o desempenho de vigas puramente metálicas e também de concreto armado, submetidas a condições de contorno similares. As vigas metálicas são confrontadas com as vigas mistas segundo o consumo de aço estrutural. Já as vigas de concreto têm seu desempenho contraposto com as peças mistas por comparações entre as alturas e pesos próprios dos elementos.

É importante destacar que há, em todos os objetivos acima destacados, o intuito de se simular as condições de uma estrutura pertencente a uma edificação convencional de escritórios. Isto é feito através dos carregamentos e geometria aplicados (lajes maciças, conectores tipo “Pino com Cabeça”, presença de paredes de alvenaria, sobrecarga adequada aplicada sobre as lajes).

1.3. ESTRUTURA DO TRABALHO

Quanto à divisão do conteúdo deste trabalho, encontra-se uma estrutura fragmentada em quatro capítulos principais. São eles a Revisão Bibliográfica, a Metodologia, a Apresentação e Análise dos Resultados e as Conclusões Finais.

Na revisão da literatura abordam-se os conhecimentos até aqui produzidos por autores diversos sobre os temas Conectores de Cisalhamento, Vigas Mistas e Ligações Mistas.

Já o capítulo denominado Metodologia expõe todas as considerações feitas para a produção dos resultados analisados. Estão inclusos nesta seção todo o procedimento usado para o dimensionamento das vigas análogas em aço e em concreto armado. É importante ressaltar que os exemplos numéricos dos dimensionamentos realizados encontram-se na seção de Apêndices.

Na sequência da exposição da Metodologia relatam-se os Resultados obtidos diretamente na forma de gráficos, tabelas e figuras ilustrativas. A discussão a respeito das comparações e dos valores gerados é feita neste mesmo capítulo.

De forma a resumir, enfatizar e colocar lado a lado com a literatura todas as análises realizadas, as Conclusões são devidamente colocadas.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1. CONECTORES DE CISALHAMENTO

No manual técnico publicado pelo CBCA, Queiroz *et al.* (2012) afirmam que, mesmo podendo atingir valores elevados, a aderência entre o concreto e o aço não é levada em conta nos cálculos devido ao comportamento pouco dúctil e baixa confiabilidade deste tipo de ligação. Por isso, exceto em alguns casos especiais como o de pilares mistos sujeitos apenas à força normal, é necessário o uso de conectores de cisalhamento, de forma a caracterizar um sistema misto e uniformizar as deformações.

Alva (2000) define os conectores de cisalhamento como mecanismos responsáveis pela ligação entre o elemento de aço e a laje de concreto, tendo a função de evitar o escorregamento entre ambos. Além disso, são responsáveis por evitar o fenômeno conhecido como *uplift* (separação vertical entre a laje de concreto e o perfil de aço) (TRISTÃO & NETO, 2005).

Queiroz *et al.* (2012) dá o exemplo do conjunto formado por uma viga de aço e uma laje de concreto em sua face superior, fletidos por uma carga uniformemente distribuída, sem a existência de conectores de cisalhamento entre os elementos: a fibra inferior da laje de concreto será tracionada e a fibra superior da viga de aço será comprimida, havendo um escorregamento relativo entre estas duas fibras. Cada elemento suportará parcelas de carga diferentes e o momento resistente será dado pela soma dos momentos resistentes da viga de aço e da laje de concreto.

Caso o conjunto exemplificado no parágrafo anterior sofra a adição de conectores de cisalhamento de rigidez infinita, os elementos passam a se deformar de maneira conjunta, onde as seções transversais da viga mista permanecem planas e existe somente uma linha neutra. Neste caso o momento resistente passa a ser o binário formado pelas resultantes de compressão no concreto e de tração no

aço, o qual será maior que o somatório citado no parágrafo anterior (QUEIROZ *et al.*, 2012).

Queiroz *et al.* (2012) também alerta para uma situação intermediária a ser considerada, em que os elementos de conexão não são suficientemente rígidos para evitar escorregamentos consideráveis na seção. A interação, então, será chamada de parcial, e haverá duas linhas neutras na seção transversal. Por razões econômicas, o autor relata ser este o tipo de interação mais adotada em projeto. A FIGURA 2 ilustra de maneira simplificada o comportamento de vigas mistas conforme o tipo de interação.

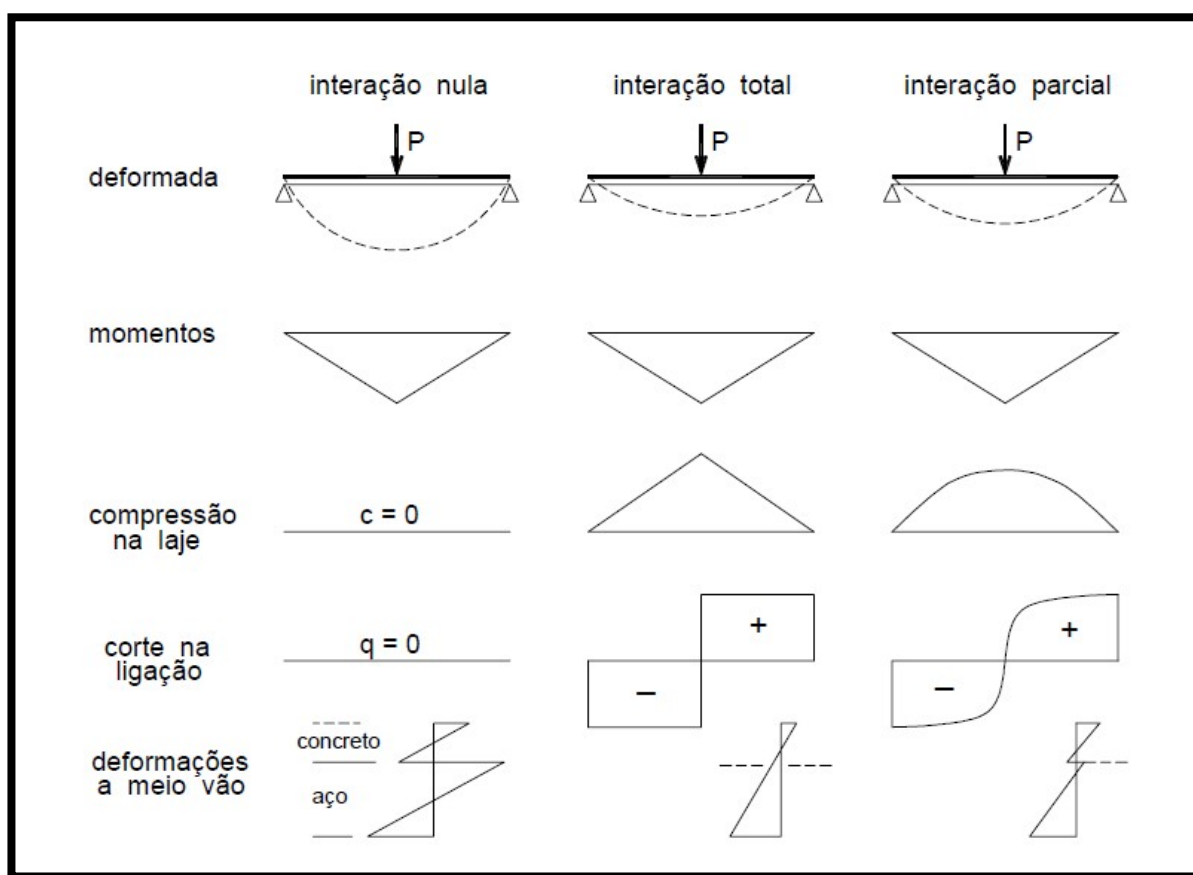


FIGURA 2- TIPOS DE INTERAÇÃO POSSÍVEIS ENTRE O PERFIL DE AÇO E A LAJE DE CONCRETO NUMA VIGA MISTA.
FONTE: ALVA (2000)

A principal propriedade estrutural dos conectores de cisalhamento é a relação entre a força (F) e o escorregamento relativo (s) a que estão submetidos. Sendo assim, os conectores podem ser flexíveis ou rígidos, dependendo da capacidade de restrição ao escorregamento que possuem (ALVA, 2000).

Os conectores flexíveis são os mais utilizados, e proporcionam uma ruptura mais dúctil à peça formada pelo sistema misto. São exemplos destes conectores os pinos com cabeça (studs), os perfis “U” laminados, os espirais e os pinos com gancho. Já a categoria dos conectores rígidos engloba, dentre outros tipos, as barras com alça (ALVA, 2000).

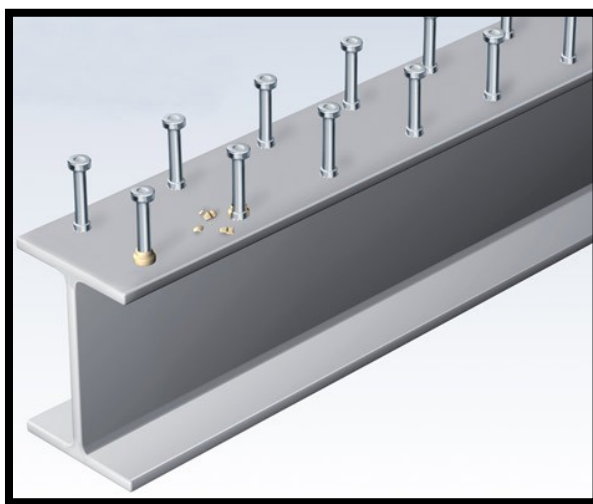


FIGURA 3- VIGA METÁLICA DOTADA DE CONECTORES DE CISALHAMENTO FLEXÍVEIS DO TIPO PINO COM CABEÇA (STUD)
FONTE: G.S.A S/A (2014)

Na ABNT NBR 8800/2008, especifica-se os parâmetros de resistência e disposições construtivas dos pinos com cabeça e dos perfis U laminados e formados a frio.

Os pinos com cabeça são elementos que surgiram nos anos 40, projetados para funcionarem simultaneamente como eletrodos de solda e como conectores de cisalhamento. Suas dimensões são padronizadas, e o diâmetro utilizado pelas obras civis é de 19 mm. (QUEIROZ *et al.*, 2012)

Através da apresentação de estudos anteriores, Alva (2000) traz exemplos de comportamentos deformacionais e de ruptura apresentados por alguns tipos de conectores. Para os conectores do tipo pino com cabeça, o gráfico “escorregamento x força”, gerado por Oehlers & Coughlan (1986), demonstra um patamar dúctil anterior à ruptura do elemento (FIGURA 4). Neste gráfico, os valores de S_u e S_r dependem do diâmetro do conector e da resistência à compressão do concreto.

No caso de conectores do tipo chapa dobrada, Malite (1993) verificou que a principal variável que afetou a resistência da conexão entre perfil de aço e laje de concreto foi a espessura da chapa do conector.

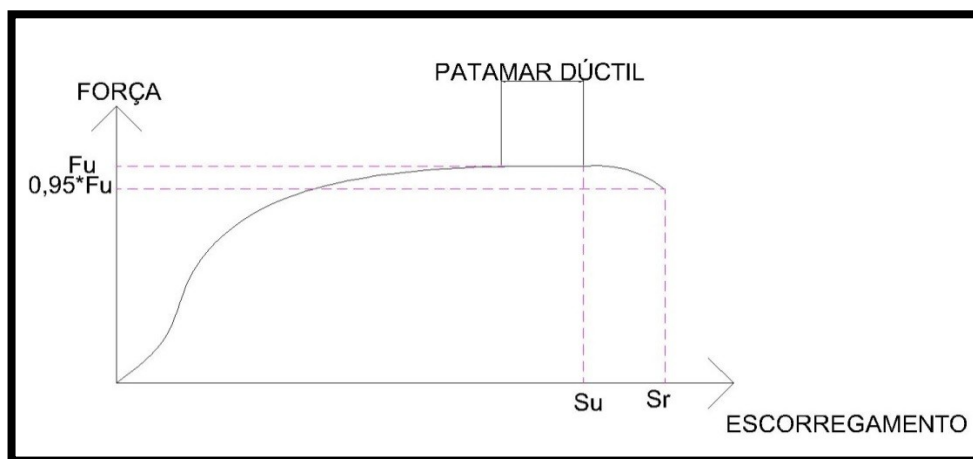


FIGURA 4- GRÁFICO FORÇA X ESCORREGAMENTO PRODUZIDO À PARTIR DOS ESTUDOS E OEHLERS & COUGHLAN (1986), MOSTRANDO O PATAMAR DÚCTIL ANTERIOR À RUPTURA DO CONECTOR TIPO PINO COM CABEÇA (STUD).
ADAPTADO DE ALVA (2000)

A importância dos conectores de cisalhamento é verificada no estudo do colapso do sistema misto, que ocorre geralmente quando o material do conector atinge a ruptura. Esta ruptura é proporcionada por uma redução gradual da resistência e da rigidez do concreto da área de compressão triaxial (também denominada zona de influência), situada imediatamente à frente do conector. Devido à fissuração ocasionada pela aplicação de uma força concentrada pelo conector sobre o concreto, perde-se resistência e rigidez do concreto nesta área (TRISTÃO & NETO, 2005).

Frente à isso, podem existir três tipos de fissuração na laje que sofre a ação do conector: a fissuração por fendilhamento, a fissuração por rasgamento e a fissuração normal às bielas de compressão. As fissuras por rasgamento são aquelas que propagam-se nas laterais do conector, e geralmente não possuem grande importância na resistência do conjunto quando surgem paralelamente à zona de influência. Já as fissuras por fendilhamento têm sua propagação associada à diminuição da resistência à compressão triaxial na zona de influência, sendo nocivas ao comportamento estrutural do sistema misto, uma vez que levam à ruptura do conector (TRISTÃO & NETO, 2005).

O uso de armadura transversal na laje de concreto é uma alternativa que pode limitar a propagação de fissuras por fendilhamento. Todavia deve-se salientar que este tipo de armadura não evita o fenômeno de fendilhamento. Pela FIGURA 5 é possível visualizar os três tipos de fissuração comuns no concreto em áreas com a presença de conectores de cisalhamento (TRISTÃO & NETO, 2005).

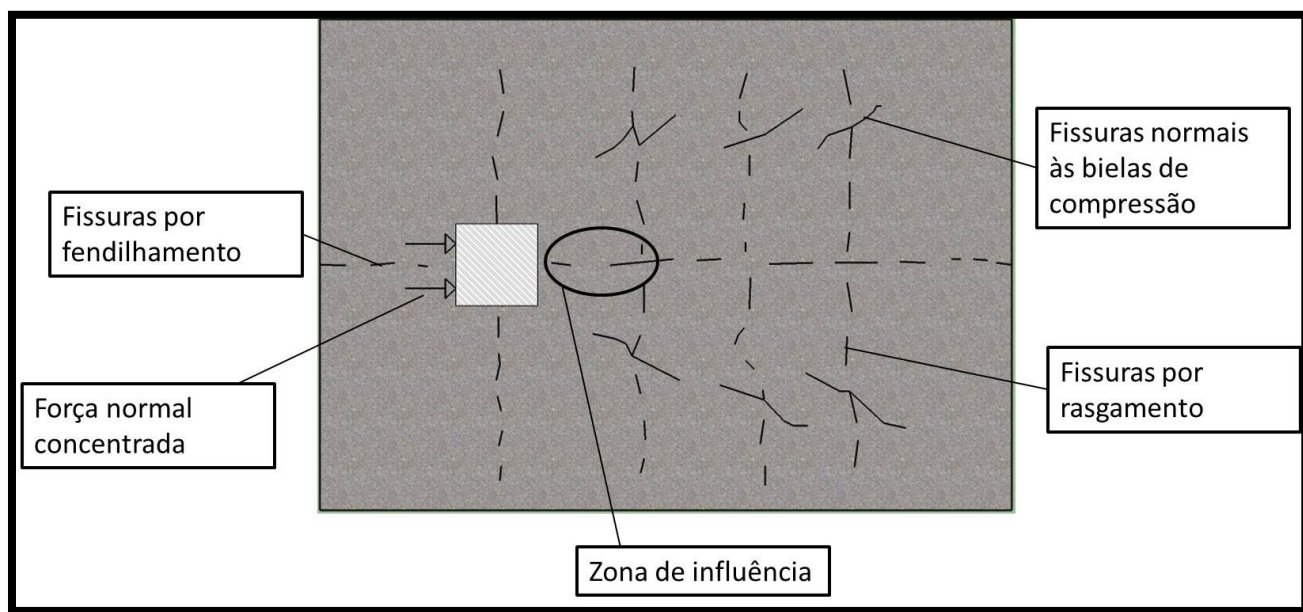


FIGURA 5- TIPOS DE FISSURAÇÃO NA LAJE DE CONCRETO PELA AÇÃO DO CONECTOR DE CISALHAMENTO.
ADAPTADO DE TRISTÃO & NETO (2005)

2.1.1. Dimensionamento dos Conectores de Cisalhamento

Tendo em vista as principais características citadas para os conectores de cisalhamento, colocam-se aqui as recomendações da ABNT NBR 8800/2008 e da norma ANSI/AISC 360-05 para a determinação da resistência mecânica de conectores tipo “pino com cabeça”.

A ABNT NBR 8800/2008 considera, no anexo “O”, o procedimento para o cálculo da capacidade resistente dos conectores de cisalhamento. Além disso, esta normativa também expõe limitações quanto à disposição geométrica e quanto às dimensões destes elementos.

2.1.1.1. Resistência de cálculo dos conectores tipo “pino com cabeça”

Para a determinação da resistência de cálculo dos conectores de cisalhamento, conforme a ABNT NBR 8800/2008, é necessária a estimativa do valor do módulo de elasticidade secante do concreto (E_{cs}) da laje associada. Isto pode ser feito a partir da Equação (1).

$$E_{cs} = 0,85 \cdot 5600 \cdot \sqrt{f_{ck}} \quad \text{Equação (1)}$$

Além disso, no caso dos conectores tipo “pino com cabeça”, há certa padronização quanto às características do aço que compõe os Studs (TABELA 1).

TABELA 1- PROPRIEDADES MECÂNICAS DOS AÇOS DOS CONECTORES DE CISALHAMENTO

AÇO	ASTM A-108 GRAU 1020
RESISTÊNCIA À TRAÇÃO	415 Mpa
LIMITE DE ESCOAMENTO	345 Mpa
ALONGAMENTO (% EM 50MM)	MÍNIMO 20%
REDUÇÃO DE ÁREA	MÍNIMO 50%

ADAPTADO DE QUEIROZ ET. AL (2012)

Frente ao que é exposto acima, e dado um conector totalmente embutido na laje de concreto e diretamente apoiado sobre a mesa superior da viga de aço, sua resistência é dada pela Equação (2).

$$Q_{rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{0,5 \cdot A_{cs} \cdot \sqrt{E_{cs} \cdot f_{ck}}}{\gamma_{cs}} \\ \frac{R_g \cdot R_p \cdot A_{cs} \cdot f_{ucs}}{\gamma_{cs}} \end{array} \right. \quad \text{Equação (2)}$$

Onde:

Q_{rd} : Força resistente de cálculo de um conector de cisalhamento tipo “pino com cabeça”;

A_{cs} : Área da seção transversal do conector;

γ_{cs} : Coeficiente de ponderação da resistência do conector (1,25 para combinações últimas normais e 1,10 para combinações excepcionais);

E_{cs} : Módulo de elasticidade secante do concreto;

f_{ucs} : resistência à ruptura do aço do conector;

R_g : Coeficiente para consideração da atuação do grupo de conectores, obtido de acordo com a TABELA 2;

R_p : Coeficiente para ponderação da posição do conector (conforme a TABELA 3).

TABELA 2- CRITÉRIOS DE OBTENÇÃO DO COEFICIENTE R_g

R_g	Situação
1,00	- Para um conector soldado em uma nervura da forma de aço perpendicular ao perfil de aço;

	<ul style="list-style-type: none"> - Qualquer número de conectores em uma linha soldados diretamente no perfil de aço; - Para qualquer número de conectores em uma linha soldados através de uma nervura da forma de aço paralela ao perfil de aço, com relação b_f/h_f superior a 1,5.
0,85	<ul style="list-style-type: none"> - Dois conectores soldados em nervura da forma de aço paralela ao perfil de aço; - Um conector soldado através de uma nervura paralela ao perfil de aço e com relação b_f/h_f inferior a 1,5.
0,70	<ul style="list-style-type: none"> - Três ou mais conectores soldados em uma nervura de forma de aço perpendicular ao perfil de aço.

ADAPTADO DE QUEIROZ ET AL. (2012)

TABELA 3- CRITÉRIOS DE OBTENÇÃO DO COEFICIENTE R_p

R_p	Situação
1,00	<ul style="list-style-type: none"> - Conectores soldados diretamente no perfil de aço; - Quando há nervuras paralelas ao perfil de aço e pelo menos 50% da largura da mesa superior estiver em contato direto com o concreto.
0,75	<ul style="list-style-type: none"> - Conectores soldados em uma laje mista com nervuras perpendiculares ao perfil de aço e e_{mh} maior ou igual a 50mm;

	- Conectores soldados através de forma de aço e embutidos em uma laje mista de nervuras paralelas ao perfil de aço.
0,60	- Conectores soldados em uma laje mista com nervuras perpendiculares ao perfil de aço e e_{mh} menor que 50mm;

ADAPTADO DE QUEIROZ ET AL. (2012)

A **FIGURA 6** apresenta o procedimento para a obtenção de e_{mh} que, conforme a ABNT NBR 8800/2008, é a distância da borda do fuste do conector à alma da nervura da forma de aço, medida à meia altura da nervura e no sentido da força cortante que atua no conector.

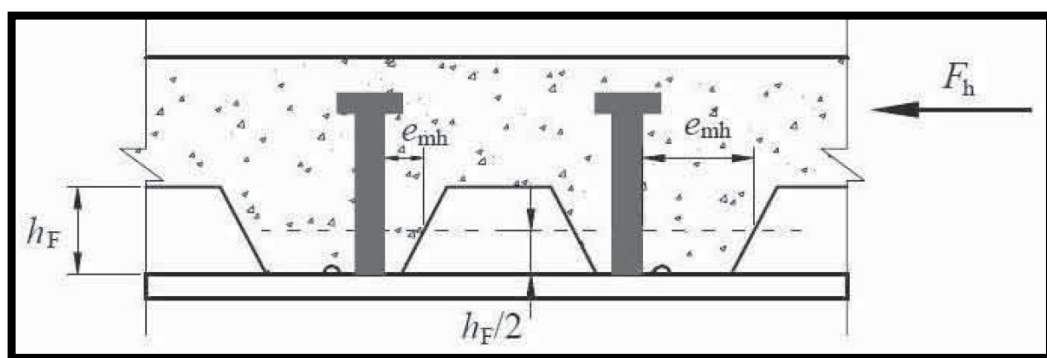


FIGURA 6- OBTENÇÃO DA DISTÂNCIA E_{MH} .
FONTE: QUEIROZ ET.AL (2012)

2.1.1.2. Localização e espaçamento dos conectores de cisalhamento

A norma brasileira exige que os conectores de cisalhamento sejam suficientes para a dissipação da força de cisalhamento horizontal, atuante entre os pontos de momento fletor máximo positivo e de momento fletor nulo na viga mista.

Especificamente para seções com cargas concentradas, tais conectores deverão ser uniformemente espaçados e o número mínimo de conectores situados entre a carga pontual e a seção adjacente de momento nulo é dado pela Equação (3).

$$n_p = n * \left(\frac{M_{P,Sd} - M_{a,Rd}}{M_{sd} - M_{a,Rd}} \right) \quad \text{Equação (3)}$$

Onde:

n_p : Número mínimo de conectores de cisalhamento entre a seção de momento fletor máximo positivo e a seção de momento nulo.

$M_{P,Sd}$: Momento fletor solicitante de cálculo na seção de carga concentrada (valor menor que o do momento resistente de cálculo máximo).

$M_{a,Rd}$: Momento fletor resistente de cálculo da viga de aço isolada, para o estado limite de Flambagem Lateral da Alma (calculado conforme item 5.4 da ABNT NBR 8800/2008).

M_{sd} : Momento fletor solicitante de cálculo máximo.

n : Número de conectores de cisalhamento a serem colocados entre a seção de momento fletor máximo positivo e a seção de momento nulo.

Os espaçamentos máximos e mínimos determinados pela ABNT NBR 8800/2008 são ilustrados pela **FIGURA 7** e pela **FIGURA 8**, adaptadas às orientações escritas da referida norma técnica.

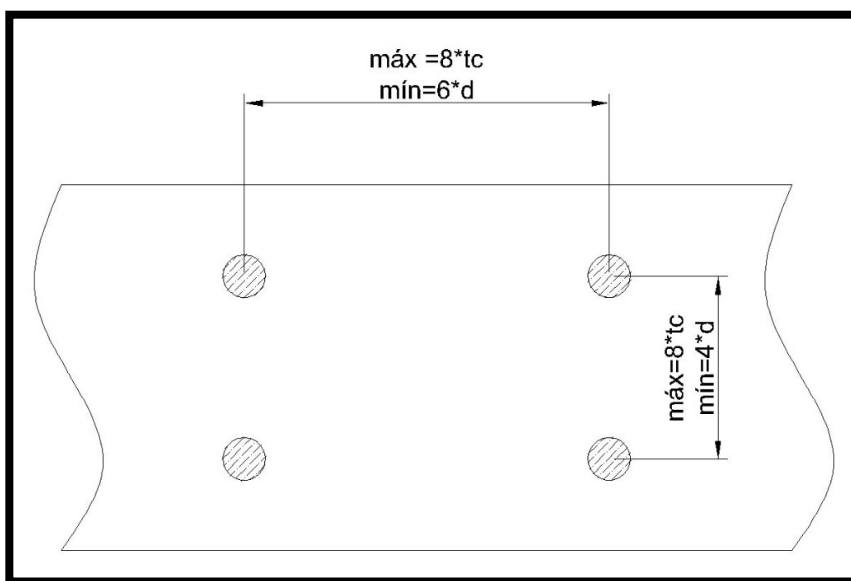


FIGURA 7- ESPAÇAMENTOS MÁXIMOS E MÍNIMOS ENTRE CENTROS DE CONECTORES PARA LAJES MACIÇAS E LAJES COM FORMA DE AÇO INCORPORADA COM NERVURAS PARALELAS AO PERFIL DE AÇO.

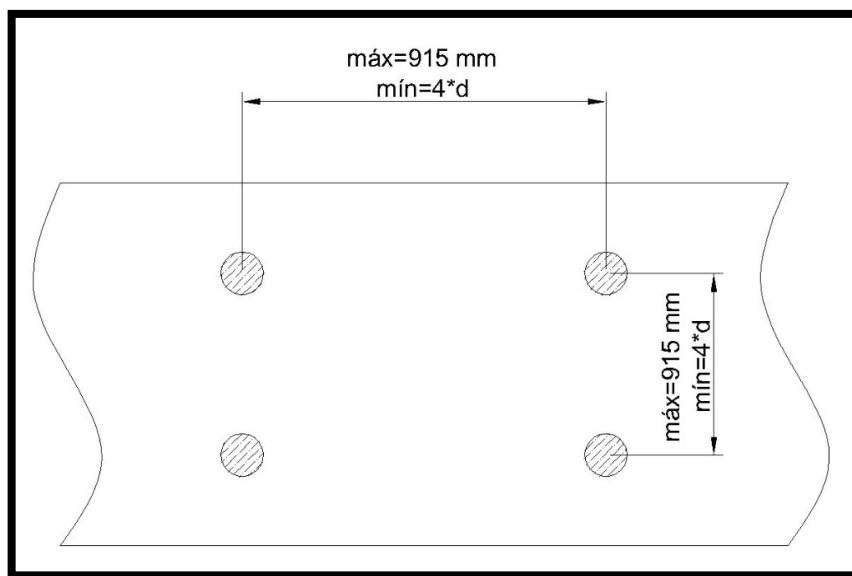


FIGURA 8- ESPAÇAMENTOS MÁXIMOS E MÍNIMOS ENTRE CENTROS DE CONECTORES PARA LAJES COM FORMA DE AÇO INCORPORADA COM NERVURAS PERPENDICULARES AO PERFIL DE AÇO.

Outras limitações complementares dizem respeito à relação entre o diâmetro dos pinos com cabeça e a espessura da mesa do perfil metálico sobre a qual estão soldados. O diâmetro do conector tipo stud não pode ultrapassar duas vezes e meia a espessura da mesa em questão.

Além disso, deve-se também respeitar um cobrimento lateral mínimo de 25 mm, a não ser no caso de conectores colocados em nervuras de fôrmas de aço.

2.1.2. Considerações adicionais da Norma ANSI/AISC 360-05

Os métodos de cálculo de resistências e os requisitos quanto à disposição dos conectores ao longo do trecho considerados explicitados pela norma norte-americana ANSI/AISC 360-05 são os mesmos já apresentados para a ABNT NBR 8800/2008. Contudo, algumas considerações adicionais feitas por esta norma são válidas para o melhor entendimento dos requisitos da normatização brasileira para os conectores de cisalhamento.

2.1.2.1. Fixação dos conectores de cisalhamento no caso de lajes com forma de aço incorporada

Em se tratando dos conectores de cisalhamento tipo stud, quando estes são utilizados juntamente com lajes com forma de aço incorporada, estes devem ser soldados diretamente através da forma de aço ou por meio de furos predispostos nesta forma. O procedimento que tem sido mais usual é a ligação por solda diretamente na forma de aço da laje (ANSI/AISC 360-05).

2.1.2.2. Disposição dos conectores

Testes feitos em vigas mistas indicaram que dois modelos de disposição possuem aproximadamente a mesma resistência última e a mesma deflexão acumulada sob o efeito de cargas pontuais. O primeiro modelo referido é aquele em que o espaçamento dos conectores é dado de acordo com a intensidade do cisalhamento longitudinal. Já o segundo modelo se trata da configuração onde os conectores são espaçados uniformemente (ANSI/AISC 360-05).

Quando se submete os conectores a cargas distribuídas, ressalta-se que é necessária uma pequena deformação no concreto próximo aos conectores mais solicitados para que o cisalhamento seja redistribuído aos conectores até então menos solicitados (ANSI/AISC 360-05).

Há que se considerar também que conectores stud não alocados diretamente sobre a alma da viga metálica tendem a causar o rasgamento de uma mesa pouco espessa antes de atingirem toda a sua capacidade resistente. Para conter este efeito, recomenda-se limitar o diâmetro do conector a 2,5 vezes a espessura da mesa. Entretanto, na prática, é comum que se faça opção apenas por perfis metálicos cujas mesas sejam mais espessas que o diâmetro do conector dividido por 2,5 (ANSI/AISC 360-05).

Quanto ao espaçamento entre os pinos stud (FIGURA 9), a ANSI/AISC 306-05 atribui o espaçamento longitudinal mínimo de seis diâmetros como produto de estudos a respeito do desenvolvimento dos planos de cisalhamento. O espaçamento transversal mínimo de quatro diâmetros é explicado pela normativa norte-americana pelos modelos adotados na maioria dos ensaios que basearam a produção da norma, cujo padrão foi a utilização de espaçamento transversal de quatro diâmetros.

Em perfis metálicos cujas mesas são estreitas, é possível que se faça o escalonamento dos conectores em linhas onde o espaçamento entre as mesmas seja de, no mínimo, seis diâmetros. Já quando se utiliza formas de aço nervuradas com nervuras paralelas ao eixo longitudinal da viga e o projeto exige mais conectores do que se pode colocar, a forma de aço pode ser dividida de modo que se obtenha o espaçamento exigido para a instalação dos conectores (ANSI/AISC 360-05).

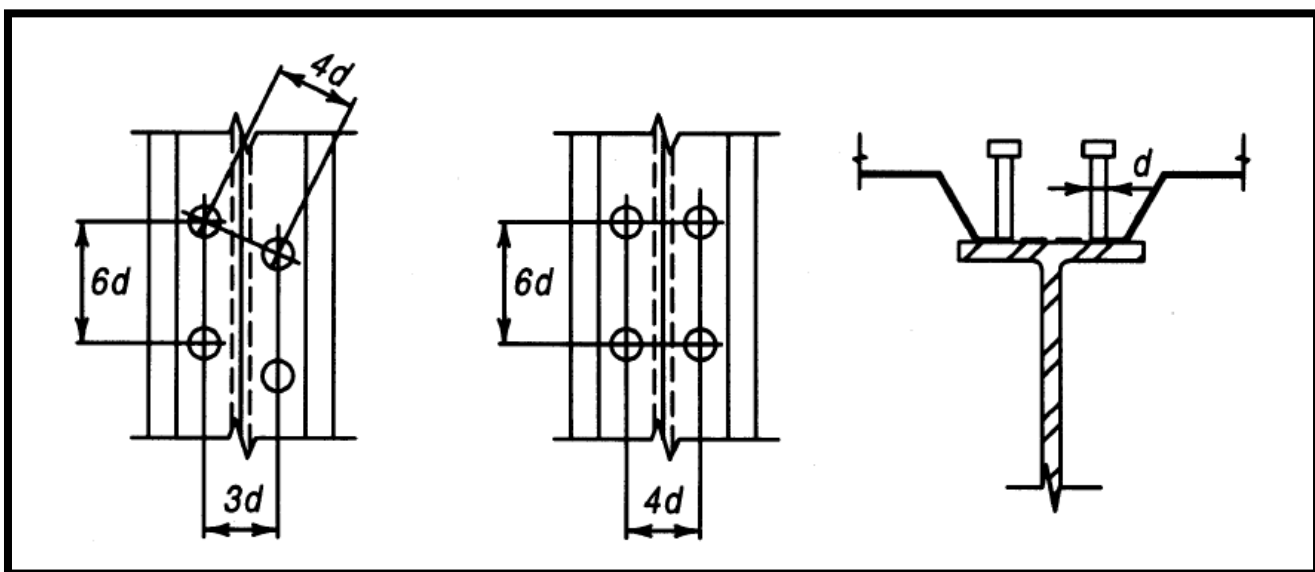


FIGURA 9- ARRANJOS POSSÍVEIS PARA OS CONECTORES DE CISALHAMENTO (STUDS) CONFORME A NORMA ANSI/AISC 360-05.
FONTE: ANSI/AISC 360-05

2.1.2.3. Transferência de cargas em regiões de momentos negativos

No cálculo da resistência à flexão de vigas mistas sujeitas a momentos fletores negativos, podem ser computadas armaduras presentes na laje de concreto que sejam paralelas à viga e estejam dentro dos limites estabelecidos pela largura efetiva da laje. Tal armadura pode ser considerada desde que as barras estejam devidamente ancoradas além da região de momento negativo. Sendo assim, conectores de cisalhamento são necessários para transferir a tração última da armadura da laje para a viga de aço (ANSI/AISC 360-05).

2.1.2.4. Resistência de conectores de cisalhamento tipo stud (pino com cabeça)

Estudos a respeito de conectores de cisalhamento soldados diretamente em lajes com forma de aço incorporada (*steel deck*) são citados pela norma ANSI/AISC 360-05 para explicar o uso dos coeficientes R_g e R_p . Estes coeficientes levam em conta o efeito da atuação de grupos de conectores e da posição do conector, respectivamente.

A maioria das formas de aço para lajes aplicadas em construções hoje em dia contam com enrijecedores no meio de cada nervura. Em virtude da presença de tais enrijecedores, os conectores precisam ser soldados fora do centro das nervuras.

Estudos a respeito disso têm mostrado que os pinos stud comportam-se de maneira diferenciada dependendo de sua posição na nervura da forma, havendo posições mais favoráveis e outras mais desfavoráveis, conforme a FIGURA 10.

Tais estudos indicam que o valor máximo para a resistência dos conectores tipo pino com cabeça soldados através da forma de aço nervurada está na ordem de $0,7$ a $0,75 F_u A_{sc}$. Conectores situados em posições desfavoráveis levam a resistências tão baixas quanto $0,5* F_u A_{sc}$ (ANSI/AISC 360-05).

A posição mais favorável é aquela na qual, de acordo com o sentido da resultante de cisalhamento longitudinal, há a máxima espessura possível de concreto resistente na região do conector. Já a localização mais desfavorável é aquela na qual se posiciona o conector na extremidade cuja espessura de concreto resistente é mínima (ANSI/AISC 360-05)

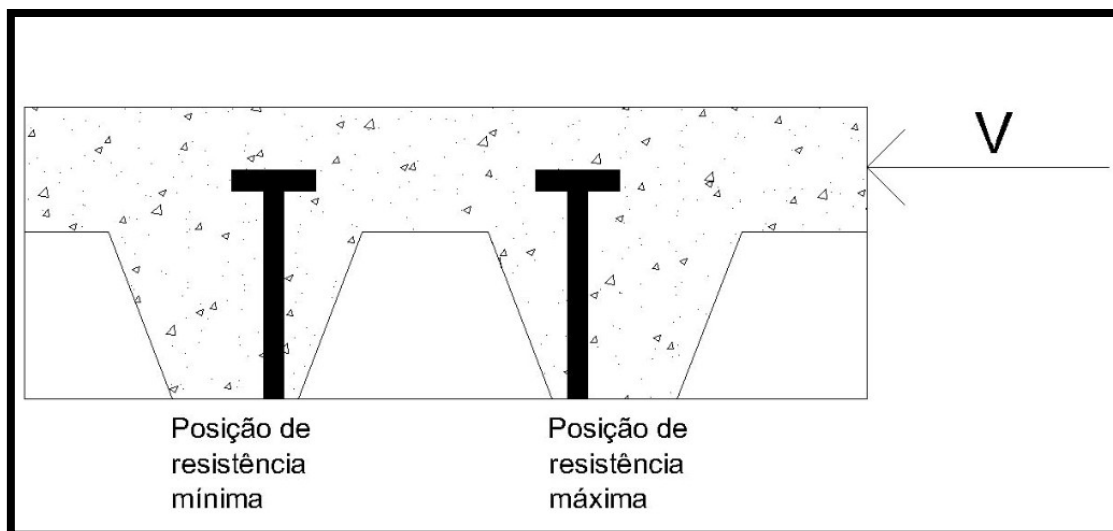


FIGURA 10- VARIAÇÃO DA RESISTÊNCIA DO CONECTOR DE ACORDO COM SUA POSIÇÃO NA NERVURA DA LAJE COM FORMA DE AÇO INCORPORADA. ADAPTADO DE ANSI/AISC 360-05

2.2. VIGAS MISTAS

Segundo Johnson (1994), para vãos maiores de 10 m, principalmente em situações onde não existem maiores problemas quanto à susceptibilidade do aço à ação do fogo, o uso de vigas de aço se torna mais econômico se comparado ao concreto armado.

Nas primeiras utilizações das vigas de aço, estas eram projetadas para suportar todo o peso do concreto proveniente dos pisos. Entretanto, por volta de 1950, com o desenvolvimento dos conectores de cisalhamento, foi possível associar o perfil de aço à laje de concreto, obtendo-se então o efeito de viga “T”, já previamente conhecido para estruturas usuais de concreto armado (JOHNSON, 1994).

Para a ABNT NBR 8800/2008, os perfis de aço usuais em vigas mistas são os perfis I. Contudo, também é possível a utilização de perfis tubulares ou retangulares, desde que adaptados. O dimensionamento de vigas mistas é tratado no Anexo O da norma brasileira de projeto de estruturas de aço, e a ênfase maior é dada para as peças estruturais compostas por perfis de aço de alma cheia (perfis I).

Em relação à laje de concreto, esta pode ser moldada *in loco* ou suportada por uma forma de aço logo acima do perfil metálico da viga. Em ambas as situações, a conexão mecânica entre os elementos de concreto e aço deve ser prevista através dos conectores de cisalhamento (ABNT NBR 8800/2008).

Em uma viga mista, os elementos de concreto e aço devem formar um conjunto que resista à flexão no plano que passa pelos centros geométricos das mesas do perfil de aço (QUEIROZ *et al.*, 2012).

Alguns fatores podem interferir na capacidade resistente de vigas mistas sujeitas à flexão. São eles a espessura da laje de concreto, a resistência à compressão do concreto aplicado, o tipo de aço do perfil metálico, o tipo de interação proporcionada pelos conectores de cisalhamento e a existência ou não de escoramento no momento de concretagem das lajes (KIRCHOFF & NETO, 2005).

Dos fatores acima relacionados, alguns serão abordados com mais detalhe nos itens a seguir. Outras características intervenientes importantes, não citadas por Kirchoff & Neto (2005), também receberão atenção especial no que segue.

2.2.1. Tipos de Vigas Mistas

No que diz respeito aos tipos mais usuais de vigas mistas utilizadas em projetos estruturais, o perfil de aço pode estar totalmente, parcialmente ou pode não estar embutido na laje de concreto adjacente. Quando não embutido na laje de concreto, o perfil de aço se localiza imediatamente abaixo da face inferior da laje, seja ela de face plana ou com forma de aço incorporada (ALVA, 2000).

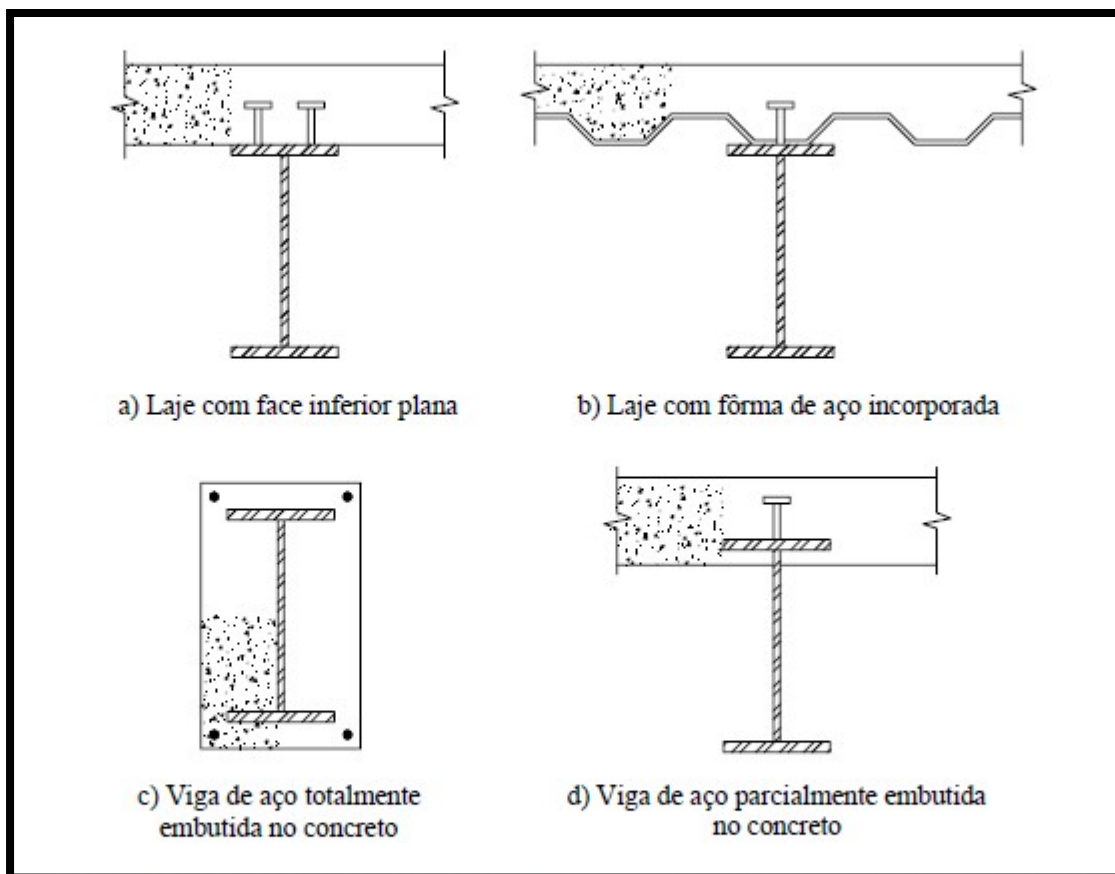


FIGURA 11- CONFIGURAÇÕES POSSÍVEIS PARA VIGAS MISTAS.
 FONTE: ALVA (2000)

2.2.2. Tipos de interação aço-concreto

O dimensionamento de vigas mistas à flexão é influenciado principalmente pela maneira como é designada a interação (nível da ligação) aço-concreto. Conforme já explicado no item que trata dos conectores de cisalhamento, assume-se, quando da caracterização de um sistema misto, que podem haver dois tipos de interação: parcial ou total. Pela FIGURA 2, na página 31, é possível um melhor entendimento dos tipos de interação possíveis (ALVA, 2000).

Quando se assume a interação completa (ou total) para determinada viga mista, parte-se do princípio que as seções permanecem planas após a ocorrência de deformações. Isso quer dizer que não há afastamento horizontal nem afastamento

vertical relativo entre aço e concreto. Na interação parcial, o escorregamento relativo afeta a distribuição de tensões na seção mista, bem como a distribuição do diagrama de fluxo de cisalhamento horizontal. Tal fato tem por consequência a alteração das deformações na seção transversal (ALVA, 2000).

2.2.3. Vínculos possíveis em vigas mistas

Pela ABNT NBR 8800/2008 é possível se realizar o dimensionamento de vigas mistas com três tipos diferentes de vinculação em seus apoios: vigas biapoiadas, vigas contínuas e vigas semicontínuas. Estes três tipos de consideração são ilustrados pela FIGURA 12.

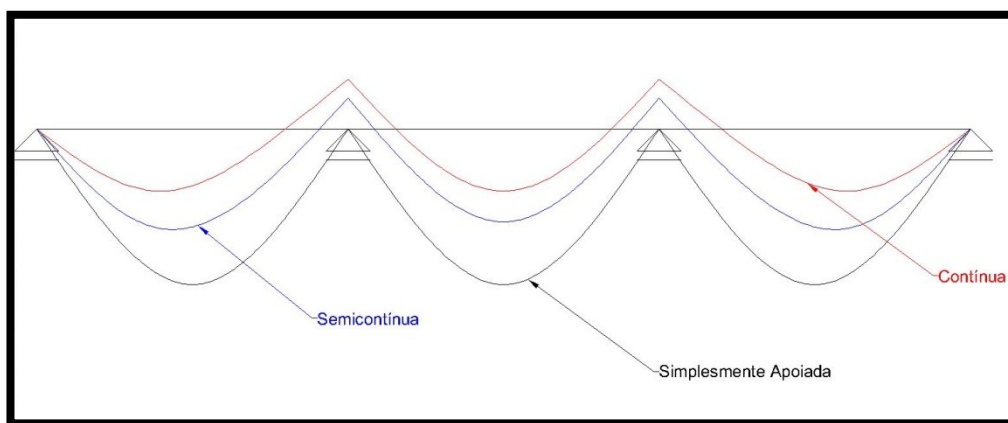


FIGURA 12- DIAGRAMAS DE MOMENTOS FLETORES DE ACORDO COM O GRAU DE CONTINUIDADE NOS APOIOS.

As vigas biapoiadas ou simplesmente apoiadas apresentam maior eficiência do ponto de vista do aproveitamento da capacidade resistente de cada material que compõe o sistema misto. Quando carregada por ações gravitacionais, este tipo de viga é solicitado apenas por momentos fletores positivos, para os quais o aço trabalha predominantemente à tração e o concreto sofre compressão (ALVA, 2000).

Para as vigas contínuas, a existência de momentos fletores solicitantes negativos reduz bastante a eficiência do sistema. Contudo existem vantagens significativas como a redução dos esforços e da deslocabilidade, além do aumento da estabilidade global da estrutura (ALVA, 2000).

Já vigas semicontínuas são aquelas onde o perfil de aço não possui continuidade total nos apoios, devido à presença de ligações de resistência parcial, as quais são tratadas no Anexo R da ABNT NBR 8800/2008 (ABNT NBR 8800/2008).

2.2.4. Largura efetiva da laje de concreto

Quando a estrutura mista sofre deformação, tensões de compressão são mobilizadas ao longo da laje de concreto, mas isso não ocorre de maneira uniforme. As tensões tendem a ser maiores sobre o eixo da viga e têm seu valor reduzido à medida que se afasta deste eixo, já que as deformações na laje nos trechos mais distantes do centro da viga não acompanham as deformações do trecho que está sobre o perfil metálico (CARDOSO, 2006).

O cisalhamento longitudinal na laje gera tensões cisalhantes neste plano, havendo a consequência de que as seções transversais não permanecem planas na viga mista quando a mesma é carregada. Por isso, as tensões de compressão devidas à flexão variam ao longo da laje, assim como demonstrado pela **FIGURA 13** (JOHNSON, 1994).

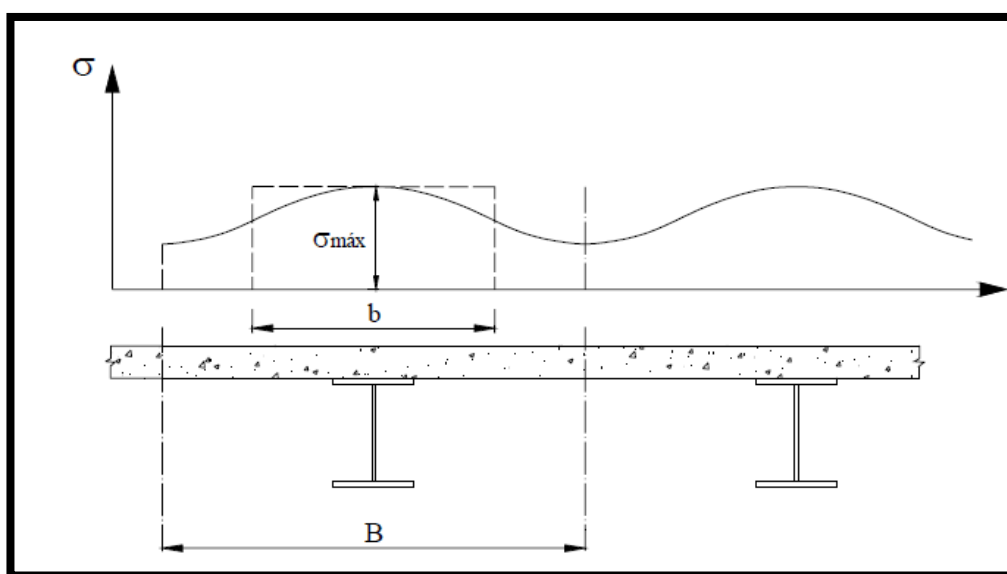


FIGURA 13- DISTRIBUIÇÃO DAS TENSÕES LONGITUDINAIS NA LAJE.
FONTE: ALVA & MALITE (2005)

Alva & Malite (2005) afirmam ser importante fazer a consideração da diferença de tensões ao longo da laje porque a teoria elementar da flexão supõe que as tensões axiais não variam ao longo da mesa da viga. O cálculo exato da largura efetivamente comprimida da laje é função de diversos fatores, incluindo as condições de apoio, o diagrama de momentos fletores solicitantes, a relação entre a espessura da laje e a altura da viga e a armadura longitudinal presente na laje de concreto.

Desta maneira é bastante trabalhoso o cálculo exato porque, além de considerar todos os fatores acima mencionados, é necessário resolver as equações que regem o fenômeno (conhecido como *shear lag*), algo inviável a nível de projeto (ALVA & MALITE, 2005).

Johnson (1994) afirma que, para vigas usuais de edifícios, é normal simplesmente assumir que a largura efetiva é igual a um oitavo da distância entre pontos de momento nulo ($L_c/8$) em cada lado da alma do perfil. Para vigas biapoiadas isostáticas, o valor da largura efetiva da laje seria igual a um quarto do vão total da viga.

Já pela ABNT NBR 8800/2008, o cálculo da largura efetiva (b) é feito pela Equação (4) abaixo apresentada.

$$\frac{b}{2} = \min \begin{cases} L_c/8 \\ D/2 \\ D_{bal} \end{cases} \quad \text{Equação (4)}$$

Onde:

L_c : Distância entre as seções de momento nulo da viga estudada. O valor de L_c será igual ao vão L para vigas biapoiadas, igual a $0,7 L$ para vãos intermediários de vigas semicontínuas e $0,8 L$ para vãos extremos de vigas semicontínuas.

D : Distância entre a linha de centro da viga estudada e a linha de centro da viga adjacente.

D_{bal} : Distância entre a linha de centro da viga estudada até a borda da laje, quando não houver viga adjacente no lado considerado.

A ANSI/AISC 360-05 utiliza o mesmo método de determinação da largura efetiva explicitado pela ABNT NBR 8800/2008. Além disso, a norma norte-americana alerta para casos especiais onde a rigidez entre viga e laje é importante, já que tais recomendações normativas tendem a superestimar a rigidez.

2.2.5. Homogeneização da seção mista

Para tornar admissível a hipótese de cálculo de que as tensões devidas à flexão se distribuem de maneira linear ao longo da seção transversal, é recomendado dividir a largura efetiva da laje no cálculo da inércia da seção composta, pela razão modular α_e . A referida razão modular correspondente à divisão do módulo de elasticidade do aço pelo módulo de elasticidade do concreto. Também deve-se ignorar a participação do concreto na zona tracionada (ABNT NBR 8800, 2008).

2.2.6. Efeitos da retração e da fluência do concreto

Geralmente a fluência está ligada à diminuição do valor do módulo de elasticidade do concreto em função do tempo. Como consequência da diminuição do valor do módulo de elasticidade, o coeficiente de homogeneização da seção transversal (α_e) tem seu valor aumentado com o passar do tempo (ALVA & MALITE, 2005).

Já a retração é a deformação decorrente da redução de volume do concreto, e provoca deformações adicionais na peça estrutural mista. Tanto a retração quanto a fluência podem levar a deformações a longo prazo significativamente maiores que as deformações instantâneas (ALVA & MALITE, 2005).

Segundo Johnson (1994), em ambientes mais secos como os ambientes de edifícios, é esperado que uma laje de concreto distensionada retraia em torno de

0,03% de seu comprimento inicial. Quando se trata de uma viga mista, a retração da laje é contida pelo perfil de aço a ela associado, o qual exerce uma força de tração sobre a laje por meio dos conectores de cisalhamento. Estas forças de tração geram tensões que se desenvolvem lentamente sobre a laje, ao passo que também são amenizadas pela fissuração do concreto. Todavia, mesmo assim, o aumento da deflexão da viga mista gerado pela retração pode ser significativo.

Como regra aproximada e conservadora, pode-se estimar, para uma viga simplesmente apoiada, a deflexão devida à retração como sendo igual à deflexão à longo prazo causada pelo peso da laje de concreto agindo sobre a mesma viga. (JOHNSON, 1994)

A ABNT NBR 8800/2008 permite que se multiplique o valor do coeficiente de homogeneização α_e por três para que se considere os efeitos da retração e da fluência. Para um cálculo mais detalhado, a norma sugere que sejam seguidas as recomendações da ABNT NBR 6118/2014.

É possível, de acordo com o que apresenta a ANSI/AISC 360-05, o cálculo dos efeitos da retração tomando-os como equivalentes a um conjunto de momentos finais proporcionados pela força de retração. Isto pode ser visto na Equação (5) e na FIGURA 14.

$$M_{sh} = e * \epsilon * E_c * A_c \quad \text{Equação (5)}$$

Onde:

M_{sh} : Momento Fletor adicional gerado pela retração volumétrica do concreto da laje;

e : Excentricidade da Força Resultante de Retração em Relação à Linha Neutra;

ϵ : Deformação Específica relacionada à retração do concreto;

E_c : Módulo de Elasticidade do concreto da laje;

A_c : Área de concreto dentro da largura efetiva considerada.

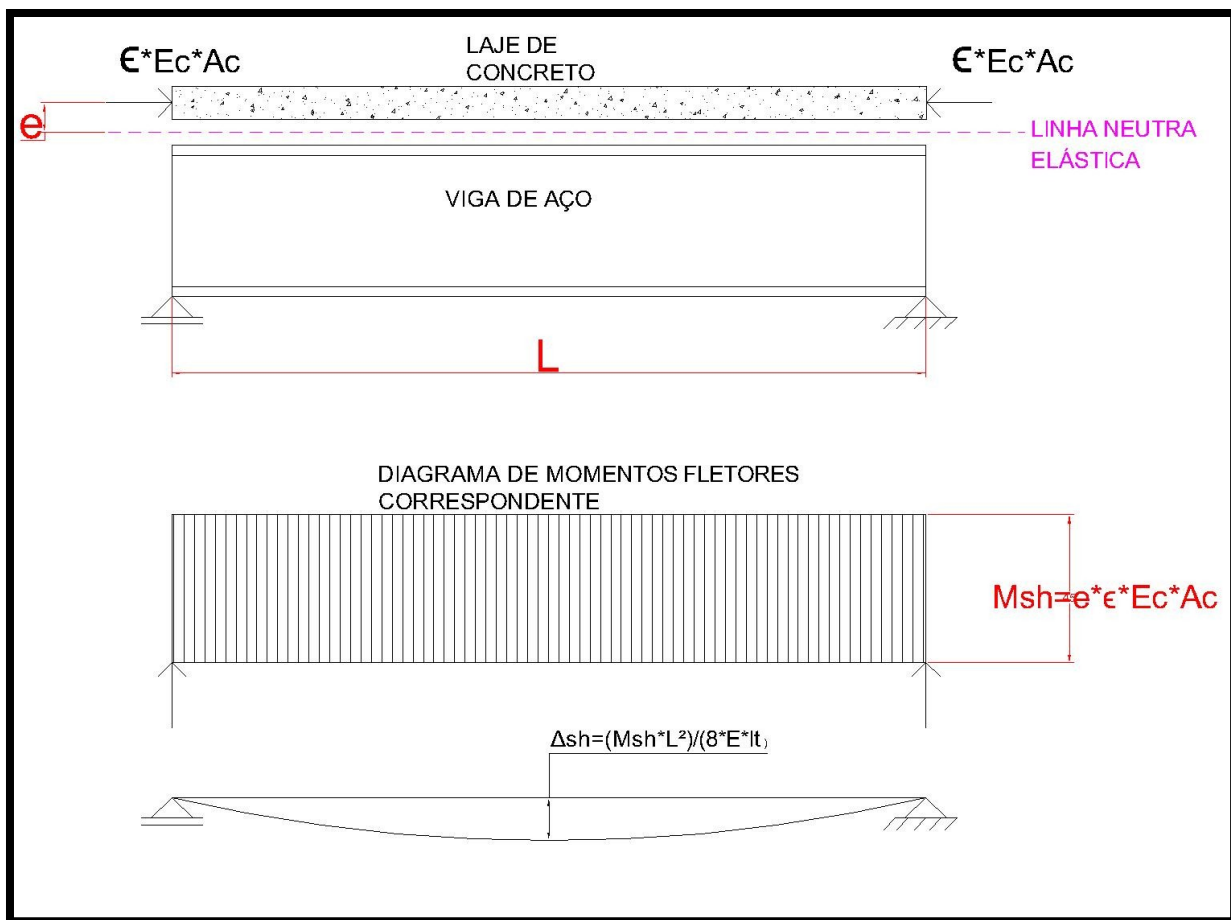


FIGURA 14- MODELO DE CÁLCULO DOS EFEITOS DE RETRAÇÃO PROPOSTO PELA ANSI/AISC 360-05
ADAPTADO DE CHIEN & RITCHIE (1984)

Deve ser dada atenção especial em relação à retração e à deformação lenta para concretos produzidos com agregados leves. Isto porque tendem a ter maiores coeficientes de deformação e de absorção de umidade, bem como módulos de elasticidade mais baixos, algo que aumenta a possibilidades de problemas de deformação. (ANSI/AISC 360-05)

2.2.7. Momento de Inércia Efetivo

Para fins de cálculo de rigidez e deslocamentos, a ABNT NBR 8880/2008 recomenda o cálculo de um momento de inércia efetivo da seção composta, combinando-se os componentes de aço e concreto pela Equação (6).

$$I_{ef} = I_a + \sqrt{\frac{\sum Q_{rd}}{F_{hd}}} * \overset{a}{I_c} \quad \text{Equação (6)}$$

Onde:

I_{ef} : Momento de inércia efetivo da seção transversal composta;

$\sum Q_{rd}$: Somatório das resistências individuais de todos os conectores de cisalhamento situados no trecho considerado;

F_{hd} : Máxima força de cisalhamento longitudinal a ser transmitida pelos conectores;

I_a : Momento de inércia do perfil de aço isolado;

I_c : Momento de inércia da seção homogeneizada, com a consideração da largura efetiva da laje segundo o item 2.2.5.

2.2.8. Verificações de instabilidades do Perfil Metálico

Deve-se atentar também para as limitações de resistência dos perfis geradas por instabilidades locais e globais (Flambagem Local da Mesa, Flambagem Local da Alma e Flambagem Lateral com Torção).

Contudo algumas contribuições, proporcionadas pela ligação entre perfil metálico e laje de concreto, tendem a atenuar as instabilidades. Sob momento solicitante positivo, a estabilidade local da mesa comprimida e a estabilidade lateral nas partes comprimidas são garantidas pelo efeito de travamento que a laje exerce. Já a estabilidade lateral também é assegurada nas partes comprimidas do perfil de

aço. Isso acontece porque assume-se que a laje tem rigidez infinita em seu plano (ALVA, 2000).

Além disso, a Flambagem Local da Alma de aço geralmente não se torna um limitante quando se trata de lajes usuais de edifícios. Nestas situações as relações h_w/t_w são relativamente baixas e as lajes de concreto possuem altura considerável, o que não acarreta em grandes áreas comprimidas na alma do perfil. (ALVA, 2000)

No entanto, a ABNT NBR 8800 define limites de esbeltez para a alma da seção metálica, conforme exposto abaixo. Isto quer dizer que a alma do perfil de aço poderá ou não sofrer com instabilidade local em função da classe em que a mesma se enquadrar.

A norma brasileira divide em 3 classes os perfis de alma cheia em relação à sua esbeltez:

- Seções compactas ($h_w/t_w \leq 3,76\sqrt{(E/f_y)}$): Podem ser dimensionadas utilizando-se as propriedades plásticas da seção mista;
- Seções semi-compactas: ($3,76\sqrt{(E/f_y)} < h_w/t_w \leq 5,7\sqrt{(E/f_y)}$): Devem ser dimensionadas segundo as propriedades elásticas da seção mista;
- Seções esbeltas ($h_w/t_w > 5,7\sqrt{(E/f_y)}$): As vigas mistas de aço e concreto não podem ser classificadas como esbeltas.

Onde:

h_w : distância entre as faces internas das mesas do perfil para perfis soldados e, para perfis laminados, este valor menos os raios de concordância;

t_w : espessura da alma do perfil.

2.2.9. Dimensionamento à Flexão (Estado Limite Último)

2.2.9.1. ABNT NBR 8800/2008

Pela ABNT NBR 8800/2008, o dimensionamento de vigas mistas em regiões de momentos fletores positivos deve considerar primeiramente a classe de esbeltez em que se encontra o perfil de aço componente da seção mista. Adotando a mesma ordem utilizada pela norma descrita neste parágrafo, inicia-se pelo entendimento das seções compactas.

2.2.9.1.1. Vigas mistas de alma cheia compactas ($h_w/t_w \leq 3,76\sqrt{E/f_y}$) sujeitas a momentos positivos

Pela FIGURA 15 é possível compreender os três diferentes casos que podem ocorrer em vigas mistas biapoiadas com seções compactas, que variam de acordo com o tipo de interação aço-concreto e com a posição da linha neutra.

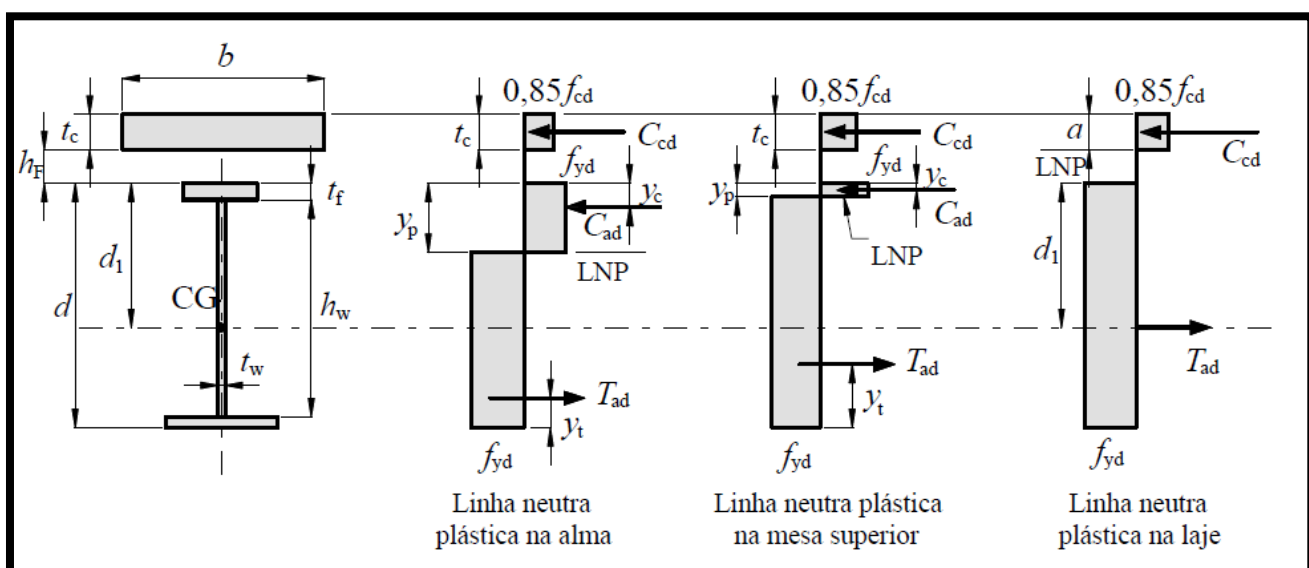


FIGURA 15- CASOS POSSÍVEIS PARA A POSIÇÃO DA LINHA NEUTRA PLASTIFICADA EM VIGAS MISTAS DE SEÇÃO COMPACTA SUJEITAS A MOMENTOS FLETORES POSITIVOS.
 FONTE: ABNT NBR 8800/2008

- *Interação completa e linha neutra plastificada na laje de concreto*

Para que a seção mista seja englobada por esta alínea, a ABNT NBR 8800/2008 exige que ambas as condições abaixo sejam atendidas:

$$\sum Q_{rd} \geq A_a * f_{yd} \quad \text{Equação (7)}$$

$$0,85 * f_{cd} * b * t_c \geq A_a * f_{yd} \quad \text{Equação (8)}$$

Onde:

$\sum Q_{rd}$: Somatório das resistências individuais de todos os conectores de cisalhamento situados no trecho de momento positivo;

A_a : Área de aço do perfil metálico componente da seção mista;

f_{yd} : Tensão resistente de cálculo do aço do perfil metálico;

f_{cd} : Tensão resistente de cálculo do concreto;

b : largura efetiva da laje de concreto;

t_c : espessura da laje de concreto.

Sendo assim, é possível calcular as componentes resistentes capazes de combater o momento fletor solicitante:

$$T_{ad} = A_a * f_{yd} \quad \text{Equação (9)}$$

$$C_{cd} = 0,85 * f_{cd} * b * a \quad \text{Equação (10)}$$

$$a = \frac{T_{ad}}{0,85 * f_{cd} * b} \quad \text{Equação (11)}$$

O momento fletor resistente de cálculo da seção mista é dado por:

$$M_{rd} = \beta_{vm} * T_{ad} * \left(d_1 + h_f + t_c - \frac{a}{2} \right) \quad \text{Equação (12)}$$

Onde:

T_{ad} : Força resistente de tração no aço do perfil metálico;

C_{cd} : Força resistente de compressão no concreto da laje;

a : Espessura da região comprimida da laje de concreto;

M_{rd} : Momento fletor resistente de cálculo da seção mista;

β_{vm} : Coeficiente de rotação necessária para a ligação mista (igual a 0,85, 0,90 ou 0,95 para vigas semicontínuas e igual a 1,00 para viga biapoiadas ou contínuas);

d_1 : Distância do centro geométrico do perfil de aço até a face superior deste perfil;

h_f : Espessura da pré-laje de concreto pré-moldado ou altura das nervuras da laje com fôrma de aço incorporada;

- *Interação completa e linha neutra plastificada no perfil metálico*

Assim como na alínea anterior, a ABNT NBR 8800/2008 determina duas condições mínimas para que a seção mista tenha ao mesmo tempo interação completa e linha neutra plastificada no perfil de aço:

$$\sum Q_{R,d} \geq 0,85 * f_{cd} * b * t_c \quad \text{Equação (13)}$$

$$A_a * f_{yd} \geq 0,85 * f_{cd} * b * t_c \quad \text{Equação (14)}$$

Calcula-se então o valor da componente de compressão na laje de concreto:

$$C_{cd} = 0,85 * f_{cd} * b * t_c \quad \text{Equação (15)}$$

O valor da componente de compressão resistente do perfil de aço pode ser calculada da maneira disposta abaixo:

$$C_{ad} = 0,5 * (A_a * f_{yd} - C_{cd}) \quad \text{Equação (16)}$$

Desta maneira, é possível também o cálculo da componente resistente de tração do perfil metálico, que equilibra as componentes de compressão da seção mista:

$$T_{ad} = C_{cd} + C_{ad} \quad \text{Equação (17)}$$

Para a determinação do momento fletor resistente, é necessário antes se calcular a posição da linha neutra no perfil de aço:

$$\text{Se} \begin{cases} C_{ad} > A_{af} * f_{yd}, \text{ então } y_p = t_f + h_w * \left(\frac{C_{ad} - A_{af} * f_{yd}}{A_{aw} * f_{yd}} \right) \\ C_{ad} \leq A_{af} * f_{yd}, \text{ então } y_p = \frac{C_{ad}}{A_{af} * f_{yd}} * t_f \end{cases} \quad \text{Equação (18)}$$

A norma brasileira, então, promove o cálculo do momento fletor resistente nestas condições da seguinte maneira:

$$M_{rd} = \beta_{vm} * \left[C_{ad} * (d - y_t - y_c) + C_{cd} * \left(\frac{t_c}{2} + h_f + d - y_t \right) \right] \quad \text{Equação (19)}$$

Onde:

C_{ad} : Força resistente de compressão no aço do perfil metálico;

y_p : Distância da fibra extrema superior do perfil de aço até a linha neutra plastificada da seção mista;

t_f : Espessura da mesa superior do perfil de aço;

A_{af} : Área de aço da mesa superior do perfil metálico;

h_w : Altura da alma de aço do perfil metálico;

A_{aw} : Área de aço da alma do perfil metálico;

y_t : Distância do centro geométrico da área tracionada do perfil de aço até a face inferior deste perfil;

y_c : Distância do centro geométrico da área comprimida do perfil de aço até a face superior deste perfil;

d : Altura total do perfil de aço.

- *Interação parcial*

Para que seja considerada uma viga mista de interação parcial, deve-se proceder às seguintes verificações na seção mista:

$$\sum Q_{rd} < A_a * f_{yd} \quad \text{Equação (20)}$$

$$\sum Q_{rd} < 0,85 * f_{cd} * b * t_c \quad \text{Equação (21)}$$

O caso de interação parcial exige também verificações a respeito do grau de interação (η_i) entre a laje de concreto e o perfil metálico.

Quando as mesas superior e inferior do perfil de aço possuem áreas iguais, têm-se que:

$$\eta_i = \frac{\sum Q_{rd}}{F_{hd}} \geq \begin{cases} 1 - \frac{E}{578 * f_y} * (0,75 - 0,03 * L_c) \geq 0,40 & (\text{para } L_e \leq 25 \text{ m}) \\ 1,00 & (\text{para } L_c > 25 \text{ m}) \end{cases} \quad \text{Equação (22)}$$

Já quando a mesa do perfil inferior possuir área igual a três vezes a área da mesa superior, o grau de interação é dado por:

$$\eta_i = \frac{\sum Q_{rd}}{F_{hd}} \geq \begin{cases} 1 - \frac{E}{578 * f_y} * (0,30 - 0,015 * L_c) \geq 0,40 & (\text{para } L_e \leq 20 \text{ m}) \\ 1,00 & (\text{para } L_c > 20 \text{ m}) \end{cases} \quad \text{Equação (23)}$$

Onde:

η_i : Grau de interação entre o perfil de aço e a laje de concreto;

F_{hd} : Força de cisalhamento de cálculo entre o componente de aço e a laje de concreto, sendo igual a:

$$F_{hd} = \min \begin{cases} 0,85 * f_{cd} * b * t_c \\ A_a * f_{yd} \end{cases} \quad \text{Equação (24)}$$

E: Módulo de elasticidade longitudinal do aço do perfil metálico;

L_c : Comprimento do trecho de momento positivo (distância entre ponto de momento nulo);

Em situações intermediárias às expostas acima, a ABNT NBR 8800/2008 permite que seja feita interpolação linear para que se obtenha os valores limite para o grau de interação η_i .

Satisfeitas as condições impostas pelo grau de interação, é possível o cálculo do momento fletor resistente de cálculo. Isto pode ser feito à partir das resultantes de tração e compressão atuantes na seção mista estudada, bem como dos respectivos braços de alavanca:

$$C_{cd} = \sum Q_{rd} \quad \text{Equação (25)}$$

$$C_{ad} = 0,5 * (A_a * f_{yd} - C_{cd}) \quad \text{Equação (26)}$$

$$T_{ad} = C_{cd} + C_{ad} \quad \text{Equação (27)}$$

$$a = \frac{C_{cd}}{0,85 * f_{cd} * b} \quad \text{Equação (28)}$$

$$M_{R,d} = \beta_{vm} * \left[C_{ad} * (d - y_t - y_c) + C_{cd} * \left(t_c - \frac{a}{2} + h_f + d - y_t \right) \right] \quad \text{Equação (29)}$$

Vale ressaltar que, no caso de interação parcial surgem duas linhas neutras na seção mista, uma na laje de concreto e outra no perfil de aço.

2.2.9.1.2. Vigas mistas de alma cheia semcompactas ($3,76\sqrt{(E/f_y)} < h_w/t_w \leq 5,7\sqrt{(E/f_y)}$) sujeitas a momentos positivos

Da mesma forma que ocorre com as vigas compactas, podem haver tanto casos de interação completa como de interação parcial. A ABNT NBR 8800/2008 destaca os seguintes pontos para o dimensionamento de seções semicompactas:

- As tensões correspondentes provocadas pelo momento fletor solicitante de cálculo devem ser determinadas pelo processo elástico;
- As propriedades elásticas utilizadas são aquelas da seção mista homogeneizada;
- A fluência do concreto deve ser considerada caso seja desfavorável ao desempenho estrutural da peça mista.

- *Interação completa*

Para que haja interação completa, da mesma maneira que em perfis compactos, é necessária a verificação quanto à capacidade dos conectores de cisalhamento em resistir ao escorregamento relativo.

$$\sum Q_{R,d} \geq \min \left\{ \begin{array}{l} A_a * f_{yd} \\ 0,85 * f_{cd} * b * t_c \end{array} \right. \quad \text{Equação (30)}$$

Quanto à resistência à flexão da seção mista, esta deverá ser verificada em termos de tensões, ou seja, as máximas tensões solicitantes de tração e compressão deverão ser menores que as resistências de cálculo do aço do perfil e do concreto da laje, respectivamente.

$$\sigma_{t,d} = \frac{M_{sd}}{W_{tri}} \leq f_{yd} \quad \text{Equação (31)}$$

$$\sigma_{c,d} = \frac{M_{sd}}{\alpha_e * W_{trs}} \leq f_{cd} \quad \text{Equação (32)}$$

$$\alpha_e = \frac{E}{E_c} \quad \text{Equação (33)}$$

Onde:

$\sigma_{t,d}$: Máxima tensão elástica de tração solicitante na seção mista;

$(W_{tr})_i$: Módulo de resistência elástico inferior da seção mista;

$\sigma_{c,d}$: Máxima tensão elástica de compressão solicitante na seção mista;

$(W_{tr})_s$: Módulo de resistência elástico superior da seção mista;

α_e : Razão modular, igual à razão entre os módulos de elasticidade longitudinais do aço e do concreto, respectivamente.

- *Interação parcial*

O grau de interação η_i deve obedecer às condições já colocadas para vigas mistas de alma cheia compactas com interação parcial. Já os cálculos de verificação à flexão são os mesmos utilizados na alínea (a) deste item, substituindo-se o valor de $(W_{tr})_i$ pelo valor de W_{ef} explicitado abaixo.

$$W_{ef} = W_a + \sqrt{\frac{\sum Q_{rd}}{F_{hd}}} * (W_{tri} - W_a) \quad \text{Equação (34)}$$

- *Considerações adicionais para construção não escorada em vigas sujeitas a momentos positivos*

Quando é feita opção pelo método construtivo que prescinde de escoramento, o perfil metálico escolhido para a viga mista deve resistir a todas as ações solicitantes até que o concreto atinja 75% da resistência característica à compressão especificada em projeto.

No caso de vigas mistas semicompactas, a norma ainda exige a verificação abaixo para a mesa inferior da seção mais solicitada.

$$\frac{M_{Ga,sd}}{W_a} + \frac{M_{L,sd}}{W_{ef}} \leq f_{yd} \quad \text{Equação (35)}$$

Onde:

$M_{Ga,sd}$: Momento fletor solicitante de cálculo gerado pelas ações que ocorrem antes do concreto atingir $0,75 \cdot f_{c,k}$;

$M_{L,sd}$: Momento fletor solicitante de cálculo gerado pelas ações que ocorrem depois do concreto atingir $0,75 \cdot f_{c,k}$;

W_a : Módulo de resistência elástico inferior do perfil de aço, calculado a partir da divisão do momento de inércia em relação ao eixo x do perfil de aço pelo valor da máxima distância vertical entre a linha neutra e a fibra extrema inferior deste perfil;

W_{ef} : Módulo de resistência elástico efetivo da seção mista, calculado de acordo com a Equação (35).

2.2.9.1.3. Vigas mistas de alma cheia sujeitas a momentos negativos

Segundo a ABNT NBR 8800/2008, quando se submete uma seção mista a momentos negativos a resistência da mesma será proporcionada pelo conjunto formado pelo perfil de aço e pela armadura longitudinal da laje de concreto armado. Há também que se considerar a participação dos conectores de cisalhamento na absorção dos esforços horizontais entre perfil metálico e laje de concreto.

Quanto ao perfil metálico utilizado, a norma aqui estudada prevê duas verificações iniciais, as quais dizem respeito aos efeitos de flambagem local da mesa comprimida e de flambagem local da alma. Para que sejam desconsiderados os efeitos de flambagem local da mesa comprimida, a seguinte verificação quanto à esbeltez é necessária:

$$\frac{b_f}{t_f} \leq 0,38 * \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad \text{Equação (36)}$$

Onde:

b_f : Largura da mesa comprimida

t_f : Espessura da mesa comprimida

No caso da alma do perfil, a verificação da necessidade de consideração da flambagem local é feita como disposto a seguir.

$$\frac{2 * h_{w,comprimida} - 2 * R}{t_w} \leq 3,76 * \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad \text{Equação (37)}$$

Onde:

$h_{w,comprimida}$: Altura da alma que sofre compressão, conforme posição da linha neutra na seção transversal da viga mista.

R: Raio de concordância entre a alma e as mesas do perfil metálico.

Feitas as verificações de esbeltez local de cada parte comprimida do perfil, a norma prevê o cálculo da força resistente de cálculo da armadura longitudinal da laje de concreto, conforme expressão que segue.

$$T_{ds} = A_{sl} * f_{sd} \quad \text{Equação (38)}$$

Onde:

T_{ds} : Força de tração resistente de cálculo na armadura longitudinal da laje

A_{sl} : Área de armadura longitudinal contida na largura efetiva da laje de concreto

f_{sd} : Tensão de escoamento resistente de cálculo da armadura longitudinal da laje de concreto

Com o valor da força T_{ds} , a ABNT NBR 8800/2008 recomenda que seja feita a determinação da posição da linha neutra na seção mista, como representado na FIGURA 16. Este processo é semelhante àquele já aqui demonstrado para vigas mistas sujeitas a momentos fletores positivos.

O conhecimento das áreas comprimidas e tracionadas no perfil e dos braços de alavanca correspondentes a cada força permite a determinação do momento fletor resistente de cálculo para vigas compactas seguindo a Equação (39).

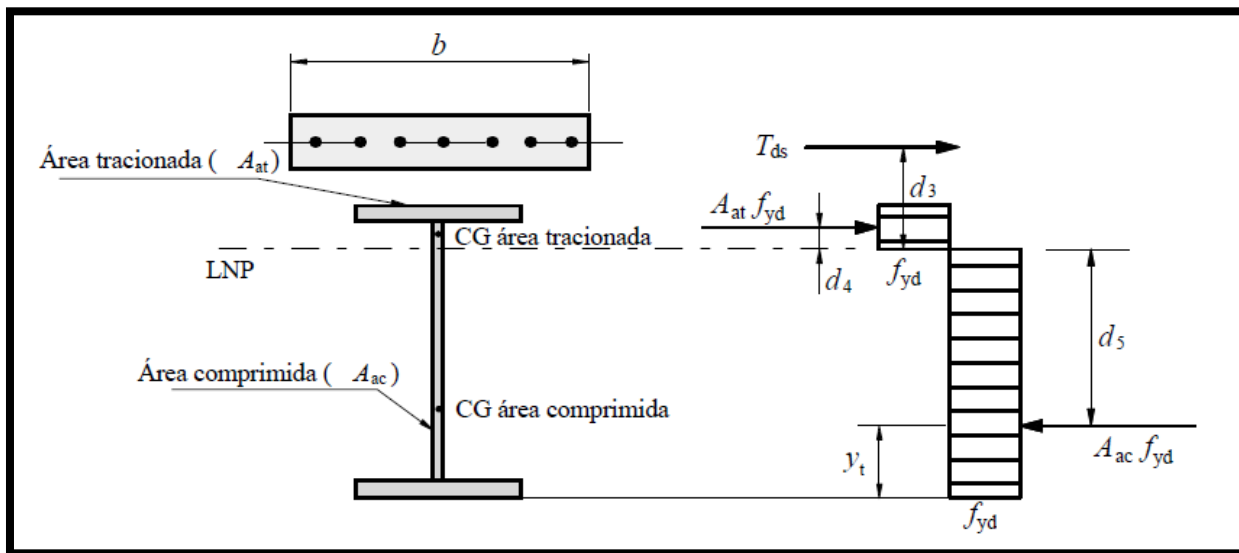


FIGURA 16- REPRESENTAÇÃO DA SEÇÃO MISTA E DAS FORÇAS RESISTENTES DE TRAÇÃO E COMPRESSÃO PARA VIGAS MISTAS SUJEITAS A MOMENTOS FLETORES NEGATIVOS.
FONTE: ABNT NBR 8800/2008

$$M_{R,d} = T_{ds} * d_3 + A_{at} * f_{y,d} * d_4 + A_{ac} * f_{yd} * d_5 \quad \text{Equação (39)}$$

Onde:

d_3 : Distância do centro de gravidade da armadura longitudinal até a linha neutra plasticificada da seção mista

d_4 : Distância do centro de gravidade da área tracionada do perfil metálico até a linha neutra plasticificada

d_5 : Distância do centro de gravidade da área comprimida até a linha neutra plasticificada

A_{at} : Área tracionada do perfil de aço

A_{ac} : Área comprimida do perfil de aço

- *Considerações adicionais para vigas semicontínuas*

A ABNT NBR 8800/2008 ainda faz considerações complementares que deverão ser feitas no caso de vigas semicontínuas. Quando é feita a opção pela análise elástica, há também que se comparar e verificar o valor do momento fletor solicitante assim como na Equação (40).

$$-\dot{\zeta} \leq \begin{cases} M_{rd, \text{Ligação Mista}} \\ M_{dist, Rd} \\ M_{S,d} \end{cases} \quad \text{Equação (40)}$$

Onde:

$M_{S,d}$: Momento fletor negativo solicitante de cálculo

$M_{rd, \text{Ligação Mista}}$: Momento fletor resistente de cálculo da ligação mista

$M_{dist, rd}$: Momento fletor resistente de cálculo considerando o efeito de flambagem lateral por distorção

Na análise rígido-plástica e somente para o efeito de flambagem lateral por distorção, a norma aqui estudada determina que o valor do momento fletor solicitante de cálculo seja tomado de acordo com a Equação (41).

$$-\dot{\zeta} = M_{rd, \text{Ligação Mista}} * \gamma_n \quad \text{Equação (41)}$$

Onde:

γ_n : coeficiente de ajustamento que, na ausência de valores mais rigorosos, deve ser tomado igual a 1,35

- *Verificação da flambagem lateral por distorção*

Caso seja necessária a verificação do efeito de flambagem lateral por distorção, a ABNT NBR 8800/2008 recomenda que o momento fletor resistente de cálculo, calculado para vigas compactas, seja ponderado por um coeficiente de redução.

$$M_{dist,rd} = \chi_{dist} \cdot M_{rd}^i \quad \text{Equação (42)}$$

Onde:

χ_{dist} : Coeficiente redutor do momento fletor resistente de cálculo, obtido à partir da curva de resistência à compressão dada pela Equação (43) e pela Equação (44), em função da esbeltez λ_{dist} .

$$\text{Se } \lambda_{dist} \leq 1,5, \text{ então } \chi_{dist} = 0,658^{\lambda_{dist}^2} \quad \text{Equação (43)}$$

$$\text{Se } \lambda_{dist} > 1,5, \text{ então } \chi_{dist} = \frac{0,877}{\lambda_{dist}^2} \quad \text{Equação (44)}$$

Onde:

λ_{dist} : Parâmetro de esbeltez da seção transversal do perfil metálico, calculado a partir da Equação (45). Esta Equação é a aplicação de um método conservador e simplificado apresentado pela ABNT NBR 8800/2008 que se restringe a perfis duplamente simétricos.

$$\lambda_{dist} = 5,0 * \left(1 + \frac{t_w * h_0}{4 * b_f * t_f} \right) * \left\{ \left(\frac{f_y}{E * C_{bdist}} \right)^2 * \left(\frac{h_0}{t_w} \right)^3 * \left(\frac{t_f}{b_f} \right) \right\}^{0,25} \quad \text{Equação (45)}$$

Onde:

C_{bdist} : Coeficiente que é função da distribuição de momentos fletores ao longo do comprimento L, fornecido pelas tabelas O.1 e O.2 contidas na ABNT NBR 8800/2008. No caso de vigas semicontínuas, devem ser consultadas as tabelas O.1, O.2 e O.3 da referida norma.

h_0 : Distância entre os centros geométricos das mesas do perfil de aço.

2.2.10. Considerações adicionais da norma ANSI/AISC 360-05

2.2.10.1. Resistência a momentos fletores positivos

Assim como assume a ABNT NBR 8800/2008, a ANSI/AISC 360-05 considera que a resistência aos momentos fletores positivos de uma viga mista pode ser controlada tanto pela resistência da seção de aço como pela seção de concreto, bem como pelos conectores de cisalhamento.

A normativa norte-americana ainda mantém, porém, a possibilidade de dimensionamento por dois métodos distintos, sendo um deles mais antigo. São previstos o Método das Tensões Admissíveis (ASD) e do Método dos Estados Limites (LRFD).

Mais antigo, o dimensionamento segundo o Método ASD utiliza critérios determinísticos, onde é incorporado um fator de segurança considerável na tensão máxima suportada pelo material. Enquanto isso o Método LRFD é praticamente o mesmo utilizado pela ABNT NBR 8800/2008, com o uso de vários tipos de combinações na avaliação das peças.

Portanto, no caso de momentos fletores solicitantes positivos, a ANSI/AISC 360-05 afirma o momento fletor resistente de cálculo pode ser determinado tanto pela Equação (46) quanto pela Equação (47).

$$M_{rd} = \frac{M_n}{\Omega_b} (ASD) \quad \text{Equação (46)}$$

$$\Omega_b = 1,67$$

$$M_{rd} = M_n * \phi_b (LRFD) \quad \text{Equação (47)}$$

$$\phi_b = 0,90$$

Onde:

M_{rd} : Momento fletor resistente de cálculo;

Ω_b : Coeficiente de ponderação da resistência ao momento fletor pelo método ASD (*Allowable Stress Design*).

Φ_b : Coeficiente de ponderação da resistência ao momento fletor pelo método LFRD (*Load and Resistance Factor Design*).

M_n : Momento fletor resistente nominal, determinado de acordo com a esbeltez do perfil metálico, assim como ocorre na ABNT NBR 8800/2008.

2.2.10.2. Resistência a momentos fletores negativos

A determinação do momento fletor negativo resistente de cálculo deve ser feita, segundo a ANSI/AISC 360-05, considerando-se apenas a seção transversal do perfil metálico, baseando-se este cálculo no capítulo F da mesma norma.

2.2.10.3. Resistência durante a construção

Além das considerações feitas pela ABNT NBR 8800/2008, a norma norte-americana para estruturas mistas atenta para uma consequência da deformação excessiva de perfis metálicos, quando não escorados durante a construção.

Deformações no período construtivo tendem a aumentar a espessura da laje de concreto e o “peso morto” da estrutura. Para grandes vãos, a ANSI/AISC 360-05 cita que o fenômeno acima mencionado pode ser significativo na análise de instabilidade devida à concentração de cargas.

É importante também ressaltar que, quando as formas para a laje de concreto não são presas na mesa superior do perfil metálico, o travamento lateral

proporcionado pela rigidez da laje pode não ser contínuo. Consequentemente o comprimento destravado pode ser determinante na resistência à flexão da viga. (ANSI/AISC 360-05)

2.2.11. Verificação ao cisalhamento

De acordo com a ABNT NBR 8800/2008, a verificação ao cisalhamento de vigas mistas deve ser feita considerando-se apenas a resistência do perfil metálico, determinada de acordo com o item 5.4.3 desta mesma norma. A norma ANSI/AISC 360-05 também faz a mesma determinação, considerando ser um método conservador.

2.3. CARACTERÍSTICAS E FATORES RELEVANTES NO DIMENSIONAMENTO DE VIGAS MISTAS BIAPOIADAS SUJEITAS À FLEXÃO

2.3.1. Consideração dos apoios e ligações

Machado (2012) desenvolveu estudo bastante completo para a concepção estrutural e dimensionamento de edifício cuja estrutura considerou a presença de elementos mistos. O autor chegou à algumas conclusões sobre a utilização de vigas mistas biapoiadas (sujeitas apenas a momentos fletores positivos):

- Momentos positivos fazem com que uma parte muito pequena da alma do perfil seja comprimida e, como a mesa superior é travada pela laje, a resistência da viga não é limitada pela flambagem global ou local do perfil;
- Como a alma é submetida a estados de tensão menos severos, a possibilidade de previsão de furos para passagem de dutos é flexibilizada;

- Os esforços de flexão são estaticamente determinados e não dependem de características reológicas do concreto, como fluência e retração, tornando a análise estrutural mais simples e o dimensionamento mais rápido.

2.3.2. Grau de interação aço-concreto considerado

Conforme Machado (2012), normalmente, em vigas não escoradas, os deslocamentos guiam o dimensionamento. Desta maneira torna-se desnecessária a previsão de interação completa, pois, além da sobra que haverá na resistência à flexão, o grau de interação terá pouca influência sobre os deslocamentos das peças.

Para vigas onde é previsto escoramento, geralmente as bitolas catalogadas para perfis possuem resistências à flexão que vão além do necessário. Por isso, independente do estado limite crítico de dimensionamento, pode-se economizar no número de conectores e amenizar o desperdício de materiais (MACHADO, 2012).

Machado (2012) ainda justifica suas afirmações com dados gerados por seus próprios dimensionamentos, onde a redução de 50% no número de conectores gerou uma perda de resistência à flexão de aproximadamente 15% e o aumento dos deslocamentos próximo a 22%. Já a diminuição de 30% no número de conectores levou a 10% de perda de resistência à flexão e deslocamentos 10% maiores.

Queiroz et. al. (2001) corroboram com Machado (2012) e afirmam que a maioria das vigas mistas de piso é dimensionada fazendo-se uso da interação parcial. Isso se justifica pela redução de resistência ser bem menor que a redução do número de conectores.

Todavia, embora a diminuição da interação aço-concreto possa ser vantajosa em algumas situações, deve-se atentar para os valores mínimos necessários. O grau de interação mínimo, com cálculo previsto pela ABNT NBR 8800/2008, é um limite introduzido para que seja assegurada capacidade suficiente de deformação dos conectores (QUEIROZ et al, 2001).

2.3.3. Tipo de laje de concreto utilizada

A consideração de lajes com forma de aço incorporada apresenta vantagens. São elas a dispensa de escoramentos, o uso da forma de aço como armadura positiva para as lajes e o funcionamento como um diafragma horizontal no período em que o concreto ainda está ganhando resistência. No entanto, este tipo de solução para as lajes pode conduzir a pisos muito flexíveis, nos quais vibrações acima do recomendado podem ocorrer (MACHADO, 2012).

Souza (2011) comparou o desempenho de vigas mistas associadas a lajes maciças e a lajes com forma de aço incorporada. Os momentos fletores resistentes para os dois casos não diferiram muito entre si, sendo que o uso de lajes com forma de aço incorporada com nervuras paralelas ao perfil de aço representaram uma diminuição de apenas 4% no valor do Momento Fletor Resistente de Cálculo. O número de conectores de cisalhamento necessários foi muito parecido também, e os deslocamentos verticais decorrentes da aplicação de lajes maciças foram 17% maiores.

2.3.4. Deslocamentos verticais máximos em vigas mistas biapoiadas

A ABNT NBR 8800/2008 recomenda o uso da teoria da elasticidade para o cálculo das flechas em vigas mistas. Deve-se considerar a ação mista por meio do momento de inércia efetivo da seção composta, com procedimento de cálculo já detalhado neste trabalho.

Em vigas mistas não escoradas, a aplicação de contraflecha no valor dos deslocamentos provocados pelas ações permanentes pode representar uma economia significativa no consumo de aço da peça. É possível se chegar a valores 30 % menores.

A possibilidade de escoramento também deve ser considerada quando o projeto assim permitir, já que as deformações durante a construção muitas vezes são o fator limitante do dimensionamento dos perfis (MACHADO, 2012).

2.4. COMPARAÇÕES ENTRE O DESEMPENHO À FLEXÃO DE VIGAS MISTAS E VIGAS DE CONCRETO ARMADO

Vigas de concreto armado associadas a lajes do mesmo material possuem bom comportamento monolítico. Tal constatação torna possível o uso de uma parte substancial da largura da laje para servir como mesa de compressão das correspondentes vigas associadas (JOHNSON, 1994).

Apesar de apresentar comportamento monolítico, boa resistência ao fogo e a esforços dinâmicos, estruturas de concreto trazem consigo algumas desvantagens de projeto e execução. Estão inclusos nestas desvantagens o peso próprio elevado, a necessidade de formas e escoramentos e a fissuração da peça na região de tração (ALMEIDA, 2002).

Na comparação com sistemas de pisos em concreto armado, os pisos mistos são soluções que aperfeiçoam as melhores características dos materiais envolvidos, numa combinação de boa resistência e durabilidade. Por reduzirem o valor das cargas permanentes, levam a diminuição no custo de pilares e fundações (RODRIGUES, 2012).

A escolha entre aço, concreto e peças mistas para uma estrutura em particular depende de muitos fatores. Vigas mistas são competitivas para vãos médios e grandes onde a presença da laje de concreto também é necessária por outras razões além do aumento da resistência à flexão das vigas (JOHNSON, 1994).

A alternativa em vigas mistas pode também ser vantajosa em casos em que se priorize a construção em menores prazos. Isso tudo só é válido onde o nível de proteção ao fogo sobre o perfil de aço de baixo a médio é suficiente (JOHNSON, 1994).

Queiroz et. al (2001) afirmam que projetos bem dimensionados em estruturas mistas podem levar a redução da altura dos elementos, implicando em diminuição de peso na faixa de 20 a 40%.

Em estudos práticos de dimensionamento de vigas principais para pontes rodoviárias, Rodrigues (2012) comparou os resultados de dimensionamento de uma mesma viga, com vão igual a 20 m, em estrutura mista e em concreto armado protendido. O peso obtido do elemento estrutural dimensionado como seção mista de aço-concreto foi em torno de um sexto (1/6) do peso da viga análoga projetada em concreto protendido.

Já em pontes rodoviárias, Casagrande (2011) também comparou vigas mistas e vigas em concreto protendido. Neste estudo, o peso próprio das peças mistas chegou a valores próximos de 25% do peso próprio de vigas similares em concreto protendido. O mesmo autor ainda ressalta diferenças de altura necessária entre as duas vigas na ordem de 40 cm.

2.5. LIGAÇÕES MISTAS

É comum a representação do modelo estrutural de vigas e pilares em forma de barras (eixos longitudinais destes elementos). Quando as barras possuem interseções, geram os chamados “nós” da estrutura. A região em torno destes “nós” compreende as ligações, cuja responsabilidade é promover a conexão entre o elemento suporte e o elemento suportado (QUEIROZ & PAIVA, 2013 apud CONCEIÇÃO, 2011).

Figueiredo e Gonçalves (2007) definem como ligação mista aquelas ligações em estruturas de aço em que é feita a consideração da presença da laje de concreto no seu comportamento. Este comportamento, conforme a publicação europeia COST C-1 (1996), resume-se à resistência e à rigidez de ligações do tipo viga-pilar e viga-viga, melhoradas devido à presença da armadura da laje de concreto.

Mairal (2010) afirma que os estudos a respeito do desempenho estrutural de ligações mista ainda são escassos. O autor acrescenta que pesquisas mais

aprofundadas poderão permitir que se conheça a real interferência das ligações na análise dos esforços internos da estrutura.

Dentre os fatores que podem interferir no comportamento da ligação mista cita-se o detalhe da ligação em aço, a taxa de armadura da laje e o nível de interação entre a laje e a viga (FIGUEIREDO & GONÇALVES, 2007).

Mairal (2010) apud Figueiredo (2004) ainda acrescenta como parâmetros importantes o tipo e a espessura da laje de concreto, a relação entre as inércias das peças conectadas, a posição da ligação na estrutura e o tipo de construção.

De maneira geral, nos pórticos de aço, as colunas são elementos contínuos e as vigas se conectam a elas por ligações de diferentes tipos. Dentre os tipos mais comuns estão a ligação totalmente soldada, a ligação com chapa de topo e a ligação com dupla cantoneira de alma (MAIRAL, 2010).

Durante muito tempo análises de elementos estruturais foram feitas considerando-se os nós da estrutura como rótulas ideais ou totalmente rígidos, algo que implica numa distribuição equivocada de esforços entre as peças. Todavia, nas estruturas metálicas, as ligações possuem um comportamento intermediário, tipicamente semirrígido, e desempenham importante papel no comportamento global da estrutura (FIGUEIREDO & GONÇALVES, 2007).

As ligações metálicas são enquadradas como semirrígidas pela dificuldade de obtenção de engastamento perfeito entre vigas e pilares, algo que leva a se admitir rigidez parcial das ligações. (FIGUEIREDO & GONÇALVES, 2007)

O comportamento semirrígido é melhor descrito pela curva momento-rotação (FIGURA 17), onde o referido momento é aquele que se desenvolve na face do pilar e a rotação aquela relativa entre os eixos da viga e do pilar (FIGUEIREDO & GONÇALVES, 2007).

Pela caracterização do desempenho *momento x rotação* da ligação, é possível prever de maneira mais precisa os esforços transmitidos a cada elemento componente da ligação. (FIGUEIREDO & GONÇALVES, 2007)

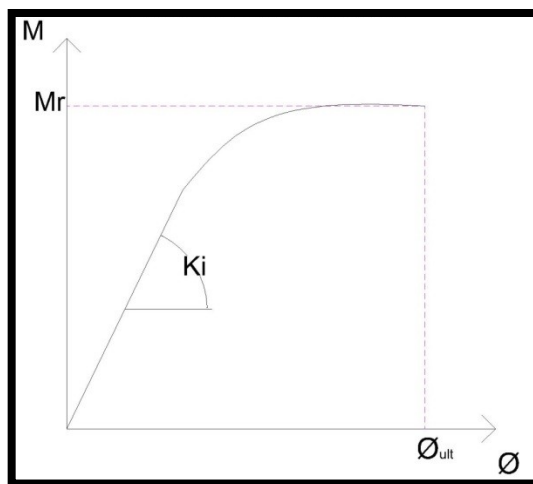


FIGURA 17- CURVA MOMENTO X ROTAÇÃO
ADAPTADO DE FIGUEIREDO & GONÇALVES (2007)

Onde:

M_r : Momento resistente;

K_i : Rigidez à rotação na fase inicial do carregamento;

Φ_{ult} : Capacidade de rotação.

Pode-se classificar as ligações mistas tanto por sua rigidez como pela resistência. O conceito de rigidez está ligado mais intimamente à análise global elástica, e a resistência enquadra-se de maneira mais efetiva na análise global plástica. Julga-se que em uma análise elasto-plástica ambos os tipos de classificação são pertinentes (MAIRAL, 2010).

É importante observar que a capacidade de rotação de uma ligação possui influência direta em sua resistência última. (QUEIROZ & PAIVA, 2013)

Mairal (2010) aponta que a classificação baseada na resistência da ligação mista pode enquadrá-la em duas categorias: a das ligações de resistência total e a das ligações de resistência parcial. As primeiras possuem resistência igual ou superior à da viga, algo que não ocorre com as últimas. Ligações parcialmente resistentes ainda precisam ter capacidade rotacional suficiente para assegurar a formação das rótulas plásticas previstas na estrutura.

O gráfico da FIGURA 18 ilustra, segundo Mairal (2010), como são feitas as classificações quanto à rigidez e quanto à resistência.

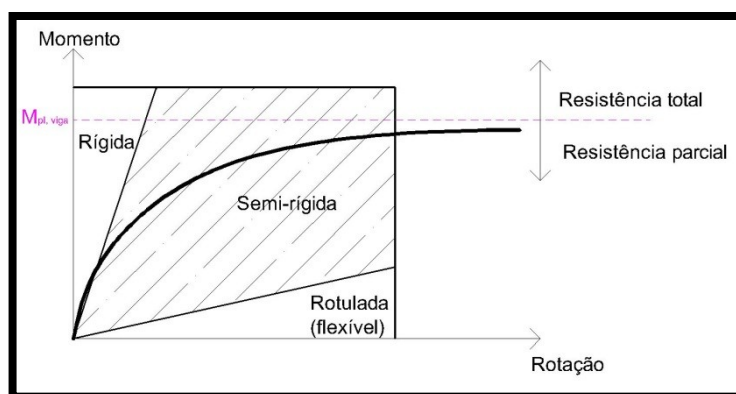


FIGURA 18- CLASSIFICAÇÃO ESQUEMÁTICA DE LIGAÇÕES MISTAS QUANTO À RIGIDEZ E QUANTO À RESISTÊNCIA.
ADAPTADO DE MAIRAL (2010)

As ligações mistas também requerem algumas particularidades construtivas, como exemplo a necessidade de vigas opostas possuírem a mesma dimensão quanto aos perfis. Isto é preciso para que haja uma correta transmissão dos momentos fletores (QUEIROZ & PAIVA, 2013).

Acrescenta-se também o fato de que, se a ligação for do tipo viga-viga, a viga suporte deverá ter altura suficiente para receber as chapas e cantoneiras da viga que é suportada (FIGURA 19). Caso a ligação seja do tipo viga-pilar, há que se verificar a necessidade de enrijecedores para a transmissão do momento fletor em situações onde a viga chega na alma do pilar (FIGURA 20) (QUEIROZ & PAIVA, 2013).

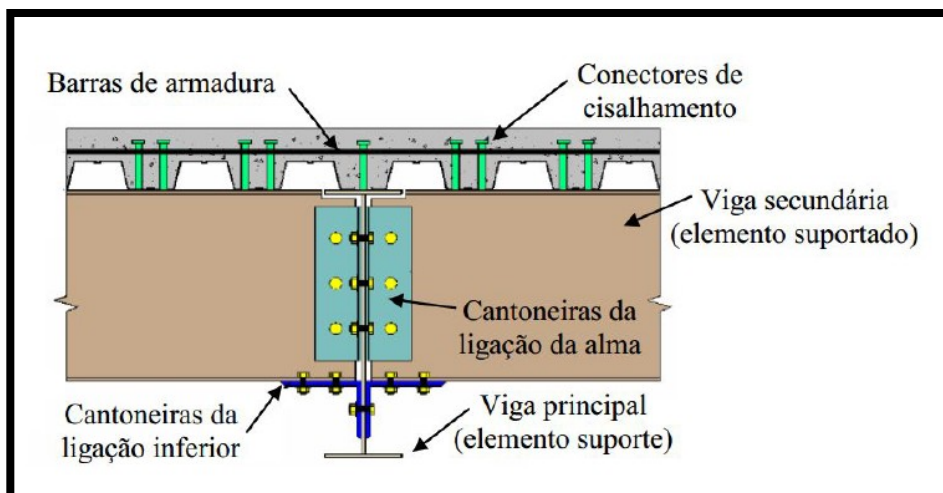


FIGURA 19- LIGAÇÃO MISTA DO TIPO VIGA-VIGA.
FONTE: QUEIROZ E PAIVA (2013)

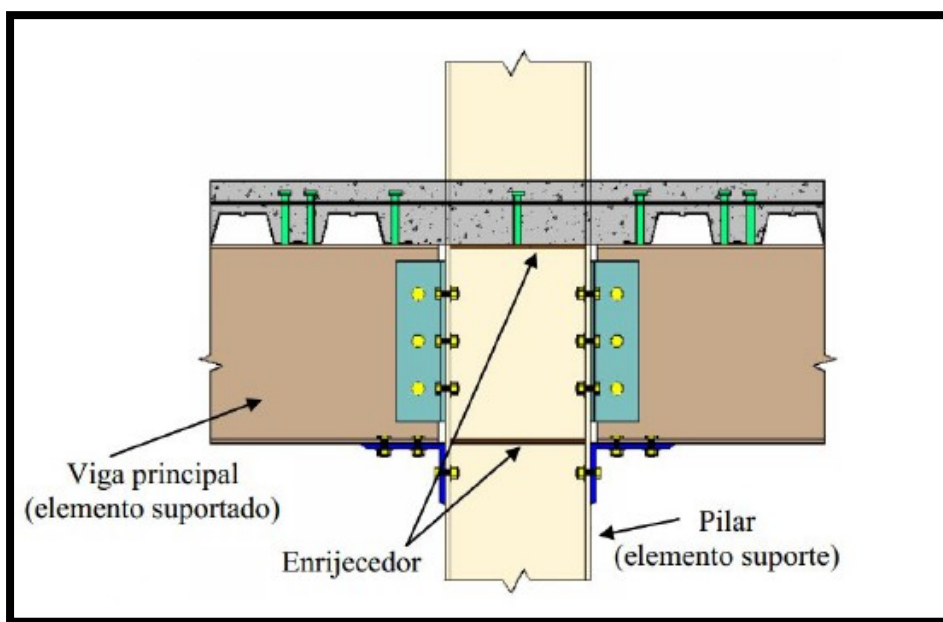


FIGURA 20- LIGAÇÃO MISTA DO TIPO VIGA-PILAR
FONTE: QUEIROZ E PAIVA (2013)

2.5.1. Dimensionamento

2.5.1.1. Disposições iniciais

O método de dimensionamento adotado para ser aqui descrito é o utilizado por Queiroz *et al* (2012), em manual técnico de dimensionamento de estruturas mistas. Este método segue o roteiro proposto pela ABNT NBR 8800/2008 e referencia itens da normativa brasileira em várias etapas de cálculo.

São delimitados alguns requisitos iniciais para a aplicação dos cálculos, principalmente relacionados às disposições construtivas, limites dimensionais e consideração de resistências. Queiroz *et al* (2012) afirma que somente se aplica a ligações de dois tipos: aquelas feitas com chapa de extremidade e aquelas feitas com cantoneiras, ambas utilizadas para dar continuidade parcial entre duas vigas mistas.

Além disso, Queiroz *et al* (2012) acrescenta que a força normal nas vigas é considerada desprezível, e ignora-se a contribuição da ligação da alma e da mesa superior da viga para resistência ao momento. Para que a última afirmação seja verdadeira, o autor relata ser preciso que sejam preenchidas as seguintes disposições:

- A espessura da chapa de ligação ou das cantoneiras da alma deve ser menor que metade do diâmetro dos parafusos que as ligam ao elemento suporte;
- O parâmetro de esbeltez λ_{dist} , já descrito neste trabalho na alínea (e) do item 2.2.2.8.1, não pode superar 0,4;
- Deve-se respeitar os limites estabelecidos pela FIGURA 21 e pela FIGURA 22 quanto às dimensões na região da ligação.

Para que não haja solicitação excessiva dos componentes da ligação antes da cura do concreto da laje, despreza-se o momento na ligação durante este período. Esta restrição aos esforços na ligação é possível desde que se limite o produto da rotação de apoio da viga pelo braço de alavanca Z1 (FIGURA 21 e FIGURA 22) (QUEIROZ *et. al*, 2012).

O efeito do momento na ligação mista é distribuído entre seus três componentes: as barras da armadura longitudinal da laje mista, os conectores de cisalhamento situados na região de momento negativo e a ligação da mesa inferior da viga apoiada. Todas estas partes da ligação são submetidas à força horizontal correspondente à divisão do momento fletor solicitante pelo braço de alavanca ($d+y$) (QUEIROZ *et. al*, 2012).

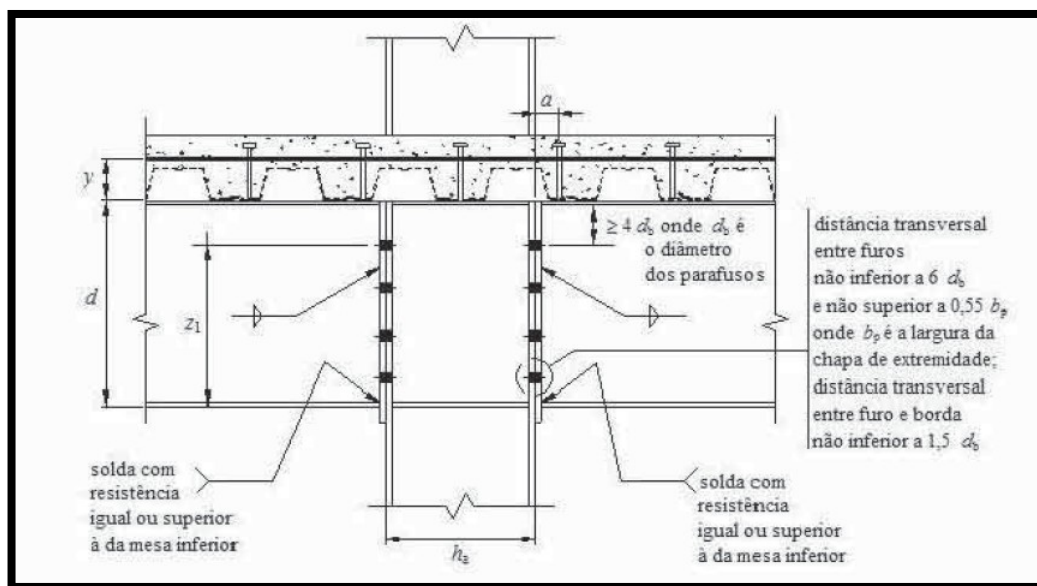


FIGURA 21- LIGAÇÃO COM CHAPA DE EXTREMIDADE
FONTE: QUEIROZ *ET. AL* (2012)

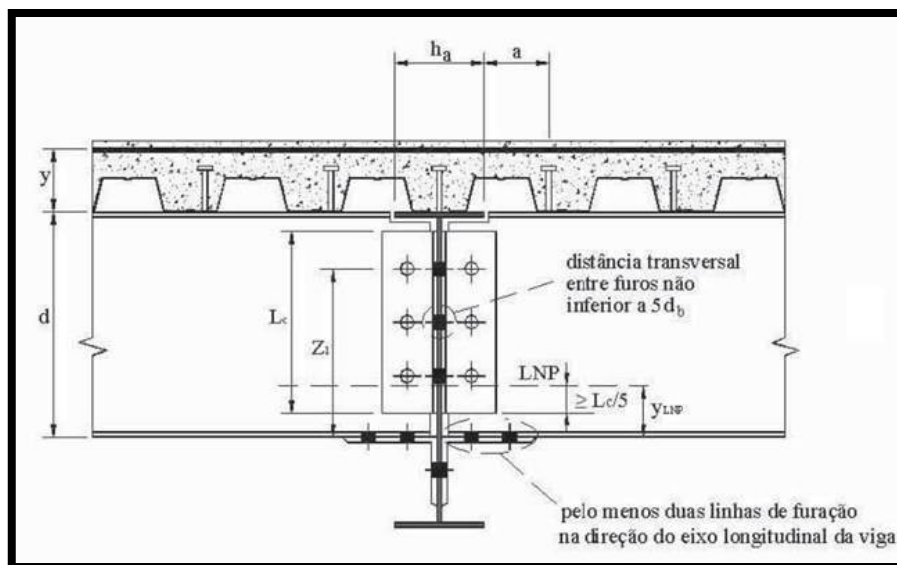


FIGURA 22- LIGAÇÃO COM CANTONEIRAS.
 FONTE: QUEIROZ ET. AL (2012)

2.5.1.2. Cálculo das propriedades fundamentais

2.5.1.2.1. Rigidez inicial

A rigidez inicial ou de serviço da ligação mista é utilizada na realização de análises elásticas de vigas semicontínuas e na verificação dos estados-limite de serviço. Caracteriza-se a rigidez inicial pela relação C entre o momento fletor e a rotação correspondente. (QUEIROZ *et al*, 2012)

$$C = \frac{(d+y)^2}{\frac{1}{k_s} + \frac{1}{k_{cs}} + \frac{1}{k_i}} \quad \text{Equação (48)}$$

Onde:

C : Relação entre momento fletor e rotação correspondente;

d : Altura total do perfil metálico;

y : Distância entre o bordo inferior da laje de concreto e o centro de gravidade de sua armadura longitudinal;

k_s : Rigidez inicial das barras da armadura longitudinal da laje, calculada conforme o item R.2.3.1 da ABNT NBR 8800/2008;

k_{cs} : Rigidez inicial dos conectores de cisalhamento situados na região de momentos negativos, calculada conforme o item R.2.4.1 da ABNT NBR 8800/2008;

k_i : Rigidez inicial da ligação inferior, apontada nos item R.2.5.2.2.1 e R.2.5.2.3.1 da ABNT NBR 8800/2008, de acordo com o tipo de ligação utilizada.

2.5.1.2.2. Resistência de cálculo da ligação

O momento fletor negativo resistente de cálculo é calculado de maneira simplificada pela Equação (49), que considera o momento resistente das barras da armadura longitudinal da laje de concreto. (QUEIROZ *et. al*, 2012)

$$-M_{rd, ligação\ mista}^c = f_{sd} * A_{sl} * (d + y) \quad \text{Equação (49)}$$

Onde:

f_{sd} : Tensão resistente de escoamento de cálculo da armadura longitudinal dentro da largura efetiva;

A_{sl} : Área de armadura longitudinal dentro da largura efetiva da laje.

De modo a garantir que os demais componentes da ligação também resistam ao momento fletor, a ABNT NBR 8800/2008 determina que as resistências dos conectores de cisalhamento e da ligação da mesa inferior devem ser iguais ou superiores à das barras da armadura. (QUEIROZ *et. al*, 2012)

$$\sum Q_{rd} \geq f_{sd} * A_{sl} \quad \text{Equação (50)}$$

Onde:

$\sum Q_{rd}$: Somatório das resistências individuais de todos os conectores de cisalhamento situados no trecho de momento negativo;

$$F_{t,Rd} \geq f_{sd} * A_{sl} \quad \text{Equação (51)}$$

Onde:

$F_{t,Rd}$: Força resistente de cálculo da ligação da mesa inferior calculada conforme os itens R.2.5.2.2.2 e R.2.5.2.3.1 da ABNT NBR 8800/2008. Deve-se atentar para o que é disposto no item 5.3.5.1 da mesma norma.

2.5.1.2.3. Capacidade de rotação

A capacidade de rotação da ligação mista está relacionada aos deslocamentos máximos suportados pelos componentes da ligação, quando submetidos à força horizontal provocada pelo momento fletor solicitante (QUEIROZ *et. al*, 2012).

$$\phi_{ult} = \frac{\Delta_{us} + s^{(B)} + \Delta_{ul}}{(d + y)} \quad \text{Equação (52)}$$

Onde:

Δ_{us} : Capacidade de alongamento das barras da armadura longitudinal da laje, definida no item R.2.3.3 da ABNT NBR 8800/2008.

Δ_{ul} : Capacidade de deslocamento da ligação da mesa inferior, calculada conforme o disposto na ABNT NBR 8800/2008 em seus itens R.2.5.2.2.3 e R.2.5.2.3.3, conforme o tipo de ligação;

$s^{(B)}$: Capacidade de escorregamento a partir da deformação dos conectores de cisalhamento (item R.2.4.3 da ABNT NBR 8800/2008).

3. METODOLOGIA

Seguindo os critérios apresentados a seguir, este trabalho utiliza uma metodologia focada na comparação, principalmente do desempenho à flexão, de vigas mistas e de vigas análogas dimensionadas com seção puramente metálica ou em concreto armado.

3.1. VIGAS MISTAS

No intuito de obter dados comparativos quanto ao desempenho de vigas de seção mista, opta-se aqui pela aplicação dos métodos de dimensionamento à flexão presentes na ABNT NBR 8800/2008, já explicitados no item 4.

Como material de apoio toma-se os exemplos de dimensionamento presentes em manual técnico publicado por Queiroz et. al (2012). É seguido o roteiro preconizado pela normativa brasileira para se conhecer o valor do momento fletor resistente de cálculo, em condições onde se verifique o estado limite último de resistência das peças. Em determinados casos, destacados nos próximos itens, são estudadas vigas dimensionadas segundo o estado limite de serviço.

Faz-se a aplicação das verificações em vigas simplesmente apoiadas isostáticas, submetidas a cargas distribuídas lineares aplicadas segundo estimativa criteriosa, nas quais só há a solicitação por momentos fletores positivos.

Verificações adicionais também são feitas para as peças estudadas, incluindo a estabilidade da seção transversal durante a construção, a comparação entre os esforços cortantes resistentes e solicitantes e a estimativa de flechas no centro dos vãos.

Tais estudos são realizados a partir do desenvolvimento de planilhas computacionais do Microsoft Office Excel, capazes de calcular automaticamente esforços resistentes e deslocamentos a partir de formulações e dados de entrada previamente definidos.

3.1.1. Parâmetros de Entrada

3.1.1.1. Materiais

Os parâmetros de comportamento dos materiais utilizados estão descritos na TABELA 4. A justificativa para o tipo de aço dos perfis metálicos é o uso do catálogo comercial da Gerdau Açominas como base para as dimensões e demais características das seções metálicas. O referido catálogo fornece os perfis laminados em aço AR 350.

Quanto ao concreto, de densidade normal e classe C20, este é o mesmo material tomado como referência por Queiroz et. al (2012) nos exemplos de seu manual de dimensionamento. Além disso, esta classe possui a mínima resistência à compressão exigida pela ABNT NBR 6118/2014.

Os valores para o módulo de elasticidade do concreto (tangente e secante) são estimados conforme recomendado pela ABNT NBR 6118/2014.

TABELA 4- PROPRIEDADES DOS MATERIAIS APLICADOS NOS ESTUDOS REALIZADOS

MATERIAL	NOMENCLATURA	PARÂMETROS	
Aço dos perfis metálicos	AR 350	$f_y =$	345 MPa
		$f_u =$	450 MPa
		Alongamento após ruptura (%) =	18%
		$E =$	200 GPa
Armadura da laje de concreto	CA50	$f_{yk} =$	500 MPa
Aço dos conectores de cisalhamento	ASTM A-108 Grau 1020	$f_{ucs}(\text{ruptura}) =$	415 MPa
		Alongamento mínimo após ruptu	20%
Concreto das lajes	C20	$f_{ck} =$	20 MPa
		densidade	24 kN/m ³

3.1.1.2. Geometria

3.1.1.2.1. Perfis metálicos

No que diz respeito às condições geométricas, todas as vigas analisadas possuem seção composta por perfis laminados de dupla simetria, dos tipos W, H e HP, presentes no catálogo comercial da Gerdau Açominas.

As alturas totais dos perfis estudados variam desde 150 mm até 610 mm. Já a massa linear dos mesmos compreende intervalo que vai de 13 kg/m até 174 kg/m. A TABELA 5 contém todo o espectro de perfis considerados nas verificações realizadas por este trabalho.

Na avaliação das resistências dos perfis, os mesmos são ordenados segundo sua massa linear, em quilogramas por metro. Esta ordem é definida para que haja uma relação direta entre a escolha de um perfil da TABELA 5 e o consumo de aço mínimo necessário para os vão avaliados.

TABELA 5- ESPECTRO DE PERFIS METÁLICOS LAMINADOS CONSIDERADO

Perfil	massa linear (kg/m)	Perfil	massa linear (kg/m)
W 150 x 13,0	13,00	W 530 x 66,0	66,00
W 200 x 15,0	15,00	W 410 x 67,0	67,00
W 250 x 17,9	17,90	W 460 x 68,0	68,00
W 150 x 18,0	18,00	W 200 x 71,0 (H)	71,00
W 200 x 19,3	19,30	W 360 x 72,0	72,00
W 310 x 21,0	21,00	W 530 x 72,0	72,00
W 250 x 22,3	22,30	W 250 x 73,0 (H)	73,00
W 150 x 22,5 (H)	22,50	W 460 x 74,0	74,00
W 200 x 22,5	22,50	W 530 x 74,0	74,00
W 310 x 23,8	23,80	W 410 x 75,0	75,00
W 150 x 24,0	24,00	HP 310 x 79,0 (H)	79,00
W 250 x 25,3	25,30	W 360 x 79,0	79,00
W 200 x 26,6	26,60	W 250 x 80,0 (H)	80,00
W 310 x 28,3	28,30	W 460 x 82,0	82,00
W 250 x 28,4	28,40	W 530 x 82,0	82,00
W 150 x 29,8 (H)	29,80	HP 250 x 85,0 (H)	85,00
W 200 x 31,3	31,30	W 410 x 85,0	85,00
W 250 x 32,7	32,70	W 530 x 85,0	85,00
W 310 x 32,7	32,70	W 200 x 86,0 (H)	86,00
W 360 x 32,9	32,90	W 250 x 89,0 (H)	89,00
W 200 x 35,9 (H)	35,90	W 460 x 89,0	89,00
W 150 x 37,1 (H)	37,10	W 360 x 91,0 (H)	91,00
W 250 x 38,5	38,50	W 530 x 92,0	92,00
W 310 x 38,7	38,70	HP 310 x 93,0 (H)	93,00
W 410 x 38,8	38,80	W 310 x 97,0 (H)	97,00
W 360 x 39,0	39,00	W 460 x 97,0	97,00
W 200 x 41,7 (H)	41,70	W 250 x 101,0 (H)	101,00
W 310 x 44,5	44,50	W 360 x 101,0 (H)	101,00
W 360 x 44,6	44,60	W 530 x 101,0	101,00
W 250 x 44,8	44,80	W 610 x 101,0	101,00
W 200 x 46,1 (H)	46,10	W 460 x 106,0	106,00
W 410 x 46,1	46,10	W 310 x 107,0 (H)	107,00
W 360 x 51,0	51,00	W 530 x 109,0	109,00
W 200 x 52,0 (H)	52,00	HP 310 x 110,0 (H)	110,00
W 310 x 52,0	52,00	W 360 x 110,0 (H)	110,00
W 460 x 52,0	52,00	W 610 x 113,0	113,00
HP 200 x 53,0 (H)	53,00	W 250 x 115,0 (H)	115,00
W 410 x 53,0	53,00	W 310 x 117,0 (H)	117,00
W 360 x 58,0	58,00	W 360 x 122,0 (H)	122,00
W 200 x 59,0 (H)	59,00	HP 310 x 125,0 (H)	125,00
W 410 x 60,0	60,00	W 610 x 125,0	125,00
W 460 x 60,0	60,00	W 610 x 140,0	140,00
HP 250 x 62,0 (H)	62,00	W 610 x 155,0	155,00
W 360 x 64,0	64,00	W 610 x 174,0	174,00

Fonte: Catálogo de Perfis Gerdau Aço Minas

3.1.1.2.2. Lajes de concreto

É feita a opção pela avaliação de lajes maciças, sem forma de aço incorporada. As espessuras efetivas das lajes (t_c) adotadas para a avaliação das seções mistas são de 80 mm, 100 mm e 120 mm.

3.1.1.2.3. Conectores de Cisalhamento

Todas as vigas analisadas têm o efeito de seção composta (mista), proporcionado por conectores de cisalhamento flexíveis tipo pino com cabeça (studs), de diâmetro 19 mm. Esta é a dimensão mais usual em projetos de estruturas mistas de acordo com Queiroz et. al (2012).

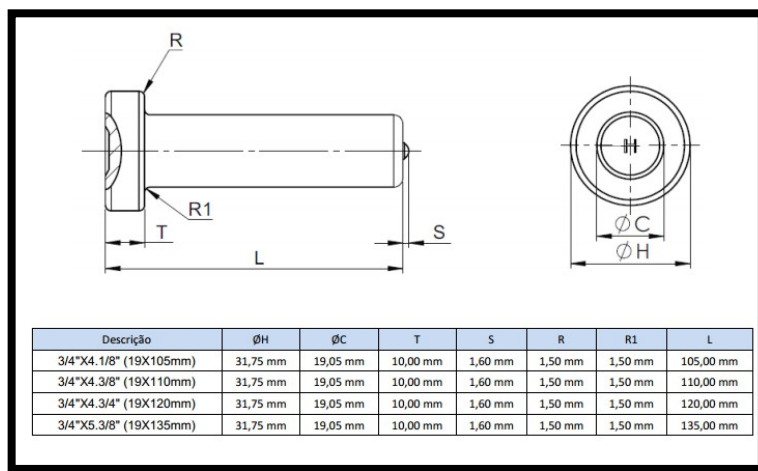


FIGURA 23- DIMENSÕES COMERCIAIS PARA PINOS STUD DE DIÂMETRO 19 MM.
FONTE: BOLETIM TÉCNICO HARD

3.1.1.2.4. Vãos efetivos

Avalia-se o comportamento à flexão das vigas em vãos efetivos que variam entre 3,5 m e 15 m, para os quais se determina o perfil metálico mais adequado para resistir às solicitações impostas.

3.1.1.3. Posição relativa da viga

Em todas as análises empregadas assume-se que as vigas são internas aos painéis de lajes, e espaçadas entre si de 3,5 m. Este posicionamento, como já colocado no capítulo 4, influenciará no cálculo da largura efetiva da laje de concreto. Pela FIGURA 24 é possível a visualização da disposição das peças dentro do sistema hipotético de piso misto.

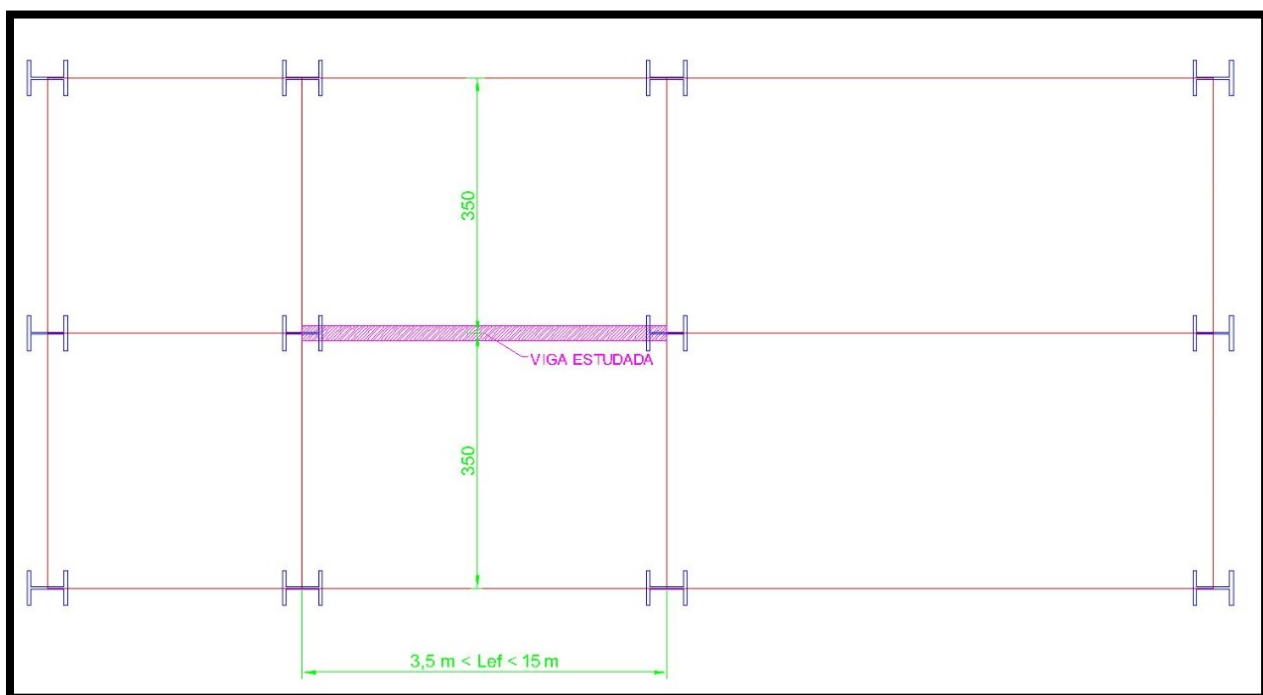


FIGURA 24- CONSIDERAÇÃO A RESPEITO DA POSIÇÃO DAS VIGAS ESTUDADAS EM RELAÇÃO AOS PAINÉIS DE LAJES.

3.1.2. Cálculo dos deslocamentos no meio do vão

A estimativa dos deslocamentos verticais do perfil, no meio dos vãos, é realizada com base na teoria da elasticidade, assim como orientado pela ABNT NBR 8800/2008. Cada flecha, função do caso de carregamento considerado, é obtida pela Equação da Linha Elástica, referenciada pelo modelo de viga de Euler-Bernoulli.

É importante salientar que a composição da seção mista aço-concreto deve ser representada na equação por meio do momento de inércia da seção homogeneizada, pelo procedimento descrito no item 2.2.7.

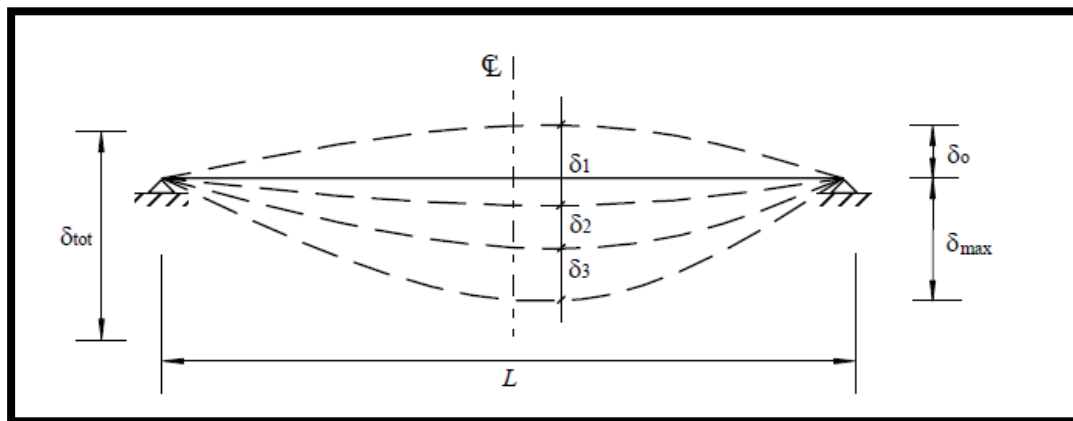


FIGURA 25- ILUSTRAÇÃO ESQUEMÁTICA DOS DESLOCAMENTOS CONSIDERADOS NOS ESTUDOS DESTE TRABALHO.

$$\delta_1 = \frac{5 * g_A * L^4}{384 * E * I_a} \quad \text{Equação (53)}$$

$$\delta_2 = \frac{5 * g_B * L^4}{384 * E * I_{ef, longa \text{ duração}}} \quad \text{Equação (54)}$$

$$\delta_3 = \frac{5 * q_B * L^4}{384 * E * I_{ef, curta \text{ duração}}} \quad \text{Equação (55)}$$

$$\delta_{tot} = \delta_1 + \delta_2 + \delta_3 \leq \delta_{máx} \quad \text{Equação (56)}$$

$$\delta_{m\acute{a}x} = \frac{L}{350} (ABNT NBR 8800/2008) \quad \text{Equa\c{c}\~ao (57)}$$

$$\delta_0 = \text{m\acute{i}n} \left\{ \begin{array}{l} \text{m\acute{a}x} \left\{ \begin{array}{l} \delta_{tot} - \delta_{m\acute{a}x} \\ 0 \end{array} \right. \leq \frac{L}{400} \\ \delta_1 + \delta_2 \end{array} \right. \quad \text{Equa\c{c}\~ao (58)}$$

Onde:

δ_1 : Deslocamento vertical provocado pela a\c{c}\~ao do peso pr\~oprio do perfil e da laje de concreto durante a constru\c{c}\~ao, para o caso de estruturas n\~ao-escoradas;

δ_2 : Deslocamento vertical provocado pela a\c{c}\~ao de todos os carregamentos permanentes durante a utiliza\c{c}\~ao da estrutura;

δ_3 : Deslocamento vertical provocado pela a\c{c}\~ao dos carregamentos acidentais que ocorrem durante a utiliza\c{c}\~ao da estrutura;

δ_{tot} : Somat\~orio dos deslocamentos verticais no meio do v\~ao da viga considerada;

$\delta_{m\acute{a}x}$: Deslocamento vertical m\~aximo permitido pela ABNT NBR 8800 para vigas de pisos;

δ_0 : Contraflecha a ser aplicada quando o valor de δ_{tot} ultrapassa $\delta_{m\acute{a}x}$. Limita-se neste trabalho o valor da contraflecha ao valor dos deslocamentos provocados pelas a\c{c}\~oes permanentes ($\delta_1 + \delta_2$) e a 1/400 do v\~ao, por uma quest\~ao de viabilidade e comum utiliza\c{c}\~ao na pr\~atica;

g_A : Carregamento permanente devido ao peso pr\~oprio do perfil e da laje de concreto, ponderado para as Combina\c{c}\~oes Normais do Estado Limite de Servi\c{c}\~o, com coeficiente γ_g igual a 1,00;

g_B : Carregamento permanente aplicado \~a viga mista durante sua utiliza\c{c}\~ao, ponderado para as Combina\c{c}\~oes Normais do Estado Limite de Servi\c{c}\~o, com coeficiente γ_g igual a 1,00;

q_B : Carregamento acidental que age sobre a viga ao longo de seu per\~odo de utiliza\c{c}\~ao, ponderado para as Combina\c{c}\~oes Normais do Estado Limite de Servi\c{c}\~o, com coeficiente γ_q igual a 1,00;

E: M\~odulo de Elasticidade do a\c{c}\~o utilizado no perfil met\~alico;

I_a : Momento de Inércia à flexão do perfil de aço isolado;

$I_{ef, longa\ duração}$: Momento de Inércia à flexão da seção mista homogeneizada para efeitos de longa duração;

$I_{ef, curta\ duração}$: Momento de Inércia à flexão da seção mista homogeneizada para efeitos de curta duração.

3.2. VIGAS PURAMENTE METÁLICAS

Com o objetivo de colocar lado a lado o dimensionamento de vigas mistas e vigas metálicas, é seguido o dimensionamento à flexão simples preconizado pela ABNT NBR 8800/2008.

O estudo básico dos tipos estruturais aqui verificados é especificado no item 5.4 e no Anexo G da normativa brasileira para edificações em aço, onde trata-se de vigas de alma não-esbelta.

Assim como determinado pelo texto da norma citada acima, o comportamento da seção transversal, sob momento fletor, sofre a influência das instabilidades globais e locais, às quais o elemento está sujeito.

As instabilidades locais são a Flambagem Local da Alma (FLA) e a Flambagem Local da Mesa (FLM). Já o efeito instável global diz respeito à Flambagem Lateral por Torção (FLT).

Todo o procedimento de dimensionamento utilizado é descrito no Anexo I deste trabalho.

3.2.1. Cálculo de deslocamentos

Os deslocamentos, decorrentes da ação dos carregamentos aplicados nas vigas puramente metálicas, são estimados de modo semelhante ao descrito no item

3.1.2. Substitui-se nos cálculos os valores de $I_{ef, longa \text{ duração}}$ e de $I_{ef, curta \text{ duração}}$ por I_a (momento de inércia do perfil de aço isolado).

3.3. VIGAS DE CONCRETO ARMADO

Utiliza-se, no dimensionamento comparativo de vigas de concreto armado, as equações recomendadas pela ABNT NBR 6118/2014, para vigas de seção “T”. Estas recomendações consideram a contribuição da mesa colaborante, proporcionada pela presença da laje maciça de concreto armado. Todas as vigas calculadas não possuem armadura de compressão.

3.3.1. Materiais

O concreto considerado é o mesmo descrito na TABELA 4, utilizado nas lajes de concreto componentes das seções mistas estudadas. Já as barras da armadura longitudinal das vigas são de aço CA-50, com resistência ao escoamento f_{yk} igual a 50,00 kN/cm² e módulo de elasticidade longitudinal de 200 GPa.

3.3.2. Critérios

Alguns critérios são incorporados ao dimensionamento das vigas em concreto armado, no intuito de diminuir o espectro de soluções possíveis para as dimensões das mesmas.

A primeira decisão é a fixação da dimensão b_w da base da viga igual a 20 cm, para todas as peças consideradas. Este valor é assumido por ser uma dimensão que torna a viga embutida em paredes, de tijolos cerâmicos de 19 cm de espessura. Vedações com características idênticas são utilizadas para o cálculo das cargas atuantes nas estruturas dimensionadas.

Outra limitação imposta é a restrição do número de camadas de barras longitudinais. Admite-se nos cálculos até 2 camadas na armadura positiva, por uma questão de facilidade construtiva. O diâmetro também é restrito a, no máximo, 25 mm. Isto é feito para que o único parâmetro que varie, dentro do espectro de vãos livres analisados, seja a altura necessária para a viga.

Busca-se então descobrir a menor altura de viga possível, para que as condições supracitadas possam ser satisfeitas ao mesmo tempo.

3.3.3. Dimensionamento

Todo o procedimento de dimensionamento, para o ELU de flexão, adotado para as vigas de concreto armado, é descrito no Anexo II deste trabalho.

3.3.4. Estimativa dos deslocamentos verticais máximos

Os deslocamentos verticais (flechas) máximos podem ser estimados por uma aproximação, recomendada pela ABNT NBR 6118/2014. Segundo o modelo apresentado na normativa, divide-se a flecha total da viga em duas parcelas: a flecha imediata e a flecha diferida no tempo. Cada parcela é calculada com a estimativa de uma rigidez à flexão equivalente da seção transversal, calculada pela Equação (59).

$$(EI)_{eq} = E_{cs} * \left[\left(\frac{M_f}{M_a} \right)^3 * I_c + \left[1 - \left(\frac{M_f}{M_a} \right)^3 \right] * I_{II} \right] \leq E_{cs} * \quad \text{Equação (59)}$$

Onde:

$(EI)_{eq}$: Rigidez à flexão equivalente para o cálculo das flechas em concreto armado;

E_{cs} : Módulo de Elasticidade Longitudinal Secante do Concreto Armado;

M_f : Momento de Fissuração do Concreto, definido pela Equação (60);

M_a : Momento Fletor Solicitante Máximo, para as combinações consideradas;

I_c : Momento de Inércia da seção bruta de concreto armado;

I_{II} : Momento de Inércia da seção fissurada de concreto no estágio II, determinado pela Equação (61).

$$M_f = \frac{\alpha * f_{ct,m} * I_c}{y_{tcg}} \quad \text{Equação (60)}$$

Onde:

α : Coeficiente que relaciona as resistências à tração na flexão e à tração direta do concreto (adota-se 1,2 para seções T);

$f_{ct,m}$: Resistência média à tração direta do concreto, estimado pela Equação (62);

y_{tcg} : Distância do centro de gravidade da seção até a fibra mais tracionada.

$$I_{II} = \frac{I_c * E_{cs}}{E_s} \quad \text{Equação (61)}$$

Onde:

E_s : Módulo de Elasticidade Longitudinal do aço das barras da armadura de flexão;

$$f_{ct,m} = 0,3 * \sqrt[3]{fck^2} \quad \text{Equação (62)}$$

Para encontrar a flecha imediata, utiliza-se o valor $(EI)_{eq}$ na equação da linha elástica de Euler-Bernoulli.

$$\delta_i = \frac{5 * (g_k + q_k) * L^4}{384 * (EI)_{eq}} \quad \text{Equação (63)}$$

Onde:

δ_i : Flecha imediata da viga de concreto armado;

$(g_k + q_k)$: Somatório das ações permanentes e variáveis características atuantes na viga;

L: Vão de cálculo da peça.

Já a flecha diferida no tempo é facilmente estimada pela multiplicação da flecha diferida no tempo pelo coeficiente α_f . Assim, a flecha total será a multiplicação de δ_i por $(1 + \alpha_f)$.

$$\alpha_f = \Delta \varepsilon = \varepsilon(t) - \varepsilon(t_0) \quad \text{Equação (64)}$$

$$\varepsilon(t) = \begin{cases} 0,68 * (0,996^t) * t^{0,32} & (\text{para } t < 70 \text{ meses}) \\ 2 & (\text{para } t \geq 70 \text{ meses}) \end{cases} \quad \text{Equação (65)}$$

Onde:

ε : Coeficiente função do tempo. No caso das vigas aqui analisadas, estima-se a flecha diferida entre 1 e 70 meses;

$(g_k + q_k)$: Somatório das ações permanentes e variáveis características, atuantes na viga;

L: Vão de cálculo da peça.

3.4. CARGAS APLICADAS

São considerados os efeitos de cargas distribuídas permanentes e acidentais. Agem diretamente sobre a viga mista o peso próprio do perfil metálico e a carga de parede (alvenaria), detalhados no item 3.4.

As demais ações têm sua aplicação sobre as lajes, e são transmitidas para as vigas de contorno. Para isso, é feita uma estimativa do valor das reações de apoio das lajes sobre as vigas, através do mecanismo de ruína das charneiras plásticas. Este mecanismo foi estudado por Fakury et. al (2004), em pisos mistos, e é adotado aqui por sua maior simplicidade de avaliação.

Conforme a FIGURA 26, cada viga avaliada recebe os carregamentos aplicados nas áreas A1 das lajes adjacentes. Estas áreas são formadas por linhas de ruptura hipotéticas, que partem dos cantos das lajes em uma orientação de 45° em relação aos eixos horizontal e vertical.

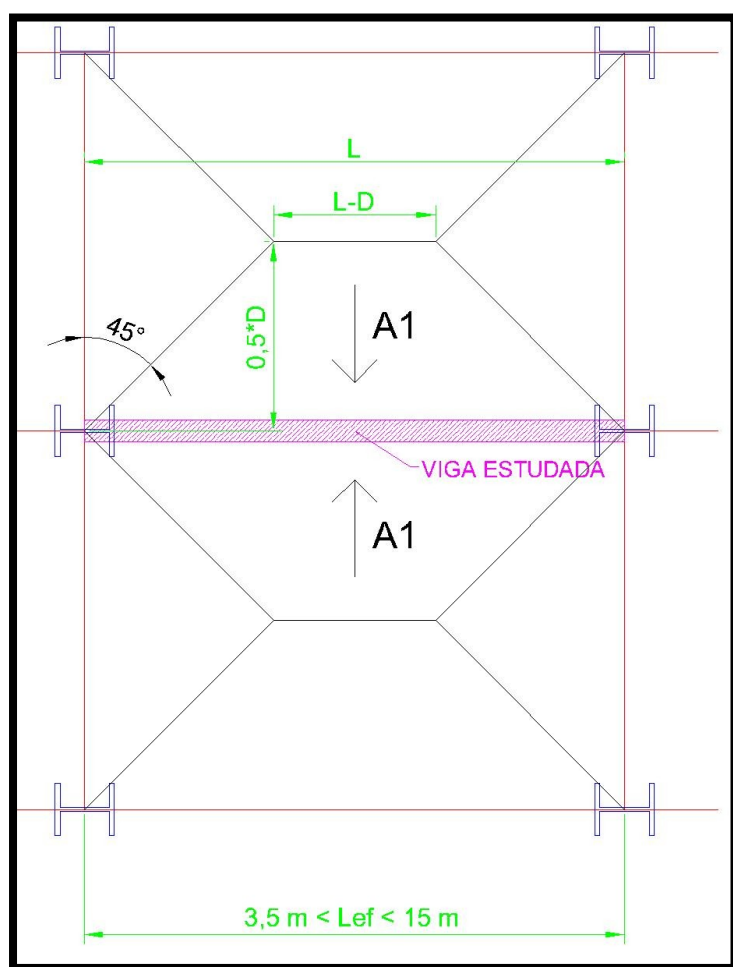


FIGURA 26- MÉTODO DAS CHARNEIRAS PLÁSTICAS APLICADO AOS PAINÉIS DE LAJE QUE COMPREENDEM O SISTEMA DE PISO MISTO ESTUDADO.

Pode-se calcular o valor da área A1 em função do vão da viga (L) e do espaçamento entre vigas (D) que, em todos os casos avaliados, é de 3,5 m. Com o valor de A1, determina-se as reações de apoio das lajes sobre as vigas.

$$A_1 = 0,5 * L * D - 0,25 * D^2 \quad \text{Equação (66)}$$

3.4.1. Cargas Permanentes sobre vigas mistas

3.4.1.1. Peso Próprio do Perfil Metálico

Os valores para o peso próprio dos perfis (g_1) são aqueles referentes à massa linear contida em catálogo.

$$g_1 = \text{massa linear} * g \quad \text{Equação (67)}$$

Onde:

g: Aceleração da gravidade (10,0 m/s²).

3.4.1.2. Peso próprio da laje de concreto

A ação do peso próprio da laje de concreto é considerada no dimensionamento das vigas, conforme Equação (68).

$$g_2 = 2 * A \frac{1 * t_c * \rho_c * g}{L} \quad \text{Equação (68)}$$

Onde:

g: Aceleração da gravidade (10 m/s²);

A1: Área correspondente à parcela de carga que age sobre a laje e que é encaminhada para a viga estudada;

t_c: Espessura da laje de concreto;

ρ_c: Massa específica do concreto da laje (2,4 kg/dm³ para concreto de densidade normal);

L: Vão efetivo da viga analisada.

3.4.1.3. Peso de Parede

Na intenção de uma aproximação com a real aplicação de uma viga mista em uma edificação, é estipulada uma carga de parede, agindo diretamente sobre a peça. A parede possui 2,5 m de altura, e é composta por tijolos cerâmicos vazados de espessura 20 cm. Para tal característica de elemento de vedação, a ABNT NBR 6120/1980 recomenda um valor de 3,65 kN/m² de parede.

$$g_4 = p_{\text{parede}} * h_{\text{parede}} \quad \text{Equação (69)}$$

Onde:

p_{parede}: Peso aplicado a cada unidade de área vertical de parede. Nos exemplos deste trabalho este valor é de 3,65 kN/m²;

h_{parede}: Altura da parede considerada.

3.4.2. Cargas permanentes sobre vigas de seção puramente metálica

Os mesmos carregamentos aplicados sobre vigas mistas são calculados para vigas de seção puramente metálica. No entanto, a seção de concreto da laje somente atuará como acréscimo de carga, não interferindo na resistência da viga.

3.4.3. Cargas permanentes sobre vigas de concreto armado

As cargas características (g_2 , g_3 e g_4) são determinadas de maneira semelhante ao que está em 3.4.1. A exceção é a carga g_1 , correspondente ao peso próprio da seção de concreto armado.

$$g_1 = \rho_c * g * h * b_w \quad \text{Equação (70)}$$

Onde:

ρ_c : Massa específica do concreto armado, tomada igual a 25 kN/m³;

g : Aceleração da gravidade (10 m/s²);

h : Altura total da viga de concreto armado;

b_w : largura da base da viga de concreto armado.

3.4.4. Cargas acidentais

Os valores das ações acidentais seguem as tabelas designadas pela ABNT NBR 6120/1980. Sendo assim, sobre as lajes é assumida uma carga variável característica de 2,0 KN/m², valor acidental mínimo designado pela ABNT NBR 6120/1989, para edificações de uso comercial (escritórios).

$$q_1 = 2 * A \frac{1 * q_k}{L} \quad \text{Equação (71)}$$

Onde:

A1: Área correspondente à parcela de carga que age sobre a laje, e que é encaminhada para a viga estudada;

q_k : Carga distribuída acidental característica sobre as lajes (2,0 KN/m²);

L: Vão efetivo da viga analisada.

3.4.5. Cargas aplicadas durante a construção (vigas mistas e puramente metálicas)

3.4.5.1. Cargas Permanentes

Como os perfis metálicos estudados são não escorados, assume-se que as cargas permanentes que agem sobre as vigas, durante a construção, são os pesos próprios, tanto dos perfis metálicos quanto da laje de concreto.

3.4.5.2. Cargas acidentais

A exemplo dos valores apresentados nos exemplos do Manual de Estruturas Mistas, de Queiroz et al (2012), uma carga acidental, uniformemente distribuída, de 2,5 KN/m, é acrescentada às solicitações no período de construção.

3.4.6. Coeficientes de Ponderação das ações

Simplificadamente, são tomados os coeficientes de ponderação desfavoráveis para todas as ações. Isto porque se tratam de vigas biapoiadas, nas

quais os momentos fletores e esforços cortantes de cálculo são diretamente proporcionais a esses coeficientes. Todos os coeficientes são provenientes de combinações de ações no estado limite último (ELU).

3.4.6.1. Combinações Normais

Para ações de natureza permanente, adota-se um coeficiente γ_g igual a 1,4. Ações variáveis possuem coeficiente de majoração tomado igual a 1,5. Estes valores são baseados na TABELA 6, retirada da ABNT NBR 8800/2008.

3.4.6.2. Combinações Especiais ou de Construção

Como as vigas mistas e metálicas verificadas neste trabalho não possuem escoramento durante a construção, faz-se necessária a verificação do momento fletor resistente de cálculo e das deformações neste período. Nestas condições, os coeficientes γ_g' , para ações permanentes, e γ_q' , para ações variáveis, são aplicados com valores iguais a 1,25 e 1,30, respectivamente.

TABELA 6- COEFICIENTES DE PONDERAÇÃO DE AÇÕES SEGUNDO A ABNT NBR 8800/2008

Combinações	Ações permanentes (γ_p) ^{a,c}					
	Diretas					Indiretas
	Peso próprio de estruturas metálicas	Peso próprio de estruturas pré-moldadas	Peso próprio de estruturas moldadas no local e de elementos construtivos industrializados e empuxos permanentes	Peso próprio de elementos construtivos industrializados com adições <i>in loco</i>	Peso próprio de elementos construtivos em geral e equipamentos	
Normais	1,25 (1,00)	1,30 (1,00)	1,35 (1,00)	1,40 (1,00)	1,50 (1,00)	1,20 (0)
Especiais ou de construção	1,15 (1,00)	1,20 (1,00)	1,25 (1,00)	1,30 (1,00)	1,40 (1,00)	1,20 (0)
Excepcionais	1,10 (1,00)	1,15 (1,00)	1,15 (1,00)	1,20 (1,00)	1,30 (1,00)	0 (0)
	Ações variáveis (γ_q) ^{a,d}					
	Efeito da temperatura ^b	Ação do vento	Ações truncadas ^e	Demais ações variáveis, incluindo as decorrentes do uso e ocupação		
Normais	1,20	1,40	1,20	1,50		
Especiais ou de construção	1,00	1,20	1,10	1,30		
Excepcionais	1,00	1,00	1,00	1,00		

FONTE: ABNT NBR 8800/2008

3.5. VIGAS ANALISADAS

3.5.1. Vigas mistas

No total, são realizadas 87 dimensionamentos para vigas mistas, variando-se os vãos efetivos, o grau de interação da ligação aço-concreto e as espessuras de lajes. Em determinados casos é feito o dimensionamento pelo Estado Limite Último de Flexão (Combinações Normais) e, em outros, pelo Estado Limite de Flexão (Deformações Excessivas). A **TABELA 7** e a **TABELA 8** listam todas as vigas dimensionadas. À partir das condições impostas à cada viga, escolhe-se o perfil

metálico da TABELA 5 que atenda às solicitações com o menor consumo de aço possível.

Todas as vigas mistas são verificadas quanto à força cortante resistente de cálculo, considerando apenas a presença do perfil metálico, conforme recomenda a ABNT NBR 8800/2008. Considera-se, porém, que o efeito de cisalhamento não é considerável, de maneira que o mesmo não interfere na análise da flexão das peças. Esta afirmação vale também para as vigas metálicas e de concreto armado.

Tal hipótese é válida devido às relações altura-vão efetivo serem, em todos os casos, no máximo iguais a um décimo. Isto quer dizer que são peças onde o efeito de flexão é bastante predominante em relação ao efeito de cisalhamento.

TABELA 7- VIGAS MISTAS ANALISADAS EXCLUSIVAMENTE QUANTO A FLEXÃO SIMPLES NO ELU-FLEXÃO (COMBINAÇÕES NORMAIS)

*Dimensionamento exclusivo pelo ELU-Flexão							
VIGAS MISTAS							
IDENTIFICAÇÃO DA VIGA	l (m)	tc (cm)	η_i (%)	IDENTIFICAÇÃO DA VIGA	l (m)	tc (cm)	η_i (%)
MISTA1	3,5	8	70%	MISTA37	3,5	10	90%
MISTA2	5	8	70%	MISTA38	5	10	90%
MISTA3	7,5	8	70%	MISTA39	7,5	10	90%
MISTA4	10	8	70%	MISTA40	10	10	90%
MISTA5	12,5	8	70%	MISTA41	12,5	10	90%
MISTA6	15	8	70%	MISTA42	15	10	90%
MISTA7	3,5	8	80%	MISTA43	3,5	10	100%
MISTA8	5	8	80%	MISTA44	5	10	100%
MISTA9	7,5	8	80%	MISTA45	7,5	10	100%
MISTA10	10	8	80%	MISTA46	10	10	100%
MISTA11	12,5	8	80%	MISTA47	12,5	10	100%
MISTA12	15	8	80%	MISTA48	15	10	100%
MISTA13	3,5	8	90%	MISTA49	3,5	12	70%
MISTA14	5	8	90%	MISTA50	5	12	70%
MISTA15	7,5	8	90%	MISTA51	7,5	12	70%
MISTA16	10	8	90%	MISTA52	10	12	70%
MISTA17	12,5	8	90%	MISTA53	12,5	12	70%
MISTA18	15	8	90%	MISTA54	15	12	70%
MISTA19	3,5	8	100%	MISTA55	3,5	12	80%
MISTA20	5	8	100%	MISTA56	5	12	80%
MISTA21	7,5	8	100%	MISTA57	7,5	12	80%
MISTA22	10	8	100%	MISTA58	10	12	80%
MISTA23	12,5	8	100%	MISTA59	12,5	12	80%
MISTA24	15	8	100%	MISTA60	15	12	80%
MISTA25	3,5	10	70%	MISTA61	3,5	12	90%
MISTA26	5	10	70%	MISTA62	5	12	90%
MISTA27	7,5	10	70%	MISTA63	7,5	12	90%
MISTA28	10	10	70%	MISTA64	10	12	90%
MISTA29	12,5	10	70%	MISTA65	12,5	12	90%
MISTA30	15	10	70%	MISTA66	15	12	90%
MISTA31	3,5	10	80%	MISTA67	3,5	12	100%
MISTA32	5	10	80%	MISTA68	5	12	100%
MISTA33	7,5	10	80%	MISTA69	7,5	12	100%
MISTA34	10	10	80%	MISTA70	10	12	100%
MISTA35	12,5	10	80%	MISTA71	12,5	12	100%
MISTA36	15	10	80%	MISTA72	15	12	100%

No caso das vigas dimensionadas segundo o ELS de Flexão (Deformações Excessivas), opta-se por apenas dimensionar peças com grau de interação igual a 100%. Isto é feito porque o dimensionamento pelo ELU de Flexão já havia indicado uma interferência muito baixa do grau de interação considerado nos deslocamentos. Por isso opta-se pela não variação deste parâmetro no dimensionamento segundo os deslocamentos máximos (ELS).

TABELA 8- VIGAS MISTAS DIMENSIONADAS PELO ELS (DEFORMAÇÕES EXCESSIVAS) E VERIFICADAS PELO ELU-FLEXÃO (COMBINAÇÕES NORMAIS).

*Dimensionamento pelo ELS- Deformações Excessivas			
VIGAS MISTAS			
IDENTIFICAÇÃO DA VIGA	l (m)	t _c (cm)	η _i (%)
MISTA73	5	8	100%
MISTA74	7,5	8	100%
MISTA75	10	8	100%
MISTA76	12,5	8	100%
MISTA77	15	8	100%
MISTA78	5	10	100%
MISTA79	7,5	10	100%
MISTA80	10	10	100%
MISTA81	12,5	10	100%
MISTA82	15	10	100%
MISTA83	5	12	100%
MISTA84	7,5	12	100%
MISTA85	10	12	100%
MISTA86	12,5	12	100%
MISTA87	15	12	100%

3.5.2. Vigas puramente metálicas

Simulam-se condições semelhantes às aplicadas para as vigas mistas (avaliação para os mesmos vãos e mesmas espessuras de laje). Também é verificada a estabilidade à flexão considerando e não considerando os deslocamentos máximos. As vigas metálicas dimensionadas são comparadas às vigas mistas segundo o consumo de aço mínimo exigido para atender a cada cenário de solicitação.

TABELA 9- VIGAS METÁLICAS DIMENSIONADAS PELO ELU-FLEXÃO (COMBINAÇÕES NORMAIS)

*Dimensionamento exclusivo pelo ELU-Flexão		
VIGAS METÁLICAS		
IDENTIFICAÇÃO DA VIGA	l (m)	tc (cm)
MET1	3,5	12
MET2	5	12
MET3	7,5	12
MET4	10	12
MET5	12,5	12
MET6	3,5	10
MET7	5	10
MET8	7,5	10
MET9	10	10
MET10	12,5	10
MET11	3,5	8
MET12	5	8
MET13	7,5	8
MET14	10	8
MET15	12,5	8

TABELA 10- VIGAS METÁLICAS DIMENSIONADAS PELO ELU-DEFORMAÇÕES EXCESSIVAS E VERIFICADAS NO ELU-FLEXÃO (COMBINAÇÕES NORMAIS)

*Dimensionamento pelo ELS- Deformações Excessivas		
VIGAS METÁLICAS		
IDENTIFICAÇÃO DA VIGA	l (m)	tc (cm)
MET 16	5	8
MET 17	7,5	8
MET 18	10	8
MET 19	12,5	8

3.5.3. Vigas de Concreto Armado

São dimensionadas dez vigas de concreto armado à flexão, pelos mesmos estados limite considerados para as vigas mistas. A altura mínima necessária é determinada sob as condições apresentadas, anteriormente, no item 3.3.2. Na TABELA 11 e a TABELA 12 estão contidas as peças consideradas nas análises. As

análises comparativas destas peças com as vigas mistas são realizadas com base nas alturas da seção transversal e no peso próprio das estruturas.

TABELA 11- VIGAS DE CONCRETO ARMADO DIMENSIONADAS EXCLUSIVAMENTE PELO ELU-FLEXÃO

*Dimensionamento exclusivo pelo ELU-Flexão			
VIGAS DE CONCRETO ARMADO			
Viga	l (m)	tc (cm)	bw (cm)
CA1	5	8	20
CA2	7,5	8	20
CA3	10	8	20
CA4	12,5	8	20
CA5	15	8	20

TABELA 12- VIGAS DE CONCRETO ARMADO DIMENSIONADAS PELO ELS-DEFORMAÇÕES EXCESSIVAS E VERIFICADAS PELO ELU-FLEXÃO (COMBINAÇÕES NORMAIS)

*Dimensionamento pelo ELS- Deformações Excessivas			
VIGAS DE CONCRETO ARMADO			
Viga	l (m)	tc (cm)	bw (cm)
CA6	5	8	20
CA7	7,5	8	20
CA8	10	8	20
CA9	12,5	8	20
CA10	15	8	20

4. RESULTADOS

4.1. INFLUÊNCIA DOS DESLOCAMENTOS MÁXIMOS PERMITIDOS NO DIMENSIONAMENTO À FLEXÃO

A FIGURA 25 ilustra os resultados obtidos para o consumo mínimo de aço necessário para vigas mistas com diferentes espessuras de laje e graus de interação. As curvas em azul representam os dimensionamentos feitos exclusivamente pelo Estado Limite Último (ELU) de flexão da viga. Já as curvas em vermelho são geradas a partir de dimensionamentos que consideraram o estado limite de serviço de flexão (deformações excessivas). Todas as curvas representam vigas não escoradas.

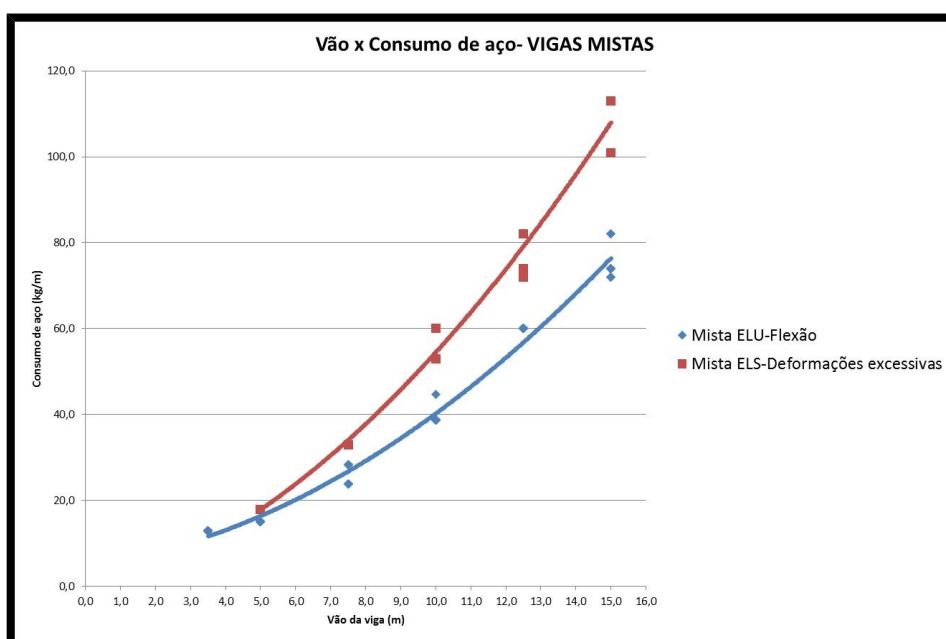


FIGURA 27- DIMENSIONAMENTO À FLEXÃO NO ELU X DIMENSIONAMENTO À FLEXÃO CONSIDERANDO ELS

Percebe-se, pela análise do gráfico da FIGURA 27, exatamente o que é exposto por Machado (2012), cujo trabalho afirma que, em construções não escoradas, os deslocamentos acabam direcionando o dimensionamento.

O gráfico deixa claro o fato de que, à medida em que o vão livre da peça é aumentado, a necessidade de perfis maiores para controlar os deslocamentos é maior. Vãos de 5 m não trazem grande sensibilidade aos deslocamentos, já os que perfis dimensionados exclusivamente pelo ELU de flexão pouco diferem em termos de massa linear daqueles que são verificados com a consideração dos deslocamentos. Para vãos de 15 m o dimensionamento pelos deslocamentos chega a requerer perfis 57% mais pesados.

Frente a isso, a própria característica construtiva das vigas pode justificar o fato demonstrado pela FIGURA 27. Construções não escoradas apresentam os maiores níveis de deslocamento no período em que o perfil deve suportar isoladamente as cargas permanentes de construção.

Tais deslocamentos durante a construção (δ_1) são aqueles que, na maioria dos casos, determinam a verificação ou não da viga quanto aos valores máximos estipulados pela ABNT NBR 8800/2008, conforme a TABELA 13. A partir do momento em que perfis de maior inércia limitam os deslocamentos δ_1 , é possível a aplicação de contraflechas com valores praticáveis (valores da segunda parte desta Tabela).

TABELA 13- DESLOCAMENTOS VERTICAIS MÁXIMOS EM FUNÇÃO DA CONSIDERAÇÃO FEITA NO DIMENSIONAMENTO DAS VIGAS MISTAS.

VIGAS MISTAS- DIMENSIONAMENTO PELO FLU-FLEXÃO										
IDENTIFIC	l (m)	tc (cm)	η_i (%)	δ_1 (cm)	δ_2 (cm)	δ_3 (cm)	δ_{total} (cm)	δ_{limite} (cm)	contrafl. (cm)	contrafl. Máx (cm)
MISTA26	5,0	8	100%	1,37	1,26	0,36	2,99	1,43	1,56	1,25
MISTA27	7,5	8	100%	2,49	2,37	0,73	5,59	2,14	3,45	1,88
MISTA28	10,0	8	100%	2,95	3,13	0,99	7,06	2,86	4,21	2,50
MISTA29	12,5	8	100%	4,56	5,10	1,61	11,27	3,57	7,70	3,13
MISTA30	15,0	8	100%	5,35	6,01	1,89	13,25	4,29	8,97	3,75
MISTA50	5,0	10	100%	1,71	1,08	0,29	3,08	1,43	1,65	1,25
MISTA51	7,5	10	100%	3,09	2,19	0,64	5,92	2,14	3,77	1,88
MISTA52	10,0	10	100%	3,64	3,01	0,89	7,53	2,86	4,68	2,50
MISTA53	12,5	10	100%	5,59	4,95	1,46	11,99	3,57	8,42	3,13
MISTA54	15,0	10	100%	6,55	5,92	1,74	14,21	4,29	9,92	3,75
MISTA74	5,0	12	100%	2,04	0,93	0,24	3,20	1,43	1,77	1,25
MISTA75	7,5	12	100%	3,68	2,01	0,56	6,25	2,14	4,11	1,88
MISTA76	10,0	12	100%	4,33	2,88	0,80	8,01	2,86	5,15	2,50
MISTA77	12,5	12	100%	6,62	4,78	1,32	12,72	3,57	9,15	3,13
MISTA78	15,0	12	100%	7,74	5,83	1,61	15,18	4,29	10,89	3,75
VIGAS MISTAS- DIMENSIONAMENTO PELO FLU-FLEXÃO (DEFORMAÇÕES EXCESSIVAS)										
IDENTIFIC	l (m)	tc (cm)	η_i (%)	δ_1 (cm)	δ_2 (cm)	δ_3 (cm)	δ_{total} (cm)	δ_{limite} (cm)	contrafl. (cm)	contrafl. Máx (cm)
MISTA79	5	8	100%	0,79	0,82	0,23	1,83	1,43	0,40	1,25
MISTA80	7,5	8	100%	1,32	1,48	0,44	3,24	2,14	1,09	1,88
MISTA81	10	8	100%	2,06	2,42	0,74	5,21	2,86	2,36	2,50
MISTA82	12,5	8	100%	2,52	2,96	0,91	6,38	3,57	2,81	3,13
MISTA83	15	8	100%	2,90	3,60	1,08	7,59	4,29	3,30	3,75
MISTA84	5	10	100%	0,98	0,73	0,19	1,90	1,43	0,47	1,25
MISTA85	7,5	10	100%	1,63	1,40	0,39	3,42	2,14	1,28	1,88
MISTA86	10	10	100%	2,20	2,12	0,59	4,92	2,86	2,06	2,50
MISTA87	12,5	10	100%	3,01	2,83	0,80	6,64	3,57	3,07	3,13
MISTA88	15	10	100%	3,12	3,27	0,90	7,28	4,29	3,00	3,75
MISTA89	5	12	100%	1,17	0,65	0,16	1,98	1,43	0,55	1,25
MISTA90	7,5	12	100%	1,94	1,32	0,35	3,61	2,14	1,46	1,88
MISTA91	10	12	100%	2,61	2,05	0,54	5,20	2,86	2,34	2,50
MISTA92	12,5	12	100%	3,09	2,55	0,67	6,32	3,57	2,75	3,13
MISTA93	15	12	100%	3,66	3,25	0,84	7,74	4,29	3,46	3,75

Esta discussão introduzida pela FIGURA 27 ainda leva ao questionamento quanto ao grau de interação aço-concreto (η_i) mais econômico a ser escolhido para vigas mistas, principalmente no caso de elementos não escorados. Como abordado pelas pesquisas de Machado (2012), já que os deslocamentos são o fator chave para o dimensionamento, há uma certa folga entre os momentos fletores solicitante e resistente sob cargas de utilização. Isso leva a crer que é possível abrir mão de uma determinada quantidade de conectores de cisalhamento sem prejuízo para a

resistência da viga mista. O próximo tópico abordará este levantamento para algumas vigas mistas aqui dimensionadas.

4.2. INFLUÊNCIA DO GRAU DE INTERAÇÃO AÇO-CONCRETO NO DIMENSIONAMENTO DE VIGAS MISTAS

Uma análise do consumo de aço em função do vão das vigas mistas, variando-se o grau de interação de 70% até 100%, é apresentada pela FIGURA 28. Nesta FIGURA é possível perceber curvas muito próximas entre si, coincidentes em vários pontos. É evidenciada aí a pouca influência do grau de interação na escolha de perfis de vigas mistas não escoradas e limitadas pelos deslocamentos verticais máximos. Para vãos de 7,5 m observa-se uma diferença, ainda que pequena, para o consumo de aço de perfis dotados de interação total. Infere-se que tal desvio na curva de interação 100% ocorra devido ao critério adotado neste trabalho para a utilização do catálogo comercial de perfis laminados. Como o consumo de aço não é o único fator que determina a resistência da seção transversal, uma pequena alteração nos Momento Fletor Resistente possibilitou o uso de um perfil mais leve.

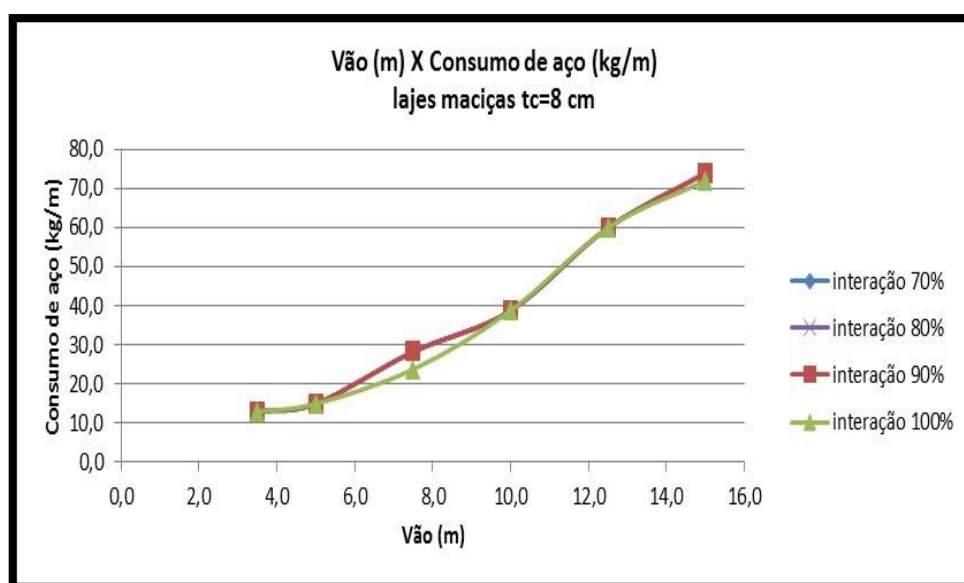


FIGURA 28- COMPARAÇÃO DO CONSUMO DE AÇO EM FUNÇÃO DO VÃO PARA DIFERENTES GRAUS DE INTERAÇÃO.

Confirma-se esta baixa influência do grau de interação escolhido pela FIGURA 29 e FIGURA 30, as quais medem diretamente a evolução do consumo de aço e da altura necessária para o perfil metálico com o crescimento do grau de interação.

Em ambas as figuras as variações são bastante pequenas, sendo que a absoluta maioria das curvas traçadas são, na verdade, retas de inclinação nula em relação à horizontal. Isso quer dizer que praticamente os mesmos perfis metálicos são aqueles determinados pelo dimensionamento para graus de interação entre 70% e 100%.

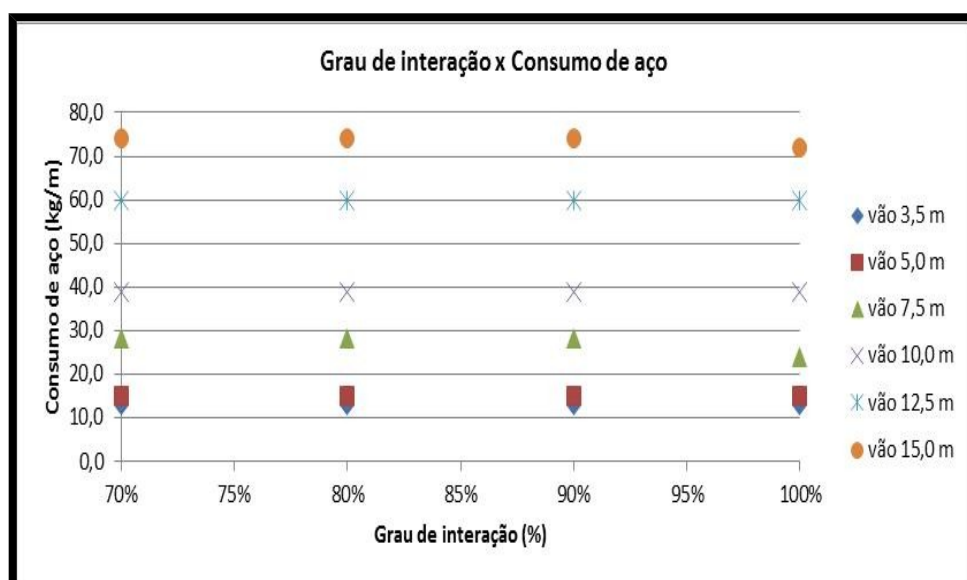


FIGURA 29- VARIAÇÃO DO CONSUMO DE AÇO EM FUNÇÃO DO GRAU DE INTERAÇÃO PARA VIGAS MISTAS COM LAJES MACIÇAS DE CONCRETO DE ESPESSURA 8 CM.

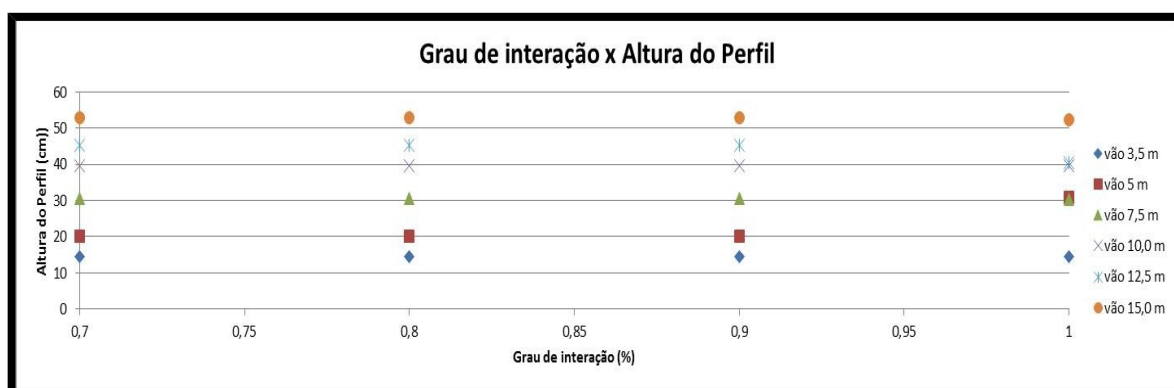


FIGURA 30- VARIAÇÃO DA ALTURA DO PERFIL DE AÇO EM FUNÇÃO DO GRAU DE INTERAÇÃO PARA VIGAS MISTAS COM LAJES MACIÇAS DE CONCRETO DE ESPESSURA 8 CM.

Na intenção de se comparar os valores fornecidos por Machado (2012), é traçado o gráfico da FIGURA 31. Este gráfico correlaciona o grau de interação com o incremento no valor dos deslocamentos (em relação aos deslocamentos de vigas de interação total) no meio do vão. Neste trabalho é feita a opção por não se realizar simulações para graus de interação menores que 70%, visto que o grau de interação mínimo para o vão de 15 m é de 69%.

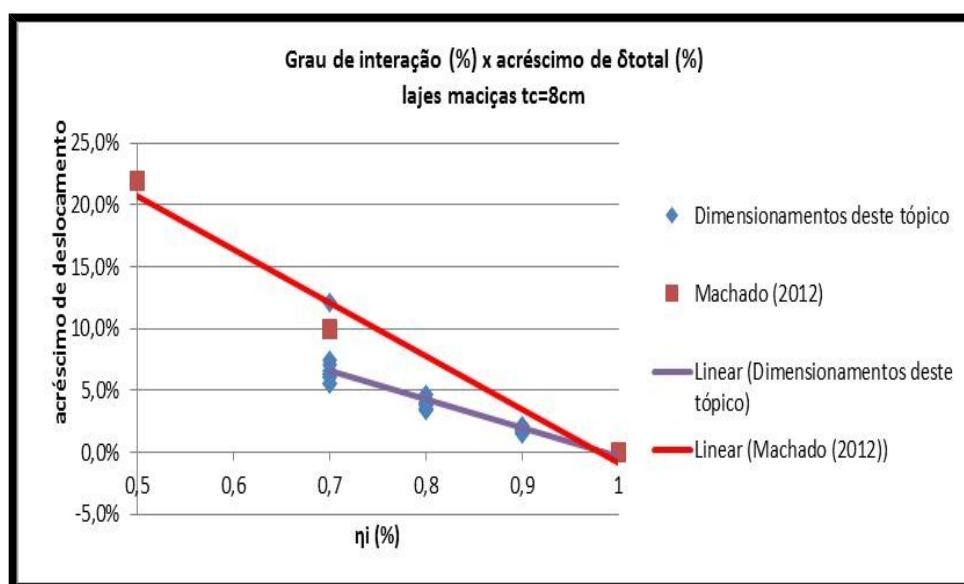


FIGURA 31- ACRÉSCIMO DE DESLOCAMENTOS PROPORCIONADO PELA VARIAÇÃO DO GRAU DE INTERAÇÃO AÇO-CONCRETO. COMPARAÇÃO ENTRE VALORES OBTIDOS E AQUELES FORNECIDOS POR MACHADO (2012).

A partir disso, valores até um pouco abaixo dos relatados por Machado (2012) foram obtidos para o aumento dos deslocamentos segundo a diminuição do grau de interação e, conseqüentemente, do número de conectores de cisalhamento. Essa diferença pode estar em algumas considerações como os vãos utilizados nos cálculos, o tipo e a espessura da laje de concreto. Ainda assim diminuições no grau de conexão não geram aumentos significativos nas flechas máximas.

Deste modo, a principal interferência do grau de interação no cálculo dos deslocamentos é no valor do momento de inércia efetivo da seção composta, calculado conforme o item 2.2.7. Contudo variações de η_i não são diretamente proporcionais a variações de inércia da seção, com a observação de que o grau de

interação é um termo que está dentro da raiz quadrada na Equação (6). Parte dos resultados da FIGURA 31 é passível de explicação por esta análise.

Mesmo no valor dos momentos fletores resistentes, para os vãos e demais condições consideradas, o grau de interação pouco causou impacto. As configurações de seção transversal obtidas nos dimensionamentos apresentam-se muito pouco vulneráveis a η_i . Considerando que tais configurações tendem a ser as mais usuais em edificações de uso comercial, como é o caso das condições aqui impostas, infere-se uma notória vantagem em se diminuir o grau de interação. Isso é feito na intenção de se economizar recursos necessários para a instalação de mais conectores de cisalhamento.

4.3. DIMENSIONAMENTO COMPARATIVO ENTRE VIGAS PURAMENTE METÁLICAS E VIGAS MISTAS

4.3.1. Dimensionamento pelo Estado Limite Último de Flexão das Vigas

A FIGURA 32 reforça a grande redução no consumo de aço estrutural quando se escolhe proporcionar o comportamento misto em vigas de sistemas de pisos de edificações. Encontra-se nesta Figura uma avaliação destes parâmetros considerando que as vigas metálicas têm comprimento destravado para a Flambagem Lateral Torcional (FLT) igual ao vão de projeto.

Em todas as vigas metálicas analisadas o que determina o momento fletor resistente é instabilidade global da viga por FLT. Isto não ocorre nas vigas mistas pelo travamento proporcionado na ligação aço concreto e pelo perfil metálico estar sendo tracionado muitas vezes perto da totalidade de sua área.

Na FIGURA 33 e na FIGURA 34 é demonstrada a interferência da instabilidade global da peça como fator de redução da resistência à flexão. Nota-se que, em aproximadamente 60% das vigas (pontos do gráfico), o perfil dimensionado somente com a seção de aço atinge um valor maior que o momento elástico. Em

comparação com os Momentos de Plastificação, os perfis chegam, no máximo, a 88% deste valor. Entretanto, é possível aumentar a capacidade resistente dos perfis isolados com a provisão de travamentos adequados.

Além disso, outra alternativa que provavelmente seria analisada em projeto seria a substituição da laje de concreto por elementos de piso mais leves. Isso poderia ser feito uma vez que, quando se dimensiona somente com a parte metálica, a laje só age como carregamento vertical de valores elevados.

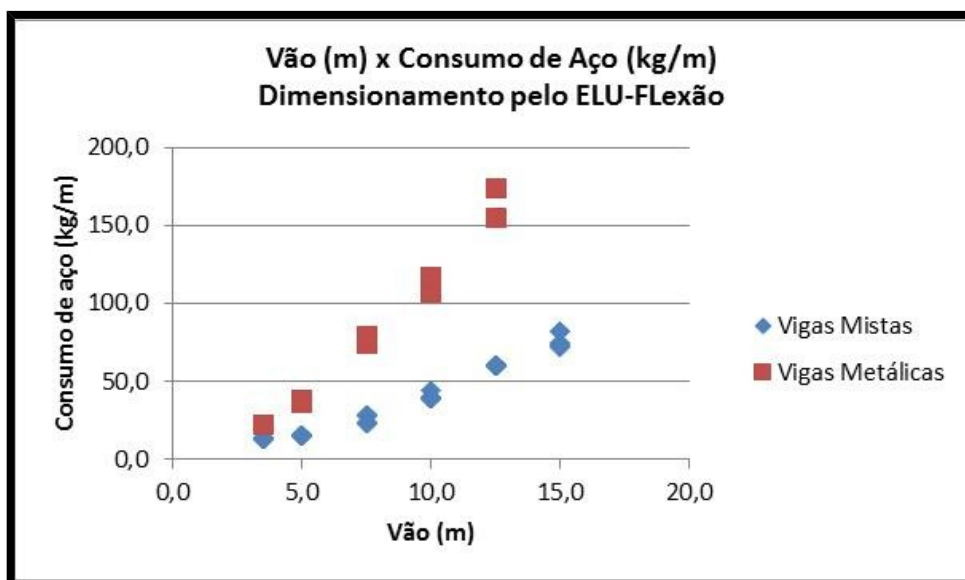


FIGURA 32- CONSUMO DE AÇO EM FUNÇÃO DO VÃO PARA VIGAS MISTAS E VIGAS PURAMENTE METÁLICAS

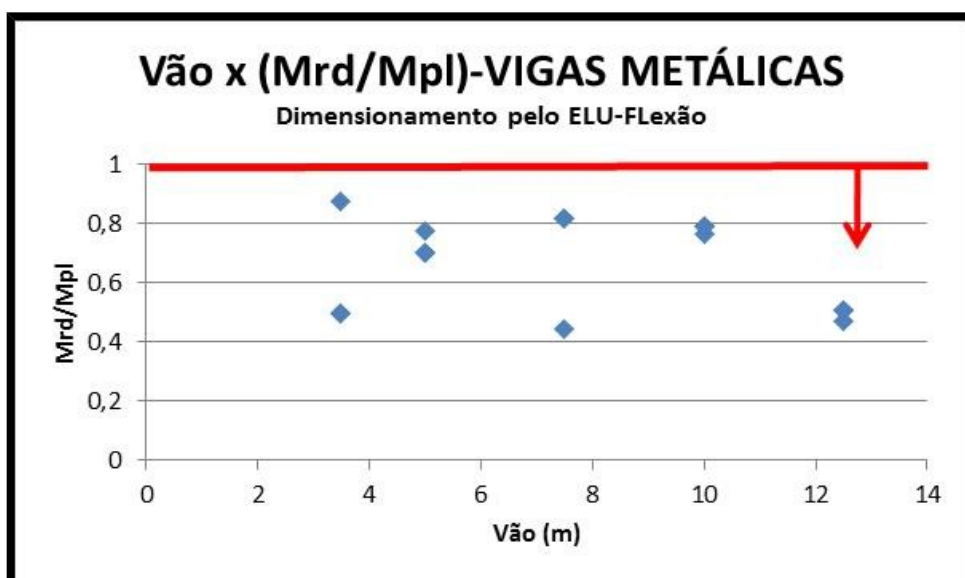


FIGURA 33- RELAÇÃO ENTRE O MOMENTO RESISTENTE E O MOMENTO DE PLASTIFICAÇÃO DAS VIGAS METÁLICAS (INFLUÊNCIA DOS EFEITOS DE INSTABILIDADE)

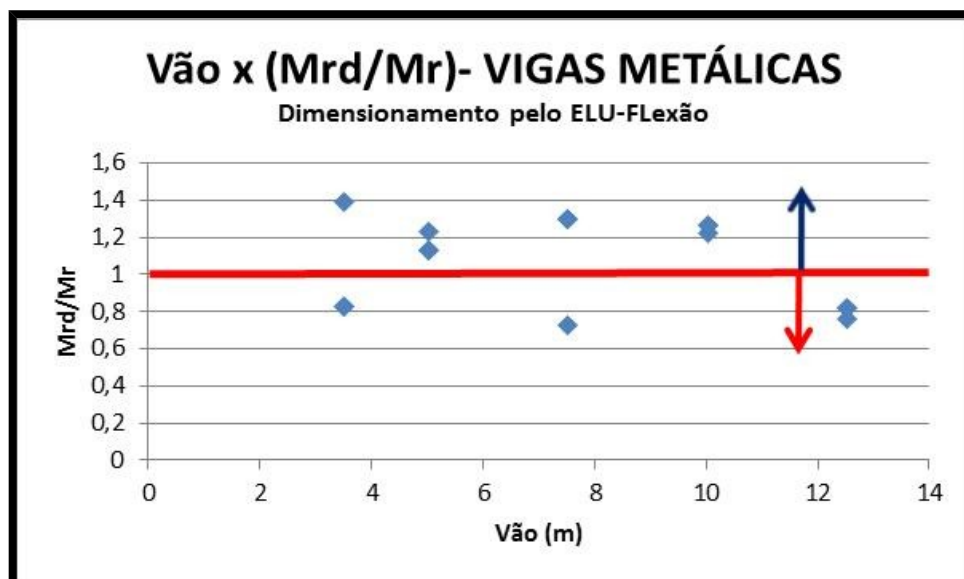


FIGURA 34- RELAÇÃO ENTRE O MOMENTO RESISTENTE E O MOMENTO ELÁSTICO DAS VIGAS METÁLICAS (INFLUÊNCIA DOS EFEITOS DE INSTABILIDADE)

4.3.2. Dimensionamento pelo Estado Limite de Serviço de Flexão das Vigas

A nuvem de pontos relativa ao consumo de aço, decorrente do vão para vigas mistas, da FIGURA 35, difere em relação àquela da FIGURA 32, gerada pelo dimensionamento pelo ELU de flexão. É perceptível uma maior aproximação dos pontos para elementos mistos e elementos metálicos. Esta alteração do gráfico de consumo de aço para vigas mistas pode ser entendida de acordo com o que é levantado no item 4.1.

O dimensionamento das vigas metálicas, todavia, gerou resultados muito parecidos com aqueles encontrados para atender minimamente ao ELU de Flexão. Como no item 4.3.1 houve a necessidade de adoção de perfis com inércia maior para combater a ação dos graus de instabilidade da peça, esta mesma inércia limitou os deslocamentos verticais a valores mais próximos da faixa aceitável. Isto praticamente fez com que os perfis verificassem simultaneamente ao ELU e ELS avaliados.

Entretanto, mesmo com as alterações no consumo de aço, a consideração da seção mista mostra-se vantajosa em todas as geometrias incorporadas por este estudo.

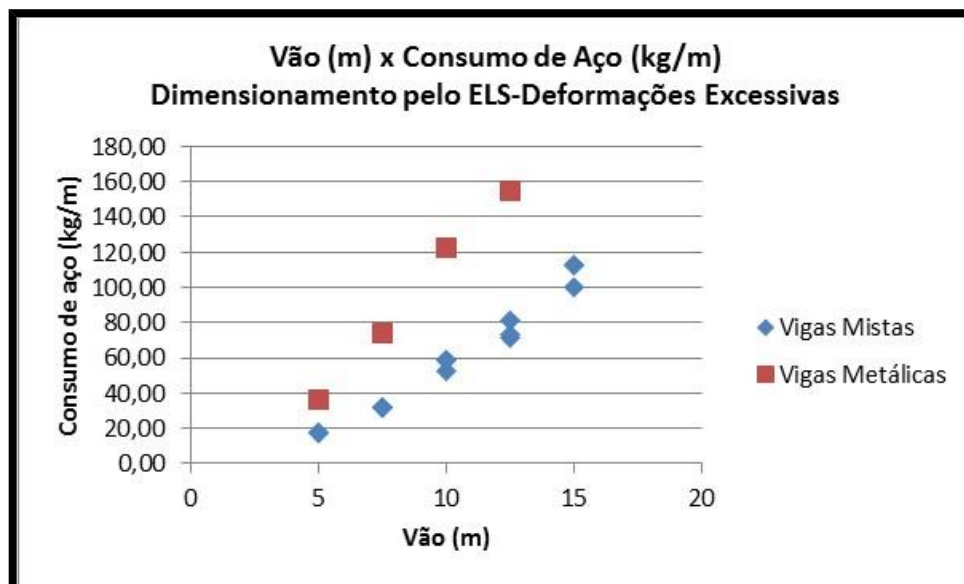


FIGURA 35- CONSUMO DE AÇO EM FUNÇÃO DO VÃO PARA VIGAS MISTAS E VIGAS PURAMENTE METÁLICAS.

4.4. DIMENSIONAMENTO COMPARATIVO ENTRE VIGAS MISTAS E VIGAS DE CONCRETO ARMADO

4.4.1. Dimensionamento pelo Estado Limite Último de Flexão das Vigas

Neste item representa-se, pelas figuras a seguir (FIGURA 36, FIGURA 37 e FIGURA 39), comparações entre as propriedades geométricas necessárias para que vigas mistas e de concreto armado possam suportar o esforço de flexão decorrente dos vãos avaliados.

Sendo assim, na FIGURA 36, para as cargas consideradas, visualiza-se em ambas as tipologias estruturais tendências de crescimento quase lineares para a altura da viga em função do vão. Contudo, o coeficiente angular da reta de tendência

das vigas de concreto armado é cerca de três vezes maior que o da linha de tendência das vigas mistas. Assim, ao passo que se incrementa o valor dos vãos, aumenta-se consideravelmente a diferença de altura entre vigas de seção composta e suas respectivas correspondentes em concreto armado.

Já a relação entre o comprimento dos vãos e a altura das vigas (FIGURA 37), tanto as vigas mistas quanto as de concreto armado apresentam nuvens de pontos um pouco fora do que é recomendado pela literatura como valores de pré-dimensionamento.

Demonstra-se este fato por algumas vigas mistas chegarem a relações (L/h) em torno de 31, enquanto os valores práticos remetem à faixa de 20 a 30. Enquanto isso, os elementos de concreto armado definem na FIGURA 37 relações (L/h) maiores que 21, aquém dos 10 a 12 usualmente indicados para edificações convencionais. No entanto, é importante atentar-se à desconsideração das deformações das peças nestes três gráficos, efeitos importantes que são incorporados pelas recomendações da literatura.

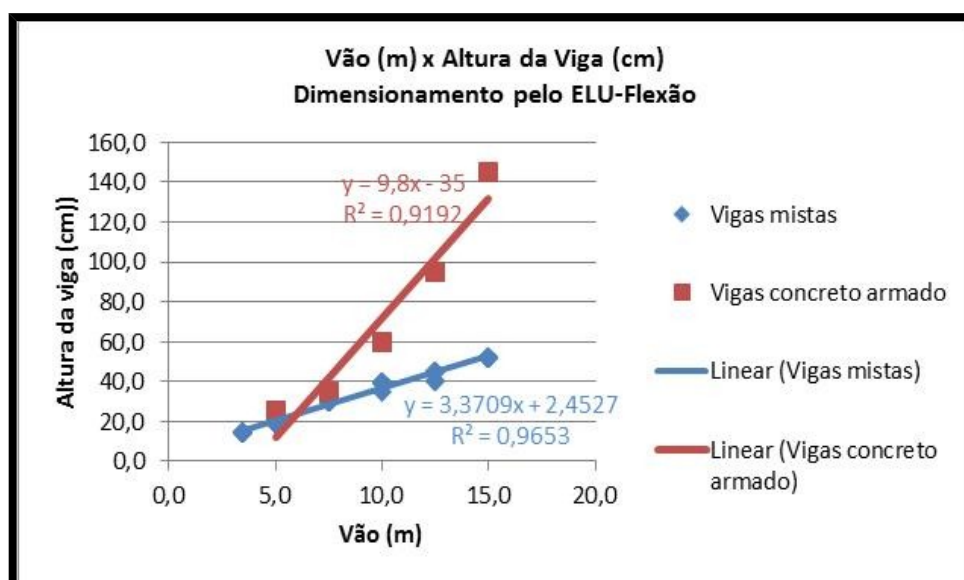


FIGURA 36- ALTURA NECESSÁRIA PARA VIGAS MISTAS E DE CONCRETO ARMADO DIMENSIONADAS PELO ESTADO LIMITE ÚLTIMO DE FLEXÃO.

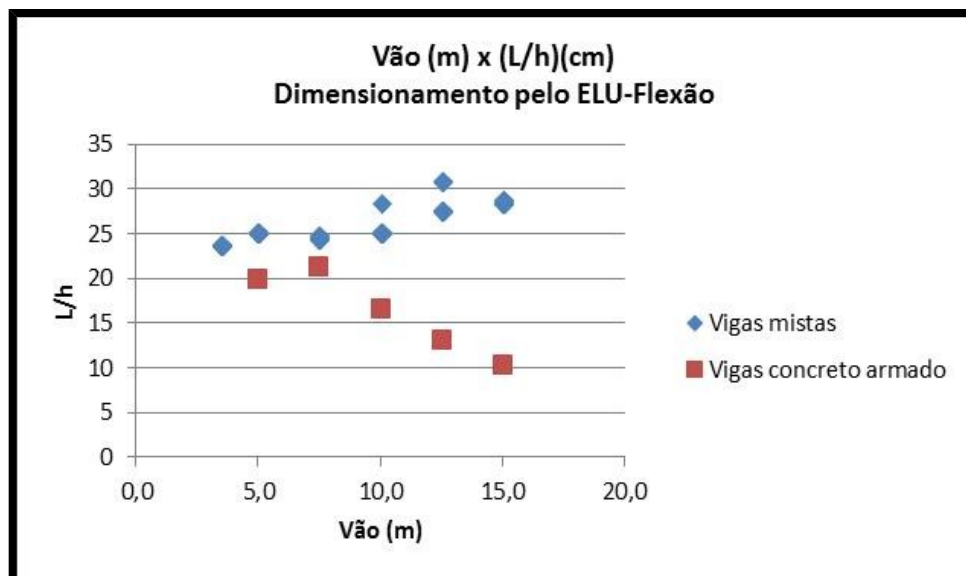


FIGURA 37- RELAÇÃO L/H NECESSÁRIA PARA VIGAS MISTAS E DE CONCRETO ARMADO DIMENSIONADAS NO ELU DE FLEXÃO.

Frente a isso, a maior efetividade da altura das seções compostas (mistas) no desempenho à flexão pode ser causada pelas solicitações a que cada parte da seção transversal está submetida. Mesmo nos casos de consideração de interação parcial, onde necessariamente o perfil deve possuir uma área resistente à compressão, em todos os vãos avaliados esta área não supera a área da mesa superior dos perfis laminados. Isso resulta em grandes regiões tracionadas nos perfis, responsáveis pela diminuição do braço de alavanca entre as resultantes de tração e compressão e, por consequência, da altura mínima requerida para a viga.

Nas vigas de concreto armado somente áreas concentradas, correspondentes às barras longitudinais, respondem por resultantes de tração menores, que precisam de um braço de alavanca maior para combater o momento fletor solicitante.

O exemplo de aplicação da FIGURA 38 (para vãos de 10 m) ilustra bem o comportamento acima descrito. No primeiro croqui, pode-se observar na viga mista com interação total uma espessura comprimida de 5,20 cm na laje de concreto (hachura na cor preta), em uma largura efetiva de 2,5 m, algo que gera uma componente resistente de 1578 KN. O bom aproveitamento à compressão do concreto da laje só é possível graças ao perfil de aço estar com sua área transversal

100% tracionada, fazendo com que a força resultante resistente à tração T_{ad} seja considerável e solicite a laje de concreto na mesma magnitude para a formação do binário que combate as solicitações de flexão. A viga de concreto armado dimensionada para o mesmo vão (segundo croqui) comprime apenas 2,99 cm dos 8 cm de laje disponíveis, mesmo com uma largura menor assumida para a mesa colaborante.

Analogamente à viga mista, a resultante de compressão é decorrente da correspondente de tração nas barras de aço longitudinais (4 barras de 25 mm neste caso). Contudo, como há limitações na disposição das barras de armadura, de maneira a manter os espaçamentos mínimos requeridos pela ABNT NBR 6118/2014, a área transversal de aço na seção é bem menor se comparada à área de aço tracionado na viga mista. Isto desencadeia em uma componente resistente de 821 KN. Com valores menores para as forças do binário resistente, o braço de alavanca precisa ser de 51,04 cm, enquanto na viga mista este valor cai para 25,35 cm.

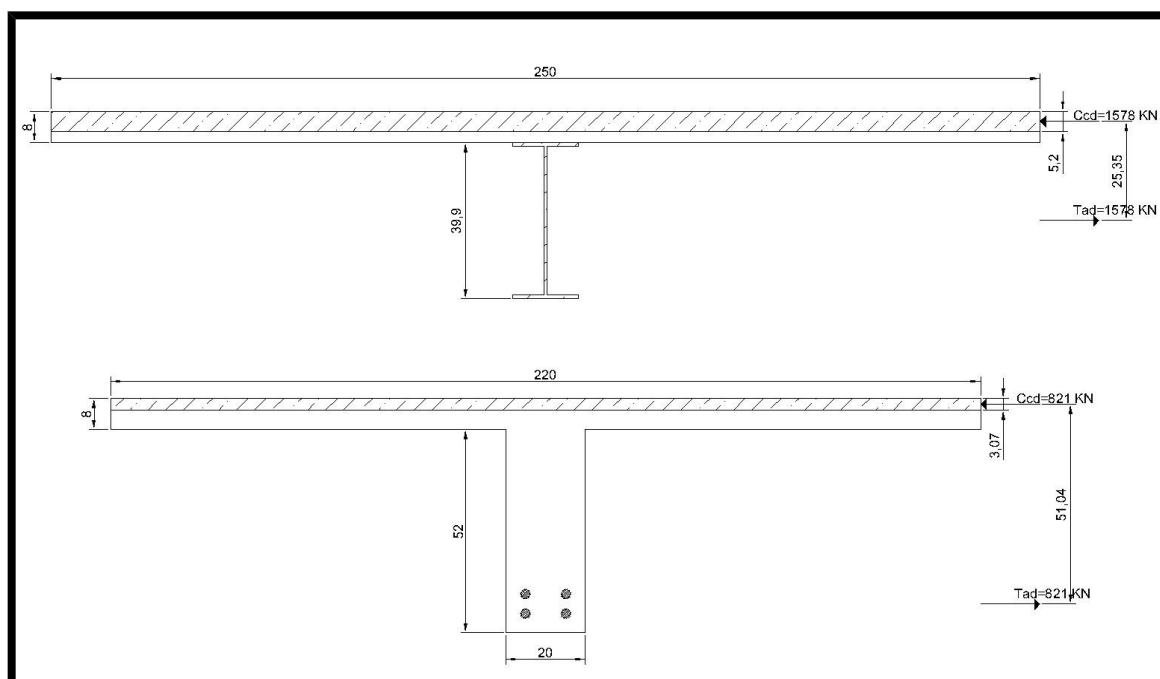


FIGURA 38- GEOMETRIA DAS SEÇÕES MISTA AÇO-CONCRETO E CONCRETO ARMADO OBTIDA NO DIMENSIONAMENTO AO MOMENTO FLETOR PARA VÃO DE 10 M.

É interessante observar, pela FIGURA 39, a grande diferença de peso próprio dos perfis de aço e das seções retangulares de concreto armado

dimensionadas sob condições semelhantes. Todavia pode-se chegar a seções menos pesadas em concreto armado pela otimização da forma, fazendo com que a alma possa ficar mais delgada na região onde não há barras longitudinais e o concreto é tracionado.

Entretanto, esta diminuição muito provavelmente não seria suficiente para mudar de maneira drástica o comportamento das curvas da FIGURA 39. Percebe-se uma tendência exponencial do crescimento do peso próprio das peças em concreto armado com a evolução dos valores dos vãos no eixo horizontal.

Enquanto isso, o crescimento do peso dos perfis metálicos laminados é linear e a reta de tendência possui coeficiente angular relativamente baixo. Em vãos de 15 m, o peso próprio da viga de concreto armado chega a mais de 10 vezes o peso do perfil metálico laminado W 530x72, suficiente para resistir à flexão na seção mista. Este gráfico chama a atenção pela possibilidade de grande redução das cargas verticais em pilares e fundações das edificações.

A maior eficiência estrutural proporcionada pela geometria das vigas mistas em relação ao peso próprio pode ser explicada pelas mesmas razões que levam as seções compostas aço-concreto a menores alturas se comparadas ao concreto armado.

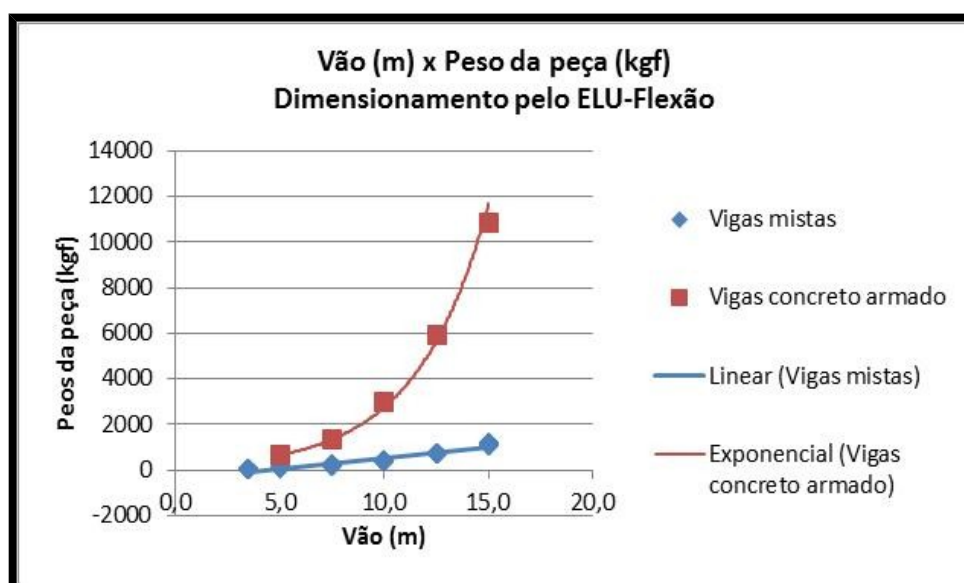


FIGURA 39- PESO PRÓPRIO DE VIGAS MISTAS E DE CONCRETO ARMADO PARA DIFERENTES VÃOS DE PROJETO.

4.4.2. Dimensionamento pelo Estado Limite Último de Serviço de Flexão das Vigas

Percebe-se, pelas figuras a seguir (FIGURA 40, FIGURA 41 e FIGURA 42), que a consideração dos deslocamentos verticais máximos nos vãos acaba resultando em seções mais robustas do que aquelas somente dimensionadas pelo ELU de flexão. Esta afirmação é válida tanto para os elementos mistos quanto para os de concreto armado.

Os deslocamentos máximos são limitados, de maneira geral, a $1/350$ do comprimento do vão, por ser uma faixa aceitável pela ABNT NBR 8800/2008 (vigas mistas) e pela ABNT NBR 6118/2014 (vigas de concreto armado).

Frente ao exposto, a metodologia construtiva torna-se mais expressiva quando considera-se as flechas máximas. Adicionalmente, é importante ressaltar que as vigas mistas são todas não escoradas e as vigas de concreto, por uma razão prática, são todas escoradas. Há que se recordar também o fato de ser considerada a aplicação de uma contraflecha de $1/400$ do vão nas vigas mistas. Por sua vez, as vigas de concreto não são dimensionadas com a previsão de contraflechas.

As linhas de tendência para a variação da altura das vigas em função do tamanho do vão continuam lineares. A diferença entre as alturas de vigas mistas e de concreto, inclusive, tende a aumentar conforme se incrementa o tamanho dos vãos entre apoios.

Uma diferença entre a FIGURA 36 e a FIGURA 40 é o ponto de cruzamento das linhas de tendência das vigas mistas e das vigas de concreto armado. Na FIGURA 36 há uma tendência de se precisar de alturas menores em vigas de concreto para vãos inferiores a 5 m. Não é uma tendência consolidada, já que não foi o enfoque deste trabalho avaliar vãos nesta faixa de variação. Já nas vigas dimensionadas pelo ELS de Deformações (FIGURA 40) esta vantagem das vigas de concreto não é visualizada.

As relações L/h na FIGURA 41 reduzem bastante quando se analisa os deslocamentos, fazendo com que os valores fiquem muito parecidos com o que é

usual em projeto. Tais valores variam de 20 a 25 para perfis de vigas mistas e de 10 a 12 em vigas de concreto armado.

No que tange a necessidade de perfis mais robustos para vigas mistas dimensionadas pelas flechas máximas, as prováveis razões já estão colocadas no item 4.1. No referido item, é expressa a importância dos deslocamentos ocorridos durante a fase de construção das vigas não escoradas.

Como as vigas de concreto armado são escoradas, estes deslocamentos de construção supostamente não ocorrem nestas estruturas. Todavia, efeitos reológicos (principalmente a fluência) e a fissuração da região tracionada induzem deformações diferidas no tempo com valores altos. Uma maior inércia para a seção torna-se indispensável, então, para limitar os deslocamentos na viga.

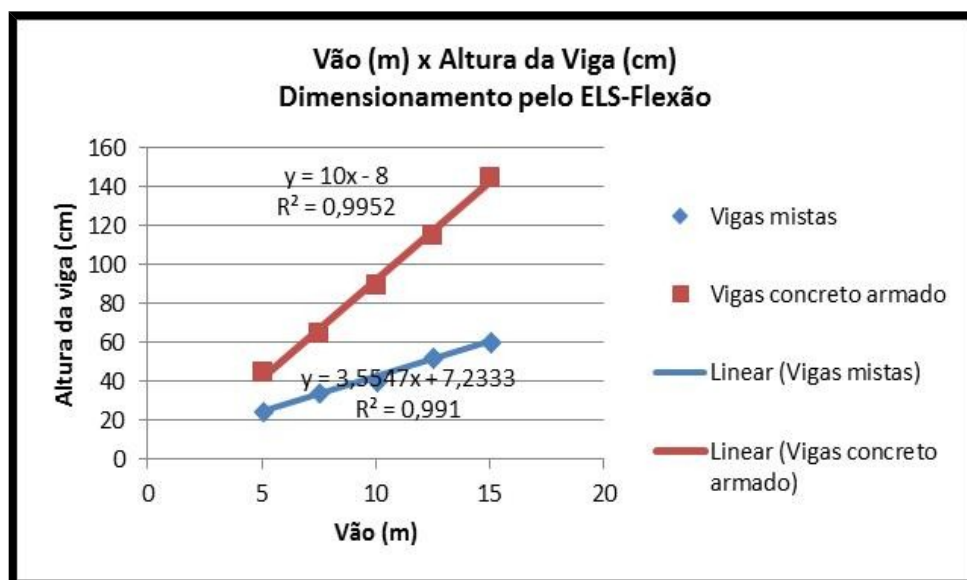


FIGURA 40- DIMENSIONAMENTO DE VIGAS MISTAS E DE CONCRETO ARMADO PELO ESTADO LIMITE DE SERVIÇO DE DEFORMAÇÕES EXCESSIVAS.

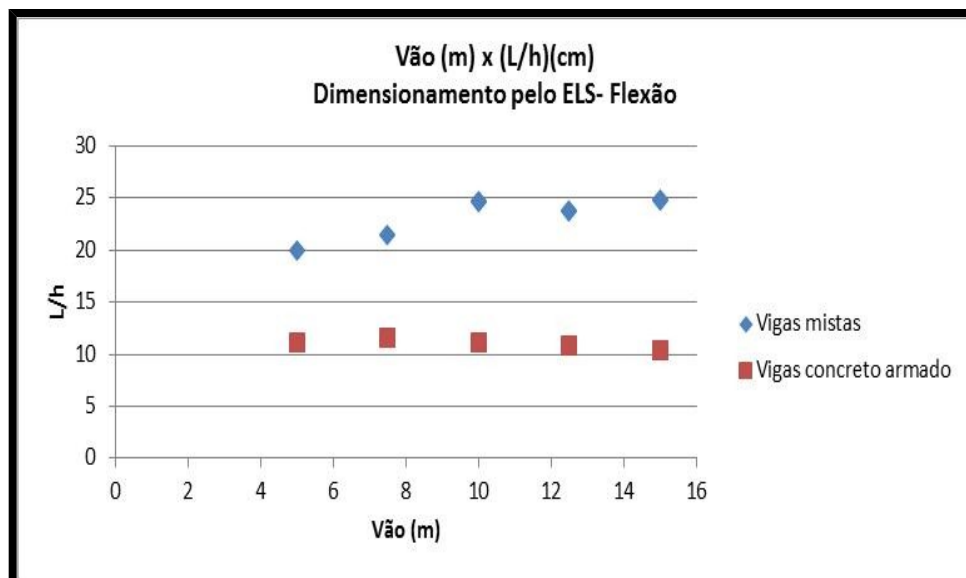


FIGURA 41- RELAÇÕES L/H NECESSÁRIAS PARA VIGAS MISTAS E DE CONCRETO ARMADO DIMENSIONADAS PELO ELS DE DEFORMAÇÕES EXCESSIVAS.

O mesmo exemplo demonstrado na FIGURA 38 é colocado na FIGURA 43, agora para as geometrias requeridas para o dimensionamento segundo os deslocamentos máximos.

Encontra-se, pela FIGURA 43, na seção composta de aço e concreto, cerca de 88% da laje comprimida. Isso acontece provavelmente devido à maior área resistente à tração do perfil W 410x53,0 em relação àquele necessário para atender apenas às combinações normais do ELU (perfil W 410x38,8).

Devido aos deslocamentos das linhas de ação das resultantes em virtude da troca de perfil, o braço de alavanca do binário resistente caiu levemente de 25,35 para 24,38 cm. Todavia as resultantes de tração e compressão tiveram sua magnitude incrementada de 1578 KN para 2145 KN.

Contudo a configuração da FIGURA 43 é aquela que aconteceria no ELU de flexão para combinações normais com os perfis dimensionados para o ELS de deformações excessivas. Isso quer dizer que, antes de a peça chegar à situação exposta na FIGURA 43, muito provavelmente a flecha máxima estipulada já terá sido atingida. Isso pode ser comprovado pelo fato do momento resistente de cálculo da seção mista da FIGURA 43 ser cerca de 1,41 vezes maior que o momento fletor solicitante de cálculo.

Sob a ação do momento fletor solicitante provavelmente a espessura comprimida da laje decaia para 5,01 cm (aproximadamente 63% da área da mesa colaborante de concreto). Isso significa uma redução em relação à espessura comprimida na FIGURA 38.

A seção de concreto armado age ao contrário da viga mista no que diz respeito à espessura comprimida da mesa colaborante. Se comparada à seção dimensionada pelo ELU de flexão, a área comprimida decresce de 38% da seção efetiva de laje para 24,6%. Desta forma, têm-se um baixo aproveitamento da capacidade resistente do concreto. A área de concreto tracionada, por sua vez, é bastante alta, fazendo com que grande parte do peso próprio da estrutura seja subutilizado, contando apenas como carregamento.

O caso do peso próprio da estrutura é revelado pelo gráfico da FIGURA 43, nos quais as vigas de concreto armado, a exemplo do dimensionamento pelo ELU de flexão (combinações normais), precisam de seções bem mais pesadas. Observa-se, no entanto, uma maior linearidade no comportamento peso próprio *versus* vão para as seções “T” de concreto.

Não obstante, as vigas mistas continuam apresentando tendência linear neste caso, apesar dos perfis possuírem maior massa linear em relação aos da FIGURA 39. Em todos os vãos avaliados o peso da estrutura mista é mais efetivo no combate às solicitações.

Em vãos de 15 m, onde a diferença de peso é maior, a estrutura em concreto armado pesa quase 7 vezes mais que o perfil metálico de desempenho correspondente. Isso confirma a otimização do uso dos materiais estruturais no momento em que é feita a opção por vigas mistas em edificações de escritórios.

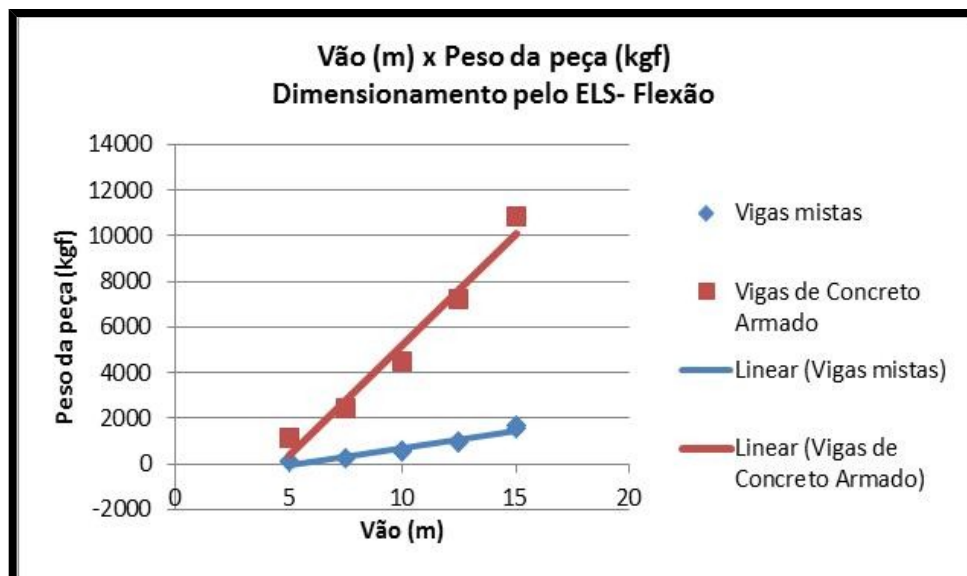


FIGURA 42- PESO PRÓPRIO DE VIGAS MISTAS E DE CONCRETO ARMADO PARA DIFERENTES VÃOS DE PROJETO.

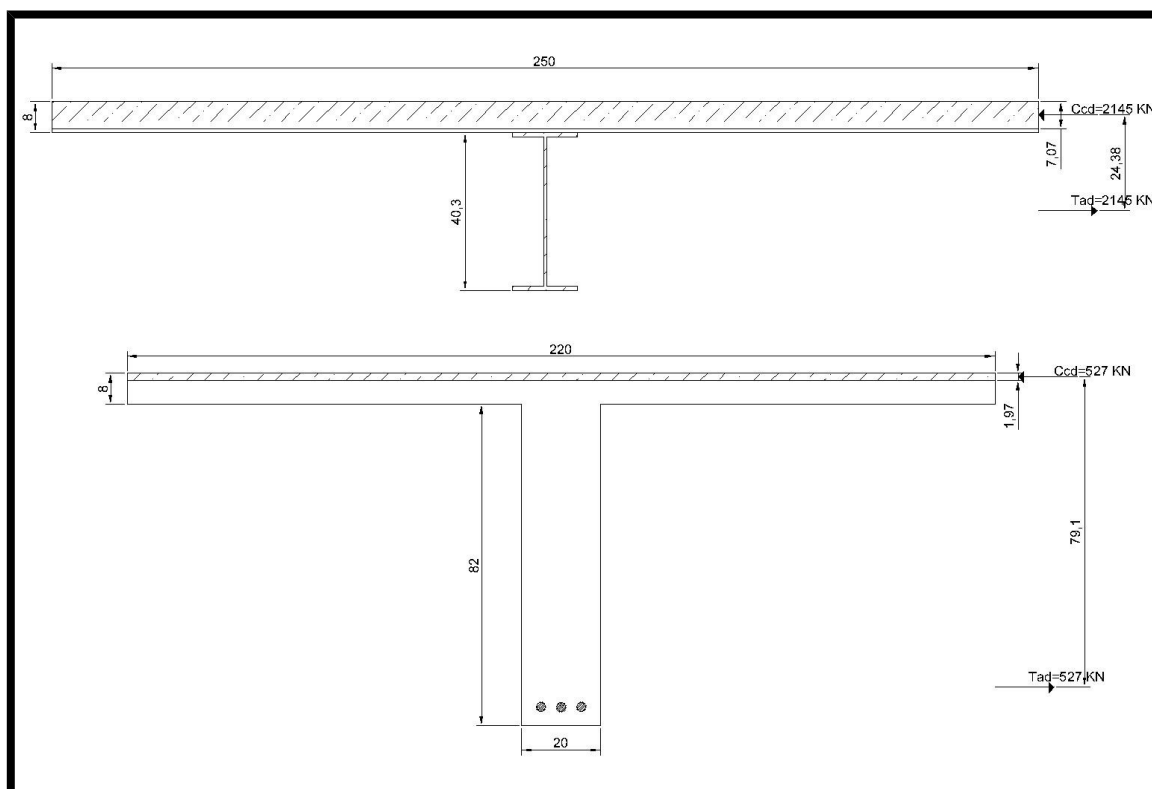


FIGURA 43- GEOMETRIA DAS SEÇÕES MISTA AÇO-CONCRETO E CONCRETO ARMADO OBTIDA NO DIMENSIONAMENTO PELO ELS PARA VÃO DE 10 M.

5. CONCLUSÕES

A primeira importância deste estudo frente aos resultados encontrados e analisados é mais generalizada. Ela se refere ao ganho de percepção das alterações que alguns parâmetros de projeto podem promover na geometria final de vigas mistas biapoiadas, componentes de sistemas de pisos de edificações de escritórios.

Como as vigas mistas dimensionadas são todas de construção não escorada, há uma clara visualização, pelos gráficos gerados, que os deslocamentos máximos tornam-se o maior limitante para as dimensões das peças. Esta influência das flechas no dimensionamento tende a crescer com o aumento dos vãos e decorre geralmente dos deslocamentos que ocorrem no período de construção, no qual o perfil de aço trabalha isolado.

Pelas afirmações acima, infere-se que a metodologia de projeto de vigas mistas deve primar pelo dimensionamento segundo o Estado Limite de Serviço de Deformações Excessivas e realizar verificações posteriores para o Estado Limite Último de Flexão.

Embora a sequência citada leve, provavelmente, à adoção de perfis maiores e mais pesados, este fato confere às vigas mistas uma sobra de resistência. Isto pode ser interessante para que a ruptura ocorra somente após um alto grau de deformação, promovendo tempo suficiente para a execução de reparos e reforços na peça.

Devido a esta sobra de resistência à flexão guiada pelos deslocamentos máximos nas vigas mistas e, posteriormente à verificação da interferência do grau de interação da ligação aço-concreto, é possível extrair algumas conclusões. Isso se trata da possibilidade de se reduzir consideravelmente o número de conectores de cisalhamento, sem grandes alterações no momento fletor resistente e nos deslocamentos das peças.

O consumo de aço e a altura dos perfis permaneceram intactos mediante variações entre 70% e 100% para o grau de interação. Os deslocamentos verticais

máximos sofrem um acréscimo de menos de 10% sob uma diminuição de 30% no grau de interação.

Através destas comparações, é indicada uma vantagem em reduzir o número de conectores, de maneira a evitar custos com material e mão de obra especializada para a instalação destes componentes.

Quanto ao dimensionamento comparativo entre as vigas mistas e vigas puramente metálicas, o melhor desempenho das primeiras acontece em todos os casos estudados. No entanto, o aumento dos vãos promove diferenças mais expressivas. O grande trunfo das vigas mistas se mostra no travamento proporcionado pela rigidez da laje de concreto em seu plano, tornando possível a desconsideração das instabilidades que reduzem a resistência da peça.

Como já colocado na análise de resultados, os perfis metálicos dimensionados isoladamente chegam a apenas 82% da plastificação total da seção transversal. Uma recomendação para estudos posteriores seria avaliar as vigas mistas em comparação com vigas de seção metálica dotadas de travamentos que reduzam a ação da Flambagem Lateral com Torção, efeito predominante nas seções aqui verificadas.

Quando se considera os deslocamentos máximos no dimensionamento, as vantagens das vigas mistas em relação às vigas metálicas no consumo de aço tendem a reduzir um pouco. Mas, mesmo assim, o efeito misto continua vantajoso e uma alternativa interessante para a otimização do desempenho dos perfis metálicos.

Outro indicativo favorável ao desempenho das vigas mistas é encontrado na comparação com vigas de concreto armado: o peso próprio e a altura das vigas são significativamente reduzidos nas peças mistas.

Pela avaliação específica de exemplos numéricos, identifica-se uma grande otimização da capacidade dos materiais estruturais constituintes das vigas mistas. Todas as situações mostram perfis tracionados em pelo menos toda a área que compreende a mesa inferior e a alma. Este fato faz com que os braços de alavanca entre as forças resultantes na seção sejam menores e conduzam a perfis metálicos com altura menor.

Nas seções de concreto, pequenas porções da laje são comprimidas e a grande maioria da área de concreto é tracionada, o que conduz a maiores regiões fissuradas. Nestas regiões a entrada de agentes que comprometem a durabilidade da peça é facilitada. Concomitantemente, o peso próprio da estrutura aumenta sem que haja a contrapartida desejada na resistência à flexão.

O dimensionamento primário pelos deslocamentos máximos se mostra necessário nas vigas mistas e nas vigas de concreto armado. Como parâmetro de pré-dimensionamento das alturas dos perfis metálicos, valores na faixa de 1/20 a 1/25 do valor do vão mostram-se pertinentes do ponto de vista da configuração deformada da peça. Já para as vigas de concreto armado confirma-se a maioria dos valores usuais em projeto, na faixa de 1/10 a 1/12 do tamanho do vão efetivo.

Portanto é evidente a necessidade de se levar em conta a utilização de elementos de vigas mistas no momento em que se estuda a viabilidade de um projeto estrutural de edificações de escritórios. As vantagens de desempenho estrutural geram boas expectativas.

Cabe a futuras pesquisas a obtenção de maiores detalhes sobre os custos de se construir com este tipo de solução estrutural. Estes detalhes podem ser encontrados com base em levantamentos como o deste trabalho, contudo de maneira mais completa. Sugere-se contabilizar mais alternativas e parâmetros para as vigas mistas, considerando a presença de forma de aço incorporada, continuidade total ou parcial para os trechos de viga e avaliação das ligações mistas.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALMEIDA, L. C. **Fundamentos de Concreto Armado**. Notas de Aula da Disciplina, Universidade Estadual de Campinas, Agosto, 2002.

ALMEIDA, S. J. C.; NETO, J. M.; MALITE, M.; RIGOBELLO, R.; SILVA, V.P. **Influência da Vinculação em Modelos Numéricos de Vigas Mistas de Aço e Concreto em Situação de Incêndio**. In: Anais do 50º Congresso Brasileiro do Concreto, São Paulo, 2008.

ALVA, G. M. S. **Sobre o projeto de edifícios em estrutura mista aço-concreto**. Dissertação de Mestrado- Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 277 p., São Carlos, 2000.

ALVA, G. M. S.; MALITE, M. **Comportamento estrutural e dimensionamento de elementos mistos aço-concreto**. Cadernos de Engenharia de Estruturas (USP), EESC/USP, v. 7, n. 25, p. 51-84, 2005.

AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION- AISC. **Specification for Structural Steel Buildings**. Chicago, 2005.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Cargas para o cálculo de estruturas de edificações**, ABNT NBR 6120/1980, Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios**, ABNT NBR 8800/2008, Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Projeto de estruturas de concreto- Procedimento**. ABNT NBR 6118/2014, Rio de Janeiro.

BATISTA, H. F. **Estudo do Comportamento de Vigas Mistas de Concreto Leve**. Relatório Final de Iniciação Científica. Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, 2012.

BELLEI, I. H. **Interfaces Aço-Concreto**. Instituto Aço Brasil/ Centro Brasileiro de Construção em Aço, 2. ed., Rio de Janeiro, 2009.

CAMPOS, A. S. **Estudo sobre os critérios de dimensionamento de pilares mistos de aço e concreto**. Dissertação de Mestrado- Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, Universidade Estadual de Campinas, 180 p., Campinas, 2006.

CARDOSO, D. C. T. **Soluções em vigas mistas aço-concreto para o projeto da superestrutura de pontes rodoviárias**. Trabalho de Conclusão de Curso- Curso de Engenharia Civil, Departamento de Mecânica Aplicada a Estruturas, Escola Politécnica, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2006.

CASAGRANDE, R.; VITO, M. **Comparativo entre Viga Metálica e Viga em Concreto Protendido para aplicação em Ponte Rodoviária Vicinal Classe-30**. Universidade do Extremo Sul Catarinense, 2012.

COST C1. **Composite steel-concrete joints in braced frames for buildings**. Bruxelas, Luxemburgo, 1996.

DIAS, M. M. **Análise numérica de vigas mistas aço-concreto pelo método dos elementos finitos: efeitos de longa duração**. Dissertação de Mestrado, Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 177 p., Porto Alegre, 2013.

DE NARDIN, S.; DE SOUZA, A. S. C.; DEBS, A. L. H. C. E. ; DEBS, M. K. E. **Estruturas mistas aço-concreto: origem, desenvolvimento e perspectivas**. In: 47° Congresso Brasileiro do Concreto, v. IV p. IV69-IV84, Olinda, 2005.

ELLER, P. R.; PAULA, G. D.; FERREIRA, W. G. **Pré-Dimensionamento de Vigas Mistas de Aço e Concreto para Pontes de Pequeno Porte**. In: Engenharia Estudo e Pesquisa, v. 11, n.1, p. 15-26, 2011.

EUROCODE 3. **Design of steel structures- Part 1-8: Design of joints**. European Committee for Standardization, Bruxelas, 2000.

EUROCODE 4. **Design of steel structures- Part 1-1: General rules and rules for buildings**. European Committee for Standardization, Bruxelas, 2002.

FAKURY, R. H.; RIBEIRO, J. C. L.; CASAS, E. B. L.; PANNONI, F. D. **Um método avançado de cálculo para pisos mistos de aço e concreto em situação de incêndio.** In: XXV CILAMCE (Congresso Ibero Latino Americano sobre Métodos Computacionais para Engenharia), v. 1. p. 1-14, Recife, 2004.

FAKURY, R. H.; RIBEIRO, J. C. L.; CASAS, E. B. L.; PANNONI, F. D. **Projeto de pisos mistos aço-concreto em situação de incêndio considerando a interação entre vigas e lajes.** In: XXXI Jornadas Sudamericanas de Ingenieria Estructural, v. 1. p. 1-19, Mendoza – Argentina, 2004.

FIGUEIREDO, L. M. B.; GONÇALVES, R. M. **Comportamento de ligações mistas viga-pilar.** Cadernos de Engenharia de Estruturas (USP), v. 9, p. 95-116, 2007.

GERDAU AÇOMINAS. **Perfis Gerdau Açominas.** Catálogo Comercial, 2014.

HARD. **Boletim Técnico- Stud Welding Tipo B.** Catálogo Comercial, 2013.

JOHNSON, R. P. **Composite structures of steel and concrete.** Blackwell Scientific Publications, v. 1 2.ed., Oxford, 1994.

KIRCHHOF, L.; NETO, J. M. **Uma contribuição ao estudo de vigas mistas aço-concreto simplesmente apoiadas em temperatura ambiente e em situação de incêndio.** Cadernos de Engenharia de Estruturas (USP), EESC/USP, v. 7, n. 25, p. 1-31, 2005.

MACHADO, R. T. **Análise da Viabilidade Econômica do Projeto Estrutural de Edifícios de Múltiplos Andares com Estrutura de Aço.** Dissertação de Mestrado- Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 267 p., São Carlos, 2012.

MAIRAL, R. **Análise estrutural de vigas mistas de aço e concreto em perfis formados a frio: estudo da ligação mista viga-pilar e da região de momento negativo.** Dissertação de Mestrado- Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 150 p., São Carlos, 2010.

PORTAL METÁLICA. **Caracterização das construções mistas aço-concreto.** Disponível em

<<http://www.metallica.com.br/caracterizacao-das-construcoes-mistas-aco-concreto>>
Acesso em 22/06/2014.

QUEIROZ, G.; PAIVA, A. A. **Ligações mistas com Chapa de Extremidade com Diferentes Graus de Resistência e Rigidez**. In: Mostra PROPEEs UFMG, 20 p., Belo Horizonte, 2013.

QUEIROZ, G.; PIMENTA, R.J.; MARTINS, A. G. **Estruturas Mistas**. Instituto Aço Brasil/ Centro Brasileiro de Construção em Aço, v.1 2. ed., Rio de Janeiro, 2012.

QUEIROZ, G.; PIMENTA, R.J.; MARTINS, A. G. **Estruturas Mistas**. Instituto Aço Brasil/ Centro Brasileiro de Construção em Aço, v.2 2. ed., Rio de Janeiro, 2012.

RODRIGUES, J. O. R. **Estudo comparativo entre aço e concreto protendido no dimensionamento da superestrutura de uma ponte rodoviária**. In: Congresso Latinoamericano de Construção Metálica, ABCEM, 2012.

SILVA, M. C. B. **Pré-dimensionamento de vigas para edifícios de andares múltiplos em aço**. Pontifícia Universidade Católica de Goiás, Goiânia, 2010.

SOUZA, R. L. **Influência do Tipo de Laje no Dimensionamento de Vigas Mistas**. Trabalho de Conclusão de Curso, Curso de Engenharia Civil, Departamento de Tecnologia, Universidade Federal de Feira de Santana, Feira de Santana, 2011.

SLUTTER, R. G.; DRISCOLL JR, G. C. **Flexural strenght of steel and concrete composite beams**. Lehigh University, 1963.

TRISTÃO, G. A.; NETO, J. M. **Comportamento de conectores de cisalhamento em vigas mistas aço-concreto com análise da resposta numérica**. Cadernos de Engenharia de Estruturas (USP), EESC/USP, v. 7, n. 23, p. 119-142, 2005.

ANEXO I- DIMENSIONAMENTO DE VIGAS METÁLICAS À FLEXÃO SIMPES (ABNT NBR 8800/2008)

Conforme item 5.4 da ABNT NBR 8800/2008, a Equação (72) deve ser verificada para que a seção resista aos esforços de flexão solicitantes.

$$M_{sd} \leq M_{rd} \quad \text{Equação (72)}$$

Onde:

M_{sd} : Momento Fletor Solicitante de Cálculo;

M_{rd} : Momento Fletor Resistente de Cálculo.

As seções analisadas compreendem perfis de seção W, H e HP, com dois eixos de simetria, fletidas em relação a um destes eixos. Define-se então, pela Equação (73), o valor do momento fletor resistente de cálculo.

$$M_{rd} = \min \begin{cases} M_{rd,FLM} \\ M_{rd,FLA} \\ M_{rd,FLT} \end{cases} \quad \text{Equação (73)}$$

Onde:

$M_{rd,FLM}$: Momento Fletor Resistente de Cálculo obtido pela análise de instabilidade local da mesa comprimida do perfil;

$M_{rd,FLA}$: Momento Fletor Resistente de Cálculo obtido pela análise da instabilidade local do trecho comprimido da alma do perfil;

$M_{rd,FLT}$: Momento Fletor Resistente de Cálculo obtido pela análise da instabilidade global por flexo-torção do perfil.

A ABNT NBR 8800/2008 preconiza que, para assegurar a validade da análise elástica empregada no dimensionamento, deve-se obedecer a Equação (74).

$$M_{rd} \leq \frac{1,5 * W_a * f_y}{\gamma_{a1}} \quad \text{Equação (74)}$$

Onde:

W_a : Módulo de Resistência Elástica em relação ao eixo de flexão;

f_y : Tensão de escoamento do aço do perfil metálico;

γ_{a1} : Coeficiente de ponderação da resistência do perfil metálico, para combinações últimas normais (verificação do escoamento).

1. VERIFICAÇÃO DA FLAMBAGEM LOCAL DA MESA (FLM)

Os parâmetros de esbeltez que regem o fenômeno de instabilidade local da mesa são calculados pela normativa brasileira da seguinte maneira:

$$\lambda_{f,FLM} = \frac{b_f}{2} * t_f \quad \text{Equação (75)}$$

$$\lambda_{p,FLM} = 0,38 * \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad \text{Equação (76)}$$

$$\lambda_{r,FLM} = 0,83 * \sqrt{\frac{E}{f_y - \sigma_r}} \quad \text{Equação (77)}$$

Onde:

$\lambda_{f,FLM}$: Parâmetro de esbeltez da mesa comprimida do perfil metálico;

$\lambda_{p,FLM}$: Parâmetro de esbeltez correspondente à plastificação;

$\lambda_{r,FLM}$: Parâmetro de esbeltez correspondente ao início do escoamento;

b_f : Largura da mesa comprimida do perfil metálico;

t_f : Espessura da mesa comprimida do perfil metálico;

E: Módulo de Elasticidade do aço utilizado no perfil;

σ_r : Tensão residual de compressão nas mesas, tomada igual a 30% da tensão de escoamento (f_y).

Obtidos os parâmetros de esbeltez, estes são comparados entre si, no intuito de se reconhecer em qual faixa de comportamento o perfil poderá ser dimensionado:

$$Se \left\{ \begin{array}{l} \lambda_{f,FLM} \leq \lambda_{p,FLM} \rightarrow M_{rd,FLM} = \frac{M_{PL}}{Y_{a1}} \\ \lambda_{p,FLM} < \lambda_{f,FLM} \leq \lambda_{r,FLM} \rightarrow M_{rd,FLM} = \frac{1}{Y_{a1}} * \left[M_{PL} - \frac{(M_{PL} - M_{EL}) * \lambda_{f,FLM} - \lambda_{p,FLM}}{\lambda_{r,FLM} - \lambda_{p,FLM}} \right] \\ \lambda_{f,FLM} > \lambda_{r,FLM} \rightarrow M_{rd,FLM} = \frac{M_{cr,FLM}}{Y_{a1}} \end{array} \right.$$

Equação (78)

Onde:

M_{PL} : Momento de Plastificação da seção transversal, calculado a partir da multiplicação do módulo de resistência plástico (Z_x) pela tensão resistente de escoamento do aço (f_y);

M_{EL} : Momento Elástico máximo resistente da seção transversal, calculado a partir da multiplicação do módulo de resistência elástico (W_x) pela tensão resistente de escoamento do aço (f_y);

$M_{cr,FLM}$: Momento Fletor de Flambagem Elástica da Mesa, calculado de acordo com Equação (79).

$$M_{cr,FLM} = \frac{0,69 * E * W_c}{\lambda_{f,FLM}^2} \text{ (Perfis Laminados)} \quad \text{Equação (79)}$$

Onde:

W_c : Módulo de Resistência Elástico do lado comprimido da seção, relativo ao eixo de flexão.

2. VERIFICAÇÃO DA FLAMBAGEM LOCAL DA ALMA (FLA)

Assim como na verificação da FLM, a análise da Flambagem Local da Alma deve ter os parâmetros de esbeltez conhecidos conforme equações acima.

$$\lambda_{f,FLA} = \frac{h_w}{t_w} \quad \text{Equação (80)}$$

$$\lambda_{p,FLA} = 3,76 * \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad \text{Equação (81)}$$

$$\lambda_{r,FLA} = 5,70 * \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad \text{Equação (82)}$$

Onde:

$\lambda_{f,FLA}$: Parâmetro de esbeltez da alma do perfil metálico;

$\lambda_{p,FLA}$: Parâmetro de esbeltez correspondente à plastificação;

$\lambda_{r,FLA}$: Parâmetro de esbeltez correspondente ao início do escoamento;

h_w : Altura da alma do perfil metálico;

t_w : Espessura da alma do perfil metálico.

Seguindo roteiro análogo àquele do item 1, chega-se ao valor do Momento Fletor Resistente de Cálculo pela Equação (83).

$$\text{Se} \left\{ \begin{array}{l} \lambda_{f,FLA} \leq \lambda_{p,FLA} \rightarrow M_{rd,FLA} = \frac{M_{PL}}{\gamma_{a1}} \\ \lambda_{p,FLA} < \lambda_{f,FLA} \leq \lambda_{r,FLA} \rightarrow M_{rd,FLA} = \frac{1}{\gamma_{a1}} * \left[M_{PL} - \frac{(M_{PL} - M_{EL}) * \lambda_{f,FLA} - \lambda_{p,FLA}}{\lambda_{r,FLA} - \lambda_{p,FLA}} \right] \\ \lambda_{f,FLA} > \lambda_{r,FLA} \rightarrow M_{rd,FLA} = \frac{M_{cr,FLA}}{\gamma_{a1}} \end{array} \right.$$

Equação (83)

Onde:

$M_{cr,FLA}$: Momento Fletor de Flambagem Elástica da Alma, calculado de acordo com Anexo H da ABNT NBR 8800/2008 (Vigas de Alma Esbelta).

3. VERIFICAÇÃO DA FLAMBAGEM LATERAL COM TORÇÃO (FLT)

Calculam-se os parâmetros de esbelteza para a verificação da FLT de acordo com o disposto a seguir.

$$\lambda_{f,FLT} = \frac{L_b}{r_y} \quad \text{Equação (84)}$$

$$\lambda_{p,FLT} = 1,76 * \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad \text{Equação (85)}$$

$$\lambda_{r,FLT} = \frac{1,38 * \sqrt{I_y * J}}{r_y * J * \beta_1} * \sqrt{1 + \sqrt{1 + \frac{27 * C_w * \beta_1^2}{I_y}}} \quad \text{Equação (86)}$$

Onde:

$\lambda_{f,FLT}$: Parâmetro de esbelteza da viga metálica;

$\lambda_{p,FLT}$: Parâmetro de esbeltez correspondente à plastificação;

$\lambda_{r,FLT}$: Parâmetro de esbeltez correspondente ao início do escoamento;

I_y : Momento de Inércia em relação ao eixo de simetria de menor inércia à flexão do perfil (eixo y);

r_y : Raio de Giração da seção transversal relativo ao eixo y;

L_b : Distância entre 2 seções contidas à flambagem lateral com torção (comprimento destravado). Em todas as verificações de vigas metálicas feitas neste trabalho, considerou-se o valor de L_b igual ao vão efetivo da viga;

J : Inércia à torção da seção transversal;

C_w : Constante de empenamento da seção transversal;

β_1 : Parâmetro calculado conforme Equação (87).

$$\beta_1 = \frac{(f_y - \sigma_r) * W}{E * J} \quad \text{Equação (87)}$$

Estabelecida a faixa de esbeltez do elemento, para a FLT, determina-se o Momento Fletor Resistente de Cálculo da seção transversal.

$$\text{Se} \left\{ \begin{array}{l} \lambda_{f,FLA} \leq \lambda_{p,FLT} \rightarrow M_{rd,FLT} = \frac{M_{PL}}{\gamma_{a1}} \\ \lambda_{p,FLT} < \lambda_{f,FLT} \leq \lambda_{r,FLT} \rightarrow M_{rd,FLT} = \frac{C_b}{\gamma_{a1}} * \left[M_{PL} - \frac{(M_{PL} - M_{EL}) * \lambda_{f,FLT} - \lambda_{p,FLT}}{\lambda_{r,FLT} - \lambda_{p,FLT}} \right] \leq \frac{M_{PL}}{\gamma_{a1}} \\ \lambda_{f,FLT} > \lambda_{r,FLT} \rightarrow M_{rd,FLT} = \frac{M_{cr,FLT}}{\gamma_{a1}} \leq \frac{M_{PL}}{\gamma_{a1}} \end{array} \right.$$

Equação (88)

Onde:

C_b : Fator de modificação para diagrama de momento fletor não uniforme, determinado pela Equação (89) (Correspondente à consideração de ambas as mesas destravadas ao longo do comprimento L_b);

$M_{cr,FLT}$: Momento Fletor de Flambagem Elástica da viga, calculado conforme Equação (90).

$$C_b = \frac{12,5 * M_{m\acute{a}x}}{2,5 * M_{m\acute{a}x} + 3 * M_A + 4 * M_B + 3 * M_C} * R_m \leq 3,0 \quad \text{Equa\c{c}\~{a}o (89)}$$

Onde:

$M_{m\acute{a}x}$: Maior momento fletor, em m\~{o}dulo, do trecho destravado;

M_A : Valor de M_{sd} , em m\~{o}dulo, na se\c{c}\~{a}o localizada a um quarto do comprimento destravado, medido a partir da extremidade esquerda;

M_B : Valor de M_{sd} , em m\~{o}dulo, na se\c{c}\~{a}o localizada na metade do comprimento destravado, medido a partir da extremidade esquerda;

M_C : Valor de M_{sd} , em m\~{o}dulo, na se\c{c}\~{a}o localizada a tr\~{e}s quartos do comprimento destravado, medido a partir da extremidade esquerda;

R_m : Par\~{a}metro de monossimetria, igual a 1,00 para o caso de se\c{c}\~{o}es I e H com 2 eixos de simetria, como \~{e} o caso dos exemplos considerados neste trabalho.

$$M_{cr,FLT} = \frac{C_b * \pi^2 * E * I_y}{L_b^2} * \sqrt{\frac{C_w}{I_y} * \left(1 + \frac{0,039 * J * L_b^2}{C_w}\right)} \quad \text{Equa\c{c}\~{a}o (90)}$$

ANEXO II- DIMENSIONAMENTO DE VIGAS DE CONCRETO ARMADO (SEÇÃO “T”) À FLEXÃO SIMPLES

Em vigas de concreto armado de seção “T”, a região de concreto comprimido pode ocorrer de dois modos diferentes, dependendo da posição da linha neutra.

A primeira possibilidade é a espessura comprimida (a) ser menor ou igual a espessura da laje (t_c). A segunda é a espessura comprimida ser maior que a espessura da laje. Considera-se aqui estas 2 alternativas, que irão ocorrer ou não dependendo do valor do momento fletor solicitante de cálculo e da largura considerada para a mesa colaborante.

1. CÁLCULO DA LARGURA DA MESA COLABORANTE (b_f)

A largura da mesa colaborante depende de dois fatores principais. São eles a distância entre pontos de momento fletor solicitante nulo e a posição da viga dentro do painel de lajes. Aqui, adota-se a localização da viga de maneira análoga ao que é ilustrado pela FIGURA 24.

$$b = b_w + 2 * b_1 \quad \text{Equação (91)}$$

$$b_1 = \min \begin{cases} 0,1 * L_c \\ 0,5 * b_2 \end{cases} \quad \text{Equação (92)}$$

Onde:

b: Largura da mesa colaborante a ser considerada;

b_w : Lagura da base da alma da viga estudada (20 cm para este trabalho);

b_1 : Distância entre uma das faces laterais da viga e o final da mesa colaborante ;

L_c : Distância entre pontos de momento fletor solicitante nulo;

b_2 : Distância entre a face da viga estudada e a face da viga paralela mais próxima.

Adota-se aqui este valor igual a 3,30 m.

4. CASO DE DIMENSIONAMENTO

A identificação da situação de dimensionamento a ser aplicada é proporcionada pela comparação entre o momento fletor solicitante de cálculo e o momento fletor máximo resistente da mesa colaborante.

$$Se \begin{cases} M_{rd,mesa} \geq M_{sd} \rightarrow a \leq t_c \\ M_{rd,mesa} < M_{sd} \rightarrow a > t_c \end{cases} \quad \text{Equação (93)}$$

$$M_{rd,mesa} = 0,85 * b_f * t_c * (d_u - 0,5 * t_c) * f_{cd} \quad \text{Equação (94)}$$

Onde:

$M_{rd,mesa}$: Momento fletor máximo resistente de cálculo da mesa da viga de concreto armado;

M_{sd} : Momento fletor solicitante de cálculo;

a: Espessura comprimida da viga de concreto armado;

t_c : Espessura da laje de concreto;

d_u : Altura útil da armadura tracionada da viga, correspondente à distância entre o bordo mais comprimido e o centro de gravidade desta armadura;

f_{cd} : Resistência de cálculo à compressão do concreto da viga.

b_2 : Distância entre a face da viga estudada e a face da viga paralela mais próxima. Adota-se aqui este valor igual a 3,5 m.

5. DIMENSIONAMENTO PARA $a \leq t_c$

NECESSIDADE DE ARMADURA DE COMPRESSÃO

$$rd1, \lim \xi \rightarrow \text{Não é necessária armadura de compressão} \quad \text{Equação (95)}$$

$$\text{Se } M_{sd} \leq M_{\xi}$$

$$rd1, \lim \xi = 0,272 * b * d_u^2 * f_{cd} (f_{ck} \leq 35 \text{ MPa}) \quad \text{Equação (96)}$$

$$M_{\xi}$$

Onde:

$M_{rd1, \lim}$: Momento fletor máximo resistente de cálculo da viga, sem a presença de armadura de compressão e com a manutenção da ductilidade da seção de concreto armado.

POSIÇÃO DA LINHA NEUTRA

$$\beta_x = \frac{x}{d_u} = 1,25 - \sqrt{1,5625 - \frac{M_{rd1}}{0,272 * b * d_u^2 * f_{cd}}} \leq 0,500 (f_{ck} \leq 35 \text{ MPa})$$

Equação (97)

$$\beta_y = \frac{a}{d_u} = 0,8 * \beta_x \quad \text{Equação (98)}$$

$$\beta_z = \frac{z}{d_u} = 1 - 0,4 * \beta_x \quad \text{Equação (99)}$$

$$\beta_c = \frac{M_{rd1}}{b * d_u^2 * f_{cd}} \leq 0,272 (f_{ck} \leq 35 \text{ MPa}) \quad \text{Equação (100)}$$

$$\beta_s = \begin{cases} 1,0 (\beta_x \leq 0,259) \\ \frac{E_s}{f_{yd}} * \left(\frac{1 - \beta_x}{\beta_x} \right) (\beta_x > 0,259) \end{cases} \quad \text{Equação (101)}$$

Onde:

$M_{rd1,lim}$: Momento fletor máximo resistente de cálculo da viga sem a presença de armadura de compressão e mantendo-se a característica de ductilidade da seção de concreto armado;

M_{rd1} : Momento fletor resistente de cálculo necessário para equilibrar M_{sd} ;

β_x : Relação entre a posição da linha neutra (referenciada a partir do bordo mais comprimido) “x” e a altura útil “ d_u ”;

β_y : Relação entre a altura comprimida “a” e a altura útil “ d_u ”;

β_z : Relação entre o braço de alavanca entre as resultantes de tração e compressão da seção transversal “z” e a altura útil “ d_u ”;

β_s : Relação entre a tensão que realmente ocorre na armadura longitudinal de tração e a tensão de escoamento f_{yd} ;

E_s : Módulo de Elasticidade Longitudinal do aço da armadura utilizada.

DETERMINAÇÃO DA ÁREA DE ARMADURA NECESSÁRIA

$$A_s = \frac{M_{rd1}}{\beta_z * d_u * \beta_s * f_{yd}} * \beta_x \begin{cases} \geq A_{s,min} \\ \leq A_{s,max} \end{cases} \quad \text{Equação (102)}$$

$$A_{s,min} = \max \begin{cases} \frac{0,024 * f_{cd} * b_w * h}{f_{yd}} \\ 0,0015 * b_w * h \end{cases} \quad \text{Equação (103)}$$

$$A_{s,max} = 0,04 * b_w * h \quad \text{Equação (104)}$$

Onde:

A_s : Área de armadura calculada para resistir às solicitações;

M_{rd1} : Momento fletor resistente de cálculo necessário para equilibrar M_{sd} ;

$A_{s,max}$: Área de armadura máxima permitida pela ABNT NBR 6118/2014 para a seção transversal de vigas submetidas à flexão simples;

$A_{s,min}$: Área de armadura mínima permitida pela ABNT NBR 6118/2014 para a seção transversal de vigas submetidas à flexão simples.

6. DIMENSIONAMENTO PARA $a > t_c$

NECESSIDADE DE ARMADURA DE COMPRESSÃO

$$\begin{aligned} & M \\ & \dot{\iota} \\ & rd\ 1, \lim \dot{\iota} + M_{rd3} \\ & \dot{\iota} \\ & \text{Se } M_{sd} \leq \dot{\iota} \end{aligned} \quad \text{Equação (105)}$$

$$M_{rd1, \lim} = 0,272 * b_w * d_u * f_{cd} (f_{ck} \leq 35 \text{ MPa}) \quad \text{Equação (106)}$$

$$M_{rd3} = 0,85 * [(b - b_w) * t_c * (d_u - 0,5 * t_c)] * f_{cd} \quad \text{Equação (107)}$$

Onde:

$M_{rd1, \lim}$: Momento fletor máximo resistente de cálculo da alma da viga, sem a presença de armadura de compressão e com a manutenção da ductilidade da seção de concreto armado;

M_{rd3} : Momento fletor máximo resistente de cálculo das abas da mesa da viga.

POSIÇÃO DA LINHA NEUTRA

$$M_{sd} = M_{rd} = M_{rd1} + M_{rd3} \quad \text{Equação (108)}$$

$$\beta_x = \frac{x}{d_u} = 1,25 - \sqrt{1,5625 - \frac{M_{rd1}}{0,272 * b_w * d_u * f_{cd}}} \leq 0,500 \quad \text{Equação (109)}$$

$(f_{ck} \leq 35 \text{ MPa})$

$$\beta_y = \frac{y}{d_u} = 0,8 * \beta_x \quad \text{Equação (110)}$$

$$\beta_z = \frac{z}{d_u} = 1 - 0,4 * \beta_x \quad \text{Equação (111)}$$

$$\beta_c = \frac{M_{rd1}}{b_w * d_u^2 * f_{cd}} \leq 0,272 (f_{ck} \leq 35 \text{ MPa}) \quad \text{Equação (112)}$$

$$\beta_s = \begin{cases} 1,0 (\beta_x \leq 0,259) \\ \frac{E_s}{f_{yd}} * \left(\frac{1 - \beta_x}{\beta_x} \right) (\beta_x > 0,259) \end{cases} \quad \text{Equação (113)}$$

Onde:

M_{rd1} : Momento fletor resistente de cálculo, necessário para equilibrar ($M_{sd} - M_{rd3}$).

DETERMINAÇÃO DA ÁREA DE ARMADURA NECESSÁRIA

$$A_s = \frac{1}{\beta_s * f_{yd}} * \left[\frac{M_{rd1}}{\beta_z * d_u} + \frac{M_{rd3}}{d_u - 0,5 * t_c} \right] \left\{ \begin{array}{l} \geq A_{s,mín} \\ \leq A_{s,máx} \end{array} \right. \quad \text{Equação (114)}$$

Onde:

A_s : Área de armadura, calculada para resistir às solicitações;

$A_{s,máx}$: Área de armadura máxima permitida pela ABNT NBR 6118/2014, para a seção transversal de vigas submetidas à flexão simples;

$A_{s,mín}$: Área de armadura mínima permitida pela ABNT NBR 6118/2014, para a seção transversal de vigas submetidas à flexão simples.

APÊNDICE A- EXEMPLOS NUMÉRICOS DE DIMENSIONAMENTO DE VIGAS MISTAS

1. VIGA MISTA COM INTERAÇÃO PARCIAL DIMENSIONADA PELO ELU-FLEXÃO (COMBINAÇÕES NORMAIS)

DADOS:

Identificação da viga: MISTA 4

Vão (L)= 10 m

Espessura da laje de concreto (t_c)= 8 cm

Grau de interação aço-concreto (η_i)= 70%

Perfil laminado adotado: W410 x 38,8

CÁLCULO DAS CARGAS ATUANTES (UTILIZAÇÃO):

ÁREA DE INFLUÊNCIA DA VIGA MISTA 4 NO PAINEL DE LAJES:

$$A_1 = 0,5 * L * D - 0,25 * D^2 = 0,5 * 10 * 3,5 - 0,25 * 3,5^2 = 14,44 \text{ m}^2$$

PESO PRÓPRIO DO PERFIL METÁLICO:

$$g_1 = \text{massa linear} * g = 38,8 * 10 = 388 \frac{\text{N}}{\text{m}} = 0,39 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

PESO PRÓPRIO DA LAJE DE CONCRETO:

$$g_2 = \frac{2 * 14,44 * 0,08 * 2,4 * 10}{10} = 5,54 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

PESO DE PAREDE

$$g_4 = p_{\text{parede}} * h_{\text{parede}} = 3,65 * 2,5 = 9,13 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

CARGA PERMANENTE TOTAL

$$g_k = g_1 + g_2 + g_4 = 15,06 \frac{kN}{m}$$

CARGA ACIDENTAL

$$q_1 = 2 * A \frac{1 * q_k}{L} = \frac{2 * 14,44 * 2}{10} = 5,78 \frac{kN}{m}$$

COMBINAÇÃO NORMAL DAS AÇÕES

$$g_d = \gamma_g * g_k = 1,4 * 15,06 = 21,08 \frac{kN}{m}$$

$$q_d = \gamma_q * q_1 = 1,5 * 5,78 = 8,67 \frac{kN}{m}$$

ESFORÇOS SOLICITANTES

$$M_{sd} = \frac{(g_d + q_d) * L^2}{8} = \frac{(21,08 + 8,67) * 10^2}{8} = 371,88 \text{ KN} \cdot \text{m} = 37188 \text{ KN} \cdot \text{cm}$$

$$V_{sd} = \frac{(g_d + q_d)}{2} = 14,88 \text{ KN}$$

CÁLCULO DA LARGURA EFETIVA DA LAJE DE CONCRETO

$$b = 2 * \text{mín} \left\{ \begin{array}{l} \frac{L_c}{8} \\ \frac{D}{2} \\ D_{bal} \end{array} \right. = 2 * \text{mín} \left\{ \begin{array}{l} \frac{10}{8} = 1,25 \text{ m} \\ \frac{3,5}{2} = 1,75 \text{ m} \end{array} \right. = 2 * 1,25 \text{ m} = 250 \text{ cm}$$

CLASSE DA SEÇÃO TRANSVERSAL (ESBELTEZ DA ALMA)

$$\lambda = \frac{h_w}{t_w} = \frac{38,1}{0,64} = 59,53$$

$$\lambda_p = 3,76 * \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3,76 * \sqrt{\frac{205000}{345}} = 91,65 \implies \lambda \leq \lambda_p \implies \text{Seção Compacta}$$

VERIFICAÇÃO DO GRAU DE INTERAÇÃO MÍNIMO

$$\eta_i = \frac{\sum Q_{rd}}{F_{hd}} \geq \begin{cases} 1 - \frac{E}{578 * f_y} * (0,75 - 0,03 * L_c) \geq 0,40 \text{ (para } L_c \leq 25 \text{ m)} \\ 1,00 \text{ (para } L_c > 25 \text{ m)} \end{cases}$$

$$\eta_i = 70 = 0,7 \geq \max \begin{cases} 1 - \frac{205000}{578 * 345} * (0,75 - 0,03 * 10) = 0,5374 = 0,5374 \text{ OK!} \\ 0,4 \end{cases}$$

RESISTÊNCIA DOS CONECTORES DE CISALHAMENTO

$$Q_{rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{0,5 * A_{cs} * \sqrt{E_{cs} * f_{ck}}}{\gamma_{cs}} \\ \frac{R_g * R_p * A_{cs} * f_{ucs}}{\gamma_{cs}} \end{array} \right. = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{0,5 * 0,7854 * 1,9^2 * \sqrt{2128,7 * 2}}{1,25} = 74,00 \text{ KN} \\ \frac{R_g * R_p * A_{cs} * f_{ucs}}{\gamma_{cs}} = \frac{1,00 * 1,00 * 0,7854 * 1,9^2 * 41,5}{1,25} = 94,1 \text{ KN} \end{array} \right.$$

FORÇA DE CISALHAMENTO HORIZONTAL

$$F_{hd} = \eta_i * \min \left\{ \begin{array}{l} 0,85 * f_{cd} * b * t_c = 0,85 * 1,43 * 250 * 8 = 2431 \text{ KN} \\ A_a * f_{yd} = \frac{50,30 * 34,5}{1,10} = 1577,59 \text{ KN} \end{array} \right. = 0,7 * 1577,59 = 1104,31 \text{ KN}$$

NÚMERO DE CONECTORES DE CISALHAMENTO NO TRECHO

$$n = \frac{F_{hd}}{Q_{rd}} = \frac{1104,31}{74} = 14,92 = 15 \text{ conectores}$$

FORÇAS RESISTENTES DA SEÇÃO TRANSVERSAL

FORÇA DE COMPRESSÃO- CONCRETO

$$C_{cd} = \sum Q_{rd} = 15 * 74,00 = 1110 \text{ KN}$$

FORÇA DE COMPRESSÃO- PERFIL DE AÇO

$$C_{a,d} = 0,5 * (A_a * f_{yd} - C_{cd}) = 0,5 * (1577,59 - 1110) = 233,80 \text{ KN}$$

FORÇA DE TRAÇÃO- PERFIL DE AÇO

$$T_{a,d} = C_{cd} + C_{ad} = 1110,00 + 233,80 = 1343,80 \text{ KN}$$

ESPESSURA COMPRIMIDA DA LAJE DE CONCRETO

$$a = \frac{C_{cd}}{0,85 * f_{cd} * b} = \frac{1110,00}{0,85 * 1,43 * 250} = 3,65 \text{ cm}$$

POSIÇÃO DA LINHA NEUTRA PLASTIFICADA NO PERFIL DE AÇO

$$A_{af} * f_{yd} = 12,32 * 31,36 = 386,36 \text{ KN} > C_{ad} \implies \text{ln na mesa superior}$$

PONTOS DE AÇÃO DAS FORÇAS RESISTENTES

FORÇA DE COMPRESSÃO- PERFIL DE AÇO

$$y_c = \frac{0,5 * t_f * C_{ad}}{A_{af} * f_{yd}} = \frac{0,5 * 0,88 * 233,80}{386,36} = 0,27 \text{ cm}$$

FORÇA DE TRAÇÃO- PERFIL DE AÇO

$$y_{t, \text{mesa inf}} = 0,5 * t_f = 0,44 \text{ cm}$$

$$y_{t, \text{alma}} = t_f + 0,5 * h_w = 0,88 + 0,5 * 38,1 = 19,93 \text{ cm}$$

$$t, \text{mesa}^i = d - t_f + 0,5 * t_f - y_c = 39,9 - 0,5 * 0,88 - 0,27 = 39,19 \text{ cm}$$

y_i

$$A_{af, \text{inf}} = b_f * t_f = 14 * 0,88 = 12,32 \text{ cm}^2$$

$$A_{aw} = h_w * t_w = 38,1 * 0,64 = 24,38 \text{ cm}^2$$

$$A_{af, (\text{tracionada})} = \frac{A_{af, i, f_{yd}} * t_f * b_f}{T_{ad} - A_{af, \text{inf}} * f_{yd} - A_{aw} * f_{yd}}$$

$$A_{af, (\text{tracionada})} = \frac{1343,80 - 12,32 * 31,36 - 24,38 * 31,36}{12,32 * 31,36} * 0,88 * 14 = 6,15 \text{ cm}^2$$

$$y_{t, \text{mesa inf}} * A_{af, \text{inf}} + y_{t, \text{alma}} * A_{aw} + \frac{y_{t, \text{mesa}^i} * A_{af, (\text{tracionada})}}{A_{af, \text{inf}} + A_{aw} + A_{af, (\text{tracionada})}}$$

$y_t = i$

$$y_t = \frac{0,44 * 12,32 + 19,93 * 24,38 + 39,19 * 6,15}{12,32 + 24,38 + 6,15} = 17,09 \text{ cm}$$

MOMENTO FLETOR RESISTENTE DE CÁLCULO

$$M_{rd} = \beta_{vm} * \left[C_{ad} * (d - y_t - y_c) + C_{cd} * \left(t_c - \frac{a}{2} + h_f + d - y_t \right) \right]$$

$$M_{rd} = 1,00 * \left[233,80 * (39,9 - 17,09 - 0,27) + 1110 * \left(8 - \frac{3,65}{2} + 0 + 39,9 - 17,09 \right) \right]$$

$$M_{rd} = 37443 \text{ KN} \cdot \text{cm}$$

$$M_{sd} = 37188, \text{ KN} \cdot \text{cm}$$

$$M_{rd} \geq M_{sd} \text{ OK!}$$

7. VIGA MISTA COM INTERAÇÃO TOTAL DIMENSIONADA PELO ELS-FLEXÃO (DEFORMAÇÕES EXCESSIVAS)

DADOS:

Identificação da viga: MISTA 81

Vão (L)= 10 m

Espessura da laje de concreto (t_c)= 8 cm

Grau de interação aço-concreto (η_i)= 100%

Perfil laminado adotado: W410 x 53,00

CÁLCULO DAS CARGAS ATUANTES (UTILIZAÇÃO):

ÁREA DE INFLUÊNCIA DA VIGA MISTA 81 NO PAINEL DE LAJES:

$$A_1 = 0,5 * L * D - 0,25 * D^2 = 0,5 * 10 * 3,5 - 0,25 * 3,5^2 = 14,44 \text{ m}^2$$

PESO PRÓPRIO DO PERFIL METÁLICO:

$$g_1 = \text{massa linear} * g = 53 * 10 = 530 \frac{N}{m} = 0,53 \frac{KN}{m}$$

PESO PRÓPRIO DA LAJE DE CONCRETO:

$$g_2 = \frac{2 * 14,44 * 0,08 * 2,4 * 10}{10} = 5,54 \frac{KN}{m}$$

PESO DE PAREDE

$$g_4 = p_{parede} * h_{parede} = 3,65 * 2,5 = 9,13 \frac{KN}{m}$$

CARGA PERMANENTE TOTAL

$$g_k = g_1 + g_2 + g_4 = 15,2 \frac{KN}{m}$$

CARGA ACIDENTAL

$$q_1 = 2 * A \frac{1 * q_k}{L} = \frac{2 * 14,44 * 2}{10} = 5,78 \frac{KN}{m}$$

CÁLCULO DAS CARGAS ATUANTES (CONSTRUÇÃO):

$$g_{k0} = g_1 + g_2 = 0,53 + 5,54 = 6,07 \frac{KN}{m}$$

$$q_{k0} = 2,5 \frac{KN}{m}$$

COMBINAÇÃO NORMAL DAS AÇÕES (ELU-FLEXÃO)

$$g_d = \gamma_g * g_k = 1,4 * 15,20 = 21,28 \frac{KN}{m}$$

$$q_d = \gamma_q * q_1 = 1,5 * 5,78 = 8,67 \frac{KN}{m}$$

COMBINAÇÃO DE CONSTRUÇÃO DAS AÇÕES (ELU-FLEXÃO)

$$g_{d0} = \gamma'_g * g_{k0} = 1,25 * 6,07 = 7,59 \frac{KN}{m}$$

$$q_{d0} = \gamma'_q * q_{k0} = 1,30 * 2,50 = 3,25 \frac{KN}{m}$$

COMBINAÇÃO DAS AÇÕES PARA CÁLCULO DOS DESLOCAMENTOS
(ELS-DEFORMAÇÕES EXCESSIVAS)

*Assume-se o valor característico para todas as ações

$$g_A = g_{k0} = 6,07 \frac{KN}{m}$$

$$g_B = g_k = 15,2 \frac{KN}{m}$$

$$q_B = q_1 = 5,78 \frac{KN}{m}$$

CÁLCULO DA LARGURA EFETIVA DA LAJE DE CONCRETO

$$b_{ef} = 2 * \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{L_c}{8} \\ \frac{D}{2} \\ D_{bal} \end{array} \right. = 2 * \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{10}{8} = 1,25 m \\ \frac{3,5}{2} = 1,75 m \end{array} \right. = 2 * 1,25 m = 250 cm$$

HOMOGENEIZAÇÃO DA SEÇÃO MISTA

RAZÃO MODULAR

Ações de curta duração

$$\alpha_{E, curta duração} = \frac{E}{E_{cs}} = \frac{20500}{2128,7} = 9,63$$

Ações de longa duração

$$\alpha_{E, \text{longa duração}} = 3 * \alpha_{E, \text{curta duração}} = 3 * 9,63 = 28,89$$

INÉRCIA DO PERFIL DE AÇO ISOLADO

$$I_a = 18734 \text{ cm}^4 \text{ (Catálogo Gerdau Aço Minas)}$$

INÉRCIA DA SEÇÃO MISTA PARA EFEITOS DE CURTA DURAÇÃO

Largura efetiva a ser considerada para a laje de concreto

$$b_{\text{curta duração}} = \frac{b}{\alpha_{E, \text{curta duração}}} = \frac{250}{9,63} = 25,96 \text{ cm}$$

Cálculo do Centro de Gravidade da Seção Composta

***ycg a partir do topo da laje**

Elemento	α	$A_i \text{ (cm}^2\text{)}$	$y_{cg} \text{ i (cm)}$	$A * y_{cg}$
Laje de Concreto	9,63	207,68	4,00	830,73
Perfil metálico	9,63	68,4	28,15	1925,46
	$\Sigma =$	276,08	$\Sigma =$	2756,19

$$y_{cg} = \frac{\sum A_i * y_{cgi}}{\sum A_i} = 9,98 \text{ cm}$$

Cálculo de I_{tr}

Elemento	$A_i \text{ (cm}^2\text{)}$	$d_{cg} \text{ (cm)}$	$A_i * d_{cg}^2$	$l_{oi} \text{ (cm}^4\text{)}$	$l_{oi} + A_i * d_{cg}^2$
Laje de Concreto	207,68	5,98	7434,80	1107,64	8542,44
Perfil	68,40	18,17	22574,00	18734,00	41308,00

metálico			16	00	6
				Σ=	49850,60

$$I_{tr} = \sum I_i + A_i * d_{cgi}^2 = 49850,60 \text{ cm}^4$$

Cálculo de I_{ef}

$$I_{ef} = I_a + \sqrt{\frac{\sum Q_{rd}}{F_{hd}}} * I_i$$

INÉRCIA DA SEÇÃO MISTA PARA EFEITOS DE LONGA DURAÇÃO

Largura efetiva a ser considerada para a laje de concreto

$$b_{longa \text{ duração}} = \frac{b}{\alpha_{E, longa \text{ duração}}} = \frac{250}{28,89} = 8,65 \text{ cm}$$

Cálculo do Centro de Gravidade da Seção Composta

***ycg a partir do topo da laje**

Elemento	α	$A_i \text{ (cm}^2\text{)}$	$ycg \text{ i(cm)}$	$A*ycg$
Laje de Concreto	28,89	69,23	4,00	276,91
Perfil metálico	28,89	68,40	28,15	1925,46
	Σ=	137,63	Σ=	2202,37

$$y_{cg} = \frac{\sum A_i * y_{cgi}}{\sum A_i} = 16,00 \text{ cm}$$

Cálculo de I_{tr}

Elemento	Ai (cm ²)	dcg (cm)	Ai*dcg ²	loi (cm ⁴)	loi+Ai*d cg ²
Laje de Concreto	69,23	12,00	9972,7 4	1107,6 4	11080,3 8
Perfil metálico	68,40	12,15	10093, 35	18734, 00	28827,3 5
				Σ=	39907,7 3

$$I_{tr} = \sum (I_i + A_i * d_{cgi}^2) = 39907,73 \text{ cm}^4$$

Cálculo de I_{ef}

$$I_{ef} = I_a + \sqrt{\frac{\sum Q_{rd}}{F_{hd}}} * \frac{I_{tr} - I_c}{a}$$

VERIFICAÇÃO DOS DESLOCAMENTOS VERTICAIS MÁXIMOS NA VIGA

AÇÕES PERMANENTES SEM EFEITOS DE LONGA DURAÇÃO
(DURANTE CONSTRUÇÃO)

$$\delta_1 = \frac{5 * g_A * L^4}{384 * E * I_a} = \frac{5 * \left(\frac{6,07}{100}\right) * 1000^4}{384 * 20500 * 18734} = 2,06 \text{ cm}$$

AÇÕES PERMANENTES COM EFEITOS DE LONGA DURAÇÃO (FASE DE UTILIZAÇÃO DA ESTRUTURA)

$$\delta_2 = \frac{5 * g_B * L^4}{384 * E * I_{ef, longa duração}} = \frac{5 * \left(\frac{15,20}{100}\right) * 1000^4}{384 * 20500 * 39908} = 2,42 \text{ cm}$$

AÇÕES VARIÁVEIS COM EFEITOS DE CURTA DURAÇÃO (FASE DE UTILIZAÇÃO)

$$\delta_3 = \frac{5 * q_B * L^4}{384 * E * I_{ef, curta duração}} = \frac{\frac{5 * 5,78}{100} * 1000^4}{384 * 20500 * 49850,60} = 0,74 \text{ cm}$$

DESLOCAMENTO TOTAL

$$\delta_{tot} = \delta_1 + \delta_2 + \delta_3 = 2,06 + 2,42 + 0,74 = 5,21 \text{ cm}$$

DESLOCAMENTO LIMITE

$$\delta_{m\acute{a}x} = \frac{L}{350} (ABNT NBR 8800/2008) = \frac{1000}{350} = 2,86 \text{ cm} < \delta_{tot} \implies \text{Aplicar contraflecha}$$

CONTRAFLECHA NECESSÁRIA

$$\delta_0 = \min \left\{ \begin{array}{l} \text{m\acute{a}x} \left\{ \begin{array}{l} \delta_{tot} - \delta_{m\acute{a}x} \\ 0 \end{array} \right. \leq \frac{L}{400} \\ \delta_1 + \delta_2 \end{array} \right.$$

$$\delta_0 = \min \left\{ \begin{array}{l} \text{m\acute{a}x} \left\{ \begin{array}{l} 5,21 - 2,86 \\ 0 \end{array} \right. = 2,35 \text{ cm} \leq 2,50 \text{ OK! PERFIL \acute{E} APROPRIADO!} \\ 2,06 + 2,42 \end{array} \right.$$

CLASSE DA SEÇÃO TRANSVERSAL (ESBELTEZ DA ALMA)

$$\lambda = \frac{h_w}{t_w} = \frac{38,1}{0,75} = 50,8$$

$$\lambda_p = 3,76 * \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3,76 * \sqrt{\frac{205000}{345}} = 91,65 \implies \lambda \leq \lambda_p \implies \text{Seção Compacta}$$

VERIFICAÇÃO DO MOMENTO FLETOR RESISTENTE DURANTE A CONSTRUÇÃO

MOMENTO FLETOR SOLICITANTE

$$M_{sd} = \frac{(g_{d0} + q_{d0}) * L^2}{8} = \frac{(7,59 + 3,25) * 10^2}{8} = 135,53 \text{ KN} \cdot \text{m} = 13553 \text{ KN} \cdot \text{cm}$$

ESTADO LIMITE DE FLAMBAGEM LATERAL DA ALMA (FLA)

*Como já verificado pela classe de esbeltez da alma:

$$\lambda_{f,FLA} \leq \lambda_{p,FLA} \rightarrow M_{rd,FLA} = \frac{M_{PL}}{\gamma_{a1}} = \frac{Z * f_y}{\gamma_{a1}} = \frac{1052,20 * 34,5}{1,10} = 33000 \text{ KN} \cdot \text{cm}$$

ESTADO LIMITE DE FLAMBAGEM LATERAL DA MESA (FLM)

$$\lambda_{f,FLM} = \frac{b_f}{2 * t_f} = \frac{17,70}{2 * 1,09} = 8,12$$

$$\lambda_{p,FLM} = 0,38 * \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0,38 * \sqrt{\frac{20500}{34,5}} = 9,26$$

$$\lambda_{f,FLM} \leq \lambda_{p,FLM} \rightarrow M_{rd,FLM} = \frac{M_{PL}}{\gamma_{a1}} = 33000 \text{ KN} \cdot \text{cm}$$

ESTADO LIMITE DE FLAMBAGEM LATERAL COM TORÇÃO (FLT)

*Instabilidade desconsiderada pelo efeito de travamento proporcionado pela forma utilizada para a laje (caso a forma não indique esta contribuição, providenciar os travamentos laterais compatíveis)

MOMENTO FLETOR RESISTENTE DE CÁLCULO PARA A FASE DE CONSTRUÇÃO

$$M_{rd} = \min \begin{cases} M_{rd,FLM} \\ M_{rd,FLA} = 33000 \text{ KN} \cdot \text{cm} \geq M_{sd} \text{ OK! Perfil é adequado!} \\ M_{rd,FLT} \end{cases}$$

VERIFICAÇÃO DO MOMENTO FLETOR RESISTENTE PARA O ESTADO LIMITE ÚLTIMO (COMBINAÇÕES NORMAIS)

MOMENTO FLETOR SOLICITANTE DE CÁLCULO

$$M_{sd} = \frac{(g_d + q_d) * L^2}{8} = \frac{(21,28 + 8,67) * 10^2}{8} = 374,26 \text{ KN} \cdot \text{m} = 37426 \text{ KN} \cdot \text{cm}$$

RESISTÊNCIA DOS CONECTORES DE CISALHAMENTO

$$Q_{rd} = \min \left\{ \frac{0,5 * A_{cs} * \sqrt{E_{cs} * f_{ck}}}{\gamma_{cs}} \right. = \min \left\{ \frac{0,5 * 0,7854 * 1,9^2 * \sqrt{2128,7 * 2}}{1,25} = 74,00 \text{ KN} \right.$$

$$\left. \frac{R_g * R_p * A_{cs} * f_{ucs}}{\gamma_{cs}} \right. = \left. \frac{R_g * R_p * A_{cs} * f_{ucs}}{\gamma_{cs}} = \frac{1,00 * 1,00 * 0,7854 * 1,9^2 * 41,5}{1,25} = 94,13 \text{ KN} \right.$$

FORÇA DE CISALHAMENTO HORIZONTAL

$$F_{hd} = \eta_i * \min \left\{ \begin{array}{l} 0,85 * f_{cd} * b_{ef} * t_c = 0,85 * 1,43 * 250 * 8 = 2431 \text{ KN} \\ A_a * f_{y,d} = \frac{68,4 * 34,5}{1,10} = 2145,27 \text{ KN} \end{array} \right. = 1,00 * 2145,27 = 2145,27 \text{ KN}$$

NÚMERO DE CONECTORES DE CISALHAMENTO NO TRECHO

$$n = \frac{F_{hd}}{Q_{rd}} = \frac{2145,27}{74} = 28,99 = 29 \text{ conectores}$$

POSIÇÃO DA LINHA NEUTRA PLASTIFICADA NA SEÇÃO MISTA

$$A_a * f_{yd} \leq 0,85 * f_{cd} * b * t_c \implies \text{ln na laje de concreto}$$

FORÇAS RESISTENTES DA SEÇÃO TRANSVERSAL

Força de tração- perfil de aço

$$T_{a,d} = A_a * f_{yd} = 2145,27 \text{ KN}$$

Espessura comprimida da laje de concreto

$$a = \frac{T_{a,d}}{0,85 * f_{cd} * b} = \frac{2145,27}{0,85 * 1,43 * 250} = 7,07 \text{ cm}$$

Força de compressão- concreto

$$C_{c,d} = 0,85 * f_{cd} * b * a = 0,85 * 1,43 * 250 * 7,06 = 2145,27 \text{ KN}$$

Pontos de ação das forças resistentes

Força de tração- perfil de aço

$$d_1 = \frac{d}{2} = \frac{40,3}{2} = 20,15 \text{ cm}$$

Momento fletor resistente de cálculo

$$M_{R,d} = \beta_{vm} * T_{ad} * \left(d_1 + h_f + t_c - \frac{a}{2} \right)$$

$$M_{rd} = 1,00 * 2145,27 * \left(20,15 + 0 + 8 - \frac{7,07}{2} \right) = 52809,34 \text{ KN} \geq M_{sd} \text{ OK ! Perfil é adequado !}$$

$$\frac{M_{rd}}{M_{sd}} = \frac{52809,34}{37426} = 1,41$$

8. VIGA METÁLICA DIMENSIONADA PELO ELS-FLEXÃO (DEFORMAÇÕES EXCESSIVAS)

DADOS:

Identificação da viga: MET 18

Vão (L)= 10 m

Espessura da laje de concreto (t_c)= 8 cm

Perfil laminado adotado: W360 x 122,0 (H)

CÁLCULO DAS CARGAS ATUANTES (UTILIZAÇÃO):

ÁREA DE INFLUÊNCIA DA VIGA MET 18 NO PAINEL DE LAJES:

$$A_1 = 0,5 * L * D - 0,25 * D^2 = 0,5 * 10 * 3,5 - 0,25 * 3,5^2 = 14,44 m^2$$

PESO PRÓPRIO DO PERFIL METÁLICO:

$$g_1 = \text{massa linear} * g = 122 * 10 = 1220 \frac{N}{m} = 1,22 \frac{KN}{m}$$

PESO PRÓPRIO DA LAJE DE CONCRETO:

$$g_2 = \frac{2 * 14,44 * 0,08 * 2,4 * 10}{10} = 5,54 \frac{KN}{m}$$

PESO DE PAREDE

$$g_4 = p_{parede} * h_{parede} = 3,65 * 2,5 = 9,13 \frac{KN}{m}$$

CARGA PERMANENTE TOTAL

$$g_k = g_1 + g_2 + g_4 = 15,89 \frac{KN}{m}$$

CARGA ACIDENTAL

$$q_1 = 2 * A \frac{1 * q_k}{L} = \frac{2 * 14,44 * 2}{10} = 5,78 \frac{KN}{m}$$

CÁLCULO DAS CARGAS ATUANTES (CONSTRUÇÃO):

$$g_{k0} = g_1 + g_2 = 1,22 + 5,54 = 6,76 \frac{KN}{m}$$

$$q_{k0} = 2,5 \frac{KN}{m}$$

COMBINAÇÃO NORMAL DAS AÇÕES (ELU-FLEXÃO)

$$g_d = \gamma_g * g_k = 1,4 * 15,89 = 22,25 \frac{KN}{m}$$

$$q_d = \gamma_q * q_1 = 1,5 * 5,78 = 8,67 \frac{KN}{m}$$

COMBINAÇÃO DE CONSTRUÇÃO DAS AÇÕES (ELU-FLEXÃO)

$$g_{d0} = \gamma'_g * g_{k0} = 1,25 * 6,76 = 8,45 \frac{KN}{m}$$

$$q_{d0} = \gamma'_q * q_{k0} = 1,30 * 2,50 = 3,25 \frac{KN}{m}$$

COMBINAÇÃO DAS AÇÕES PARA CÁLCULO DOS DESLOCAMENTOS
(ELS-DEFORMAÇÕES EXCESSIVAS)

*Assume-se o valor característico para todas as ações

$$g_A = g_{k0} = 6,76 \frac{KN}{m}$$

$$g_B = g_k = 15,89 \frac{KN}{m}$$

$$q_B = q_1 = 5,78 \frac{KN}{m}$$

VERIFICAÇÃO DOS DESLOCAMENTOS VERTICAIS MÁXIMOS NA VIGA

AÇÕES PERMANENTES SEM EFEITOS DE LONGA DURAÇÃO
(DURANTE CONSTRUÇÃO)

$$\delta_1 = \frac{5 * g_A * L^4}{384 * E * I_a} = \frac{5 * \left(\frac{6,76}{100}\right) * 1000^4}{384 * 20500 * 36599} = 1,17 \text{ cm}$$

AÇÕES PERMANENTES COM EFEITOS DE LONGA DURAÇÃO (FASE DE
UTILIZAÇÃO DA ESTRUTURA)

$$\delta_2 = \frac{5 * g_B * L^4}{384 * E * I_a} = \frac{5 * \left(\frac{15,89}{100}\right) * 1000^4}{384 * 20500 * 36599} = 2,76 \text{ cm}$$

AÇÕES VARIÁVEIS COM EFEITOS DE CURTA DURAÇÃO (FASE DE
UTILIZAÇÃO)

$$\delta_3 = \frac{5 * q_B * L^4}{384 * E * I_a} = \frac{\frac{5 * 5,78}{100} * 1000^4}{384 * 20500 * 36599} = 1,00 \text{ cm}$$

DESLOCAMENTO TOTAL

$$\delta_{tot} = \delta_1 + \delta_2 + \delta_3 = 1,17 + 2,76 + 1,00 = 4,93 \text{ cm}$$

DESLOCAMENTO LIMITE

$$\delta_{m\acute{a}x} = \frac{L}{350} (\text{ABNT NBR 8800/2008}) = \frac{1000}{350} = 2,86 \text{ cm} < \delta_{tot} \implies \text{Aplicar contraflecha}$$

CONTRAFLECHA NECESSÁRIA

$$\delta_0 = \text{mín} \left\{ \begin{array}{l} \text{máx} \left\{ \begin{array}{l} \delta_{tot} - \delta_{m\acute{a}x} \\ 0 \end{array} \right\} \leq \frac{L}{400} \\ \delta_1 + \delta_2 \end{array} \right.$$

$$\delta_0 = \text{mín} \left\{ \begin{array}{l} \text{máx} \left\{ \begin{array}{l} 4,93 - 2,86 \\ 0 \end{array} \right\} = 2,07 \text{ cm} \leq 2,50 \text{ OK! PERFIL É APROPRIADO!} \\ 1,17 + 2,76 \end{array} \right.$$

VERIFICAÇÃO DO ELU-FLEXÃO (COMBINAÇÕES NORMAIS)

MOMENTO FLETOR SOLICITANTE DE CÁLCULO

$$M_{sd} = \frac{(g_d + q_d) * L^2}{8} = \frac{(22,25 + 8,67) * 10^2}{8} = 386,5 \text{ KN} \cdot \text{m} = 38650 \text{ KN} \cdot \text{cm}$$

ESTADO LIMITE DE FLAMBAGEM LOCAL DA MESA (FLM)

$$\lambda_{f,FLM} = \frac{b_f}{2 * t_f} = \frac{25,7}{2 * 2,17} = 5,92$$

$$\lambda_{p,FLM} = 0,38 * \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0,38 * \sqrt{\frac{20500}{34,5}} = 9,26$$

$$\lambda_{f,FLM} \leq \lambda_{p,FLM} \rightarrow M_{rd,FLM} = \frac{M_{PL}}{\gamma_{a1}} = \frac{Z * f_y}{\gamma_{a1}} = \frac{2269,80 * 34,5}{1,10} = 71189,18 \text{ KN} \cdot \text{cm}$$

ESTADO LIMITE DE FLAMBAGEM LOCAL DA ALMA (FLA)

$$\lambda_{f,FLA} = \frac{h}{t_w} = \frac{32,0}{1,30} = 24,62$$

$$\lambda_{p,FLA} = 3,76 * \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3,76 * \sqrt{\frac{20500}{34,5}} = 91,65$$

$$\lambda_{f,FLA} \leq \lambda_{p,FLA} \rightarrow M_{rd,FLA} = \frac{M_{pL}}{\gamma_{a1}} = 71189,18 \text{ KN} \cdot \text{cm}$$

ESTADO LIMITE DE FLAMBAGEM LATERAL COM TORÇÃO (FLT)

$$\lambda_{f,FLT} = \frac{L_b}{r_y} = \frac{1000}{6,29} = 158,98$$

$$\lambda_{p,FLT} = 1,76 * \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1,76 * \sqrt{\frac{20500}{34,5}} = 42,90$$

$$\beta_1 = \frac{(f_y - \sigma_r) * W}{E * J} = \frac{(1 - 0,3) * 34,5 * 2016,50}{20500 * 212,70} = 0,0112$$

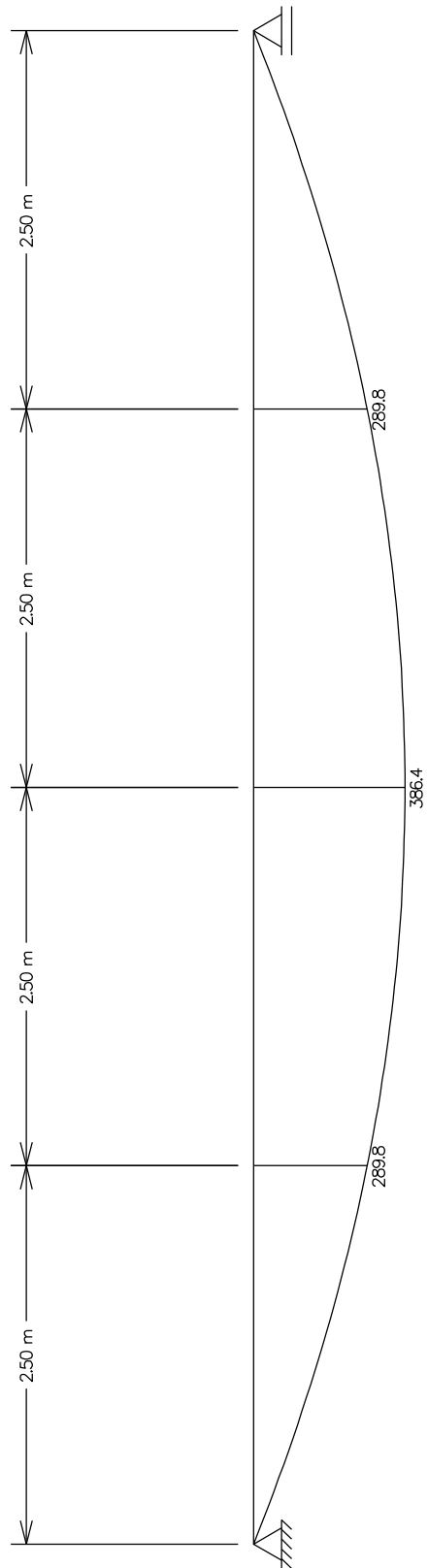
$$\lambda_{r,FLT} = \frac{1,38 * \sqrt{I_y * J}}{r_y * J * \beta_1} * \sqrt{1 + \sqrt{1 + \frac{27 * C_w * \beta_1^2}{I_y}}}$$

$$\lambda_{r,FLT} = \frac{1,38 * \sqrt{6147 * 212,70}}{6,29 * 212,70 * 0,0112} * \sqrt{1 + \sqrt{1 + \frac{27 * 1787806 * 0,0112^2}{6147}}} = 163,84$$

$$\lambda_{p,FLT} < \lambda_{f,FLT} \leq \lambda_{r,FLT} \rightarrow M_{rd,FLT} = \frac{C_b}{\gamma_{a1}} * \left[M_{PL} - \frac{(M_{PL} - M_{EL}) * \lambda_{f,FLT} - \lambda_{p,FLT}}{\lambda_{r,FLT} - \lambda_{p,FLT}} \right] \leq \frac{M_{PL}}{\gamma_{a1}}$$

Cálculo de C_b

$$C_b = \frac{12,5 * M_{m\acute{a}x}}{2,5 * M_{m\acute{a}x} + 3 * M_A + 4 * M_B + 3 * M_C} * R_m \leq 3,0$$



$$C_b = \frac{12,5 * 386,4}{2,5 * 386,4 + 3 * 289,8 + 4 * 386,4 + 3 * 289,8} * 1,00 = 1,14 \leq 3,0$$

Momento fletor resistente de cálculo

$$M_{rd,FLT} = \frac{1,14}{1,10} * \left[78308 - \frac{(78308 - 48698) * 158,98 - 42,90}{163,84 - 42,90} \right] = 45352,17 \text{ KN} \cdot \text{cm} \leq 71189,18$$

MOMENTO FLETOR RESISTENTE DE CÁLCULO

$$M_{rd} = \min \begin{cases} 71189,18 \\ 71189,18 = 45352,17 \text{ KN} \cdot \text{cm} \\ 45352,17 \end{cases}$$

Validação da análise elástica

$$M_{rd} \leq \frac{1,5 * W * f_y}{\gamma_{a1}}$$

$$45352,17 \leq \frac{1,5 * 2016,50 * 34,5}{1,10} = 94867,16 \text{ OK!}$$

Verificação com o momento fletor solicitante

$$M_{rd} = 45352,17 \text{ KN} \cdot \text{cm} \geq M_{sd} = 38650 \text{ KN} \cdot \text{cm} \text{ OK! Perfil é adequado!}$$

9. VIGA DE CONCRETO ARMADO DIMENSIONADA PELO ELS-FLEXÃO (DEFORMAÇÕES EXCESSIVAS)

DADOS:

Identificação da viga: CA 8

Vão (L)= 10 m

Espessura da laje de concreto (t_c)= 8 cm

Altura estipulada: 90 cm

CÁLCULO DAS CARGAS ATUANTES (UTILIZAÇÃO):

ÁREA DE INFLUÊNCIA DA VIGA CA 8 NO PAINEL DE LAJES:

$$A_1 = 0,5 * L * D - 0,25 * D^2 = 0,5 * 10 * 3,5 - 0,25 * 3,5^2 = 14,44 \text{ m}^2$$

PESO PRÓPRIO DA VIGA:

$$g_1 = \rho_c * g * h * b_w = 2,5 * 10 * 0,90 * 0,20 = 4,50 \text{ KN/m}$$

PESO PRÓPRIO DA LAJE DE CONCRETO:

$$g_2 = \frac{2 * 14,44 * 0,08 * 2,4 * 10}{10} = 5,54 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

PESO DE PAREDE

$$g_4 = p_{parede} * h_{parede} = 3,65 * 2,5 = 9,13 \frac{KN}{m}$$

CARGA PERMANENTE TOTAL

$$g_k = g_1 + g_2 + g_4 = 19,17 \frac{KN}{m}$$

CARGA ACIDENTAL

$$q_1 = 2 * A \frac{1 * q_k}{L} = \frac{2 * 14,44 * 2}{10} = 5,78 \frac{KN}{m}$$

COMBINAÇÃO NORMAL DAS AÇÕES (ELU-FLEXÃO)

$$g_d = \gamma_g * g_k = 1,4 * 19,17 = 26,84 \frac{KN}{m}$$

$$q_d = \gamma_q * q_1 = 1,5 * 5,78 = 8,67 \frac{KN}{m}$$

COMBINAÇÃO DAS AÇÕES PARA CÁLCULO DOS DESLOCAMENTOS (ELS-DEFORMAÇÕES EXCESSIVAS)

*Assume-se o valor característico para todas as ações

$$g_B = g_k = 19,17 \frac{KN}{m}$$

$$q_B = q_1 = 5,78 \frac{KN}{m}$$

LARGURA DA MESA COLABORANTE

$$L_c = 10 \text{ m}$$

$$b_1 = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,1 * L_c = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,1 * 10 = 1 \text{ m} \\ 0,5 * 3,30 = 1,65 \text{ m} \end{array} \right. \\ 0,5 * b_2 \end{array} \right. = 1 \text{ m}$$

$$b_f = b_w + 2 * b_1 = 20 + 2 * 100 = 220 \text{ cm}$$

VERIFICAÇÃO DOS DESLOCAMENTOS VERTICAIS MÁXIMOS NA VIGA

Momento de inércia da seção bruta de concreto

Mesa comprimida de concreto

$$I_{oc, mesa compr} = \frac{b * t_c^3}{12} = \frac{220 * 8^3}{12} = 9387 \text{ cm}^4$$

$$A_{mesa compr} = 220 * 8 = 1760 \text{ cm}^2$$

$$y_{cg, mesa compr} = h - 0,5 * t_c = 90 - 0,5 * 8 = 86 \text{ cm}$$

Alma da seção

$$I_{oc, alma} = \frac{b_w * (h - t_c)^3}{12} = \frac{20 * (90 - 8)^3}{12} = 918947 \text{ cm}^4$$

$$A_{alma} = 20 * (90 - 8) = 1640 \text{ cm}^2$$

$$y_{cg,alma} = \frac{h - t_c}{2} = \frac{90 - 8}{2} = 41 \text{ cm}$$

Centro de gravidade da seção T

$$y_{tcg} = \frac{A_{\text{mesa compr}} * y_{cg, \text{mesa compr}} + A_{\text{alma}} * y_{cg, \text{alma}}}{A_{\text{mesa compr}} + A_{\text{alma}}}$$

$$y_{tcg} = \frac{1760 * 86 + 1640 * 41}{1760 + 1640} = 64,29 \text{ cm}$$

Momento de inércia da seção completa

$$d_{cg, \text{mesa compr}} = |y_{tcg} - y_{cg, \text{mesa compr}}| = |64,29 - 86| = 21,71 \text{ cm}$$

$$d_{cg, \text{alma}} = |y_{tcg} - y_{cg, \text{alma}}| = |64,29 - 41| = 23,29 \text{ cm}$$

$$I_{c, \text{mesa compr}} = I_{0c, \text{mesa compr}} + A_{\text{mesa compr}} * d_{cg, \text{mesa compr}}^2 = 9387 + 1760 * 21,71^2 = 838917 \text{ cm}^4$$

$$I_{c, \text{alma}} = I_{0c, \text{alma}} + A_{\text{alma}} * d_{cg, \text{alma}}^2 = 918947 + 1640 * 23,29^2 = 1808523 \text{ cm}^4$$

$$I_c = I_{c, \text{alma}} + I_{c, \text{mesa compr}} = 1808523 + 838917 = 2647440 \text{ cm}^4$$

Momento de fissuração do concreto

$$f_{ct,m} = 0,3 * \sqrt[3]{f_c k^2} = 0,3 * \sqrt[3]{2,0^2} = 0,48 \text{ KN/cm}^2$$

$$M_f = \frac{\alpha * f_{ct,m} * I_c}{y_{tcg}} = \frac{1,2 * 0,48 * 2647440}{64,29} = 23719 \text{ KN} \cdot \text{cm}$$

Momento de inércia da seção fissurada de concreto no estágio II

$$I_{II} = \frac{I_c * E_{cs}}{E_s} = \frac{2647440 * 2129}{20000} = 281820 \text{ cm}^4$$

Rigidez equivalente à flexão

$$(EI)_{eq} = E_{cs} * \left[\left(\frac{M_f}{M_a} \right)^3 * I_c + \left[1 - \left(\frac{M_f}{M_a} \right)^3 \right] * I_{II} \right] \leq E_{cs} * I_c$$

$$(EI)_{eq} = 2129 * \left[\left(\frac{23719}{31180} \right)^3 * 2647440 + \left[1 - \left(\frac{23719}{31180} \right)^3 \right] * 281820 \right] = 2816970279 \text{ KN} \cdot \text{cm}^2$$

Flecha imediata

$$\delta_i = \frac{5 * (g_k + q_k) * L^4}{384 * (EI)_{eq}} = \frac{5 * (19,17 + 5,78) * 0,01 * 1000^4}{384 * 2816970279} = 1,15 \text{ cm}$$

Flecha diferida no tempo

$$\alpha_f = \Delta \varepsilon = \varepsilon(t) - \varepsilon(t_0) = 2 - 0,68 = 1,32$$

$$\delta_t = \alpha_f * \delta_i = 1,32 * 1,15 = 1,52 \text{ cm}$$

Flecha total

$$\delta_{total} = 1,15 + 1,52 = 2,67 \text{ cm}$$

Flecha admissível

$$\delta_{m\acute{a}x} = \frac{L}{350} = \frac{1000}{350} = 2,86 \text{ cm OK ! Perfil \acute{e} adequado !}$$

VERIFICAÇÃO DO ELU-FLEXÃO (COMBINAÇÕES NORMAIS)

Altura útil estimada

$$d_u = h - 5 = 90 - 5 = 85 \text{ cm}$$

Momento fletor solicitante

$$M_{sd} = \frac{(g_d + q_d) * L^2}{8} = \frac{(26,84 + 8,66) * 10^2}{8} = 443,75 \text{ KN} \cdot \text{m} = 44375 \text{ KN} \cdot \text{cm}$$

Caso de dimensionamento

Momento resistente máximo da mesa comprimida

$$M_{rd, mesa} = 0,85 * b * t_c * (d_u - 0,5 * t_c) * f_{cd}$$

$$M_{rd, mesa} = 0,85 * 220 * 8 * (85 - 0,5 * 8) * 1,43 = 173282 \text{ KN} \cdot \text{cm}$$

$$M_{rd, mesa} \geq M_{sd} \rightarrow a \leq t_c$$

Necessidade de armadura de compressão

$$rd1, \text{ lim } \dot{\iota} = 0,272 * b * d_u^2 * f_{cd} (f_{ck} \leq 35 \text{ MPa})$$

$$M_{\dot{\iota}}$$

$$rd1, \lim \dot{\epsilon} = 0,272 * 220 * 85^2 * 1,43 = 618252 \text{ KN} \cdot \text{cm}$$

$$M_{\dot{\epsilon}}$$

rd1, lim $\dot{\epsilon} \rightarrow$ Não é necessária armadura de compressão

$$M_{sd} \leq M_{\dot{\epsilon}}$$

Posição da linha neutra

$$\beta_x = \frac{x}{d_u} = 1,25 - \sqrt{1,5625 - \frac{M_{rd1}}{0,272 * b * d_u^2 * f_{cd}}} \leq 0,500 (f_{ck} \leq 35 \text{ MPa})$$

$$\beta_x = 1,25 - \sqrt{1,5625 - \frac{44375}{0,272 * 220 * 85^2 * 1,43}} = 0,029 \leq 0,500 (f_{ck} \leq 35 \text{ MPa})$$

$$\beta_y = \frac{a}{d_u} = 0,8 * \beta_x = 0,8 * 0,029 = 0,023$$

$$\beta_z = \frac{z}{d_u} = 1 - 0,4 * \beta_x = 1 - 0,4 * 0,029 = 0,988$$

$$\beta_c = \frac{M_{rd1}}{b_f * d_u^2 * f_{cd}} \leq 0,272$$

$$\beta_c = \frac{44375}{220 * 85^2 * 1,43} = 0,020 \leq 0,272$$

$$\beta_s = \begin{cases} 1,0 (\beta_x \leq 0,259) \\ \frac{E_s}{f_{yd}} * \left(\frac{1 - \beta_x}{\beta_x} \right) (\beta_x > 0,259) \end{cases}$$

$$\beta_s = 1,0 (\beta_x \leq 0,259)$$

Dimensionamento da armadura necessária

Armadura mínima

$$A_{s, \min} = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{0,024 * f_{cd}}{f_{yd}} * b_w * h \\ 0,0015 * b_w * h \end{array} \right. = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{0,024 * 1,43}{43,48} * 20 * 90 = 1,42 \text{ cm}^2 \\ 0,0015 * 20 * 90 = 2,70 \text{ cm}^2 \end{array} \right. = 2,70 \text{ cm}^2$$

Armadura máxima

$$A_{s, \max} = 0,04 * 20 * 90 = 72 \text{ cm}^2$$

Armadura calculada

$$A_s = \frac{44375}{0,988 * 85 * 1,00 * 43,48} = 12,15 \text{ cm}^2 \left\{ \begin{array}{l} \geq A_{s, \min} \text{ OK!} \\ \leq A_{s, \max} \text{ OK!} \end{array} \right.$$

Escolha das bitolas das barras

$$n = 1 \text{ camada}$$

$$\phi_l = 25 \text{ mm}$$

$$A\phi = 0,7854 * 2,5^2 = 4,91 \text{ cm}^2$$

$$n\phi = \frac{A_s}{A\phi} = \frac{12,15}{4,91} = 2,47 = 3 \text{ barras}$$

$$a_{h,min} = \text{máx} \left\{ \begin{array}{l} \phi_l = 2,5 \\ 1,2 * D_{máx} = 1,2 * 1,9 = 2,28 \end{array} \right. = 2,5 \text{ cm}$$

$$a_{h,calc} = \frac{b_w - 2 * c_{nom} - 2 * \phi_t - n\phi * \phi_l}{n\phi - 1} = \frac{20 - 2 * 3 - 2 * 0,63 - 3 * 2,5}{3 - 1} = 2,62 \text{ cm} \geq a_{h,calc}$$

OK!

Cálculo da altura útil

$$d_{u,calc} = h - c_{nom} - \phi_t - 0,5 * \phi_l = 90 - 3 - 0,63 - 0,5 * 2,5 = 85,12 \text{ cm}$$

$$d_u = 85 \text{ cm} \leq d_{u,calc} \text{ OK!}$$

APÊNDICE B- TABELAS RESUMO DAS VIGAS DIMENSIONADAS

1. VIGAS MISTAS DIMENSIONADAS PELO ELU-FLEXÃO (COMBINAÇÕES NORMAIS)

*Dimensionamento exclusivo pelo ELU-Flexão																		
VIGAS MISTAS																		
IDENTIFICAÇÃO DA VIGA	PERFIL	L(m)	tc(cm)	ηi (%)	d perfil (cm)	consumo de aço (Kg/m)	Msd construção (KN.cm)	Mrd construção (KN.cm)	Msd (KN.cm)	Mrd (KN.cm)	Vsd (KN)	Vrd (KN)	δ1(cm)	δ2(cm)	δ3(cm)	δlimite (cm)	contrafl. (cm)	contrafl. Máx (cm)
MISTA1	W150x13.0	3.5	8	70%	14.8	13.0	1166	2952	3508	5959	40	120	0.52	0.59	0.14	1.00	0.25	0.88
MISTA2	W200x15.0	5.0	8	70%	20.0	15.0	2780	4597	8102	8702	65	162	1.37	1.42	0.41	1.43	1.77	1.25
MISTA3	W310x28.3	7.5	8	70%	30.9	28.3	7062	12922	19993	22251	107	349	1.99	2.25	0.69	2.14	2.79	1.88
MISTA4	W410x38.8	10.0	8	70%	39.9	38.8	13331	23109	37178	37443	149	481	2.95	3.45	1.11	2.86	4.65	2.50
MISTA5	W460x60.0	12.5	8	70%	45.5	60.0	21922	40525	60031	63084	192	685	3.86	4.71	1.50	3.57	6.50	3.13
MISTA6	W530x74.0	15.0	8	70%	52.9	74.0	32611	56608	88302	89274	235	966	5.24	6.39	2.03	4.29	9.38	3.75
MISTA7	W150x13.0	3.5	8	80%	14.8	13.0	1166	2952	3508	6278	40	120	0.52	0.57	0.13	1.00	0.22	0.88
MISTA8	W200x15.0	5.0	8	80%	20.0	15.0	2780	4597	8102	9070	65	162	1.37	1.36	0.39	1.43	1.69	1.25
MISTA9	W310x28.3	7.5	8	80%	30.9	28.3	7062	12922	19993	22913	107	349	1.99	2.17	0.66	2.14	2.68	1.88
MISTA10	W410x38.8	10.0	8	80%	39.9	38.8	13331	23109	37178	38411	149	481	2.95	3.33	1.06	2.86	4.48	2.50
MISTA11	W460x60.0	12.5	8	80%	45.5	60.0	21922	40525	60031	63928	192	685	3.86	4.55	1.45	3.57	6.28	3.13
MISTA12	W530x74.0	15.0	8	80%	52.9	74.0	32611	56608	88302	90226	235	966	5.24	6.18	1.95	4.29	9.03	3.75
MISTA13	W150x13.0	3.5	8	90%	14.8	13.0	1166	2952	3508	6537	40	120	0.52	0.54	0.12	1.00	0.19	0.88
MISTA14	W200x15.0	5.0	8	90%	20.0	15.0	2780	4597	8102	9383	65	162	1.37	1.31	0.37	1.43	1.62	1.25
MISTA15	W310x28.3	7.5	8	90%	30.9	28.3	7062	12922	19993	23194	107	349	1.99	2.09	0.64	2.14	2.57	1.88
MISTA16	W410x38.8	10.0	8	90%	39.9	38.8	13331	23109	37178	38934	149	481	2.95	3.22	1.02	2.86	4.34	2.50
MISTA17	W460x60.0	12.5	8	90%	45.5	60.0	21922	40525	60031	64772	192	685	3.86	4.41	1.39	3.57	6.09	3.13
MISTA18	W530x74.0	15.0	8	90%	52.9	74.0	32611	56608	88302	90387	235	966	5.24	6.00	1.89	4.29	8.84	3.75

*Dimensionamento exclusivo pelo ELU-Flexão																		
VIGAS MISTAS																		
IDENTIFICAÇÃO DA VIGA	PERFIL	L(m)	tc(cm)	ηi (%)	d perfil (cm)	consumo de aço (Kg/m)	Msd construção (KN.cm)	Mrd construção (KN.cm)	Msd (KN.cm)	Mrd (KN.cm)	Vsd (KN)	Vrd (KN)	δ1(cm)	δ2(cm)	δ3(cm)	δlimite (cm)	contrafl. (cm)	contrafl. Máx (cm)
MISTA19	W150x13.0	3.5	8	100%	14.8	13.0	1166	2952	3508	6742	40	120	0.52	0.52	0.12	1.00	0.17	0.88
MISTA20	W200x15.0	5.0	8	100%	20.0	15.0	2780	4597	8102	9733	65	162	1.37	1.26	0.36	1.43	1.56	1.25
MISTA21	W310x28.3	7.5	8	100%	30.9	28.3	7062	10450	19948	20351	106	321	2.49	2.37	0.73	2.14	3.45	1.88
MISTA22	W410x38.8	10.0	8	100%	39.9	38.8	13331	23109	37178	39994	149	481	2.95	3.13	0.99	2.86	4.21	2.50
MISTA23	W410x60.0	12.5	8	100%	40.7	60.0	21922	37683	60031	60228	192	590	4.56	5.10	1.61	3.57	7.70	3.13
MISTA24	W530x72.0	15.0	8	100%	52.4	72.0	32541	54735	88224	88543	235	887	5.35	6.01	1.89	4.29	8.97	3.75
MISTA25	W150x13.0	3.5	10	70%	14.8	13.0	1326	2952	3698	6699	42	120	0.65	0.48	0.11	1.00	0.24	0.88
MISTA26	W200x15.0	5.0	10	70%	20.0	15.0	3207	4597	8579	9590	69	162	1.71	1.24	0.34	1.43	1.85	1.25
MISTA27	W310x28.3	7.5	10	70%	30.9	28.3	8194	12922	21261	23879	113	349	2.46	2.12	0.61	3.04	1.88	1.88
MISTA28	W410x38.8	10.0	10	70%	39.9	38.8	15497	23109	39603	39663	158	481	3.64	3.35	1.00	2.86	5.14	2.50
MISTA29	W460x60.0	12.5	10	70%	45.5	60.0	25449	40525	63982	66488	205	685	4.73	4.63	1.36	3.57	7.17	3.13
MISTA30	W530x82.0	15.0	10	70%	52.8	82.0	38109	64562	94461	102284	252	944	5.57	5.79	1.70	4.29	8.78	3.75
MISTA31	W150x13.0	3.5	10	80%	14.8	13.0	1326	2952	3698	7166	42	120	0.65	0.46	0.10	1.00	0.21	0.88
MISTA32	W200x15.0	5.0	10	80%	20.0	15.0	3207	4597	8579	10106	69	162	1.71	1.18	0.32	1.43	1.77	1.25
MISTA33	W310x28.3	7.5	10	80%	30.9	28.3	8194	12922	21261	24837	113	349	2.46	2.03	0.58	2.14	2.93	1.88
MISTA34	W410x38.8	10.0	10	80%	39.9	38.8	15497	23109	39603	41075	158	481	3.64	3.22	0.96	2.86	4.96	2.50
MISTA35	W460x60.0	12.5	10	80%	45.5	60.0	25449	40525	63982	67776	205	685	4.73	4.47	1.32	3.57	6.95	3.13
MISTA36	W530x74.0	15.0	10	80%	52.9	74.0	37828	56608	94146	95110	251	966	6.40	6.12	1.80	4.29	10.04	3.75

*Dimensionamento exclusivo pelo B.U. Flexão																		
VIGAS MISTAS																		
IDENTIFICAÇÃO DA VIGA	PERFIL	L(m)	tc (cm)	η (%)	d perfil (cm)	consumo de aço (Kg/m)	Msd construção (KN.m)	Mrd construção (KN.m)	Msd (KN.m)	Mrd (KN.m)	Vsd (KN)	Vrd (KN)	δ1 (cm)	δ2 (cm)	δ3 (cm)	δlimite (cm)	contrafl. (cm)	contrafl. Máx (cm)
MISTA37	W 150 x 13.0	3,5	10	90%	14,8	13,0	1326	2952	3688	7573	42	120	0,65	0,44	0,10	1,00	0,19	0,88
MISTA38	W 200 x 15,0	5,0	10	90%	20,0	15,0	3207	4597	8579	10577	69	162	1,71	1,13	0,30	1,43	1,71	1,25
MISTA39	W 310 x 23,8	7,5	10	90%	30,5	23,8	8154	10450	21216	21422	113	321	3,09	2,27	0,67	2,14	3,88	1,88
MISTA40	W 410 x 38,8	10,0	10	90%	39,9	38,8	15497	23109	39603	41894	158	481	3,64	3,11	0,92	2,86	4,81	2,50
MISTA41	W 460 x 60,0	12,5	10	90%	45,5	60,0	25449	40525	63982	69212	205	685	4,73	4,32	1,27	3,57	6,75	3,13
MISTA42	W 530 x 74,0	15,0	10	90%	52,9	74,0	37828	56608	94146	96363	251	966	6,40	5,92	1,74	4,29	9,78	3,75
MISTA43	W 150 x 13,0	3,5	10	100%	14,8	13,0	1326	2952	3688	7783	42	120	0,65	0,42	0,09	1,00	0,17	0,88
MISTA44	W 200 x 15,0	5,0	10	100%	20,0	15,0	3207	4597	8579	10960	69	162	1,71	1,08	0,29	1,43	1,65	1,25
MISTA45	W 310 x 23,8	7,5	10	100%	30,5	23,8	8154	10450	21216	22276	113	321	3,09	2,19	0,64	2,14	3,77	1,88
MISTA46	W 410 x 38,8	10,0	10	100%	39,9	38,8	15497	23109	39603	43150	158	481	3,64	3,01	0,89	2,86	4,68	2,50
MISTA47	W 410 x 60,0	12,5	10	100%	40,7	60,0	25449	37683	63982	65008	205	590	5,59	4,95	1,46	3,57	8,42	3,13
MISTA48	W 530 x 72,0	15,0	10	100%	52,4	72,0	37758	54735	94067	94289	251	887	6,55	5,92	1,74	4,29	9,92	3,75
MISTA49	W 150 x 13,0	3,5	12	70%	14,8	13,0	1487	2952	3868	7439	44	120	0,78	0,40	0,09	1,00	0,26	0,88
MISTA50	W 200 x 15,0	5,0	12	70%	20,0	15,0	3634	4597	9057	10478	72	162	2,04	1,07	0,28	1,43	1,95	1,25
MISTA51	W 310 x 23,8	7,5	12	70%	30,9	23,8	9326	12922	22528	25507	120	349	2,93	1,98	0,54	2,14	3,30	1,88
MISTA52	W 360 x 44,6	10,0	12	70%	35,2	44,6	17753	24599	42130	44145	169	457	4,54	3,48	0,96	2,86	6,12	2,50
MISTA53	W 460 x 60,0	12,5	12	70%	45,5	60,0	28977	40525	67932	68892	217	685	5,60	4,54	1,27	3,57	7,84	3,13

*Dimensionamento exclusivo pelo B.U. Flexão																		
VIGAS MISTAS																		
IDENTIFICAÇÃO DA VIGA	PERFIL	L(m)	tc (cm)	η (%)	d perfil (cm)	consumo de aço (Kg/m)	Msd construção (KN.m)	Mrd construção (KN.m)	Msd (KN.m)	Mrd (KN.m)	Vsd (KN)	Vrd (KN)	δ1 (cm)	δ2 (cm)	δ3 (cm)	δlimite (cm)	contrafl. (cm)	contrafl. Máx (cm)
MISTA54	W 530 x 82,0	15,0	12	70%	52,8	82,0	43327	64562	100304	107020	267	944	6,57	5,75	1,58	4,29	9,62	3,75
MISTA55	W 150 x 13,0	3,5	12	80%	14,8	13,0	1487	2952	3868	8054	44	120	0,78	0,37	0,08	1,00	0,23	0,88
MISTA56	W 200 x 15,0	5,0	12	80%	20,0	15,0	3634	4597	9057	11142	72	162	2,04	1,01	0,26	1,43	1,88	1,25
MISTA57	W 310 x 23,8	7,5	12	80%	30,5	23,8	9287	10450	22484	22578	120	321	3,68	2,18	0,61	2,14	4,33	1,88
MISTA58	W 410 x 38,8	10,0	12	80%	39,9	38,8	17663	23109	42029	43739	168	481	4,33	3,10	0,87	2,86	5,44	2,50
MISTA59	W 460 x 60,0	12,5	12	80%	45,5	60,0	28977	40525	67932	71624	217	685	5,60	4,37	1,21	3,57	7,61	3,13
MISTA60	W 530 x 74,0	15,0	12	80%	52,9	74,0	43045	56608	99889	99994	267	966	7,57	6,05	1,67	4,29	11,00	3,75
MISTA61	W 150 x 13,0	3,5	12	90%	14,8	13,0	1487	2952	3868	8609	44	120	0,78	0,36	0,09	1,00	0,21	0,88
MISTA62	W 200 x 15,0	5,0	12	90%	20,0	15,0	3634	4597	9057	11761	72	162	2,04	0,97	0,25	1,43	1,82	1,25
MISTA63	W 310 x 23,8	7,5	12	90%	30,5	23,8	9287	10450	22484	23198	120	321	3,68	2,09	0,58	2,14	4,21	1,88
MISTA64	W 410 x 38,8	10,0	12	90%	39,9	38,8	17663	23109	42029	44854	168	481	4,33	2,98	0,83	2,86	5,29	2,50
MISTA65	W 410 x 60,0	12,5	12	90%	40,7	60,0	28977	37683	67932	67991	217	590	6,62	4,94	1,37	3,57	9,36	3,13
MISTA66	W 530 x 74,0	15,0	12	90%	52,9	74,0	43045	56608	99889	101839	267	966	7,57	5,84	1,60	4,29	10,73	3,75
MISTA67	W 150 x 13,0	3,5	12	100%	14,8	13,0	1487	2952	3868	8825	44	120	0,78	0,34	0,07	1,00	0,19	0,88
MISTA68	W 200 x 15,0	5,0	12	100%	20,0	15,0	3634	4597	9057	12166	72	162	2,04	0,93	0,24	1,43	1,77	1,25
MISTA69	W 310 x 23,8	7,5	12	100%	30,5	23,8	9287	10450	22484	24202	120	321	3,68	2,01	0,56	2,14	4,11	1,88
MISTA70	W 410 x 38,8	10,0	12	100%	39,9	38,8	17663	23109	42029	46305	168	481	4,33	2,88	0,80	2,86	5,15	2,50
MISTA71	W 410 x 60,0	12,5	12	100%	40,7	60,0	28977	37683	67932	69789	217	590	6,62	4,78	1,32	3,57	9,15	3,13
MISTA72	W 530 x 72,0	15,0	12	100%	52,4	72,0	42975	54735	99910	100035	266	887	7,74	5,83	1,61	4,29	10,89	3,75

10. VIGAS MISTAS DIMENSIONADAS PELO ELS-FLEXÃO (DEFORMAÇÕES EXCESSIVAS)

*Dimensionamento pelo ELS- Deformações Excessivas																	
VIGAS MISTAS																	
IDENTIFICAÇÃO DA VIGA	PERFIL	L (m)	tc (cm)	η_i (%)	d perfil (cm)	consumo de aço (Kg/m)	Msd construção (KN.cm)	Mrd construção (KN.cm)	Msd (KN.cm)	Mrd (KN.cm)	Vsd (KN)	Vrd (KN)	$\delta 3$ (cm)	δ limite (cm)	contraf. (cm)	contraf. Máx (cm)	
MISTA73	W 250x1	5	8	100%	25,1	17,90	2791,80	6571,33	8114,31	13159,39	64,91	226,72	0,79	0,82	1,43	0,40	1,25
MISTA74	W 360x3	7,5	8	100%	34,9	32,90	7102,44	17174,73	20037,94	29775,59	106,87	380,92	1,32	1,48	2,14	1,09	1,88
MISTA75	W 410x5	10	8	100%	40,3	53,00	13553,13	33000,82	37426,38	52809,34	149,71	568,78	2,06	2,42	2,86	2,36	2,50
MISTA76	W 530x7	12,5	8	100%	52,4	72,00	22214,84	54735,22	60359,14	87378,15	193,15	887,47	2,52	2,96	3,57	2,81	3,13
MISTA77	W 610x1	15	8	100%	60,3	101,00	33560,16	91666,50	89365,50	134657,64	238,31	1191,47	2,90	3,60	4,29	3,30	3,75
MISTA78	W 250x1	5	10	100%	25,1	17,90	3218,36	6571,33	8592,06	14608,39	68,74	226,72	0,98	0,73	1,43	0,47	1,25
MISTA79	W 360x3	7,5	10	100%	34,9	32,90	8234,47	17174,73	21305,81	32416,41	113,63	380,92	1,63	1,40	2,14	1,28	1,88
MISTA80	W 410x6	10	10	100%	40,7	60,00	15828,13	37683,41	39974,38	63126,29	159,90	588,74	2,20	2,12	2,86	2,06	2,50
MISTA81	W 530x7	12,5	10	100%	52,9	74,00	25791,02	56608,23	64364,45	96996,45	205,97	965,62	3,01	2,83	3,57	3,07	3,13
MISTA82	W 610x1	15	10	100%	60,8	113,00	39199,22	103904,59	95681,25	157727,60	255,15	1281,44	3,12	3,27	4,29	3,00	3,75
MISTA83	W 250x1	5	12	100%	25,1	17,90	3644,92	6571,33	9069,81	16057,39	72,56	226,72	1,17	0,65	1,43	0,55	1,25
MISTA84	W 360x3	7,5	12	100%	34,9	32,90	9366,50	17174,73	22573,69	35057,23	120,39	380,92	1,94	1,32	2,14	1,46	1,88
MISTA85	W 410x6	10	12	100%	40,7	60,00	17993,75	37683,41	42399,88	67906,11	169,60	588,74	2,61	2,05	2,86	2,34	2,50
MISTA86	W 530x8	12,5	12	100%	52,8	82,00	29513,67	64562,05	68533,83	111701,83	219,31	943,92	3,09	2,55	3,57	2,75	3,13
MISTA87	W 610x1	15	12	100%	60,8	113,00	44416,41	103904,59	101524,50	168790,24	270,73	1281,44	3,66	3,25	4,29	3,46	3,75

11. VIGAS METÁLICAS DIMENSIONADAS PELO ELU-FLEXÃO
(COMBINAÇÕES NORMAIS)

***Dimensionamento excludivo pelo ELU-Flexão**
VIGAS METÁLICAS

IDENTIFICAÇÃO DA VIGA	Perfil	L (m)	tc (cm)	d perfil (cm)	consumo de aço (Kg/m)	Msd (KN.cm)	Mrd (KN.cm)	Vsd (KN)	Vrd (KN)	δ1 (cm)	δ2 (cm)	δ3 (cm)	δlimite (cm)	contraf. (cm)	contraf. Máx (cm)	Mpl/ya1	Mtr/ya1
MET1	W250 x 22,3	3,5	8	25,4	22,3	3528,18	3850,09	40,32	277,23	0,12	0,41	0,11	1,00	0,00	0,88	7696,38	4656,93
MET2	W200 x 35,9 (H)	5	8	20,1	35,9	8193,06	8482,68	65,54	234,51	0,55	1,60	0,53	1,43	1,24	1,25	10902,00	6882,75
MET3	W460 x 74,0	7,5	8	45,7	74	20442,52	21268,50	109,03	773,99	0,35	0,90	0,32	2,14	0,00	1,88	47650,25	29430,80
MET4	W310 x 107,0 (H)	10	8	31,1	107	38371,38	39148,94	153,49	637,92	1,69	4,02	1,48	2,86	4,34	2,50	50835,75	32145,66
MET5	W610 x 155,0	12,5	8	61,1	155	62628,67	64647,61	200,41	1460,23	0,88	1,97	0,72	3,57	0,00	3,13	136536,63	85364,21
MET6	W250 x 22,3	3,5	10	25,4	22,3	3708,26	3850,09	42,38	277,23	0,14	0,44	0,11	1,00	0,00	0,88	7696,38	4656,93
MET7	W250 x 38,5	5	10	26,2	38,5	8682,19	10489,34	69,46	325,40	0,38	0,98	0,30	1,43	0,23	1,25	14886,75	9305,80
MET8	HP 310 x 79,0 (H)	7,5	10	29,9	79	21759,61	28555,88	116,05	618,93	0,89	2,01	0,66	2,14	1,42	1,88	34790,38	21962,41
MET9	W610 x 174,0	10	10	31,4	117	40971,88	44706,26	163,89	703,16	1,87	3,97	1,33	2,86	4,31	2,50	56137,25	35331,45
MET10	W610 x 174,0	12,5	10	61,6	174	67098,83	79275,01	214,72	1622,88	0,94	1,90	0,63	3,57	0,00	3,13	154769,88	96543,65
MET11	W150 x 22,5 (H)	3,5	12	15,2	22,5	3888,76	4527,58	44,44	165,90	0,41	1,12	0,27	1,00	0,80	0,88	5163,50	3254,21
MET12	W250 x 38,5	5	12	26,2	38,5	9159,94	10489,34	73,28	325,40	0,45	1,05	0,30	1,43	0,38	1,25	14886,75	9305,80
MET13	HP 310 x 79,0 (H)	7,5	12	29,9	79	23027,48	28555,88	122,81	618,93	1,05	2,17	0,66	2,14	1,74	1,88	34790,38	21962,41
MET14	W310 x 117,0 (H)	10	12	31,4	117	43397,38	44706,26	173,59	703,16	2,19	4,29	1,33	2,86	4,95	2,50	56137,25	35331,45
MET15	W610 x 174,0	12,5	12	61,6	174	71049,45	79275,01	227,36	1622,88	1,09	2,05	0,63	3,57	0,20	3,13	154769,88	96543,65

12. VIGAS METÁLICAS DIMENSIONADAS PELO ELS-FLEXÃO (DEFORMAÇÕES EXCESSIVAS)

*Dimensionamento pelo ELS- Deformações Excessivas																
VIGAS METÁLICAS																
IDENTIFI CAÇÃO DA VIGA	Perfil	L (m)	tc (cm)	d perfil (cm)	consumo de aço (kg/m)	Msd (KN.cm)	Mrd (KN.cm)	Vsd (KN)	Vrd (KN)	δ1 (cm)	δ2 (cm)	δ3 (cm)	δlimite (cm)	contrafl. (cm)	contrafl. Máx (cm)	
MET 16	W 200 x 3	5	8	20,1	35,9	8193,06	8482,68	65,54	234,51	0,55	1,60	0,53	1,43	1,24	1,25	
MET 17	W 460 x 74	7,5	8	45,7	74	20442,52	21268,50	109,03	773,99	0,35	0,90	0,32	2,14	0,00	1,88	
MET 18	W 360 x 11	10	8	36,3	122	38633,88	45352,17	154,54	888,03	1,17	2,76	1,00	2,86	2,08	2,50	
MET 19	W 610 x 11	12,5	8	61,1	155	62628,67	64647,61	200,41	1460,23	0,88	1,97	0,72	3,57	0,00	3,13	

13. VIGAS DE CONCRETO ARMADO DIMENSIONADAS PELO ELU-FLEXÃO (COMBINAÇÕES NORMAIS)

*Dimensionamento exclusivo pelo ELU-Flexão										
VIGAS DE CONCRETO ARMADO										
Viga	l (m)	tc (cm)	bw (cm)	h (cm)	Caso de dimensionamento	Asef (cm ²)	ps (%)	l/h	Peso da estrutura (kg)	
CA1	5	8	20	25	y ≤ hf	14,73	2,95%	20	625	
CA2	7,5	8	20	35	y ≤ hf	19,64	2,81%	21	1313	
CA3	10	8	20	60	y ≤ hf	19,64	1,64%	17	3000	
CA4	12,5	8	20	95	y ≤ hf	19,64	1,03%	13	5938	
CA5	15	8	20	140	y ≤ hf	19,64	0,70%	11	10500	

14. VIGAS DE CONCRETO ARMADO DIMENSIONADAS PELO ELU-FLEXÃO (COMBINAÇÕES NORMAIS)

*Dimensionamento pelo ELS- Deformações Excessivas										
VIGAS DE CONCRETO ARMADO										
Viga	l (m)	tc (cm)	bw (cm)	h (cm)	Caso de dimensionamento	Asef (cm ²)	ps (%)	l/h	Peso da estrutura (kg)	
CA6	5	8	20	40	y ≤ hf	6,03	0,75%	13	1000	
CA7	7,5	8	20	60	y ≤ hf	9,82	0,82%	13	2250	
CA8	10	8	20	85	y ≤ hf	14,73	0,87%	12	4250	
CA9	12,5	8	20	105	y ≤ hf	19,64	0,94%	12	6563	
CA10	15	8	20	140	y ≤ hf	19,64	0,70%	11	10500	