UNIVERSIDADE POSITIVO

Carlos Alexandre Tonin

Ismael Luiz Stella Filho

ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE VIGAS MISTAS E DE CONCRETO ARMADO

Curitiba

01/12/2016

Carlos Alexandre Tonin

Felipe Duran Mansan

Ismael Luiz Stella Filho

ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE VIGAS MISTAS E DE CONCRETO ARMADO

Trabalho de Conclusão apresentado ao curso de Engenharia Civil da Universidade Positivo como parte dos requisitos para graduação.

Orientador: Prof. Juliano Scremin

Curitiba

01/12/2016

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Tipos de perfil de aço.

Figura 2 – Seções transversais de vigas mistas Eurocode 4 (2004).

Figura 3 – Vigas com interação total e parcial.

Figura 4 – Vigas sem ação mista e com ação mista.

Figura 5 – Diagrama de momentos fletores dos tipos de apoio.

Figura 6 – Vigas mistas escoradas.

Figura 7 – Vigas mistas não escoradas.

Figura 8 – Distância simplificada entre os pontos de momento nulo em uma viga continua.

Figura 9 – Distribuição de tensões em vigas mistas de alma cheia.

Figura 10 – Relação entre teoria plástica e método simplificado.

Figura 11 – Regiões de concreto comprimido em vigas de seção T.

Figura 12 – Viga A.

Figura 13 – Viga B.

Figura 14 – Viga C.

Figura 15 – Esquema estática das vigas.

Figura 16 – Gráficos dos resultados da viga bi-apoiada (Peso-Próprio).

Figura 17 – Gráficos dos resultados da viga bi-apoiada (Altura).

Figura 18 – Gráficos dos resultados da viga bi-apoiada (Custo).

Figura 19 – Gráficos dos resultados da viga Engaste-Rótula (Peso-Próprio).

Figura 20 – Gráficos dos resultados da viga Engaste-Rótula (Altura).

Figura 21 – Gráficos dos resultados da viga Engaste-Rótula (Custo).

Figura 22 – Gráficos dos resultados da viga Engaste-Engaste (Peso-Próprio).

Figura 23 – Gráficos dos resultados da viga Engaste-Engaste (Altura).

Figura 24 – Gráficos dos resultados da viga Engaste-Engaste (Custo).

LISTA DE SIGLAS

NBR - Denominação de norma da associação brasileira de normas técnicas (ABNT).

EUROCODE 4 – European Committee for Standardization (normativa européia).

FLM – Flambagem local da mesa.

FLT – Flambagem lateral a torção.

FLA – Flambagem local da alma.

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Modelo de interpolação.

Tabela 2 – Interpolação do modelo 2.

Tabela 3 – Entrada e saída de dados da viga mista calculada pela NBR 8800:2008

Tabela 4 – Entrada e saída de dados da viga mista calculada pela EUROCODE 4

Tabela 5 – Entrada e saída de dados da viga concreto calculada pela NBR 6118:2014

LISTA DE SÍMBOLOS

Viga mista NBR 8800:2008

a_1: distância entre pontos de momento fletor nulo (tramo analisado);

a: Espessura da região comprimida da laje ou, para interação parcial, a espessura considerada efetiva;

A_a: Área do perfil de aço;

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

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

A_w: Área efetiva de cisalhamento;

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

bf: Largura da mesa colaborante a ser considerada (laje);

$b2$: Distância entre o eixo de centro da viga analisada e o eixo de centro da viga paralela mais próxima.

C_{ad}: Força resistente de cálculo da região comprimida do aço;

C_{cd}: Força resistente de cálculo da espessura comprimida da laje;

d: Altura total do perfil de aço;

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

E: Módulo de elasticidade do aço;

E_c: Módulo de elasticidade do concreto;

f_{cd}: Resistência de cálculo à compressão do concreto;

f_{ck}: Resistência característica à compressão do concreto;

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

f_y: Resistência ao escoamento do aço do perfil;

f_{yd}: Resistência de cálculo do escoamento do aço;

F_{hd}: Força de cisalhamento de cálculo;

h_f: Espessura da pré-laje pré-moldada de concreto ou altura das nervuras da laje com fôrma de aço incorporada (se não houver pré-laje ou fôrma de aço incorporada, $h_f = 0$);

h_w: Altura da alma;

I_{ef}: Momento de inércia efetivo;

I_{tr}: Momento de inércia da seção homogeneizada;

I_a: Momento de inércia da seção do perfil de aço;

L: distância entre apoios;

L_e: Comprimento do trecho de momento positivo;

n_i: Grau de interação;

Q_{Rd}: Força resistente de cálculo de um conector tipo pino com cabeça;

q: Carregamento no estado limite de serviço “ELS”;

R_g: Coeficiente do efeito de atuação de grupos de conectores;

R_p: Coeficiente para consideração da posição do conector;

T_{ad}: Força resistente de cálculo da região tracionada do perfil de aço;

t_c: Altura da laje de concreto (se houver pré-laje de concreto pré-moldada, é a espessura acima desta pré-laje e, se houver laje com fôrma de aço incorporada, é a espessura acima das nervuras);

t_f: Espessura da mesa superior do perfil de aço;

t_w: Espessura da alma;

k_v: Coeficiente para almas sem enrijecedores transversais;

V_{pl}: Cortante de plastificação;

V_{rd}: Cortante resistente de cálculo;

x: Distância entre topo da laje e a linha neutra;

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

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

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

y_{cs}: Coeficiente de ponderação;

z_g: Distância entre topo da laje e o centro de gravidade da viga de aço;

$\sum Q_{Rd}$: Somatório das forças resistentes de cálculo individuais Q_{Rd} dos conectores de cisalhamento situados entre a seção de momento positivo máximo e a seção adjacente de momento nulo;

α_e: Razão modular;

β_{vm}: Coeficiente de ponderação;

λ: Índice de esbeltez;

λ_p: Parâmetro de esbeltez para peças compactas;

λ_r: Parâmetro de esbeltez para peças semi-compactas;

γ_{a1}: Coeficiente de ponderação;

δ: Deslocamento vertical.

Viga mista EUROCODE 4:

a: Distância entre pontos de momento fletor nulo (tramo analisado);

A_w: Área efetiva de cisalhamento;

A_a: Área do perfil de aço;

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

b: Comprimento da base do perrfil;

bf: Largura da mesa colaborante a ser considerada (laje);

$b2$: Distância entre o eixo de centro da viga analisada e o eixo de centro da viga paralela mais próxima.

d_{cs}: Diâmetro do conector;

d: Altura do perfil;

E: Módulo de elasticidade do aço;

E_c: Módulo de elasticidade do concreto;

f_{cd}: Resistência de cálculo à compressão do concreto;

f_{ck}: Resistência característica à compressão do concreto;

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

f_y: Resistência ao escoamento do aço do perfil;

f_{yd}: Resistência de cálculo do escoamento do aço;

F_a: Força de tração no perfil de aço;

F_c: Força de compressão da mesa de concreto;

F_{hd}: Força de cisalhamento de cálculo;

h_f: Altura da camada de revestimento do piso;

h_{cs}: Altura do conector;

h_w: Altura da alma do perfil;

I_a: Momento de inércia do perfil de aço;

I_{tr}: Momento de inércia da seção homogeneizada;

I_{ef}: Momento de inércia efetivo;

L: Distância entre apoios;

L_e: Comprimento do trecho de momento positivo;

M_a: Momento resistente da seção de aço isolada;

M_{rdp}: Momento resistente com interação parcial;

M_{rdt}: Momento resistente com interação total;

n_i: Grau de interação;

$n^{\underline{o}}$: Número de stud bolt;

N_s: Força normal resultante da retração;

P_{Rd}: Força resistente de cálculo de um conector tipo pino com cabeça;

q: Carregamento no estado limite de serviço “ELS”;

t_c: Altura da laje de concreto;

t_f: Espessura da base do perfil;

t_w: Espessura da alma do perfil;

V_{rd}: Cortante resistente de cálculo;

x: Distância entre topo da laje e a linha neutra;

y_{cg}: Distancia da linha neutra plastificada ao topo do perfil;

z_g: Distância entre topo da laje e o centro de gravidade da viga de aço;

α: Coeficiente de ponderação em relação às dimensões do conector;

α_e: Razão modular;

γ_v: Coeficiente de ponderação;

γ_a: Coeficiente ponderador do aço;

γ_{a1}: Coeficiente de ponderação;

δ_a: Deslocamento vertical do perfil de aço isolado;

δ: Deslocamento vertical da viga com interação total;

$\sum P_{Rd}$: Somatório das forças resistentes de cálculo individuais P_{Rd} dos conectores de cisalhamento situados entre a seção de momento positivo máximo e a seção adjacente de momento nulo;

ε_s: Excentricidade resultante da retração;

ε_{cs}: Deformação por retração.

Viga de concreto:

a_i: Flecha imediata;

a_{i2}: Flecha imediata estádio II;

a_T: Flecha total;

a_f: Flecha diferida;

a_{f2}: Flecha diferida estádio II;

a: Distância entre pontos de momento fletor nulo (tramo analisado);

As: Área de armadura calculada para resistir às solicitações;

A'_s: Área de aço negativa contida na viga;

$As,máx$: Área de armadura máxima permitida pela ABNT NBR 6118/2014 para a seção transversal de vigas submetidas à flexão simples;

$As,mín$: Área de armadura mínima permitida pela ABNT NBR 6118/2014 para a seção transversal de vigas submetidas à flexão simples;

$b1$: Distância entre uma das faces laterais da viga e o final da mesa colaborante;

$b2$: Distância entre a face da viga estudada e a face da viga paralela mais próxima;

bf: Largura da mesa colaborante a ser considerada (laje);

bw: Lagura da base da alma da viga;

du: Altura útil da armadura tracionada da viga, correspondente à distância entre o bordo mais comprimido e o centro de gravidade desta armadura;

d': Altura útil negativa da viga em estudo;

Es: Módulo de Elasticidade Longitudinal do aço da armadura utilizada;

E_c: Módulo de elasticidade secante do concreto;

f_{ck}: Resistência característica à compressão do concreto em Mpa;

fcd: Resistência de cálculo à compressão do concreto da viga;

f_{ctd}: Resistência de cálculo à tração do concreto;

hf: Espessura da laje de concreto;

I : Momento de inércia da seção;

I_{eq}: Inércia equivalente;

I_c: Inércia da seção bruta;

I_2: Inércia do estádio II;

L: distância entre apoios;

$Mrd, mesa$: Momento fletor máximo resistente de cálculo da mesa da viga de concreto armado;

$Mrd1, lim$: 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;

$Mrd1$: Momento fletor resistente de cálculo necessário para equilibrar Msd;

$Mrd3$: Momento fletor máximo resistente de cálculo das abas da mesa da viga;

Msd: Momento fletor solicitante de cálculo;

M_r: Momento de fissuração;

$M_{máx}$: Momento solicitante;

p: Carregamento na combinação quase permanente;

p': Taxa de aramadura negativa;

s: Espaçamento entre elementos da armadura transversal A_{sw}, medido segundo eixo longitudinal da peça;

V_{Sd}: Força cortante solicitante de cálculo na seção;

V_{Rd2}: Força cortante resistente de cálculo relativa à ruína das diagonais comprimidas de concreto, de acordo como os modelos de cálculo I e II;

$V_{Rd3} = V_c + V_{sw}$: É a força cortante resistente de cálculo relativa à ruína por tração diagonal;

V_c: Parcela de força cortante absorvida por mecanismos complementares ao de treliça;

V_{sw}: Parcela de força cortante resistida pela armadura tranversal, de acordo como os modelos I ou II;

y: Espessura comprimida da viga de concreto armado;

y_t: Distância do centro gravidade até a fibra mais tracionada;

x_2: Linha neutra da seção fissurada;

$\propto$: Coeficiente ponderador;

α_f: Coeficiente ponderador em função do tempo;

α_e: Coeficiente ponderador;

β_{vm}: Coeficiente de ponderação;

βs: Relação entre a tensão que realmente ocorre na armadura longitudinal de tração e a tensão de escoamento fyd;

βx: Relação entre a posição da linha neutra (referenciada a partir do bordo mais comprimido) "x" e a altura útil "du";

βy: Relação entre a altura comprimida "a" e a altura útil "du";

βz: Relação entre o braço de alavanca entre as resultantes de tração e compressão da seção transversal "z" e a altura útil "du";

Δ_{ε}: Variação da fluência em relação ao tempo da estrutura;

SUMÁRIO

Sumário..... 16
1 Introdução..... 18
1.1 Objetivo..... 19
1.2 Justificativa..... 20
2 Fundamentação teórica..... 21
2.1 Perfil Metálico..... 21
2.2 Viga mista..... 22
2.2.1 Histórico..... 24
2.2.2 Comportamento estrutural..... 24
2.2.3 Dimensionamento – NBR 8800:2008..... 29
2.3 Viga mista EUROCODE 4..... 37
2.3.1 Comportamento estrutural..... 37
2.3.2 Dimensionamento – EUROCODE 4 (2004)..... 38
2.4 Viga de concreto armado..... 46
2.4.1 Comportamento estrutural..... 46
2.4.2 Dimensionamento – NBR 6118:2014..... 46
2.5 Comparativo entre NBR 8800:2008 e EUROCODE 4..... 56
3 Método..... 57
3.1 Parâmetros adotados..... 60
3.2 Fluxograma do dimensionamento das vigas..... 62
3.3 Modelos de vigas calculados..... 64
4 Resultados..... 66
5 Considerações finais..... 83
6 Referências..... 85

7 Apêndice..... 88

7.1 Dimensionamento da viga mista NBR 8800:2014 “Viga A”..... 88

7.2 Dimensionamento da viga mista EUROCODE 4 (2004) “Viga B”.....98

7.3 Dimensionamento da viga de concreto NBR 6118:2014 “Viga C” 108

1 INTRODUÇÃO

Elementos estruturais de Concreto Armado são aqueles que o seu comportamento estrutural depende da aderência entre concreto e armadura (onde os vergalhões de aço estão distribuídos internamente no concreto). Já as estruturas mistas resultam da associação de dois elementos diferentes trabalhando em conjunto. Por exemplo, uma viga de aço com uma laje de concreto, cuja ligação é feita por meio de conectores de cisalhamento, geralmente soldados à mesa superior do perfil no caso de vigas (ALVA, 2000).

No contexto histórico, a construção mista está ligada ao desenvolvimento do concreto armado e das estruturas de aço. Os elementos mistos aço-concreto foram desenvolvidos para aproveitar as vantagens de cada material, tanto em termos estruturais como construtivos, sendo assim, um grande atrativo nos últimos anos tanto no contexto mundial como no Brasil (HIGAKI, 2009).

Quando se comparam as vantagens de uma estrutura mista com uma estrutura de concreto armado, observa-se que as estruturas mistas têm diversas vantagens como: (CBCA, 2012).

- Redução do prazo da obra;
- Eliminação parcial das escoras;
- Redução do número de trabalhadores;
- Logística otimizada;
- Obra com menor geração de resíduos.

Devido aos perfis de aço serem pré-fabricados, a redução do prazo de obra e o número de trabalhadores no canteiro é perceptível, já que não há necessidade de produção dos elementos estruturais in-loco. Sem a produção de parte das peças estruturais na obra a geração de resíduos é reduzida consideravelmente. Com todos estes aspectos a favor da obra, a organização de locais para armazenamento e movimentação de materiais assim como a acomodação de funcionários, torna-se efetivamente otimizada e de fácil relocação caso complicações venham a acontecer no canteiro de obras (HIGAKI, 2009).

As dificuldades encontradas em se trabalhar com estruturas mistas no Brasil são:

- Falta de mão de obra especializada;
- Custo inviabiliza em construções pequenas;
- Contração e dilatação constantes;

No Brasil o setor da construção civil na sua grande maioria é formado por profissionais de baixa especialização. Devido às estruturas mistas serem de uma maior complexidade de execução, isso acaba gerando uma falta de profissionais no mercado. Devido os perfis laminados possuírem altas resistências, quando aplicados em construções de pequeno porte acaba sendo um desperdício de material devido às cargas solicitantes serem muito baixas em frente à resistência do perfil. Outra desvantagem é que o aço contém propriedades elásticas, e com isso acaba gerando grandes dilatações. Caso estas dilatações não sejam analisadas previamente, isso pode acarretar trincas nas paredes e pisos da estrutura (IBDA – FÓRUM DA CONSTRUÇÃO).

As estruturas metálicas são normatizadas no Brasil pela NBR 8800:2008, mais exatamente no anexo “O” que é especifico para estruturas mistas, neste anexo são abordados os padrões de dimensionamento e também coeficientes a serem utilizados no método de cálculo estrutural. Para se trabalhar com estruturas mistas na Europa deve-se utilizar o EUROCODE 4 (2004), normativa que aborda as estruturas mistas, nela estão contidos os parâmetros a serem utilizados nos cálculos estruturais. A normativa brasileira e a europeia têm suas singularidades e quando comparadas entre si podemos notar algumas diferenças, estas divergências serão explicadas mais adiante no trabalho.

1.1 Objetivo

Determinar, entre duas opções de vigas mistas e a solução convencional em concreto armado, qual apresenta o menor custo e volume de material empregado em termos do dimensionamento a momentos fletores, esforços cortantes e flechas admissíveis.

Os parâmetros considerados serão: o comprimento de vão, vinculação de extremidade e intensidade de carregamento nas vigas especificadas.

1.2 Justificativa

No Brasil percebe-se que o uso de concreto armado em estruturas é predominante, mas hoje a construção civil tem como objetivo fazer obras mais enxutas, com processos mais rápidos e, além disso, com menos gastos. Para isso torna-se necessária a busca por inovações que proporcionem redução no tempo de execução, redução de custos, porém, preservando e até mesmo melhorando a qualidade das estruturas (HIGAKI, 2009).

Para justificar o estudo realizado podemos citar inicialmente a necessidade de alternativas para a construção de peças estruturais, onde para isto há a necessidade de estudos que comprovem que estas alternativas não usuais são igualmente boas, quando comparadas em relação ao método mais convencional utilizado. Neste trabalho foi realizado um estudo para conferir em qual situação as vigas mistas se tornam mais ou menos econômicas quando comparadas com vigas de concreto armado.

O estudo comparativo justifica-se também pelo dimensionamento que será realizado para a viga mista com perfil laminado revestida parcialmente com concreto, que está especificada no EUROCODE 4, a qual não há menção na normativa brasileira referente a vigas mistas.

A escolha da viga mista de concreto e aço de alma cheia duplamente simétrica se justifica pelo fato de ser a única que a NBR 8800:2008 contempla. Já a comparação de ambas as vigas mistas com a de concreto armado se dá pelo fato de ser o modelo estrutural mais convencional no Brasil.

2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

2.1 Perfil Metálico

DIAS (1998) especifica que, o perfil I é frequentemente mais usado para vigas e pórticos, ou seja, estruturas que tem esforços de flexão em um plano como esforços mais predominantes. O autor aprofunda e explica que devido ao fato da massa estar concentrada nas mesas da seção transversal do perfil, garante uma relação inércia/massa, tornando assim a geometria comercial mais eficiente para os esforços necessários nestas estruturas.

DIAS (1998) diz que, dentre os tipos de perfis I mais utilizados no Brasil estão os perfis I laminados e os perfis I soldados, o autor ainda os define sendo:

- Perfis I laminados: Produto oriundo da perfilação de um bloco quente e maciço de aço, o qual é modelado através de sucessivas passagens de cilindros conformadores e finalizado com um cilindro de acabamento.
- Perfis I soldados: Perfil que se dá pelo corte, composição e soldagem de chapas de aço.

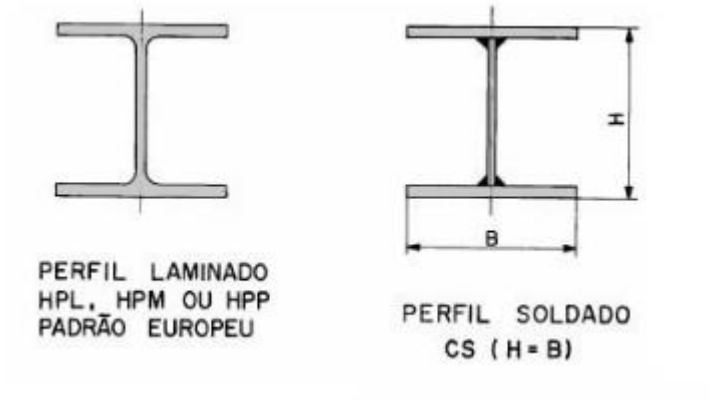


Figura 1 – Tipos de perfil de aço. (PORTAL MET@ALICA)

SOUZA (2006) aborda em seu trabalho que, mesmo os perfis laminados e perfis soldados tendo uma grande gama possível de aplicações, os perfis apresentam limitações. Os perfis laminados são viáveis economicamente quando se trata de vãos pequenos, já que a partir do momento que se necessita dimensões

maiores nas seções das mesas a alma fica muito espessa, gerando um perfil com uma relação peso/resistência ineficiente quando comparado a outros tipos de perfil. O autor deixa claro que para grandes vãos a utilização de perfis soldados é mais viável, já que os mesmos conseguem apresentar seções mais altas com almas mais esbeltas, porém conforme é necessário mais resistência à flexão as alturas das seções se elevam, tornando assim a alma da seção mais suscetível ao fenômeno de flambagem, onde para se contornar o problema são geralmente aumentados à espessura da alma ou colocados enrijecedores. Ambas as soluções são economicamente inviáveis devido ao gasto excessivo de material.

Em CHAVES & MALITE (2010) os autores contradizem as afirmações feitas por DIAS (1998) e SOUZA (2006) quando se diz respeito ao tipo de perfil mais usual no mercado brasileiro, o mesmo pode ser real visto que seus respectivos trabalhos tenham mais de 10 anos de diferença. Os autores afirmam que por ter uma pequena quantidade de modelos de perfis laminados e por perfis soldados terem um alto preço, o emprego de perfis formados a frio em edifícios de pequeno porte pode ser uma solução economicamente mais viável. Porém, os mesmos necessitam de um estudo de caso para que seja fácil à execução in-loco e atinjam a eficiência estrutural necessária de projeto.

2.2 Viga mista

Em uma edificação, as vigas de aço que suportam lajes de concreto podem ser projetadas levando em consideração que a laje e a viga agem independentemente, isso é, resistindo às cargas impostas e não fazendo nenhuma ação conjunta aço-concreto (BELLEI, 2008).

Mas, pelo fato da maioria das vigas estarem submetidas a momentos positivos, ou seja, que as mesas superiores das vigas estariam sendo submetidas a um esforço de compressão, com isso percebeu-se que a simples colocação de um conector para transferir esse esforço entre a laje de concreto e a viga, fez com que ambas trabalhassem em conjunto gerando um sistema misto de aço-concreto (BELLEI, 2008).

A utilização deste sistema trabalhando em conjunto é de grande vantagem, pois como se sabe o aço apresenta uma boa resposta aos esforços de tração, enquanto que o concreto apresenta uma boa resposta aos esforços de compressão. Além disso, a associação dos materiais aço e concreto acaba resultando em um acréscimo de resistência e rigidez para o sistema misto, proporcionando uma redução da altura dos elementos estruturais e, consequentemente a redução de materiais acaba influenciando diretamente em um menor custo da obra. (KIRCHHOF & NETO,2005)

Uma viga mista de aço-concreto é basicamente um conjunto associado de um perfil de aço com uma laje de concreto. Este conjunto tem como finalidade resistir a um esforço de flexão. Esta interação ocorre através de elementos metálicos que estão soldados na mesa superior do perfil de aço e embutidos no meio da laje de concreto que são denominados de conectores de cisalhamento “Stud Bolt”. (ALVA,2000). Na figura 2 são mostrados os tipos usuais de vigas mistas.

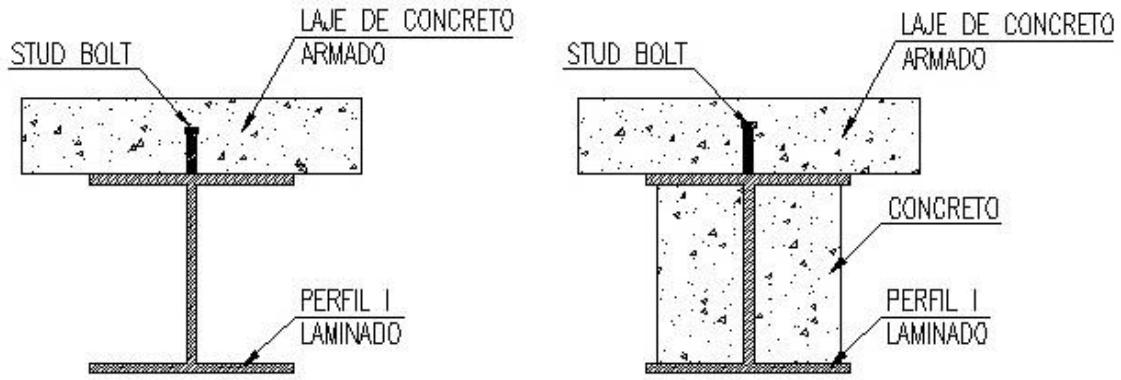


Figura 2 – Seções transversais de vigas mistas.

As vigas mistas de aço e concreto apresentam vantagens em comparação com as vigas de aço isoladas, porque nas regiões de momento positivo, a flambagem local da mesa (FLM), alma (FLA) e flambagem lateral com torção (FLT), são impedidas ou minimizadas, mas a principal desvantagem reside na necessidade dos conectores de cisalhamento na interface aço-concreto. (ALVA & MALITE,2005).

2.2.1 Histórico

No Brasil, segundo MALITE (1990) as estruturas mistas começaram a surgir entre 1950 e 1960, a utilização começou com pequenas pontes e edifícios, mas com o aumento da produção de aço estrutural começaram a surgir novas buscas para soluções em projetos arquitetônicos e projetos estruturais.

Mesmo com as estruturas mistas começando a ser exploradas entre 1950 e 1960, o Brasil só criou sua normatização em 1986 com a NBR 8800 – Projetos e execução de estruturas de aço em edifícios. Nesta norma, são abordadas as partes de dimensionamento e execução de elementos mistos que estão submetidos a um esforço de flexão, (vigas mistas) (MALITE, 1990).

2.2.2 Comportamento estrutural

KIRCHHOF (2004) diz que, a eficiência de resistir a esforços de flexão das vigas mistas está diretamente relacionada a alguns fatores, tais como: resistência à compressão do concreto, espessura da laje, tipo do perfil de aço utilizado na viga, a fase de construção da laje (escorada ou não escorada), o tipo de interaçao entre a viga e a laje, etc.

PFEIL (2009) complementa sobre o comportamento estrutural de vigas mistas citando que, o esforço cortante resistente da viga mista é igual ao esforço cortante resistido pela seção do aço.

2.2.2.1 Vinculação laje-viga (Solidarização)

ALVA & MALITE (2005) diz que, o dimensionamento de vigas mistas submetidas a flexão depende diretamente do nível de interação entre aço-concreto,

onde podemos encontrar duas situações possiveis, a interação completa e a interação parcial por ele explicada como:

- Interação completa: existe uma ligação perfeita entre o aço e o concreto, onde assume-se uma interface inteiramente plana de contato dos dois materiais. Neste caso em relação ao diagrama de deformações há apenas uma linha neutra. (Figura 4)
- Interação parcial: ocorre escorregamento relativo do aço em relação ao concreto onde há uma descontinuidade no diagrama de deformações, em consequencia disso a seção transversal da viga apresenta duas linhas neutras. Este efeito de escorregamento afeta a distribuição de tensões na seção, a distribuição do fluxo de cisalhamento longitudinal na conexão, e consequentemente, a deformabilidade das vigas. Na Figura 3 é mostrada uma viga com interação total e parcial.

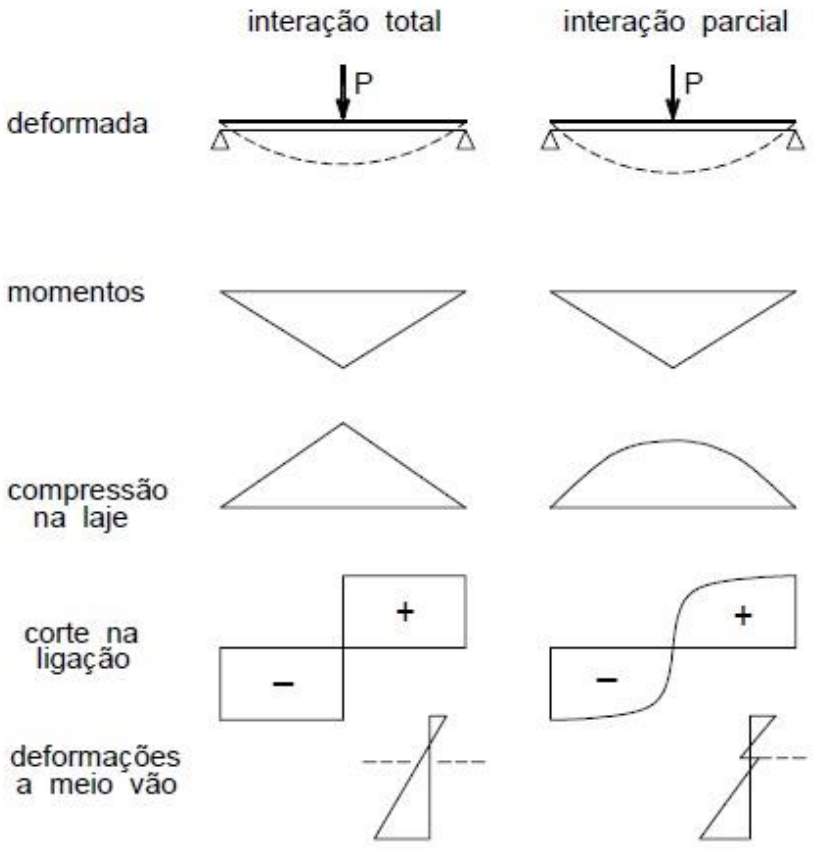


Figura 3 – Vigas com interação total e parcial. (ALVA 2000)

Para garantir a interação entre a laje de concreto e a viga de perfil laminado é importante a implantação de pinos (Stud Bolt), porque estes são responsáveis por fazer a laje de concreto e a viga metálica trabalharem em conjunto, estes elementos criam forças longitudinais de cisalhamento na interface entre aço e concreto, que resistem aos esforços causados na utilização das vigas mistas. Além destas forças, os conectores resistem a forças transversais ao plano de concreto, que podem causar a separação entre o mesmo e o perfil metálico, essa situação é chamada como “uplift” (BELLEI, 2008). Na Figura 4 é mostrada uma viga com ação mista e sem ação mista.

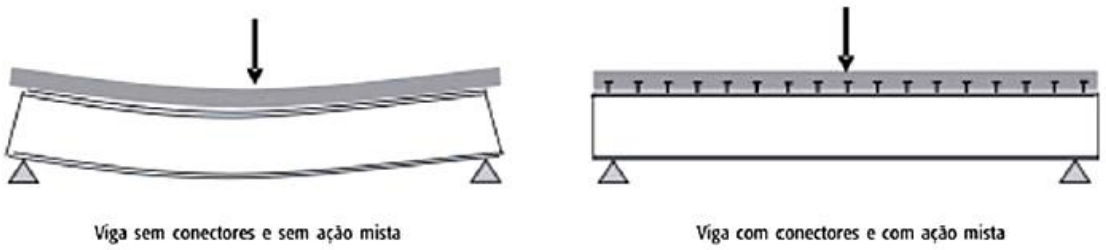


Figura 4 – Vigas sem ação mista e com ação mista. (BELLEI 2008)

Nas vigas mistas, os conectores mais utilizados são os flexíveis, porque eles proporcionam uma ruptura mais dúctil à peça formada pelo sistema misto. São exemplos destes conectores flexíveis os pinos com cabeça (studs). Os studs têm suas dimensões padronizadas, os mesmos são utilizados nas obras civis com 19 mm de diâmetro. (ALVA, 2000).

A NBR 8800:2008 utiliza o anexo “O”, para o procedimento de cálculo da capacidade resistente dos conectores de cisalhamento e grau de interação laje e viga. Além disso, esta normativa também expõe limitações quanto à interação da viga mista de alma cheia com a laje de concreto, isto é, quando o perfil de aço duplamente simétrico tem um comprimento do trecho de momento positivo menor que 25m, a interação laje e viga será parcial, já quando o comprimento do trecho de momento positivo é maior que 25m, se considera interação completa.

2.2.2.2 Apoios da viga (Vinculações)

Do ponto de vista estático as vigas mistas são separadas em contínuas, semicontínuas e bi-apoiadas onde são definidas por PFEIL(2009) como:

- Contínuas: Possuem uma continuidade sobre os apoios, ou seja, a ligação (viga-viga ou viga-laje) tem grande rigidez inicial a rotação e sua resistência à flexão é maior ou igual a da viga.
- Semicontínuas: Caso não se enquadre na definição de viga mista contínua, ou seja, apresentam ligações de resistência parcial entre os apoios, tem-se que a resistência à flexão e a rigidez à rotação das ligações mistas é parcial.
- Bi-apoiadas: As ligações entre a viga e o apoio são caracterizadas como rótula, onde o perfil de aço está predominantemente sendo tracionado e a laje de concreto está sendo comprimida.

Na Figura 5 é mostrado o comportamento dos momentos fletores de uma viga contínua, semicontínua e simplesmente-apoiada.

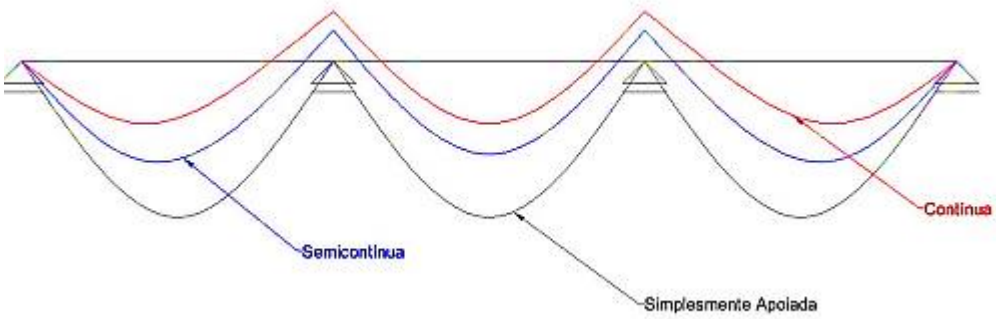


Figura 5 – Diagrama de momentos fletores dos tipos de apoio. (SOUZA 2006)

2.2.2.3 Processo Construtivo

O processo construtivo pode influenciar na maneira que as vigas mistas reagem ao carregamento. Elas podem ser escoradas ou não escoradas.

Um elemento estrutural escorado só entra em serviço após a cura do concreto, isto é, enquanto ainda está em fase de construção à viga não suporta o carregamento total pelo fato que esta tem ajuda das escoras, a viga só irá suportar todas as cargas após a retirada das escoras. Este processo garante uma interação completa da viga em aço com a laje em concreto. (RAMOS 2010). Na figura 6 é mostrada uma viga escorada.

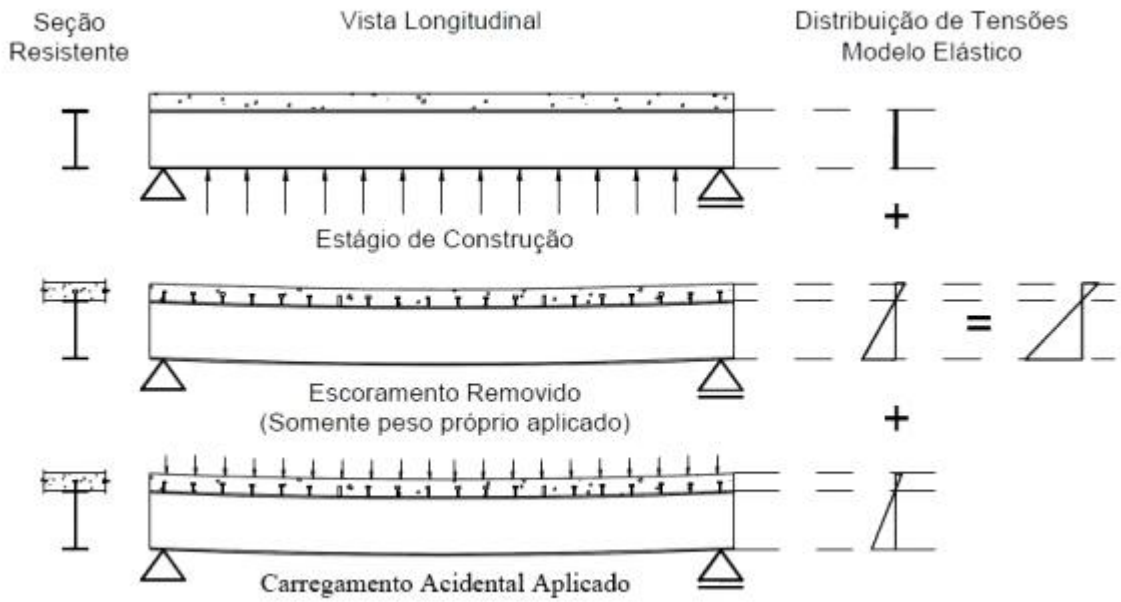


Figura 6 – Vigas mistas escoradas. (FABRIZZI 2007)

Um elemento estrutural não escorado é quando as vigas de aço entram em solicitação desde o processo de construção, isto é, já na construção das vigas de aço elas suportam todas as cargas, este processo é chamado de uma interação parcial da viga em aço com a laje em concreto. (RAMOS 2010). Na Figura 7 é mostrada uma viga não escorada.

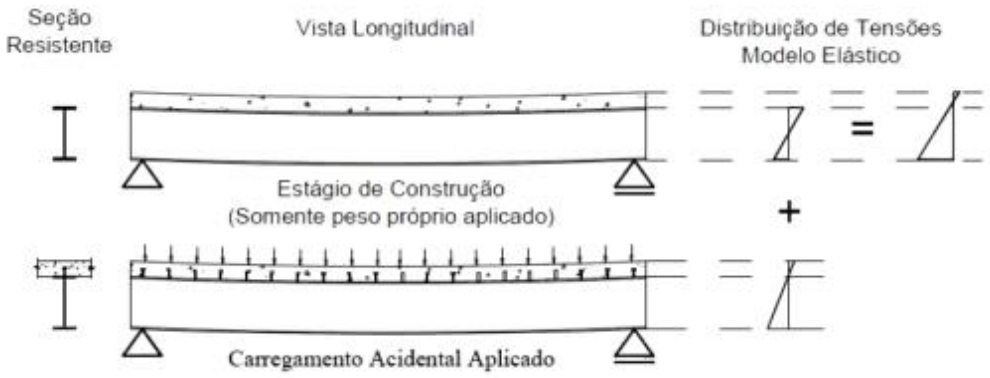


Figura 7 – Vigas mistas não escoradas. (FABRIZZI 2007)

2.2.3 Dimensionamento – NBR 8800:2008

Para o dimensionamento de viga mista em nosso país devemos utilizar e cumprir a normativa NBR 8800:2008, primeiramente na norma está sendo explicado o cálculo da largura efetiva da laje de concreto, pois a viga se solidariza com a laje e consequentemente a mesma terá uma contribuição da laje. Esta largura colaborante depende de dois fatores principais, a distância entre os pontos de momento fletor solicitante e de momento fletor nulo e a distância de centro da viga analisada até o centro da viga adjacente. O valor da largura efetiva deve ser o mínimo entre os seguintes valores:

$$bf = mín \begin{Bmatrix} \frac{1}{8} * a_1 \\ ou \\ 0{,}5 * b2 \end{Bmatrix} \quad \textbf{(1)}$$

O cálculo da variável "a" (distância entre pontos de momento fletor nulo) deverá ser feito através dos seguintes parâmetros:

- Viga simplismente apoiada:

$$a_1 = 1 * \mathrm{L} \quad \textbf{(2)}$$

- Tramo com momento em só uma extremidade:

$$a_1 = \frac{4}{5} * \mathrm{L} \quad \textbf{(3)}$$

- Tramo com momentos na duas extremidades:

$$a_1 = \frac{7}{10} * \mathrm{L} \quad \textbf{(4)}$$

Vale ressaltar que para região de momentos negativos, calcula-se as distâncias entre momentos nulos da seguinte forma:

$$a_1 = \frac{1}{4} * (L_1 + L_2) \quad \textbf{(5)}$$

A NBR 8800:2008 dispõe de uma figura que melhor explica a distância de momento fletor positivo e negativo agindo em conjunto:

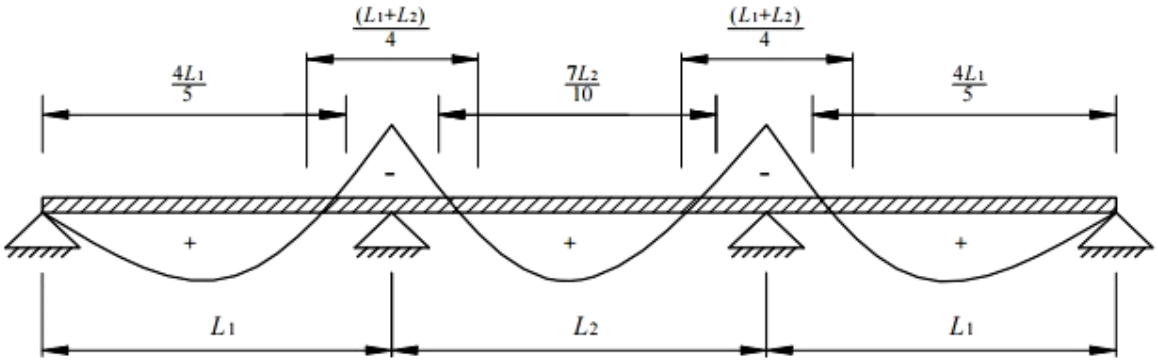


Figura 8 – Distância simplificada entre os pontos de momento nulo em uma viga continua. (NBR 8800:2008 ANEXO O)

Após verificar a largura efetiva da laje de concreto deverá ser verificado o grau de interação da viga em aço com a laje de concreto, pelo fato de que o sistema misto necessita ter uma interação mínima para ser considerado como tal. (NBR 8800:2008).

O grau de interação da viga mista de alma cheia tem um cálculo específico para perfis de mesas de áreas iguais. Estes cálculos são fornecidos pela NBR 8800:2008 como:

Dimensionamento para perfis duplamente simétricos:

$$n_i = 1 - \frac{E}{578 * fy} * (0{,}75 - 0{,}03L_e) \geq 0{,}40 \text{ para } L_e \leq 25\ m; \quad \textbf{(6)}$$

$$n_i = 1 \quad \text{Para } L_e \geq 25\ m \text{ (interação completa);} \quad \textbf{(7)}$$

Após definir o grau de interação entre a laje de concreto e o perfil de aço deverá ser realizado o cálculo de conectores de cisalhamento, estes conectores poderão ser do tipo pino com cabeça (stud bolt) ou perfil “U” laminado (NBR 8800:2008).

A altura mínima do tipo pino cabeça deve ser 4 vezes o seu diâmetro, já o perfil “U” deve ter uma espessura mínima de 3 mm. Todos os tipos de conectores devem ficar completamente embutidos no concreto da laje, com cobrimento mínimo de 10 mm (NBR 8800:2008).

A força resistente de cálculo de um conector de cisalhamento tipo pino com cabeça é dada pelo menor dos seguintes valores:

$$Q_{Rd} = \frac{1}{2} * \frac{\left(A_{cs} * \sqrt{f_{ck} * E_c}\right)}{\gamma_{cs}} \quad \textbf{(8)}$$

e

$$Q_{Rd} = \frac{R_g * R_p * A_{cs} * f_{ucs}}{\gamma_{cs}} \quad \textbf{(9)}$$

Após verificar a força resistente de cálculo de um conector tipo pino com cabeça, deverá ser verificada a força de cisalhamento de cálculo entre o componente de aço e a laje de concreto é obtida através do menor valor entre as equações (10) e (11):

$$F_{hd} = A_a * f_{yd} \quad \textbf{(10)}$$

$$F_{hd} = 0{,}85 * f_{cd} * b_f * t_c \quad \textbf{(11)}$$

Após calcular a força de cisalhamento e a força resistente de um conector poderá ser calculado o número de conectores com a seguinte formulação:

$$n^{\underline{o}} = \frac{F_{hd}}{Q_{rd}} \quad \textbf{(12)}$$

Com o número de conectores definido é possível calcular o momento fletor resistente da viga mista. Para a viga mista com interação parcial deve-se obedecer aos seguintes cálculos:

$$\Sigma Q_{Rd} < A_a * f_{yd}$$

e

$$\Sigma Q_{Rd} < 0{,}85 * f_{cd} * b * t_c$$

Ocorrendo essas condições tem-se que a força resistente de cálculo da espessura comprimida da laje é igual ao somatório das forças resistentes de cálculo individuais, isso é:

$$C_{cd} = \Sigma Q_{Rd} \quad \textbf{(13)}$$

Após definir a força resistente da espessura comprimida da laje de concreto deve-se calcular a força resistente de cálculo da região comprimida do perfil de aço, isso é:

$$C_{ad} = \frac{1}{2} * (A_a * f_{yd} - C_{cd}) \quad \textbf{(14)}$$

Calcula-se então a força resistente de cálculo da região tracionada do perfil de aço, conforme equação abaixo:

$$T_{ad} = C_{cd} + C_{ad} \quad \textbf{(15)}$$

Define-se a posição da linha neutra da seção plastificada medida a partir do topo do perfil de aço conforme abaixo:

- Para linha neutra na mesa superior do perfil metálico, $C_{ad} \leq A_{af*} f_{yd}$:

$$y_p = \frac{C_{ad}}{A_{af*} f_{yd}} * t_f \quad \textbf{(16)}$$

- Para linha neutra na alma do perfil metálico, $C_{ad} > A_{af*} f_{yd}$:

$$y_p = t_f + h_w * \left(\frac{C_{ad} - A_{af} * f_{yd}}{A_{aw*} f_{yd}} \right) \quad \textbf{(17)}$$

A figura abaixo mostra as posições da linha neutra:

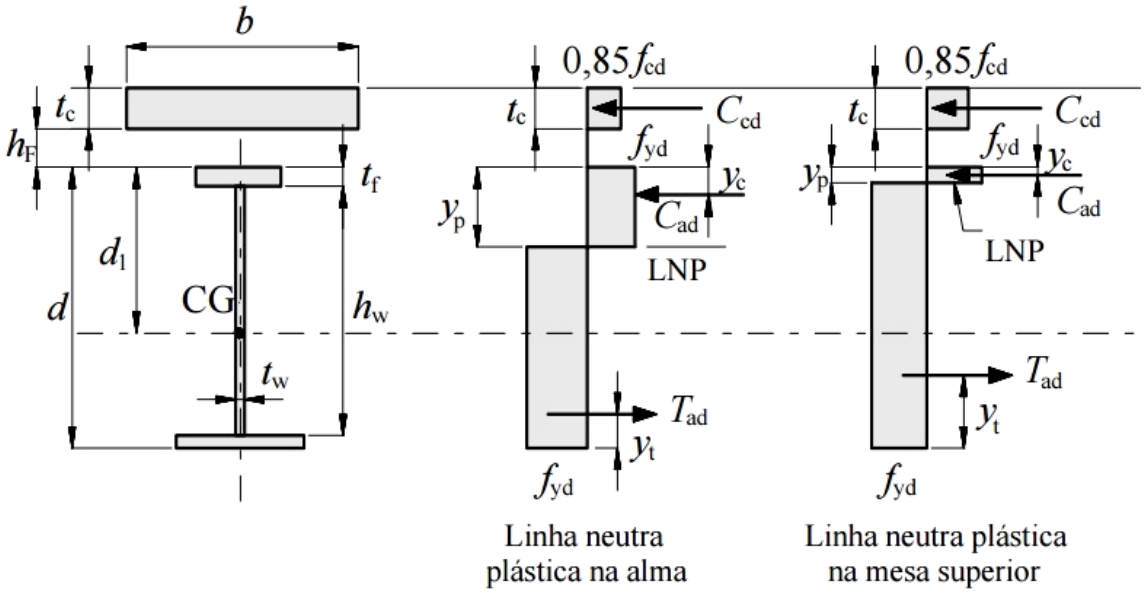


Figura 9 - Distribuição de tensões em vigas mistas. (NBR 8800:2008 ANEXO O)

Com isso calcula-se o momento fletor resistente com a equação abaixo para interação completa:

$$M_{rd} = \beta_{vm} \left[C_{ad} \, (d - y_t - y_c) + C_{cd} \left(\frac{t_c}{2} + h_f + d - y_t \right) \right] \quad \textbf{(18)}$$

No caso de interação parcial a equação é:

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

$$a = \frac{C_{cd}}{0{,}85 * f_{cd} * b_f} \quad \textbf{(20)}$$

Para a verificação do esforço cortante resistente de uma estrutura a mista, foi adotado o processo que consta na NBR 8800:2008. Nesta norma é dito que o esforço cortante resistente de uma estrutura mista deve ser determinado considerando-se apenas a resistência do perfil metálico, isso é a parcela do concreto é desprezada no esforço cortante resistente. Segue abaixo o dimensionamento do esforço cortante:

Primeiramente deverá ser verificado o índice de esbeltez do perfil metálico, isso ocorre pelo fato de haver três maneiras diferentes de se calcular o esforço cortante resistente, onde essas variações acontecem através do índice de esbeltez que é calculado da seguinte maneira:

$$\lambda = \frac{h_w}{tw} \quad \textbf{(21)}$$

$$\lambda_p = 1{,}10 \sqrt{\frac{kv * E}{fy}} \quad \textbf{(22)}$$

$$\lambda_r = 1{,}37 \sqrt{\frac{kv * E}{fy}} \quad \textbf{(23)}$$

Após calcular o índice de esbeltez, deverá ser calculada a resistência cortante do perfil, conforme a seguir:

$$V_{pl} = 0{,}6 * A_w * f_y \quad \textbf{(24)}$$

- Se $\lambda \leq \lambda_p$, perfil de alma compacta:

$$V_{rd} = \frac{V_{pl}}{\gamma_{a1}} \quad \textbf{(25)}$$

- Se $\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$, perfil de alma semi-compacta:

$$V_{rd} = \frac{\lambda_p}{\lambda} * \frac{V_{pl}}{\gamma_{a1}} \quad \textbf{(26)}$$

- Se $\lambda_r < \lambda$, perfil de alma esbelta:

$$V_{rd} = 1{,}24 * \left(\frac{\lambda_p}{\lambda}\right)^2 * \frac{V_{pl}}{\gamma_{a1}} \quad \textbf{(27)}$$

Para a verificação dos deslocamentos, deverá ser realizado um estudo das propriedades geométricas da seção mista, que devem ser obtidas através da homogeneização da seção que é formada pelo componente de aço e pela laje de concreto.

Para obter a região homogeneizada deve-se calcular uma razão modular entre módulo de elasticidade do concreto e do aço, conforme abaixo:

$$\alpha_e = \frac{E}{E_c} \quad \textbf{(28)}$$

Os efeitos de longa duração (fluência e retração do concreto) devem ser levados em conta utilizando um método simplificado que é determinado pela multiplicação da razão modular por 3 (razão modular citada acima).

Com os efeitos de longa duração devidamente calculados podemos calcular o momento de inércia da seção mista homogeneizada através da seguinte formulação:

$$I_{tr} = I_a + A_a * \left(z_g - x\right)^2 + \frac{b_f * x^3}{3\alpha_e} \quad \textbf{(29)}$$

Após calcular o momento de inércia da seção mista homogeneizada a próxima etapa é o cálculo do momento de inércia efetivo, mas vale ressaltar que este momento de inércia efetivo só é valido para regiões de momentos positivos, pois nas regiões de momentos negativos deverá ser utilizado o momento de inércia somente do perfil de aço. Para calcular o momento de inércia efetivo das regiões que contem momentos positivos foi utilizada a seguinte equação:

$$I_{ef} = I_a + \sqrt[2]{\frac{\sum Q_{rd}}{F_{hd}}} * (I_{tr} - I_a) \quad \textbf{(30)}$$

Após o cálculo do momento de inércia efetivo segue-se para o processo de cálculo do deslocamento da viga. Este deslocamento é calculado para efeitos de longa duração, que serão os piores deslocamentos, devido ser levada em consideração à fissuração do concreto e consequentemente a perda de homogeneização de sua seção. O cálculo de deslocamento para cada tipo de vinculação acontece da seguinte forma:

- Deslocamento da viga bi - apoiada:

$$\delta = \frac{5 * q * L^4}{384 * E * I_{ef}} \quad \textbf{(31)}$$

- Deslocamento da viga engaste - rótula:

$$\delta = \frac{3 * q * L^4}{554 * E * I_{ef}} \quad \textbf{(32)}$$

- Deslocamento da viga engaste - engaste:

$$\delta = \frac{1 * q * L^4}{384 * E * I_{ef}} \quad \textbf{(33)}$$

2.3 Viga mista EUROCODE 4

O conceito de viga mista segundo a EUROCODE 4 (2004) e a NBR 8800:2008 é basicamente o mesmo, onde ambas as normas definem que a viga mista aço-concreto é uma associação do perfil de aço com uma laje de concreto.

A EUROCODE 4 (2004) contempla algumas diferenças quando se compara com a NBR 8800:2008, estas diferenças variam entre seção transversal da viga mista e a metodologia de cálculo de cada viga.

2.3.1 Comportamento estrutural

Segundo a EUROCODE 4 (2004) o comportamento estrutural das vigas mistas se mantém semelhante ao comportamento estrutural segundo à NBR 8800:2008, ambas as normas reconhecem que a viga mista pode conter dois modelos de solidarização, onde um modelo é com interação completa que é a ligação perfeita entre o perfil de aço e a laje de concreto e o outro modelo é com interação parcial que tem como definição um escorregamento relativo em relação aço-concreto onde há uma descontinuidade no diagrama de deformações.

Os apoios das vigas segundo a EUROCODE 4 (2004) são definidos como contínuas, semicontínuas e bi-apoiadas, estas vinculações tem a mesma definição da NBR 8800:2008 onde diz que as vigas contínuas possuem uma grande rigidez a rotação (considerando um engaste), vigas semicontínuas apresentam uma ligação parcial entre os apoios, já as vigas bi-apoiadas apresentam apoios que são caracterizados como rótulas.

A EUROCODE 4 (2004) engloba algumas seções transversais a mais do que a normativa brasileira, uma destas seções que só é encontrada na EUROCODE 4 (2004) é a viga mista parcialmente envolvida em concreto. Esta seção mantém a mesma linha de comportamento estrutural citado acima.

A seção mista envolvida em concreto tem algumas particularidades como a maior resistência contra o fogo, pois o perfil de aço está protegido com uma camada de concreto. Outro aspecto a ser ressaltado é a maior restrição à flambagem lateral, isso ocorrerá devido a contenção lateral que o concreto exerce na viga em aço. Outro fator que colabora para a não ocorrência de flambagem lateral é a unificação contínua da mesa do perfil com a laje de concreto. Por fim, outro aspecto que a seção mista envolvida em concreto tem é que ela aumenta a sua resistência ao esforço cortante, isso ocorre devido ao fato de que o esforço cortante está diretamente relacionado aos esforços internos que acontecem na seção transversal, então com o aumento de área desta consequentemente será proporcionado um aumento na resistência ao cortante.

2.3.2 Dimensionamento – EUROCODE 4 (2004)

O dimensionamento de vigas mistas a partir da EUROCODE 4 (2004) segue os mesmos princípios que a norma NBR 8800:2008. Primeiramente deve ser calculada a largura efetiva da laje de concreto. Para este cálculo, a normativa EUROCODE 4 (2004) considera os mesmos parâmetros que a NBR 8800:2008, que são os seguintes:

$$bf = mín \begin{Bmatrix} \frac{1}{8} * a \\ ou \\ 0{,}5 * b2 \end{Bmatrix} \quad \textbf{(34)}$$

O cálculo da variável "a" (distância entre pontos de momento fletor nulo) deverá ser calculado através dos seguintes parâmetros:

- Viga simplesmente apoiada:

$$a = 1 * \mathrm{L} \quad \textbf{(35)}$$

- Tramo com momento em só uma extremidade:

$$a = \frac{4}{5} * \mathrm{L} \quad \textbf{(36)}$$

- Tramo com momentos na duas extremidades:

$$a = \frac{7}{10} * \mathrm{L} \quad \textbf{(37)}$$

Segundo a EUROCODE 4 (2004), para região de momentos negativos, se calcula as distâncias entre momentos nulos da seguinte forma:

$$a = \frac{1}{4} * (L_1 + L_2) \quad \textbf{(38)}$$

Após o cálculo da largura efetiva deverá ser realizado o cálculo do grau de interação da viga de aço com a laje de concreto, este método também se mostra muito semelhante ao método usado na NRB 8800:2008. Isso ocorre devido que ambas as normas consideram um grau de interação mínimo de 40%, os cálculos do grau de interação se obtém pela seguinte equação:

Dimensionamento para perfis duplamente simétricos:

$$n_i = 1 - \frac{355}{fy} * (0{,}75 - 0{,}03L_e) \geq 0{,}40 \text{ para } L_e \leq 25\,m; \quad \textbf{(39)}$$

$$n_i = 1 \quad \text{para } L_e \geq 25\,m \text{ (interação completa);} \quad \textbf{(40)}$$

Após definir o grau de interação entre a laje de concreto e o perfil de aço deverá ser realizado o cálculo de conectores de cisalhamento, este processo também contempla semelhanças ao método utilizado na NBR 8800:2008, mas como no grau de interação o EUROCODE também contempla algumas particularidades.

A força resistente de cálculo de um conector de cisalhamento tipo pino com cabeça é dada pelo menor dos seguintes valores:

$$P_{Rd} = \frac{0{,}8 * f_{ucs}(A_{cs})}{\gamma_v} \quad \textbf{(41)}$$

e

$$P_{Rd} = \frac{0{,}29 * \alpha * {d_{cs}}^2 * \sqrt{f_{ck} * E_{cm}}}{\gamma_v} \quad \textbf{(42)}$$

- Para $3 \leq \frac{h_{cs}}{d_{cs}} \leq 4$, utilizar o seguinte:

$$\alpha = 0{,}2 * \left(\frac{h_{cs}}{d_{cs}} + 1\right) \quad \textbf{(43)}$$

- Para $\frac{h_s}{d_{cs}} > 4$, utilizar o seguinte:

$$\alpha = 1{,}0 \quad \textbf{(44)}$$

Após os cálculos da força resistente de cálculo de um conector, calcula-se a força de cisalhamento de cálculo entre o componente de aço e a laje de concreto, esta força é dada pelo menor valor entre:

$$F_a = A_a * f_{yd} \quad \textbf{(45)}$$

e

$$F_c = 0{,}85 * f_{cd} * b_f * t_c \quad \textbf{(46)}$$

Com a força de cisalhamento calculada e com a capacidade resistente de um conector tipo cabeça, é possível calcular o número de conectores necessários:

$$n^{\underline{o}} = \frac{F_{hd}}{P_{rd}} \quad \textbf{(47)}$$

Após realizar esses procedimentos acima pode-se calcular o momento fletor resistente da viga. Vale ressaltar que o EUROCODE 4 (2004) apresenta um

método simplificado para cálculo de vigas mistas com interação parcial. Este método propõe que seja feita uma interpolação linear entre o momento fletor do perfil isolado com o momento fletor com interação total. O método simplificado é a favor da segurança devido ao fato que o momento resistente calculado será um pouco menor do que o momento resistente real. Os cálculos deverão ser realizados da seguinte maneira:

$$M_{rdp} = M_a + (M_{rdt} - M_a) * n_i \quad \textbf{(48)}$$

A figura abaixo mostra um gráfico de momentos fletores resistidos pela viga mista com interação parcial, calculados através dos métodos: simplificado e da teoria plástica. O gráfico demonstra que o dimensionamento através do método simplificado é a favor da segurança e a variação de capacidade resistente não é expressiva.

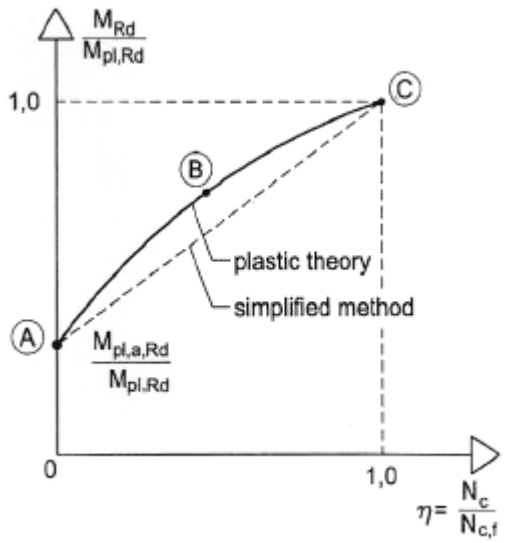


Figura 10 - Relação entre teoria plástica e método simplificado. (EUROCODE 4 (2004))

O momento fletor da EUROCODE 4 também poderá ser calculado de forma direta, isso é, o cálculo seria realizado pela teoria plástica do material, mas para isso deverá ser calculada a posição da linha neutra, pois a equação de

momento varia de acordo com a posição desta. A posição da linha neutra é calculada conforme a seguir:

- Linha neutra na mesa superior

$$n^{o} * P_{rd} \geq \frac{A_a * f_y}{\gamma_a} - 2 * \left(\frac{b * t_f * f_y}{\gamma_a}\right) \quad \textbf{(49)}$$

- Linha neutra na alma

$$n^{o} * P_{rd} < \frac{A_a * f_y}{\gamma_a} - 2 * \left(\frac{b * t_f * f_y}{\gamma_a}\right) \quad \textbf{(50)}$$

Após definir onde se encontra sua linha neutra deverá ser calculado o momento fletor da seguinte maneira:

- Momento fletor resistente para linha neutra na mesa superior:

$$M_{rd} = F_a * \left(\frac{d}{2}\right) + (n^{o} * P_{rd}) * \left(t_c + h_f - \left(\frac{(n^{o} * P_{rd})}{\mathrm{F}_c} * \frac{t_c}{2}\right)\right) - \frac{\left(F_a - (n^{o} * P_{rd})\right)^2}{\left(\frac{b * t_f * f_y}{\gamma_a}\right)} * \frac{t_f}{4} \quad \textbf{(51)}$$

- Momento fletor resistente para linha neutra na alma:

$$M_{rd} = M_a + (n^{o} * P_{rd}) * \left(\frac{d}{2} + t_c + h_f - \left(\frac{(n^{o} * P_{rd})}{\mathrm{F}_c} * \frac{t_c}{2}\right)\right) - \frac{(n^{o} * P_{rd})^2}{\left(\frac{h_w * t_w * f_y}{\gamma_a}\right)} * \frac{t_f}{4} \quad \textbf{(52)}$$

Após calcular o momento fletor resistente deverá ser calculado o esforço cortante resistente da viga mista. Para a verificação do esforço cortante resistente de uma estrutura a mista, o processo adotado pelo EUROCODE 4 (2004), é muito semelhante ao processo de cálculo adotado na normativa brasileira. O EUROCODE 4 (2004) diz que o esforço cortante resistente de uma estrutura mista deve ser determinado considerando-se apenas a resistência do perfil metálico. Vale ressaltar que este processo é um primeiro parâmetro a ser analisado, pois a viga da EUROCODE 4 (2004) está envolvida por concreto nas suas laterais, e este concreto ajuda no seu esforço cortante resistente. Entretanto a própria normativa ressalta que

deverá ser primeiramente calculado o esforço cortante do perfil metálico, e com isso deverá ser verificado se o esforço cortante resistente é maior que o solicitante, caso o esforço resistente seja maior que o solicitante não é necessário calcular a parcela de esforço cortante do concreto. Caso o esforço cortante resistente do perfil metálico seja menor que o esforço solicitante, neste caso deve-se calcular a colaboração do concreto em sua cortante resistente total.

Para calcular o esforço cortante segundo a EUROCODE 4 (2004), não é necessário verificar o índice de esbeltez como na NBR 8800:2008, e consequentemente não há três formas de calcular o esforço. Porém o processo feito pelo EUROCODE 4 (2004) acaba sendo semelhante ao processo descrito para a viga compacta na NBR, o processo de cálculo segundo a EUROCODE 4 (2004) é:

$$V_{rd} = A_w * \frac{f_y}{\sqrt{3}} * \frac{1}{\gamma_{a1}} \quad \textbf{(53)}$$

Após calcular o esforço cortante resistente deverá ser calculado o deslocamento (flecha) da estrutura mista. Segundo o EUROCODE 4 (2004), esse deslocamento pode ser calculado como os momentos fletores, que seria uma forma simplificada de interpolação entre deslocamento de viga em aço (isolada) e o deslocamento de uma estrutura mista com interação total, este processo é uma forma simplificada de se realizar os cálculos, mas vale ressaltar que está forma age em favor da segurança. O cálculo de deslocamento para o perfil de aço isolado, para cada tipo de vinculação acontece da seguinte forma:

- Deslocamento da viga bi - apoiada:

$$\delta = \frac{5 * q * L^4}{384 * E * I_{ef}} \quad \textbf{(54)}$$

- Deslocamento da viga engaste - rótula:

$$\delta = \frac{3 * q * L^4}{554 * E * I_{ef}} \quad \textbf{(55)}$$

- Deslocamento da viga engaste - engaste:

$$\delta = \frac{1 * q * L^4}{384 * E * I_{ef}} \quad \textbf{(56)}$$

Depois de calculado o deslocamento do perfil de aço isolado, deverá ser calculado o deslocamento da estrutura mista com interação completa. Para a verificação dos deslocamentos proveniente da estrutura mista com interação completa, deverá ser realizado um estudo assim como na NBR 8800:2208, onde serão obtidas as propriedades geométricas da seção mista.

Para obter a região homogeneizada deve-se calcular uma razão modular entre módulo de elasticidade do concreto e do aço, essa razão modular se calcula da seguinte maneira:

$$\alpha_e = \frac{E}{E_c} \quad \textbf{(57)}$$

Os efeitos de longa duração (fluência e retração do concreto) devem ser levados em conta utilizando um método simplificado que é determinado pela multiplicação da razão modular por 3 (razão modular citada acima).

Com os efeitos de longa duração devidamente calculados podemos calcular o momento de inércia da seção mista homogeneizada através da seguinte formulação:

$$I_{tr} = I_a + A_a * \left(z_g - x\right)^2 + \frac{b_f * x^3}{3\alpha_e} \quad \textbf{(58)}$$

Após calcular o momento de inércia da seção mista homogeneizada a próxima etapa seria o cálculo do momento de inércia efetivo, os cálculos são iguais aos da normativa brasileira mudando somente algumas nomenclaturas. Os cálculos são realizados da seguinte maneira:

$$I_{ef} = I_a + \sqrt[2]{\frac{\sum P_{rd}}{F_{hd}}} * (I_{tr} - I_a) \quad \textbf{(59)}$$

Para o cálculo do deslocamento com interação total deverão ser calculadas algumas variáveis que compõem a expressão do deslocamento com interação total, estas variáveis são:

$$\varepsilon_s = y_{cg} - \frac{t_c}{2} \quad \textbf{(60)}$$

$$N_s = \left(\frac{E_c}{3}\right) * b_f * t * \varepsilon_{cs} \quad \textbf{(61)}$$

Com as variáveis acima, pode-se calcular o deslocamento da estrutura com interação total:

$$\delta = \frac{N_s * \varepsilon_s * L^2}{8 * E * I_{ef}} \quad \textbf{(62)}$$

Para obter o deslocamento de uma viga com interação parcial a EUROCODE 4 (2004) diz que poderá ser realizada uma interpolação com o deslocamento da viga de aço isolado e o deslocamento da viga mista com interação total, isso ocorrerá da seguinte maneira:

Deslocamento	Grau de interação
δ_a: Deslocamento vertical calculado do perfil de aço isolado;	0%
δ_t: Deslocamento vertical da viga mista	n_i: Grau de interação (calculado)
δ: Deslocamento vertical calculado da viga com interação total;	100%

Tabela 1 – Modelo de interpolação.

2.4 Viga de concreto armado

A viga de concreto armado resiste a carregamentos externos primariamente pela ação de momentos fletores. Tendo isso em vista o projeto de uma viga de concreto armado é dimensionado primeiramente a flexão e ao deslocamento vertical, onde se determina as dimensões da seção transversal e a armadura longitudinal, posteriormente dimensiona-se a armadura transversal para resistir ao esforço cortante (CARVALHO & FIGUEIREDO FILHO, 2015).

2.4.1 Comportamento estrutural

As lajes de concreto armado que se apoiam em vigas de concreto armado nas suas extremidades formam um conjunto monolítico, pois seus elementos trabalham em conjunto, acrescentando uma colaboração da laje na resistência da viga (exceto casos onde se garanta essa separação construtivamente), (CARVALHO & FIGUEIREDO FILHO, 2015).

Com isso quando uma viga sofre deformação, parte da laje adjacente a ela também se deforma, comportando-se como se fosse parte da viga, contribuindo na resistência. Desse modo a viga incorpora parte da laje, podendo ter sua seção como um “T” (quando há laje colaborante nos dois lados) ou “L” (invertido, quando há laje colaborante em apenas um lado), (CARVALHO & FIGUEIREDO FILHO, 2015).

2.4.2 Dimensionamento – NBR 6118:2014

O dimensionamento de uma viga “T” segundo a Norma brasileira 6118:2014 ocorre como descrito abaixo:

Na viga “T” de concreto armado a região de concreto comprimido pode ocorrer de dois modos diferentes de cálculo, dependendo da posição da linha neutra.

Um dos modos é a espessura comprimida (linha neutra) ser menor ou igual a espessura da laje, o outro modo é a espessura comprimida ser maior que a espessura da laje. Figura 11 mostra as “possibilidades” da linha neutra.

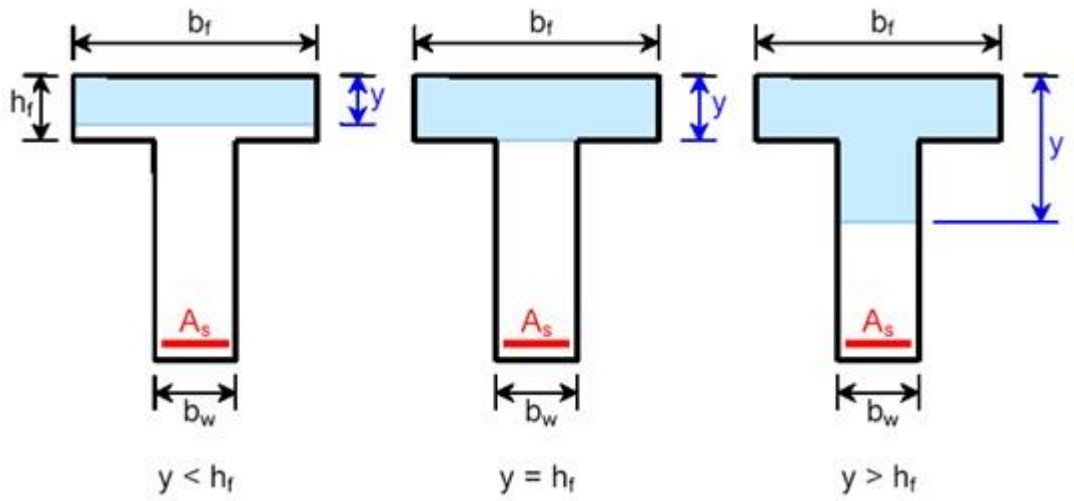


Figura 11 – Regiões de concreto comprimido em vigas de seção T. (ARGENTA 2012)

O cálculo da 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. As larguras colaborantes são definidas com as equações abaixo:

- Viga simplismente apoiada:

$$a = 1 * L \quad \textbf{(63)}$$

- Tramo com momento em só uma extremidade:

$$a = 0{,}75 * L \quad \textbf{(64)}$$

- Tramo com momentos na duas extremidades:

$$\mathrm{a} = 0{,}60 * \mathrm{L} \quad \textbf{(65)}$$

- Tramo em balanço:

$$\mathrm{a} = 2 * \mathrm{L} \quad \textbf{(66)}$$

- Limites de contribuição:

$$bf = bw + (2 * b1) \quad \textbf{(67)}$$

$$b1 = mín \begin{Bmatrix} 0{,}1 * a \\ ou \\ 0{,}5 * b2 \end{Bmatrix} \quad \textbf{(68)}$$

Após definir a largura colaborante definimos a situação de cálculo de dimensionamento a ser aplicada. Essa definição é proporcionada pela comparação entre o momento fletor solicitante de cálculo e o momento fletor máximo resistente da mesa colaborante, definido pela equação abaixo:

$$Mrd, mesa = 0{,}85 * bf * hf * (du - 0{,}5 * hf) * fcd \quad \textbf{(69)}$$

$$Se \begin{Bmatrix} Mrd, mesa \geq Msd \ \rightarrow y \leq hf \\ ou \\ Mrd, mesa \ < Msd \ \rightarrow y > hf \end{Bmatrix} \quad \textbf{(70)}$$

Dimensionamento quando a espessura comprimida (linha neutra) é menor ou igual a espessura da laje $(y \ \leq hf)$:

$$Mrd1, lim = 0{,}272 * bf * du^2 * fcd \ \text{ (para } fck \leq 35\ Mpa) \quad \textbf{(71)}$$

Dimensionamento quando a espessura comprimida (linha neutra) é maior que a espessura da laje $(y > hf)$:

$$Mrd3 = 085 * \ [(bf - bw) * hf * (du - 0{,}5 * hf)] * fcd \quad \textbf{(72)}$$

Para determinar se a linha neutra está na mesa da viga (laje) ou ultrapassa a mesma usamos a equação abaixo:

$$\beta x = 1{,}25 - \sqrt{1{,}5625 - \left(\frac{Mrd1}{(0{,}272 * b * du^2 * fcd)}\right)} \quad \textbf{(73)}$$

$$\beta y = 0{,}8 * \beta x \quad \textbf{(74)}$$

$$\beta y = 1 - 0{,}4 * \ \beta x \quad \textbf{(75)}$$

$$\beta c = \frac{Mrd1}{(b * du^2 * fcd)} \quad \textbf{(76)}$$

$$\beta s = \left\{ \begin{array}{c} 1{,}0 \ (\beta z \ \leq 0{,}259) \\ ou \\ \frac{\frac{Es}{fyd}}{1 - \frac{\beta x}{\beta x}} \ \ (\beta x > 0{,}259) \end{array} \right\} \quad \textbf{(77)}$$

Após definir o momento fletor solicitante é calculada a área de aço (longitudinal) necessária, conforme abaixo:

$$As = \frac{Mrd1}{(\beta z * du * \beta s * fyd) * \beta x} \quad \textbf{(78)}$$

$$As, mín = \left\{ \begin{array}{c} (0{,}24 * \frac{fcd}{fyd}) \\ ou \\ 0{,}0015 * bw * h \end{array} \right\} \quad \textbf{(79)}$$

$$As, máx = 0{,}04 * bw * h \quad \textbf{(80)}$$

$$\{As, mín \ \leq As, máx\} \quad \textbf{(81)}$$

O dimensionamento da armadura transversal é espeficidado conforme a norma brasileira NBR 6118:2014, onde diz que a armadura se aplica a elementos lineares armados ou protendidos, submetidos a forças cortantes (eventualmente combinados a outros esforços).

Para elementos lineares admite-se dois modelos que se baseiam em uma análise feita com o modelo em treliça de banzos paralelos, associado aos mecanismos resistentes complementares que ocorrem no interior do elemento estrutural e que absorvem parte da força cortante. Esses mecanismos ocorrem devido interação das partes separadas do concreto pelas fissuras inclinadas e a resistência da armadura longitudinal que serve de apoio as bielas de concreto.

O ângulo de inclinação α das armaduras tranversais em relação ao eixo longitudinal do elemento estrutural deve estar situado no intervalo 45° ≤ α ≤ 90°.

Para o cálculo da resistência da força cortante primeiramene é feita a verificação do estado limite último. Para uma determinada seção tranversal deverão ser atendidas a seguintes verificações simultaneamente:

$$V_{Sd} \leq V_{Rd2}$$

$$V_{Sd} \leq V_{Rd3} = V_c + V_{sw}$$

Com as expressões acima é possivel fazer uma verificação, quando conhecida a taxa de armadura tranversal, referente ao esforço cortante em uma seção e se o mesmo será ou não inferior ao permitido pela norma, ou que seja pelo menos o necessário para o funcionamento com segurança.

- Modelo de cálculo I

Para esse modelo a normativa 6118:2014 admite que as diagonais de compressão são inclinadas de θ = 45° em relação ao eixo longitudinal do elemento estrutural, onde V_c tem valor constante e independe de V_{Sd}. Portanto para este modelo a resistência da peça é verificada pelas seguintes equações.

Verificação das tensões de compressão nas bielas:

$$V_{Sd} \leq V_{Rd2} = 0{,}27 * \alpha_{v2} * f_{cd} * b_w * d \quad \textbf{(82)}$$

$$\alpha_{v2} = \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \quad \textbf{(83)}$$

Para o cálculo da armadura tranversal, a força cortante que deve ser absorvida pela armadura, é dada por:

$$V_{sw} = V_{Rd3} - V_c \quad \textbf{(84)}$$

Onde V_{Rd3} deve ser no mínimo igual a força cortante:

$$V_{sw} = V_{Sd} - V_c \quad \textbf{(85)}$$

Com isso a parcela da força cortante a ser resistida pela armadura tranversal é dada pela diferença entre a força cortante solicitante de cálculo e a parcela absorvida pelos mecanismos da “treliça” (resistida pelo concreto íntegro entre as fissuras).

Para o cálculo de V_c:

$$V_c := 0{,}6 * f_{ctd} * b_w * d \quad \textbf{(86)}$$

$$f_{ctd} = 0{,}15 * f_{ctd}^{2/3} \quad \textbf{(87)}$$

Com o V_c conhecido, calcula-se a força resistida pela armadura transversal em uma certa seção que é dada por:

$$V_{sw} = \left(\frac{A_s}{s}\right) * 0{,}9 * d * f_{ywd} * (\operatorname{sen}\theta + \cos\theta) \quad \textbf{(88)}$$

- Modelo de cálculo II

Para esse modelo a normativa 6118:2014 admite que as diagonais de compressão têm uma inclinação θ a qual pode ser arbitrada livremente entre 30º à 45º em relação ao eixo longitudinal do elemento estrutural, com isso considera-se que V_c sofra uma redução com o aumento do V_{Sd}, portanto para este modelo a resistência da peça é verificada pelas seguintes equações.

Verificações das tensões de compressão nas bielas:

$$V_{Rd2,II} = 0{,}54 * \ \alpha_{v2} * f_{cd} * b_w * \mathrm{d} * (\mathrm{sen}\,\theta * \cos\theta) \quad \textbf{(89)}$$

$$\alpha_{v2} = \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \quad \textbf{(90)}$$

Para o cálculo da armadura tranversal, a força cortante a ser absorvida pela armadura, é dada por:

$$V_{sw} = 0{,}9 * \frac{A_s}{s} * f_{ywd} * d * \cot\theta \quad \textbf{(91)}$$

Onde $Vrd3$ deve ser no mínimo igual a força cortante:

$$V_{rd3} = V_c + V_{sw} \geq V_{sd} \quad \textbf{(92)}$$

Para o cálculo da parcela colaborante do concreto deverá ser realizado o procedimento utilizado no modelo I, com este valor calculado deve-se fazer uma interpolação para obter uma nova colaboração do concreto, isso é, a parcela reduzida da contribuição do concreto, esta interpolação ocorre da seguinte maneira:

Vsd	Vc
Vc: Calculado através do modelo I	Vc: Calculado através do modelo I
Vsd : Cortante solicitante	Vco: Valor a ser obtido na interpolação
$Vrd2,II$: Cálculo através do modelo II	0

Tabela 2 – Interpolação do modelo II

Para o cálculo do deslocamento nas vigas de concreto deverá ser analisado em qual estádio se encontra a sua viga, está analise é uma comparação entre o momento de fissuração e o momento solicitante de sua viga, segundo a NBR 6118:2014 os cálculos dos momentos para a verificação dos deslocamentos deveram ser realizados no estado limite de serviço (ELS).

- Deslocamento estádio I:

O estádio I de deslocamento é quando o momento de fissuração da viga é maior do que o momento solicitante, isso é, a viga comporta os momentos solicitantes sem ocorrer à fissuração do concreto, o dimensionamento do deslocamento através do estádio I, ocorre da seguinte maneira:

$$M_{sd} \leq M_r \quad \textbf{(93)}$$

$$M_r = \frac{\propto * f_{ct} * I}{y_t} \quad \textbf{(94)}$$

Após calcular a verificação do momento de fissuração, deverá ser verificado a flecha da sua seção, está flecha para o estádio I ocorre atraves da flecha elástica que é:

- Deslocamento da viga bi - apoiada:

$$a_i = \frac{5}{384} * \frac{p * L^4}{E_{cs} * I} \quad \textbf{(95)}$$

- Deslocamento da viga engaste - rótula:

$$a_i = \frac{1}{185} * \frac{p * L^4}{E_{cs} * I} \quad \textbf{(96)}$$

- Deslocamento da viga engaste - engaste:

$$a_i = \frac{1}{384} * \frac{p * L^4}{E_{cs} * I} \quad \textbf{(97)}$$

Segundo a NBR 6118:2014 após verificar a flecha imeditada da viga deverá ser calculada a flecha diferida, que seria o deslocamento durante um periodo de 70 meses, essa flecha diferida é dada por:

$$a_f = \alpha_f * a_i \quad \textbf{(98)}$$

$$\alpha_f = \frac{\Delta_\varepsilon}{1 + 50 * p'} \quad \textbf{(99)}$$

Após o cálculo de ambas as flechas obtermos a flecha total que é:

$$a_T = a_f + a_i \quad \textbf{(100)}$$

- Deslocamento estádio II:

O estádio II de deslocamento é quando o momento de fissuração da viga é menor do que o momento solicitante, isso é, a viga não comporta os momentos solicitantes com isso acaba ocorrendo à fissuração do concreto, e está fissuração acaba alterando a inércia por haver uma área resistente menor devido à fissuração e consequentemente uma maneira diferente de se calcular o deslocamento. O dimensionamento do deslocamento através do estádio II ocorre da seguinte maneira.

Para o dimensionamento do deslocamento no estádio II são necessárias de algumas variáveis ponderadoras, essas variáveis seguem o seguinte processo:

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_c} \quad \textbf{(101)}$$

Após calcular o coeficiente ponderador dos módulos de elasticidade faz-se necessário o cálculo das variáveis que servirão para calcular a nova linha de influencia da seção já fissurada, essas variáveis são:

$$a_1 = \frac{bw}{2} \quad \textbf{(102)}$$

$$a_2 = (\alpha_e - 1) * A'_s + \alpha e * A_s \quad \textbf{(103)}$$

$$a3 = -d' * (\alpha_e - 1) * A'_s - d * \alpha_e * A_s \quad \textbf{(104)}$$

$$x_2 = \frac{-a_2 \pm \sqrt{{a_2}^2 - 4 * a_1 * a_3}}{2 * a_1} \quad \textbf{(105)}$$

Após calcular a linha neutra deverá ser calculado o novo momento de inércia, porque para a verificação de deslocamento será utilizado o momento de inércia efetivo, que é o momento de inércia da seção fissurada, este momento é calculado da seguinte maneira:

$$I_2 = \frac{b_w * {x_2}^3}{3} + \alpha_e * A_s * (x_2 - d)^2 + (\alpha_e - 1) * A'_s * (x_2 - d')^2 \quad \textbf{(106)}$$

$$I_{eq} = \left(\frac{M_r}{M_{máx}}\right)^3 * I_c + \left[1 - \left(\frac{M_r}{M_{máx}}\right)^3\right] * I_2 \leq I_c \quad \textbf{(107)}$$

Com o novo momento de inércia poderá ser calculado o deslocamento no estádio II, que será realizado da seguinte maneira:

$$a_{i2} = a_i * \frac{I_c}{I_{eq}} \quad \textbf{(108)}$$

$$a_f = \alpha_{f2} * a_{i2} \quad \textbf{(109)}$$

$$a_t = \alpha_{f2} + a_{i2} \quad \textbf{(110)}$$

2.5 Comparativo entre NBR 8800:2008 e EUROCODE 4

A NBR 8800:2008 e a EUROCODE 4 (2004) tem muitas semelhanças e particularidades no dimensionamento de vigas mistas.

Dentre as semelhanças presente da NBR 8800:2008 e EUROCODE 4 (2004), podemos citar, que ambas levam em consideração que em uma viga de aço associada com uma laje de concreto só será uma viga mista se o perfil de aço e a laje de concreto tiver em uma interação mínima de 40%. No quesito de grau de interação, ambas consideram que para garantir uma interação completa entre a laje de concreto e a viga de aço, isso somente vai acontecer caso se tenha um comprimento de momento positivo maior que 25m.

Uma das particularidades entre a NBR 8800:2008 e a EUROCODE 4 (2004) é perceptível no cálculo da resistência do conector. A NBR 8800:2008 leva em consideração um coeficiente que está relacionado à ligação do pino com o perfil, já a EUROCODE 4 (2004) não considera este coeficiente, mas considera um "α" que é um coeficiente de ponderação que leva em conta as dimensões do pino (bitola e altura). Os métodos são bem parecidos e tem os mesmos princípios, mas cada um dos métodos contém suas respectivas particularidades.

Uma das principais diferenças entre as duas normatizações é que segundo a EUROCODE 4 (2004) o momento fletor de uma seção mista com interação parcial pode ser calculado pelo método simplificado. Este método tem como princípio realizar uma interpolação linear entre o momento fletor da viga de aço isolada com o momento fletor de uma seção mista com interação completa, com isso os cálculos são simplificados em favor da segurança, porque este método simplificado leva a uma redução na capacidade resistente da viga em relação à viga com interação completa.

3 MÉTODO

Para realizar a análise comparativa, foram definidos dois tipos de vigas mistas e uma de concreto armado:

- Viga mista de concreto e aço de alma cheia duplamente simétrico, que consiste em um perfil laminado “I” com uma laje de concreto acima da sua face superior, segundo NBR 8800:2008; (Para fins acadêmicos vamos utilizar a nomenclatura “Viga A”);

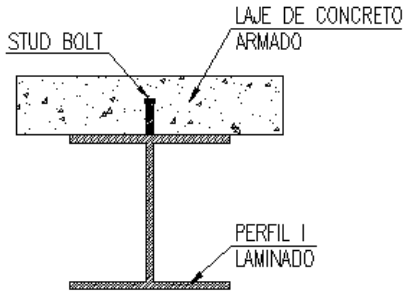


Figura 12 – Viga A

- Perfil laminado revestido parcialmente com concreto, que consiste em um perfil “I” com as laterais de sua alma preenchidas com concreto, e uma laje de concreto acima da sua mesa superior. (Para fins acadêmicos vamos utilizar a nomenclatura “Viga B”);

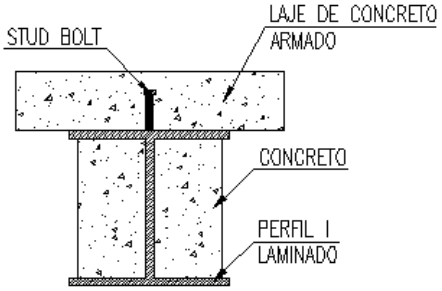


Figura 13 – Viga B.

- Viga de concreto armado (Para fins acadêmicos vamos utilizar a nomenclatura “Viga C”).

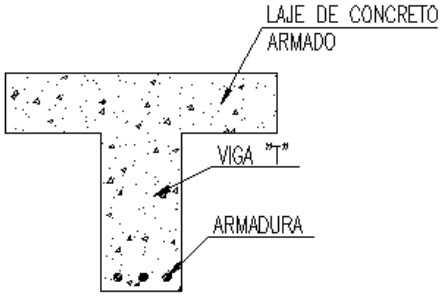


Figura 14 – Viga C.

Para desenvolver o estudo comparativo entre vigas mistas explicadas acima, foi realizada uma revisão bibliográfica que contemplou os modelos de vigas mistas escolhidas. Vale ressaltar que para realizar os cálculos de dimensionamento à flexão foram utilizadas as normativas da NBR 8800:2008 e do EUROCODE 4 (2004), e como material de apoio para exemplificações foi utilizada a referência PFEIL (2009).

Para as vigas A, B e C foram determinados os esforços solicitantes e resistentes, bem como seus respectivos deslocamentos, possibilitando assim uma análise comparativa entre as mesmas.

O dimensionamento da viga mista partiu do cálculo de momento fletor resistente e esforço cortante resistente, onde ambos devem ser calculados através do estado de limite ultimo (ELU) da viga mista. Necessariamente, os esforços solicitantes devem ser menores que os resistentes. Além do dimensionamento dos momentos fletores e esforços cortantes através do ELU, foram verificados os deslocamentos da viga mista. Vale ressaltar que os deslocamentos da viga mista se dão através do estado limite de serviço (ELS). Calculam-se os deslocamentos (flechas) para comparar com os deslocamentos limites. Os deslocamentos calculados devem ser menores que os deslocamentos limites previstos em norma.

O método de dimensionamento das vigas mistas contém o processo de verificação da flambagem local da alma (FLA) e flambagem local da mesa (FLM),

pois o FLA e FLM influenciam na resistência do seu perfil de aço, vale ressaltar que nas vigas mistas não ocorre flambagem lateral com torção (FLT). Isto se explica pelo fato de que o embebimento dos pinos de cisalhamento na laje de concreto provê o travamento necessário ao longo da viga mista, funcionando como uma contenção lateral.

Visto que neste trabalho os vãos variam de pequenos a médios, foi utilizado o perfil I laminado com dimensões padrões de mercado, caso o perfil laminado não seja o suficiente para suportar os carregamentos, será utilizado o perfil soldado, pois, podemos escolher as dimensões que se necessita.

Segundo a NBR 8800:2008 a verificação à cortante de uma viga mista pode ser determinada apenas com a resistência do perfil de aço, isso ocorre porque à contribuição da laje de concreto para a resistência à força cortante é pequena e pode ser desprezada. O dimensionamento da cortante na viga em aço está relacionado à esbeltez da alma do perfil. Esta esbeltez pode conter três estágios onde é considerada seção compacta, semi compacta, e esbelta. Após definir em qual estágio se enquadra a sua viga de aço, poderá ser calculado o esforço cortante que a viga comporta.

Para a determinação dos deslocamentos, foi realizada uma análise das propriedades geométricas da seção mista. A NBR 8800:2008 diz que deve ser calculada uma inércia efetiva, que seria a seção homogeneizada entre a laje de concreto e o perfil de aço, está inércia é calculada para poder concluir o cálculo dos deslocamentos. Vale ressaltar que, para regiões de momentos negativos, o momento de inércia efetivo é formado somente pelo perfil de aço e armadura longitudinal na viga, isso é, será desprezada a parte de concreto que está tracionando. Já a EUROCODE 4 (2004) diz que, para cálculos dos deslocamentos de uma viga mista com interação parcial, poderá ser utilizada uma formulação simplificada, está relação envolve uma interpolação entre a flecha de uma viga mista calculada com interação total e uma flecha calculada através da viga de aço isolada, este processo de cálculo dos deslocamentos é muito similar ao cálculo de momentos fletores, isso é, se tem uma relação entre a viga mista com interação total e a viga de aço isolado.

Os cálculos de momentos fletores resistentes, esforço cortante e deslocamento serão realizados a partir do desenvolvimento de planilhas

computacionais com a ferramenta do Microsoft Office - Excel, onde os cálculos serão programados a partir de formulações segundo as normas da NBR 8800:2008 para a viga A, EUROCODE 4(2004) para a viga B e NBR 6118:2014 para a viga C.

O programa realizará os cálculos de modo a sempre obter os perfis metálicos de menores áreas para as vigas mistas, isso é, os perfis com menores áreas resultarão em menores pesos-próprios e também consequentemente em menores custos. Por sua vez, no concreto armado, o programa busca a seção transversal de menor altura resultando no menor elemento estrutural possível devido o seu travamento da seção transversal com a base igual a 20 cm e também o travamento da seção com relação ao domínio 2 e 3 da armadura.

Após definir as alturas mínimas das vigas, poderão ser calculados os volumes de materiais em cada viga, e através deste volume de materiais e os seus respectivos pesos específicos de cada material, podemos calcular o peso em quilograma em cada viga e com isso obter o seu custo, este custo foi realizado uma cotação de preços médios no ano de 2016.

3.1 Parâmetros adotados

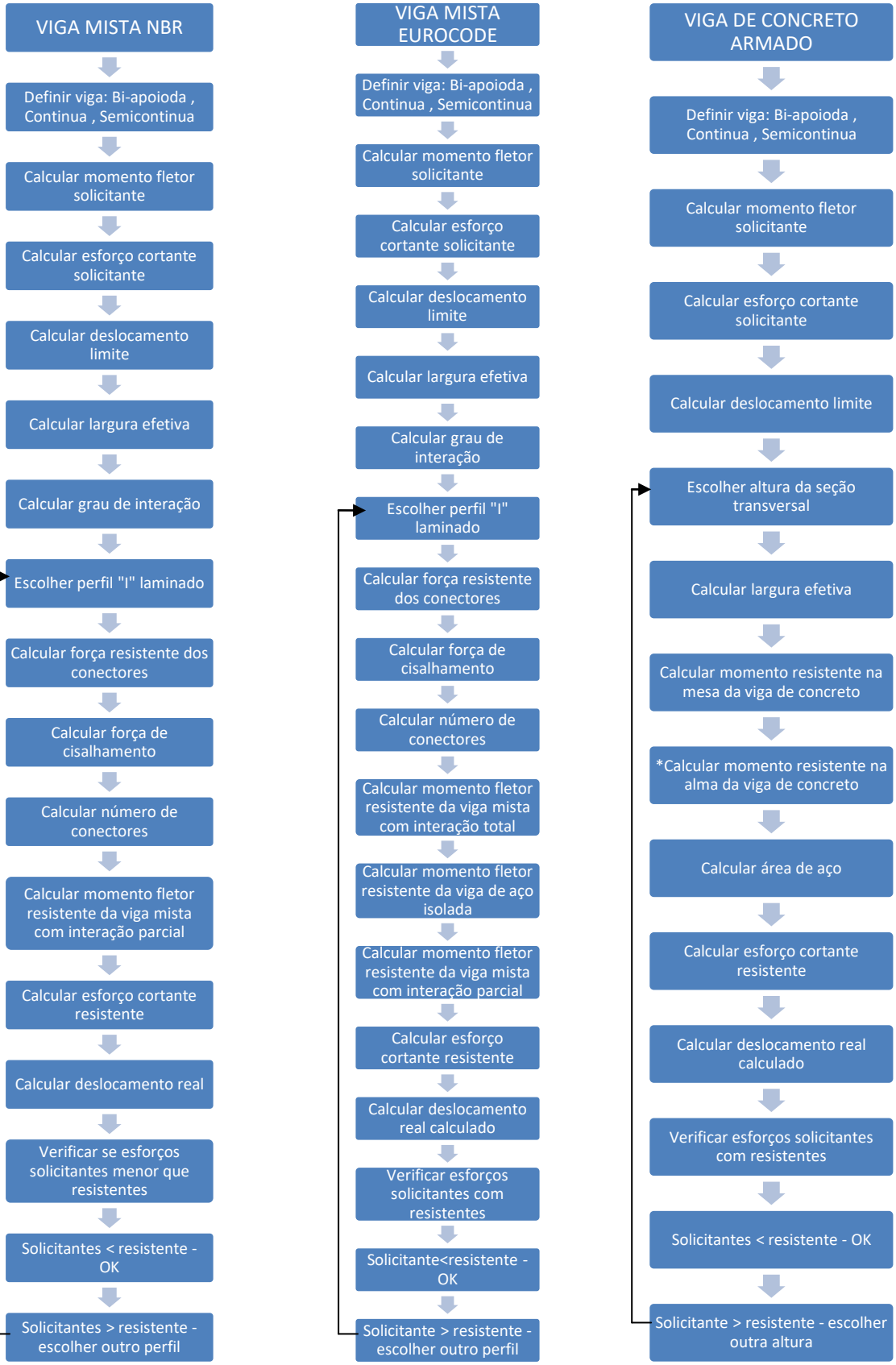
Para o dimensionamento das vigas mistas e das vigas de concreto, foi necessário definir alguns parâmetros construtivos:

- Fck 25 Mpa, devido ser mais usual nas obras brasileiras;
- 15 cm de laje, isso ocorre devido à NBR 6118:2014 afirmar que as espessuras mínimas de uma laje maciça de concreto para um carregamento maior de 30 kN devem ser iguais ou superiores a 12 cm, vale ressaltar que os vãos finais analisados tem sua dimensão consideravelmente elevada, junto a esses vãos teremos uma carga uniformemente distribuída de valor expressivo;
- Largura efetiva definida através do 1/8 do vão da viga mista, isso foi adotado de acordo com o item 2.2.3, este item diz que a largura efetiva pode ser definida através do seu vão ou através da distância entre centros de vigas, devido não ser uma estrutura completa (analise

somente da viga) não possui informação da distancia entre centro de vigas;

- Largura efetiva da viga de concreto é limitada a 1,2 da sua altura, esse fato ocorre para que não se tenha um espraiamento de tensões e acabe influenciando de forma incorreta na colaboração da laje sobre a viga;
- 3 tipos de vinculações rótula-rótula, rótula-engaste e engaste-engaste, foi adotado os tem tipos mais usuais na construção;
- Vãos variam de 4 m a 12 m em incrementos de 2 m de comprimento dada a limitação dos comprimentos comerciais disponíveis de modo a se trabalhar com uma barra inteiriça sem soldas;
- Carregamento distribuído de 25 kN/m a 45 kN/m em incrementos de 5kN/m, alcançando-se assim valores usuais de cargas para vigas comumente usadas, este carregamento não leva em consideração o peso próprio da viga e estes valores já estão como valores de calculo;
- Viga de concreto com seção transversal igual e constante na viga inteira, base da viga travada em 20 cm onde as variações ocorrerão apenas em sua altura para que o mesmo passe nas verificações necessárias;
- Limite do domínio 2 e 3 segundo a norma 6118:2014 para que o aço e o concreto trabalhem em suas resistências máximas, este domínio é delimitado pela altura da linha neutra, que não deve ultrapassar o valor de $x \leq 0{,}259 * d$;
- Decalagem do diagrama realizada através de $Al \leq d$, padronizado de acordo com a NBR 6118:2014;
- Armaduras transversais foram continuas ao longo da viga,
- Armaduras longitudinais foram dimensionadas para cobrir o diagrama de momentos fletores após a decalagem;
- Custo do concreto R$ 220,00 por m³, realizado um orçamento dia 31/08/2016 com a empresa Polimix Curitiba;
- Custo médio do perfil de aço R$ 3,47 por kg, realizado um orçamento dia 31/08/2016 com a empresa Gerdau;
- Custo médio da barra de aço R$ 5,18 por kg, realizado um orçamento dia 31/08/2016 com a empresa Gerdau;
- Custo médio do stud bolt R$ 0,93 por stud, realizado um orçamento dia 31/08/2016 com a empresa Ciser;

3.2 Fluxograma do dimensionamento das vigas


VIGA MISTA NBR
Definir viga: Bi-apoioda , Continua , Semicontinua
Calcular momento fletor solicitante
Calcular esforço cortante solicitante
Calcular deslocamento limite
Calcular largura efetiva
Calcular grau de interação
Escolher perfil "I" laminado
Calcular força resistente dos conectores
Calcular força de cisalhamento
Calcular número de conectores
Calcular momento fletor resistente da viga mista com interação parcial
Calcular esforço cortante resistente
Calcular deslocamento real
Verificar se esforços solicitantes menor que resistentes
Solicitantes < resistente - OK
Solicitantes > resistente - escolher outro perfil
VIGA MISTA EUROCODE
Definir viga: Bi-apoioda , Continua , Semicontinua
Calcular momento fletor solicitante
Calcular esforço cortante solicitante
Calcular deslocamento limite
Calcular largura efetiva
Calcular grau de interação
Escolher perfil "I" laminado
Calcular força resistente dos conectores
Calcular força de cisalhamento
Calcular número de conectores
Calcular momento fletor resistente da viga mista com interação total
Calcular momento fletor resistente da viga de aço isolada
Calcular momento fletor resistente da viga mista com interação parcial
Calcular esforço cortante resistente
Calcular deslocamento real calculado
Verificar esforços solicitantes com resistentes
Solicitante<resistente - OK
Solicitante > resistente - escolher outro perfil
VIGA DE CONCRETO ARMADO
Definir viga: Bi-apoioda , Continua , Semicontinua
Calcular momento fletor solicitante
Calcular esforço cortante solicitante
Calcular deslocamento limite
Escolher altura da seção transversal
Calcular largura efetiva
Calcular momento resistente na mesa da viga de concreto
*Calcular momento resistente na alma da viga de concreto
Calcular área de aço
Calcular esforço cortante resistente
Calcular deslocamento real calculado
Verificar esforços solicitantes com resistentes
Solicitantes < resistente - OK
Solicitante > resistente - escolher outra altura

3.3 Modelos de vigas calculados

Os modelos de vigas calculadas seguiram os seguintes esquemas estáticos:

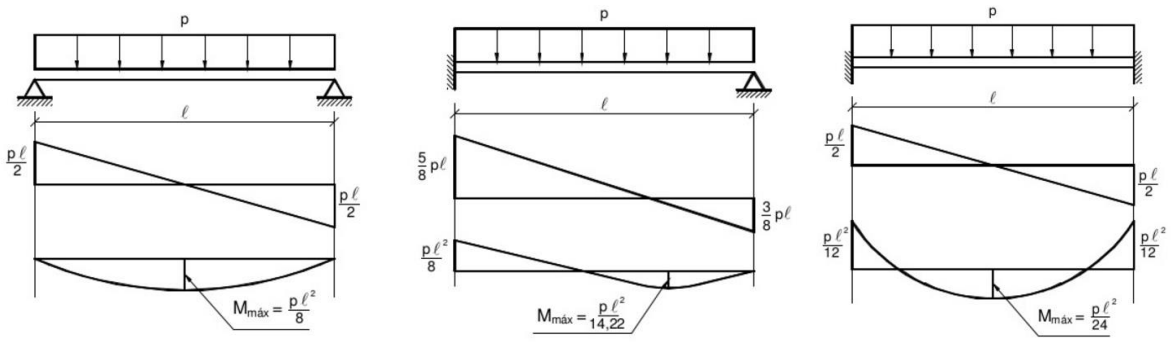


Figura 15 – Esquema estático das vigas

Na figura 15 são mostrados os três tipos de vinculações calculados (bi-apoiado, engaste rotula e engaste-engaste), estes tipos de vinculações são importantes devidos que suas solicitações são diferentes, por exemplo, o esquema estático bi-apoiado contempla somente momentos positivos, já o esquema estático engaste-engaste ele abrange mais os momentos negativos, com isso, podemos analisar os resultado da viga mista e da viga de concreto em diversas solicitações. Para o dimensionamento existem dois pontos importantes um deles é que as solicitações na viga são provenientes de um carregamento distribuído que são considerados como uma carga qualquer na viga (sem considerar o peso próprio da viga). Outro ponto importante é que os diagramas provenientes dos esquemas acima não estão decalados, então para o dimensionamento da estrutura em concreto armado deverá ser feita a decalagem do diagrama para poder ancorar a armadura longitudinal de acordo com a NBR 6118:2014.

A entrada de dados do estudo contemplou as variações de tipos de vigas (mista da NBR, mista do Eurocode e concreto armado da NBR), carregamentos, vinculações e comprimento de vão. Devido ao grande número das variantes estudadas foi elaborada uma nomenclatura que representasse todas as variações possíveis de cada parâmetro estudado. Os parâmetros e suas variações são:

- Tipos de Viga (TT):

  CA – Concreto Armado;

  MB – Mista Conforme NBR 8800:2008;

  ME – Mista Conforme Eurocode 4 (2004);

- Tipos de Vinculações (VV):

  EE – Engaste – Engaste;

  ER - Engaste – Rótula;

  BA – Bi-Apoiada;

- Carregamentos (CC):

  25 kN/m; 30 kN/m; 35 kN/m; 40 kN/m; 45 kN/m;

- Vão (L)

  4 m; 6m; 8m; 10m; 12m;

A partir das definições acima a nomenclatura foi sequenciada conforme o exemplo abaixo:

- Ex:

TT – VV – CC – L

CA – EE – 25 – 6

Sendo que para o código CA-EE-25-6 relativo à Viga de Concreto Armado (CA) com vinculação engaste-engaste (EE) com carga de 25 kN/m (25) e vão de 6 metros (6).

4 RESULTADOS

Para obter os resultados foram feitas algumas entradas de dados, estas entradas variam conforme a nomenclatura citada no item 3.3, através das entradas de dados conseguiu criar uma tabela onde demonstra os dados de entrada e consequentemente os dados de saídas (resultados). Esta tabulação de saída de dados foi obtida através das variações de tipos de vigas, carregamentos, vinculações e vão.

Devido à quantidade de dados calculados, num total de 225 variações foram separados os dados de acordo com cada tipo de normatização:

- Tabela 3 é a tabela referente à entrada e saída de dados das vigas calculadas pela NBR 8800:2008;
- Tabela 4 é a tabela referente à entrada e saída de dados das vigas calculadas pela EUROCODE 4 (2004);
- Tabela 5 é a tabela referente à entrada e saída de dados das vigas calculadas pela NBR 6118:2014;

Vale ressaltar que as variações das entradas de dados são iguais para cada tipo de normativa, isso ocorre devido que as normativas iram se submeter às mesmas solicitações, mas cada normativa terá um resultado deferente.

A seguir estão as tabelas com os dados de entradas e os resultados obtidos:

RESULTADOS NBR 8800:2008									
ENTRADA DE DADOS	SAÍDA DE DADOS								
TT - VV - CC - L	POSITIVO		NEGATIVO		Vsd (kN)	Vrd (kN)	δ calc (cm)	δ lim (cm)	Perfil Adot.
	Msd (kN.m)	Mrd (kN.m)	Msd (kN.m)	Mrd (kN.m)					
MB - BA - 25 - 4	50,0	85,72	-	-	50	86,78	0,76	1,14	W 150x13,0
MB - BA - 30 - 4	60,0	85,72	-	-	60	86,78	0,92	1,14	W 150x13,0
MB - BA - 35 - 4	70,0	85,72	-	-	70	86,78	1,07	1,14	W 150x13,0
MB - BA - 40 - 4	80,0	101,47	-	-	80	117,27	0,91	1,14	W 200x15,0
MB - BA - 45 - 4	90,0	101,47	-	-	90	117,27	1,03	1,14	W 200x15,0
MB - BA - 25 - 6	112,5	174,47	-	-	75	210,72	1,29	1,71	W 310x21,0
MB - BA - 30 - 6	135,0	174,47	-	-	90	210,72	1,55	1,71	W 310x21,0
MB - BA - 35 - 6	157,5	197,72	-	-	105	232,91	1,65	1,71	W 310x23,8
MB - BA - 40 - 6	180,0	239,47	-	-	120	252,82	1,62	1,71	W 310x28,3
MB - BA - 45 - 6	202,5	270,77	-	-	135	281,7	1,59	1,71	W 310x32,7
MB - BA - 25 - 8	200,0	321,42	-	-	100	245,18	2,22	2,29	W 310x38,7
MB - BA - 30 - 8	240,0	345,62	-	-	120	312,89	2,26	2,29	W 360x39,0
MB - BA - 35 - 8	280,0	371,68	-	-	140	348,22	2,20	2,29	W 410x38,8
MB - BA - 40 - 8	320,0	443,26	-	-	160	384,68	2,13	2,29	W 410x46,1
MB - BA - 45 - 8	360,0	521,03	-	-	180	466,36	1,81	2,29	W 460x52,0
MB - BA - 25 - 10	312,5	528,32	-	-	125	466,36	2,38	2,86	W 460x52,0
MB - BA - 30 - 10	375,0	609,72	-	-	150	496,36	2,46	2,86	W 460x60,0
MB - BA - 35 - 10	437,5	730,95	-	-	175	637,16	2,11	2,86	W 530x66,0
MB - BA - 40 - 10	500,0	730,95	-	-	200	637,16	2,41	2,86	W 530x66,0
MB - BA - 45 - 10	562,5	730,95	-	-	225	637,16	2,71	2,86	W 530x66,0
MB - BA - 25 - 12	450,0	739,09	-	-	150	637,16	2,95	3,43	W 530x66,0
MB - BA - 30 - 12	540,0	804,36	-	-	180	643,09	3,20	3,43	W 530x72,0
MB - BA - 35 - 12	630,0	912,40	-	-	210	684,00	3,22	3,43	W 530x82,0
MB - BA - 40 - 12	720,0	1030,97	-	-	240	741,35	3,22	3,43	W 530x92,0
MB - BA - 45 - 12	810,0	1128,98	-	-	270	798,18	3,27	3,43	W 530x101,0
MB - ER - 25 - 4	28,13	167,26	50	63,54	62,5	210,72	0,13	1,14	W 310x21,0
MB - ER - 30 - 4	33,75	167,26	60	63,54	75	210,72	0,15	1,14	W 310x21,0
MB - ER - 35 - 4	39,38	188,31	70	72,93	87,5	232,91	0,16	1,14	W 310x23,8
MB - ER - 40 - 4	45,0	224,77	80	90,82	100	252,82	0,15	1,14	W 310x28,3
MB - ER - 45 - 4	50,63	224,77	90	90,82	112,5	252,82	0,17	1,14	W 310x28,3
MB - ER - 25 - 6	63,28	280,91	112,5	119,86	93,75	276,03	0,32	1,71	W 360x32,9
MB - ER - 30 - 6	75,94	307,22	135	137,06	112,5	245,18	0,39	1,71	W 310x38,7
MB - ER - 35 - 6	88,59	357,48	157,5	162,15	131,25	348,22	0,31	1,71	W 410x38,8
MB - ER - 40 - 6	101,25	421,75	180	197,24	150	384,68	0,30	1,71	W 410x46,1
MB - ER - 45 - 6	113,91	496,75	202,5	243,11	168,75	466,36	0,25	1,71	W 460x52,0
MB - ER - 25 - 8	112,5	511,93	200	243,11	125	466,36	0,43	2,29	W 460x52,0
MB - ER - 30 - 8	135,0	511,93	240	243,11	150	466,36	0,51	2,29	W 460x52,0
MB - ER - 35 - 8	157,5	587,03	280	287,70	175	496,36	0,51	2,29	W 460x60,0
MB - ER - 40 - 8	180,0	703,50	320	347,10	200	637,16	0,42	2,29	W 530x66,0
MB - ER - 45 - 8	202,5	762,00	360	392,08	225	643,09	0,43	2,29	W 530x72,0
MB - ER - 25 - 10	175,78	718,75	312,5	347,10	156,25	637,16	0,64	2,86	W 530x66,0
MB - ER - 30 - 10	210,94	780,16	375	392,08	187,5	643,09	0,69	2,86	W 530x72,0
MB - ER - 35 - 10	246,09	881,77	437,5	460,86	218,75	684,00	0,69	2,86	W 530x82,0
MB - ER - 40 - 10	281,25	990,6	500	529,32	250	741,35	0,69	2,86	W 530x92,0
MB - ER - 45 - 10	316,41	1080,41	562,5	587,7	281,25	798,18	0,7	2,86	W 530x101,0
MB - ER - 25 - 12	253,13	897,09	450	460,86	187,5	684,00	1,01	3,43	W 530x82,0
MB - ER - 30 - 12	303,75	1104,7	540	587,7	225	798,18	0,95	3,43	W 530x101,0
MB - ER - 35 - 12	354,38	1202,69	630	650,08	262,5	863,39	0,91	3,43	W 610x101,0
MB - ER - 40 - 12	405	1335,69	720	738,76	300	928,58	0,91	3,43	W 610x113,0
MB - ER - 45 - 12	455,62	1464,15	810	826,14	337,5	993,11	0,91	3,43	W 610x125,0
MB - EE - 25 - 4	16,67	129,21	33,33	45,65	50	164,29	0,09	1,14	W 250x17,9
MB - EE - 30 - 4	20	129,21	40	45,65	60	164,29	0,11	1,14	W 250x17,9
MB - EE - 35 - 4	23,33	165,06	46,66	63,54	70	210,72	0,09	1,14	W 310x21,0
MB - EE - 40 - 4	26,67	165,06	53,33	63,54	80	210,72	0,10	1,14	W 310x21,0
MB - EE - 45 - 4	30	165,06	60	63,54	90	210,72	0,11	1,14	W 310x21,0
MB - EE - 25 - 6	37,5	232,27	75	90,82	75	252,82	0,22	1,71	W 310x28,3
MB - EE - 30 - 6	45	232,27	90	90,82	90	252,82	0,26	1,71	W 310x28,3
MB - EE- 35 - 6	52,5	277,27	105	119,86	105	276,03	0,22	1,71	W 360x32,9
MB - EE - 40 - 6	60	302,15	120	137,06	120	245,18	0,26	1,71	W 310x38,7
MB - EE - 45 - 6	67,5	302,15	135	137,06	135	245,18	0,29	1,71	W 310x38,7
MB - EE - 25 - 8	66,67	312,29	133,33	137,06	100	245,18	0,48	2,29	W 310x38,7
MB - EE - 30 - 8	80	362,55	160	162,15	120	348,22	0,40	2,29	W 410x38,8
MB - EE - 35 - 8	93,33	429,43	186,67	197,24	140	384,68	0,39	2,29	W 410x46,1
MB - EE - 40 - 8	106,67	505,42	213,33	243,11	160	466,36	0,33	2,29	W 460x52,0
MB - EE - 45 - 8	120	505,42	240	243,11	180	466,36	0,38	2,29	W 460x52,0
MB - EE - 25 - 10	104,17	515,83	208,33	243,11	125	466,36	0,50	2,86	W 460x52,0
MB - EE - 30 - 10	125	551,39	250	267,77	150	427,35	0,61	2,86	W 410x60,0
MB - EE - 35 - 10	145,83	710,04	291,67	347,1	175	637,16	0,43	2,86	W 530x66,0
MB - EE - 40 - 10	166,67	710,04	333,33	347,1	200	637,16	0,5	2,86	W 530x66,0
MB - EE - 45 - 10	187,5	769,78	375	392,08	225	643,09	0,5	2,86	W 530x72,0
MB - EE - 25 - 12	150	721,66	300	347,1	150	637,16	0,63	3,43	W 530x66,0
MB - EE - 30 - 12	180	783,61	360	392,08	180	643,09	0,69	3,43	W 530x72,0
MB - EE - 35 - 12	210	886,15	420	460,86	210	684,00	0,69	3,43	W 530x82,0
MB - EE - 40 - 12	240	996,36	480	529,32	240	741,35	0,68	3,43	W 530x92,0
MB - EE - 45 - 12	270	1087,35	540	587,7	270	798,18	0,69	3,43	W 530x101,0

Tabela 3 – Entrada e saída de dados da viga mista calculada pela NBR 8800:2008

RESULTADOS EUROCODE 4 (2004)									
ENTRADA DE DADOS	SAÍDA DE DADOS								
TT - VV - CC - L	POSITIVO		NEGATIVO		Vsd (kN)	Vrd (kN)	δ calc (cm)	δ lim (cm)	Perfil Adot.
	Msd (kN.m)	Mrd (kN.m)	Msd (kN.m)	Mrd (kN.m)					
ME - BA - 25 - 4	50,0	131,48	-	-	50	151,41	1,6	0,99	W 250x17,9
ME - BA - 30 - 4	60,0	131,48	-	-	60	151,41	1,6	1,16	W 250x17,9
ME - BA - 35 - 4	70,0	131,48	-	-	70	151,41	1,6	1,32	W 250x17,9
ME - BA - 40 - 4	80,0	131,48	-	-	80	151,41	1,6	1,48	W 250x17,9
ME - BA - 45 - 4	90,0	171,83	-	-	90	195,14	1,6	1,01	W 310x21,0
ME - BA - 25 - 6	112,5	234,16	-	-	75	229,26	2,4	1,99	W 310x28,3
ME - BA - 30 - 6	135,0	234,16	-	-	90	229,26	2,4	2,33	W 310x28,3
ME - BA - 35 - 6	157,5	284,69	-	-	105	252,67	2,4	1,79	W 360x32,9
ME - BA - 40 - 6	180,0	284,69	-	-	120	252,67	2,4	2,02	W 360x32,9
ME - BA - 45 - 6	202,5	284,69	-	-	135	252,67	2,4	2,24	W 360x32,9
ME - BA - 25 - 8	200,0	372,17	-	-	100	320,29	3,2	2,66	W 410x38,8
ME - BA - 30 - 8	240,0	372,17	-	-	120	320,29	3,2	3,12	W 410x38,8
ME - BA - 35 - 8	280,0	436,25	-	-	140	349,59	3,20	2,92	W 410x46,1
ME - BA - 40 - 8	320,0	523,34	-	-	160	427,22	3,2	2,42	W 460x52,0
ME - BA - 45 - 8	360,0	523,34	-	-	180	427,22	3,2	2,7	W 460x52,0
ME - BA - 25 - 10	312,5	531,83	-	-	125	427,22	4	3,78	W 460x52,0
ME - BA - 30 - 10	375,0	605,94	-	-	150	449,7	4	3,72	W 460x60,0
ME - BA - 35 - 10	437,5	722,56	-	-	175	586,48	4	3,13	W 530x66,0
ME - BA - 40 - 10	500,0	722,56	-	-	200	586,48	4	3,54	W 530x66,0
ME - BA - 45 - 10	562,5	722,56	-	-	225	586,48	4	3,95	W 530x66,0
ME - BA - 25 - 12	450,0	730,82	-	-	150	586,48	4,8	4,41	W 530x66,0
ME - BA - 30 - 12	540,0	797,6	-	-	180	593,07	4,80	4,54	W 530x72,0
ME - BA - 35 - 12	630,0	910,30	-	-	210	625,02	4,8	4,4	W 530x82,0
ME - BA - 40 - 12	720,0	1019,73	-	-	240	671,61	4,8	4,29	W 530x92,0
ME - BA - 45 - 12	810,0	1019,73	-	-	270	671,61	4,8	4,78	W 530x92,0
ME - ER - 25 - 4	28,13	168,14	50	63,54	62,5	195,14	1,6	0,31	W 310x21,0
ME - ER - 30 - 4	33,75	168,14	60	63,54	75	195,14	1,6	0,35	W 310x21,0
ME - ER - 35 - 4	39,38	187,34	70	72,93	87,5	214,27	1,6	0,34	W 310x23,8
ME - ER - 40 - 4	45,0	219,64	80	90,82	100	229,26	1,6	0,3	W 310x28,3
ME - ER - 45 - 4	50,63	219,64	90	90,82	112,5	229,26	1,6	0,33	W 310x28,3
ME - ER - 25 - 6	63,28	279,17	112,5	119,86	93,75	252,67	2,4	0,65	W 360x32,9
ME - ER - 30 - 6	75,94	306,25	135	137,06	112,5	221,16	2,4	0,72	W 310x38,7
ME - ER - 35 - 6	88,59	356,26	157,5	162,15	131,25	320,29	2,4	0,55	W 410x38,8
ME - ER - 40 - 6	101,25	414,59	180	197,24	150	349,59	2,40	0,5	W 410x46,1
ME - ER - 45 - 6	113,91	495,06	202,5	243,11	168,75	427,22	2,4	0,41	W 460x52,0
ME - ER - 25 - 8	112,5	512,74	200	243,11	125	427,22	3,2	0,76	W 460x52,0
ME - ER - 30 - 8	135,0	512,74	240	243,11	150	427,22	3,2	0,87	W 460x52,0
ME - ER - 35 - 8	157,5	581,78	280	287,70	175	449,7	3,2	0,83	W 460x60,0
ME - ER - 40 - 8	180,0	694,68	320	347,10	200	586,48	3,2	0,67	W 530x66,0
ME - ER - 45 - 8	202,5	753,61	360	392,08	225	593,07	3,2	0,65	W 530x72,0
ME - ER - 25 - 10	175,78	710,17	312,5	347,10	156,25	586,48	4,00	1,07	W 530x66,0
ME - ER - 30 - 10	21,94	772,46	375	392,08	187,5	593,07	4	1,09	W 530x72,0
ME - ER - 35 - 10	246,09	876,69	437,5	460,86	218,75	625,02	4	1,05	W 530x82,0
ME - ER - 40 - 10	281,25	978,46	500	529,33	250	671,61	4	1,02	W 530x92,0
ME - ER - 45 - 10	316,41	1066,92	562,5	587,7	281,25	718,27	4	1,01	W 530x101,0
ME - ER - 25 - 12	253,13	893,5	450	460,86	187,5	625,02	4,8	1,59	W 530x82,0
ME - ER - 30 - 12	303,75	1091,78	540	587,7	225	718,27	4,8	1,44	W 530x101,0
ME - ER - 35 - 12	354,38	1193,21	630	650,08	262,5	789,74	4,8	1,32	W 610x101,0
ME - ER - 40 - 12	405	1323,04	720	738,76	300	842,68	4,8	1,29	W 610x113,0
ME - ER - 45 - 12	455,63	1448,42	810	826,14	337,5	894,41	4,8	1,28	W 610x125,0
ME - EE - 25 - 4	16,67	127,44	33,33	45,65	50	151,41	1,6	0,3	W 250x17,9
ME - EE - 30 - 4	20	127,44	40	45,65	60	151,41	1,6	0,33	W 250x17,9
ME - EE - 35 - 4	23,33	165,52	46,67	63,54	70	195,14	1,6	0,23	W 310x21,0
ME - EE - 40 - 4	26,67	165,52	53,33	63,54	80	195,14	1,60	0,25	W 310x21,0
ME - EE - 45 - 4	30	165,52	60	63,54	90	195,14	1,6	0,27	W310x21,0
ME - EE - 25 - 6	37,5	227,05	75	90,82	75	229,26	2,4	0,56	W 310x28,3
ME - EE - 30 - 6	45	227,05	90	90,82	90	229,26	2,4	0,63	W310x28,3
ME - EE- 35 - 6	52,5	275,22	105	119,86	105	252,67	2,4	0,48	W 360x32,9
ME - EE - 40 - 6	60	300,57	120	137,06	120	221,16	2,4	0,51	W 310x38,7
ME - EE - 45 - 6	67,5	300,57	135	137,06	135	221,16	2,4	0,55	W 310x38,7
ME - EE - 25 - 8	66,67	311,93	133,33	137,06	100	221,16	3,2	1,05	W 310x38,7
ME - EE - 30 - 8	80	361,95	160	162,15	120	32,29	3,20	0,81	W 410x38,8
ME - EE - 35 - 8	93,33	422,33	186,67	197,24	140	349,59	3,2	0,75	W 410x46,1
ME - EE - 40 - 8	106,67	505,16	213,33	243,11	160	427,22	3,2	0,61	W 460x52,0
ME - EE - 45 - 8	120	505,16	240	243112	180	427,22	3,2	0,66	W 460x52,0
ME - EE - 25 - 10	104,17	517,28	208,33	243,11	125	427,22	4,00	0,99	W 460x52,0
ME - EE - 30 - 10	125	546,55	250	267,77	150	385,35	4	1,12	W 410x60,0
ME - EE - 35 - 10	145,83	701,32	291,67	347,1	175	586,48	4	0,77	W 530x66,0
ME - EE - 40 - 10	166,67	701,32	333,33	347,1	200	586,48	4	0,85	W 530x66,0
ME - EE - 45 - 10	187,5	761,69	375	392,08	225	593,07	4	0,82	W 530x72,0
ME - EE - 25 - 12	150	713,12	300	347,1	150	586,48	4,8	1,19	W 530x66,0
ME - EE - 30 - 12	180	776,05	360	392,08	180	593,07	4,8	1,19	W 530x72,0
ME - EE - 35 - 12	210	881,49	420	460,86	210	625,02	4,8	1,14	W 530x82,0
ME - EE - 40 - 12	240	984,36	480	529,33	240	671,61	4,8	1,09	W 530x92,0
ME - EE - 45 - 12	270	1074,02	540	587,7	270	718,27	4,8	1,08	W 530x101,0

Tabela 4 – Entrada e saída de dados da viga mista calculada pela EUROCODE 4 (2004)

RESULTADOS CONCREO NBR 6118:2014									
ENTRADA DE DADOS	SAÍDA DE DADOS								
TT - VV - CC - L	POSITIVO		NEGATIVO		Vsd (kN)	Vrd (kN)	δ calc (cm)	δ lim (cm)	Altura Adot.
	Msd (kN.m)	Mrd (kN.m)	Msd (kN.m)	Mrd (kN.m)					
CA - BA - 25 - 4	50,0	147,54	-	-	50	221,3	1,13	1,60	30
CA - BA - 30 - 4	60,0	147,54	-	-	60	221,3	1,08	1,60	30
CA - BA - 35 - 4	70,0	147,54	-	-	70	221,3	1,01	1,60	30
CA - BA - 40 - 4	80,0	212,77	-	-	80	258,19	0,94	1,60	35
CA - BA - 45 - 4	90,0	212,77	-	-	90	258,19	0,91	1,60	35
CA - BA - 25 - 6	112,5	289,61	-	-	75	295,07	1,84	2,40	40
CA - BA - 30 - 6	135,0	289,61	-	-	90	295,07	1,71	2,40	40
CA - BA - 35 - 6	157,5	378,06	-	-	105	331,96	1,59	2,40	45
CA - BA - 40 - 6	180,0	378,06	-	-	120	331,96	1,51	2,40	45
CA - BA - 45 - 6	202,5	478,13	-	-	135	368,84	1,42	2,40	50
CA - BA - 25 - 8	200,0	478,13	-	-	100	368,84	2,54	3,20	50
CA - BA - 30 - 8	240,0	478,13	-	-	120	368,84	2,36	3,20	50
CA - BA - 35 - 8	280,0	589,80	-	-	140	405,72	2,19	3,20	55
CA - BA - 40 - 8	320,0	713,09	-	-	160	442,61	2,06	3,20	60
CA - BA - 45 - 8	360,0	713,09	-	-	180	442,61	1,96	3,20	60
CA - BA - 25 - 10	312,5	589,80	-	-	125	405,72	3,28	4,0	55
CA - BA - 30 - 10	375,0	713,09	-	-	150	442,61	3,02	4,0	60
CA - BA - 35 - 10	437,5	847,99	-	-	175	479,49	2,81	4,0	65
CA - BA - 40 - 10	500,0	994,5	-	-	200	516,38	2,64	4,0	70
CA - BA - 45 - 10	562,5	1152,62	-	-	225	553,26	2,5	4,0	75
CA - BA - 25 - 12	450,0	847,99	-	-	150	479,49	4,01	4,8	65
CA - BA - 30 - 12	540,0	1152,62	-	-	180	553,26	3,65	4,8	75
CA - BA - 35 - 12	630,0	1322,36	-	-	210	590,14	3,4	4,8	80
CA - BA - 40 - 12	720,0	1503,7	-	-	240	627,03	3,2	4,8	85
CA - BA - 45 - 12	810,0	1503,7	-	-	270	627,03	3,06	4,8	85
CA - ER - 25 - 4	28,13	212,77	50	85,98	62,5	258,19	0,31	1,6	35
CA - ER - 30 - 4	33,75	289,61	60	112,3	75	295,07	0,19	1,6	40
CA - ER - 35 - 4	39,38	378,06	70	142,13	87,5	331,96	0,12	1,6	45
CA - ER - 40 - 4	45,0	378,06	80	142,13	100	331,96	0,21	1,6	45
CA - ER - 45 - 4	50,63	478,13	90	175,46	112,5	368,84	0,13	1,6	50
CA - ER - 25 - 6	63,28	589,8	112,5	212,31	93,75	405,72	0,31	2,4	55
CA - ER - 30 - 6	75,94	713,09	135	252,67	112,5	442,61	0,29	2,4	60
CA - ER - 35 - 6	88,59	847,99	157,5	296,53	131,25	479,49	0,26	2,4	65
CA - ER - 40 - 6	101,25	994,5	180	343,91	150	516,38	0,23	2,4	70
CA - ER - 45 - 6	113,9	994,5	202,5	343,91	168,75	516,38	0,37	2,4	70
CA - ER - 25 - 8	112,5	994,5	200	343,91	125	516,38	0,62	3,2	70
CA - ER - 30 - 8	135,0	1322,36	240	449,19	150	590,14	0,39	3,2	80
CA - ER - 35 - 8	157,5	1503,7	280	507,09	175	627,03	0,42	3,2	85
CA - ER - 40 - 8	180,0	1696,66	320	568,50	200	663,91	0,43	3,2	90
CA - ER - 45 - 8	202,5	1901,23	360	633,43	225	700,79	0,42	3,2	95
CA - ER - 25 - 10	175,78	1696,66	312,5	568,50	156,25	663,91	0,61	4,0	90
CA - ER - 30 - 10	210,94	1901,23	375	633,43	187,5	700,79	0,76	4,0	95
CA - ER - 35 - 10	246,09	2345,2	437,5	773,8	218,75	774,56	0,58	4,0	105
CA - ER - 40 - 10	281,25	2584,61	500	849,25	250	811,45	0,65	4,0	110
CA - ER - 45 - 10	316,41	3098,25	562,5	1010,67	281,25	885,21	0,48	4,0	120
CA - ER - 25 - 12	253,13	2345,2	450	773,8	187,5	774,56	0,93	4,8	105
CA - ER - 30 - 12	303,75	2835,62	540	928,21	225	848,33	0,85	4,8	115
CA - ER - 35 - 12	354,38	3372,49	630	1096,55	262,5	922,1	0,75	4,8	125
CA - ER - 40 - 12	405,0	3955,8	720	1279,13	300	995,87	0,64	4,8	135
CA - ER - 45 - 12	455,63	4264,88	810	1375,64	337,5	1032,75	0,73	4,8	140
CA - EE - 25 - 4	16,67	147,54	33,33	63,17	50	221,3	0,11	1,6	30
CA - EE - 30 - 4	20,0	212,77	40	85,98	60	258,19	0,05	1,6	35
CA - EE - 35 - 4	23,33	212,77	46,66	85,98	70	258,19	0,11	1,6	35
CA - EE - 40 - 4	26,67	289,61	53,33	112,3	80	295,07	0,05	1,6	40
CA - EE - 45 - 4	30,0	289,61	60	112,3	90	295,07	0,09	1,6	40
CA - EE - 25 - 6	37,5	378,06	75	142,13	75	331,96	0,17	2,4	45
CA - EE - 30 - 6	45,0	478,13	90	175,46	90	368,84	0,13	2,4	50
CA - EE- 35 - 6	52,5	478,13	105	175,46	105	368,84	0,28	2,4	50
CA - EE - 40 - 6	60,0	589,8	120	212,31	120	405,72	0,19	2,4	55
CA - EE - 45 - 6	67,5	713,09	135	252,67	135	442,61	0,14	2,4	60
CA - EE - 25 - 8	66,67	713,09	133,33	252,67	100	442,61	0,23	3,2	60
CA - EE - 30 - 8	80,0	847,99	160	296,53	120	479,49	0,23	3,2	65
CA - EE - 35 - 8	93,33	994,5	186,67	343,91	140	516,38	0,22	3,2	70
CA - EE - 40 - 8	106,67	1152,62	213,33	394,79	160	553,26	0,20	3,2	75
CA - EE - 45 - 8	120,0	1322,36	240	449,19	180	590,14	0,18	3,2	80
CA - EE - 25 - 10	104,17	1152,62	208,33	394,79	125	553,26	0,28	4,0	75
CA - EE - 30 - 10	125,0	1322,36	250	449,19	150	590,14	0,35	4,0	80
CA - EE - 35 - 10	145,83	1503,7	291,67	507,09	175	627,03	0,38	4,0	85
CA - EE - 40 - 10	166,67	1696,66	333,33	568,5	200	663,91	0,39	4,0	90
CA - EE - 45 - 10	187,5	1901,23	375	633,43	225	700,79	0,39	4,0	95
CA - EE - 25 - 12	150,0	1503,7	300	507,09	150	627,03	0,62	4,8	85
CA - EE - 30 - 12	180,0	1901,23	360	633,43	180	700,79	0,46	4,8	95
CA - EE - 35 - 12	210,0	2117,41	420	701,86	210	737,68	0,56	4,8	100
CA - EE - 40 - 12	240,0	2584,61	480	849,25	240	811,45	0,39	4,8	110
CA - EE - 45 - 12	270,0	2835,62	540	928,21	270	848,33	0,43	4,8	115

Tabela 5 – Entrada e saída de dados da viga de concreto calculada pela NBR 6118:2014

Com as seções transversais definidas através do dimensionamento, foram obtidos os respectivos volumes de materiais, e com isso foram calculados o peso próprio, custo e altura de cada viga. Para facilitar a visualização foram gerados gráficos que demonstram em função da variação do carregamento como se alteram o peso-prórpio, o custo e a alturação da seção transversal de cada viga para cada um dos vãos estudados nos três diferentes tipos de vinculação.

- Peso-Próprio da viga bi-apoiada:

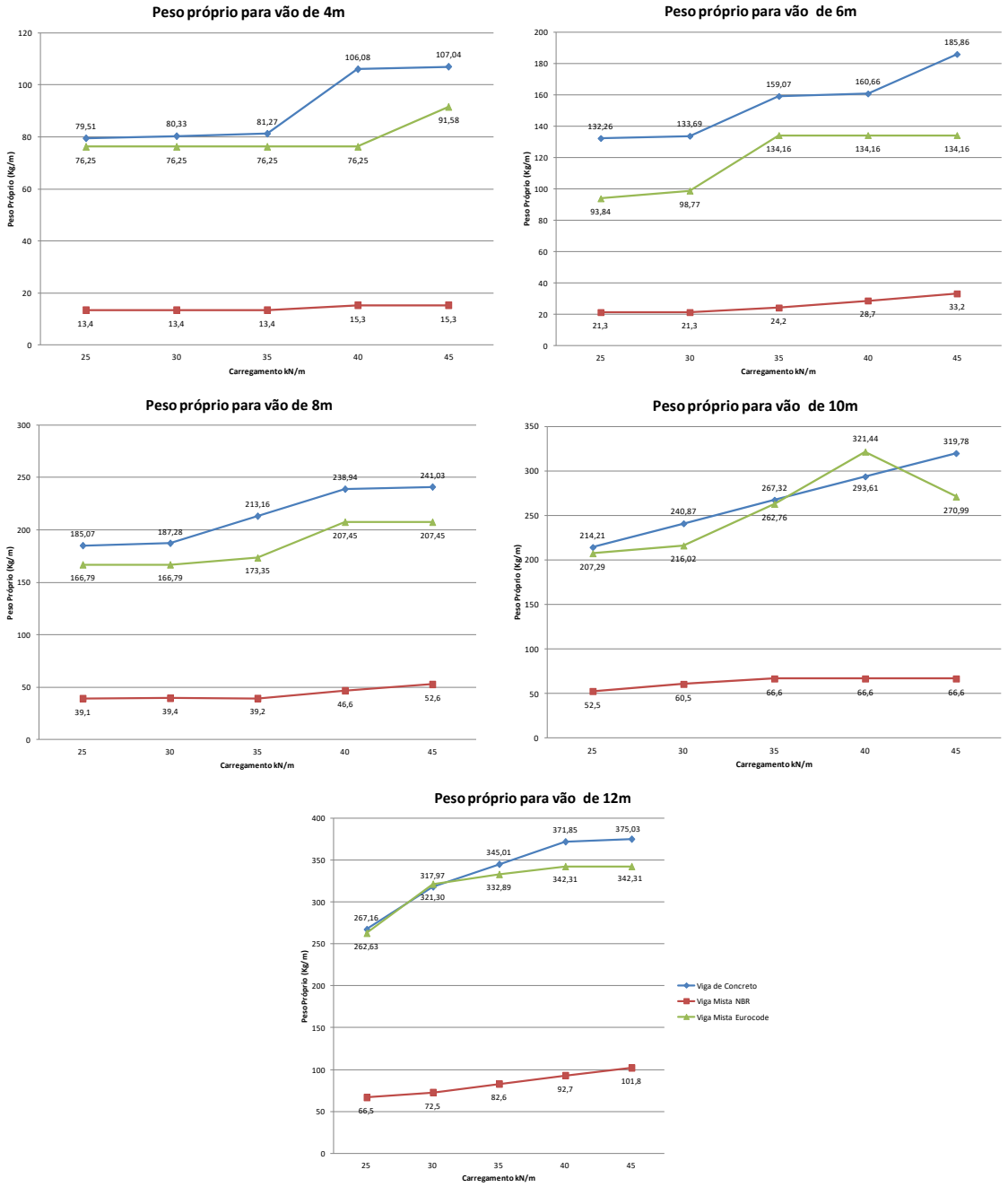


Figura 16 – Gráficos dos resultados da viga bi-apoiada (Peso-Próprio).

- Altura da viga bi-apoiada:

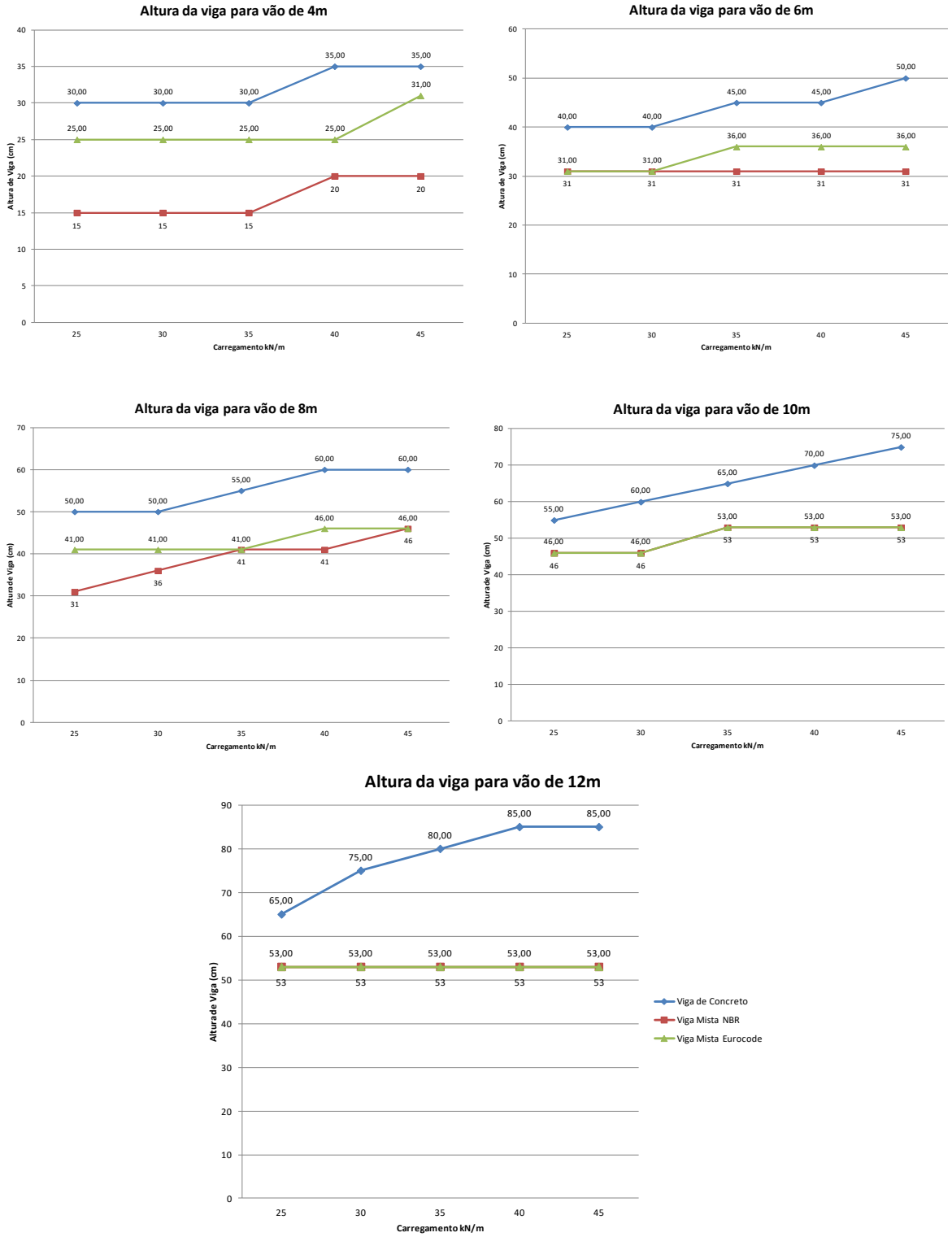


Figura 17 – Gráficos dos resultados da viga bi-apoiada (Altura).

- Custo da viga bi-apoiada:

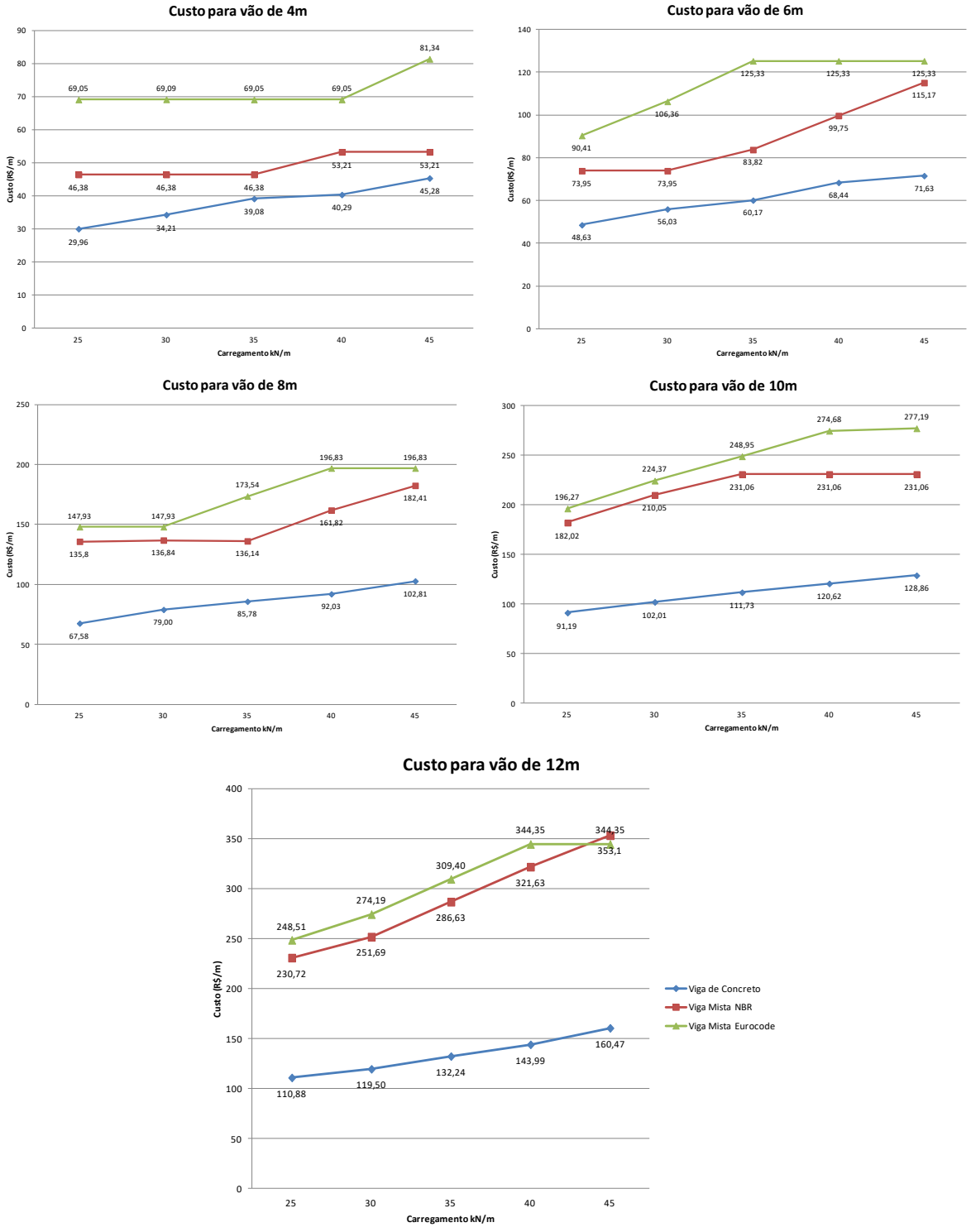


Figura 18 – Gráficos dos resultados da viga bi-apoiada (Custo).

Os gráficos na Figura 16 mostram que para as variações de carregamento e vão em uma viga bi-apoiada, o método de cálculo da viga mista através da NBR:8800 resulta em um elemento estrutural com muito menos peso-próprio (kg/m) em comparação às outras duas outras opções calculadas.

Devido à existência de apenas momentos positivos em uma viga bi-apoiada os perfis usados que atendem a todas as solicitações simultaneamente são relativamente pequenos e com um peso próprio mais baixo em relação às outras vigas. Entretanto, vale ressaltar que isso ocorre devido a que vigas solicitadas apenas por momentos positivos constituem uma condição favorável para as vigas mistas. Isto se deve ao fato de nas vigas mistas o concreto trabalhar como auxílio na resistência à compressão o que não ocorre no caso de momentos negativos.

Uma peculiaridade na Figura 16 no gráfico relativo ao vão de 10 m está na redução do peso próprio a partir do aumento da carga de 40 kN/m para 45 kN/m na viga mista da Eurocode. Isto explica-se pelo critério de aplicação de perfis ser baseado numa ordem crescente de valor de área e não por ordem crescente de momento de inércia. Assim sendo, neste caso, o perfil de menor área, entre os elencados para aplicação, acabou apresentando uma altura de seção transversal maior incorrendo em um maior volume de concreto envolvendo o perfil para a carga de 40 kN/m. Já no carregamento seguinte (de 45 kN/m) o perfil de menor área apresentava uma inércia maior com menor altura devido apresentar maiores áreas de seção transversal nas mesas, resultando em um consenquente menor volume de concreto do que o calculado no carregamento prévio.

Na Figura 17, relativa aos gráficos de compração de custos, nota-se que as vigas em concreto armado apresentam custos por metro linear inferiores aos das soluções mistas sendo aproximadamente 50% mais baratas.

Um ponto importante a ser observado é que, para as vigas mistas, em alguns vãos, mesmo com o aumento da carga atuante o custo por metro da viga não se altera, isso se deve ao fato que mesmo tendo aumentado a carga na viga o perfil necessário para atender as solicitações é igual ao perfil anterior.

Os resultados do preço por metro das vigas seguem o padrão dos resultados do peso-próprio, já que quando não há aumento do custo da viga é possivel notar nos resultados de peso-próprio que não há variação de peso. Isto se

deve ao perfil não ter variado para atender as solicitações de carga em determinado vão.

Na Figura 18, correlata aos gráficos de comparação das alturas de seção transversal, nota-se que em todos os vãos e carregamentos a viga de concreto armado apresenta os maiores valores de altura. Também é possível notar que para vãos de 10m e 12m, que configuram grandes vãos, as soluções de vigas mistas se equivalem em termos de altura de seção transversal, ou seja, em ambas as normativas acabou se utilizando o mesmo perfil. No gráfico com vão de 4m notamos um decréscimo de altura na viga mista calculado pela EUROCODE isso se explica pelo uso de um perfil mais baixo, porém com abas maiores.

Nota-se que quando analisados os resultados referentes à altura, a viga em concreto armado segue um padrão crescente onde a altura da peça estrutural aumenta conforme o aumento de vão e carga, isso pode não ocorrer devido ao fato que dependendo da altura utilizada suas resistências são maiores que suas solicitações, e quando aumentada a carga atuante no vão esta altura é suficiente para atender aos requisitos impostos.

- Peso próprio da viga engaste-rótula:

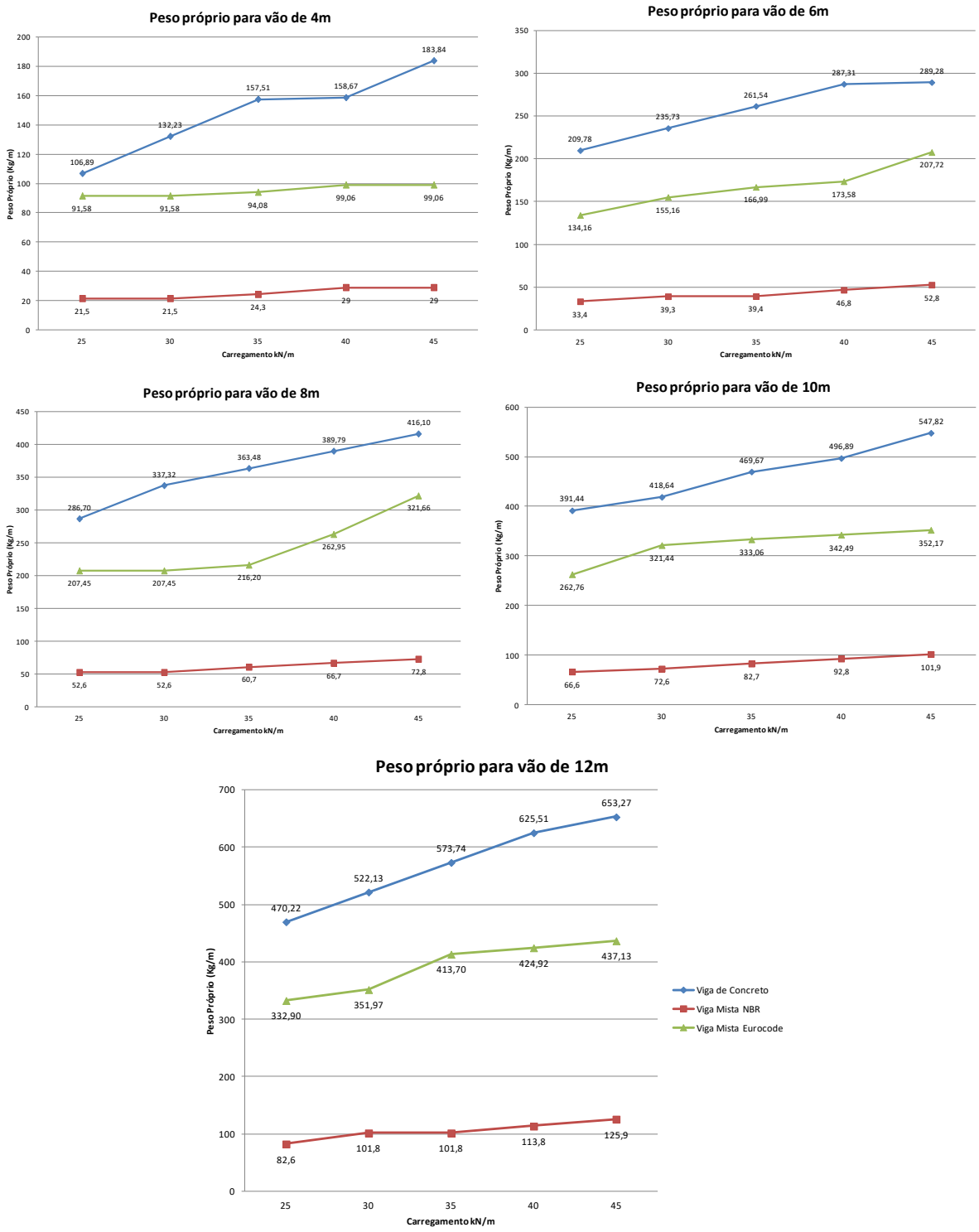


Figura 19 – Gráficos dos resultados da viga Engaste-Rótula (Peso-Próprio).

- Altura da viga engaste-rótula:

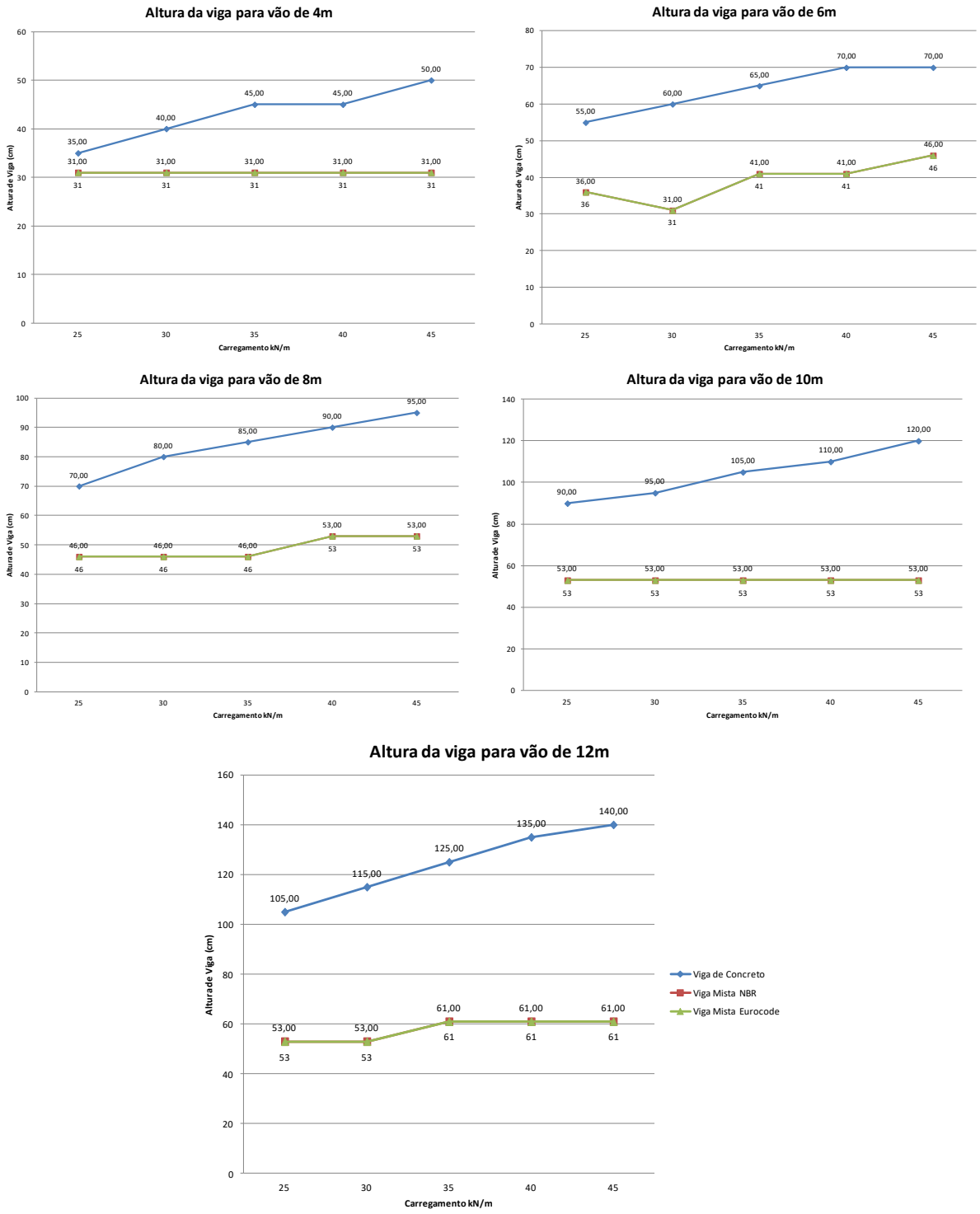


Figura 20 – Gráficos dos resultados da viga Engaste-Rótula (Altura).

- Custo da viga engaste-rótula:

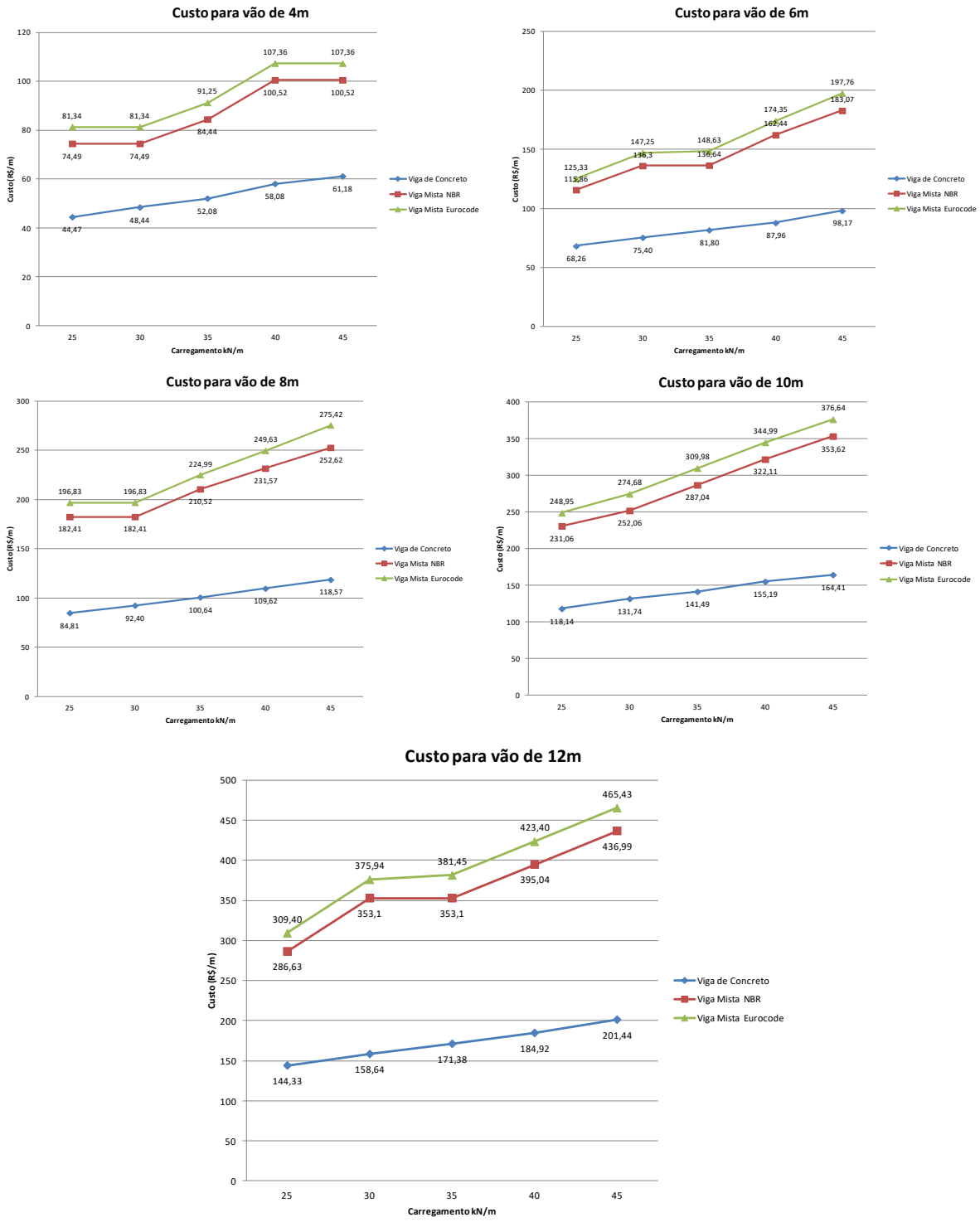


Figura 21 – Gráficos dos resultados da viga Engaste-Rótula (Custo).

Os gráficos na Figura 19, evidenciam que para as variações de carregamento e vão em uma viga engaste-rotula, o método de cálculo da viga mista através da NBR:8800 resulta em elementos estruturais com muito menos peso-próprio (kg/m) em comparação com as outras duas outras opções calculadas.

Na Figura 19, relativa à comparação dos pesos-próprios, nota-se que todas as normativas calculadas seguiram em um padrão de aumento desta característica, conforme o aumento do vão e do carregamento. Isto se justifica devido ao fato de vigas engaste-rótula conterem valores de momentos positivos e negativos.

Com a redução dos momentos positivos (acréscimo da parcela de momentos negativos) as vigas comportam-se melhor quanto aos deslocamentos verticais (deflexões), pois quando só há momentos positivos conforme ocorre o aumento do vão e do carregamento, a verificação de deslocamentos vai se tornando um limitante da estrutura. Já na vinculação engaste-rótula este descolamento acaba sendo suavizado e isso gera uma padronização do crescimento do peso próprio.

Na Figura 20, correlata à comparação dos custos por metro, pode-se notar que os resultados dos custos das vigas engaste-rótula mantém o mesmo padrão das vigas bi-apoiadas, que é um menor custo das vigas de concreto comparadas as estruturas mistas.

Outro ponto que pode ser observado é que em alguns vãos, mesmo a carga atuante aumentando, o custo por metro da viga não se altera, isso se deve ao fato que mesmo tendo aumentado à carga na viga o perfil necessário para atender as solicitações no mesmo é igual ao perfil anterior.

Na Figura 21, que contém os gráficos relativos a comparação das alturas das vigas engaste-rótula, nota-se as soluções em vigas mistas são idênticas pois acabaram resultando em perfis iguais para cada vão e carregamento. Esta igualdade de resultados justifica-se pela existência dos momentos fletores solicitantes negativos. No gráfico relativo ao vão de 6m nota-se um decréscimo de altura na viga mista que se explica pelo uso de um perfil mais baixo, porém com abas maiores.

Uma observação importante nesta mesma figura é que os perfis de ambas as vigas mistas consideradas foram em todos os casos de menor altura a viga de concreto.

- Peso-Próprio da viga engaste-engaste:

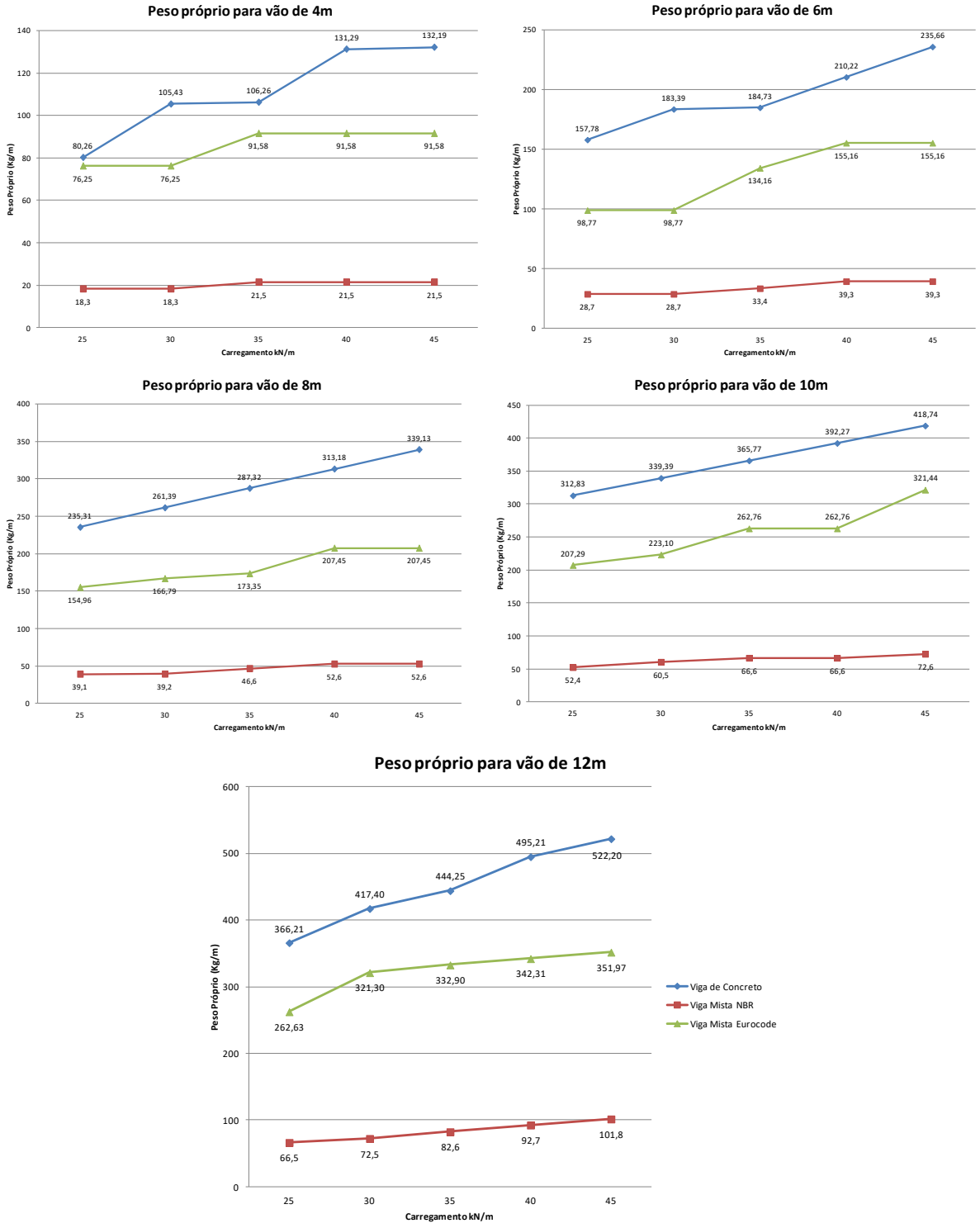


Figura 22 – Gráficos dos resultados da viga Engaste-Engaste (Peso-Próprio).

- Altura da viga engaste-engaste:

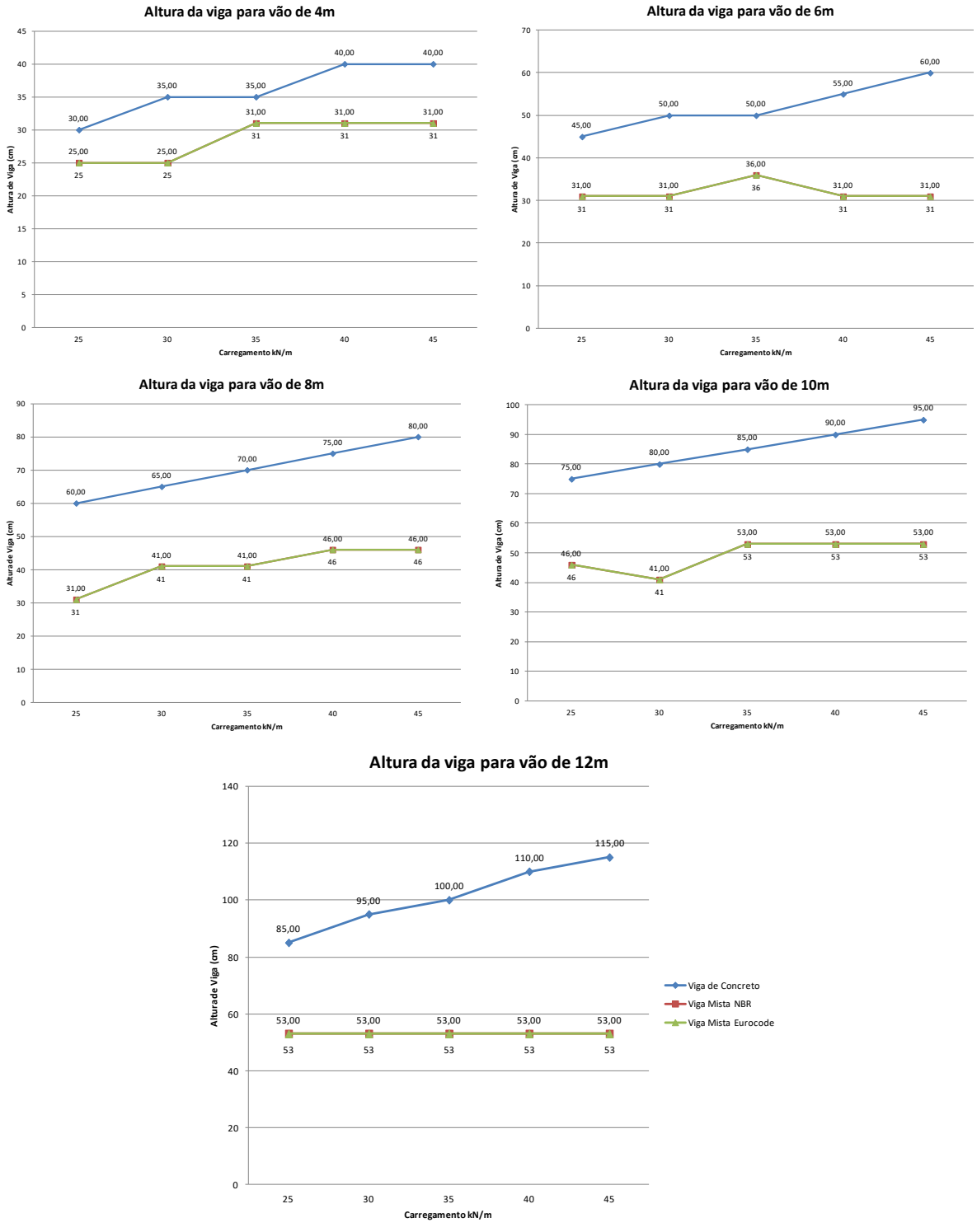


Figura 23 – Gráficos dos resultados da viga Engaste-Engaste (Altura).

- Custo da viga engaste-engaste:

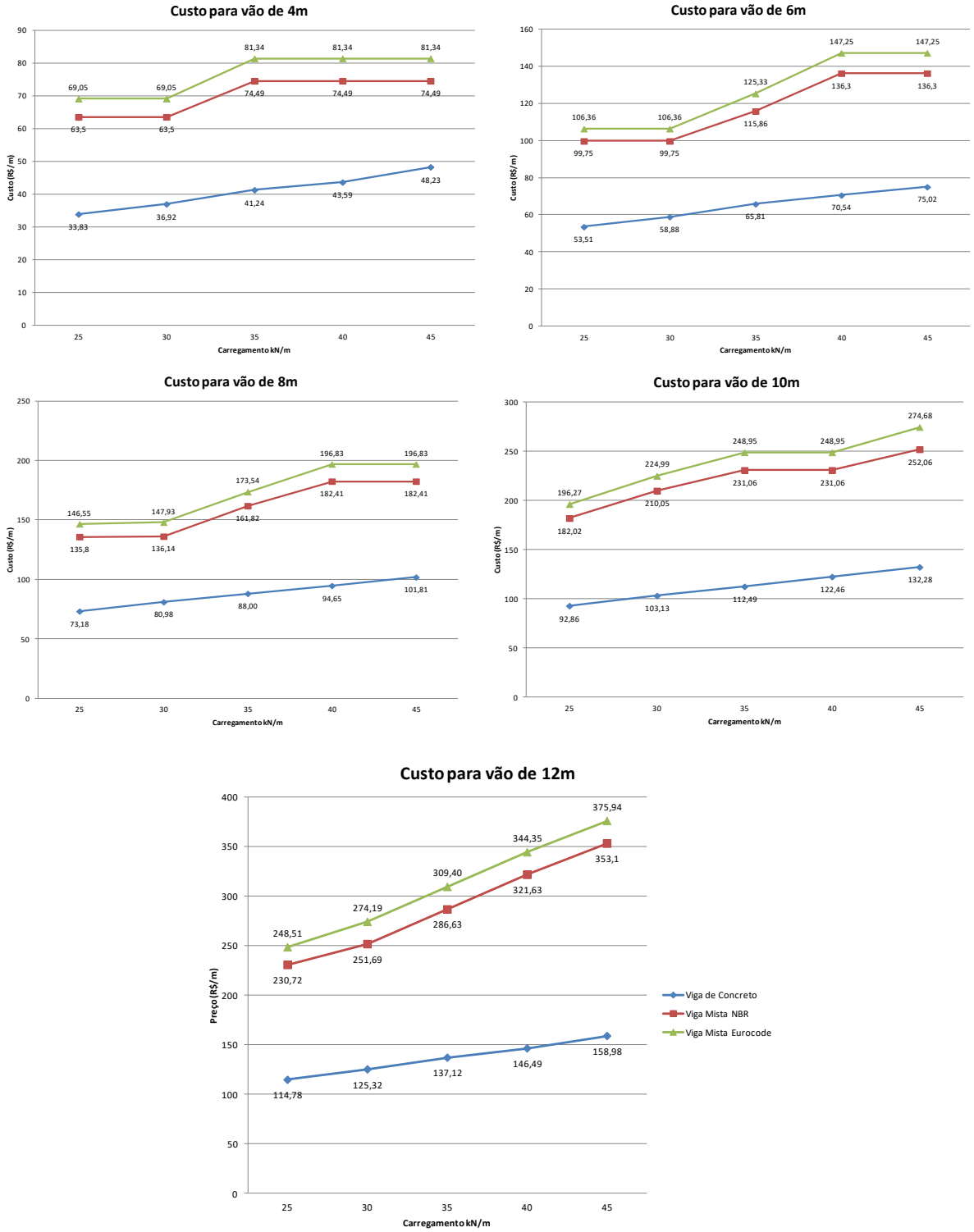


Figura 24 – Gráficos dos resultados da viga Engaste-Engaste (Custo).

Os gráficos na Figura 22 mostram que para as variações de carregamento e vão em uma viga engaste- engaste, o método de cálculo da viga mista através da NBR:8800 assim como na bi-apoiada e na engaste-rétula resultam em elementos estruturais com menos peso-próprio (kg/m) em comparação às outras duas opções calculadas. Uma pecualiaridade na comparação de peso-próprio na vinculação engaste-engaste foi que as vigas mistas calculadas pela NBR obtiveram uma maior regularidade, já na estrutura mista calculada pela EUROCODE e as soluções em concreto armado ocorreram alguns saltos de pesos próprios. Isto ocorreu devido aos aumentos repentinos de altura de seção transversal necessária.

Nos gráficos da Figura 23, pode-se notar que os resultados dos custos das vigas engaste-engaste mantêm o mesmo padrão das vigas bi-apoiadas e engaste-rótula, ou seja, um menor custo das vigas de concreto comparadas as estruturas mistas.

Um ponto a ser observado é a proximidade dos custos das duas vigas mistas, o comportamento de ambas as vigas é um ponto importante de se analisar porque ambas aumentam seus custos nos mesmos vãos e nos mesmos carregamentos, isso é, ambas ficam mais caras a partir de uma variação de carregamento. Outro ponto que pode ser observado é que em alguns vãos mesmo a carga atuante aumentando o custo por metro da viga não se altera, isso se deve que mesmo obtendo um aumento na carga da viga o perfil necessário para atender as solicitações de uso do mesmo é igual ao perfil anterior.

Nos gráficos devido à altura das vigas engaste-engaste, esboçados na Figura 24, notasse que o perfil das vigas mistas mantém o mesmo padrão, isso é em ambas as normativas acabou se utilizando o mesmo perfil. No gráfico com vão de 10m notamos um decréscimo de altura na viga mista que se explica pelo uso de um perfil mais baixo, porém com abas maiores. Já no vão de 6m notasse um acréscimo de altura, isso ocorre devido que o perfil utilizado ele é mais alto em relação ao anterior porem suas abas são menores. Uma última observação importante sobre a relação das alturas calculadas é que os perfis de ambas as normativas sempre foram menores em relação à altura da viga de concreto.

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Ao longo do estudo realizado vários aspectos quanto ao comparativo das vigas escolhidas foram ficando evidentes, por exemplo, se analisar os resultados dos gráficos referentes à viga “Mediana” que seria engaste e rótula com vão de 8 m com carregamento de 35 kN/m nota que é demasiada a diferença entre a viga mista da NBR em relação à de concreto armado, já que a viga mista da NBR tem um peso-próprio bem menor quando se compara com o peso-próprio da viga de concreto armado sob as mesmas restrições de carregamento, vão e vinculação. O mesmo é válido para a altura da peça estrutural quando analisadas as vigas, já que a altura da viga mista da NBR em comparação a de concreto armado é bem menor, quase que metade da altura em relação uma a outra. Porém se estas mesmas vigas forem comparadas entre si quanto ao custo esta relação já se torna oposta, onde notamos que a viga mista NBR pode custar bem mais que a viga de concreto armado, mais que o dobro.

Estes resultados nos levam a alguns pontos chave do nosso estudo, por exemplo, o fato de o aço ser um material mais caro que o concreto torna o custo das vigas mistas elevado, mas se analisada a diferença de peso que a estrutura final pode ter, o que levaria a elementos estruturais de suporte às vigas serem mais esbeltos, consequentemente esta estrutura tende a se tornar mais enxuta. Porém vale ressaltar que em nosso estudo fizemos uma análise direcionada e individual, desconsiderando o resto dos elementos estruturais, ou seja, não podemos afirmar que os pilares serão de fato mais econômicos tanto em relação ao peso quanto ao preço, teremos sim uma menor carga sendo lançada ao pilar se usarmos vigas mistas, mas para confirmar que a estrutura irá ter uma redução de peso e valor faz-se necessária uma análise global. A mesma consideração é válida se analisarmos a questão da altura das peças estruturais, já que um fator importante nos empreendimentos é a altura do pé direito dos ambientes, se a cada andar tivermos uma redução na altura destes elementos ao chegar ao último andar construído pode-se estar ganhando quase que outro andar.

A cultura da nossa sociedade em construir em concreto armado ainda é a principal dificuldade a ser vencida em nosso país, já que o custo direto da construção da viga de concreto armado é menor e a especialização da mão de obra neste método construtivo é maior, porém sugerimos que seja realizado um estudo comparativo entre peças estruturais mistas e de concreto armado com a intenção de ser saber o preço final da obra, pode ser que se obtenham resultados bem distintos que acabem afetando a decisão final, já que se comparado os resultados obtidos neste estudo podemos notar que há sim uma real diferença de valor e peso entre estes elementos, porém este foi um estudo direcionado à vigas e todos os comentários quanto à economia que se pode ter em relação aos outros elementos estruturais é apenas uma tendência que nos mostra este estudo.

6 REFERÊNCIAS

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

ALVA, G. M. S.; MALITE, M. Comportamento estrutural e dimensionamento de elementos mistos de aço-concreto. Cadernos de Engenharia de Estruturas, São Carlos, 2005.

ARGENTA, M. A. (2012). Apostila de concreto armado atualizada de acordo com a NBR 6118:2007. Departamento de construção civil. Universidade Federal do Paraná.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 8800:2008 - Projeto e execução de estruturas de aço de edifícios. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118:2014 - Projeto de estruturas de concreto. Rio de Janeiro.

BELLEI, I. H.; PINHO, F. O.; PINHO. M. O. Edifícios múltiplos andares em aço. 2º Ed. Editora Pini. São Paulo. 2008.

CARVALHO, R. C. & FIGUEIREDO, J. R. Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado: segundo a NBR6118:2014. 4ª ed. EdUFSCAR, São Carlos, SP, 2015.

CHAVES, I. A.; MALITE, M. (2010). Cadernos de Engenharia de Estruturas, São Carlos, v. 12, n. 56, p. 79-95, 2010.

DIAS L. A. M., Estruturas de aço, conceitos, técnicas e linguagem, 2ª ed., Zigurate Editora, São Paulo, SP, 1998.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. (2004). ENV 1994-1-2: Eurocode 4 - Design of composite steel and concrete structures. Part 1-2: General rules and rules – Structural fire design. Brussels.

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

GARCEZ, E. (2013). Dimensionamento de estruturas de concreto armado. (aula 4 e 5 – armadura dupla – Fórmulas adimensionais para dimensionamento de seção retangular - viga t). Curso de Engenharia Civil e Engenharia Agrícola. Centro de Engenharias. Universidade Federal de Pelotas.

HIGAKI, B. E. (2009). Análise teórica e experimental de vigas mistas de aço e concreto e laje com vigotas pré-moldadas e lajotas cerâmicas em um pavimento tipo. São Carlos. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo.

KIRCHHOF, L. D. (2004). Uma contribuição ao estudo de vigas mistas aço concreto simplesmente apoiadas em temperatura ambiente e em situação de incêndio. São Carlos. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo.

KIRCHHOF, L. D.; NETO, J. M. (2005). Uma contribuição ao estudo de vigas mistas aço concreto simplesmente apoiadas em temperatura ambiente e em situação de incêndio. Artigo.

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

PFEIL,Walter; PFEIL, Michèle. (2009) Estruturas de aço: Dimensionamento prático de acordo com a NBR 8800:2008. 8a ed., Ed. LTC.

RAMOS, A. L. (2010). Análise numérica de pisos mistos aço-concreto de pequena altura. São Carlos. 120p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo.

SOUZA, D. G. (2006). Estudo da flambagem local da mesa de perfis I com alma senoidal via analise não linear pelo MEF – Universidade federal de Minas Gerais – Escola de engenharia – Curso de pós-graduação em engenharia das estruturas.

PORTAL MET@LICA – Acessado em 05/06/2016 – 15:45h http://wwwo.metalica.com.br/tipos-de-aco-e-perfis-para-estrutura-metalica-de-edificios.

VASCONCELLOS, A. L. (2012). Centro brasileiro de construção em aço – Acessado em 21/04/2016 – 16:05h http://www.cbca-iabr.org.br/upfiles/fckeditor/file/SlideRoadShow2012-5.pdf.

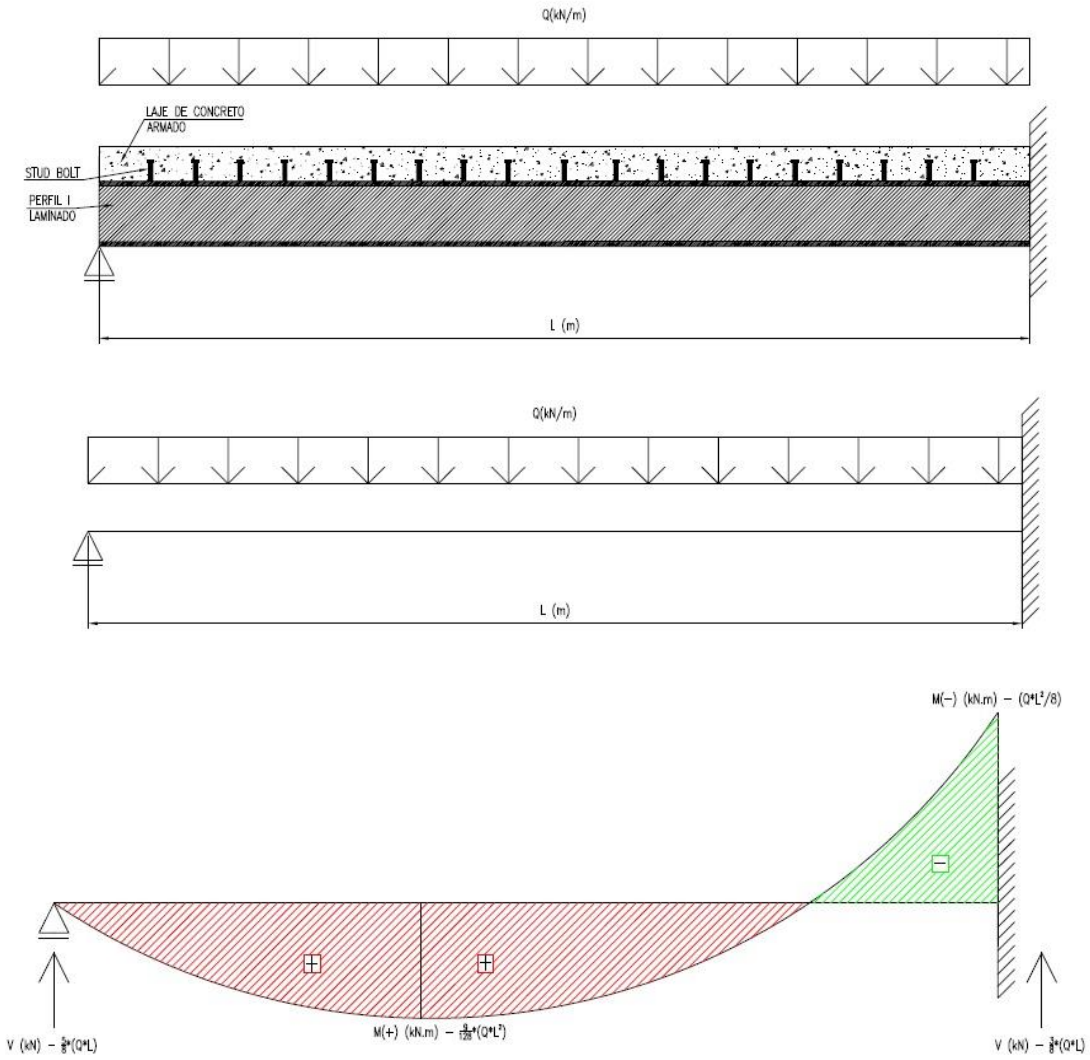
7 APÊNDICE

7.1 Dimensionamento da viga mista NBR 8800:2014 “Viga A”

Para exemplificar melhor os cálculos realizados neste trabalho vamos dimensionar um exemplo de viga para cada normatização. Para este processo foi escolhido uma viga “mediana”, isso é, para os cálculos foi escolhido o vão intermediário (vão = 8 m) dos nossos limites acima citados, o carregamento segue o mesmo principio do vão, de realizar os cálculos com um valor intermediário (q = 35 kN/m), e o apoio também fica no intermediário de nossos limites (apoio engaste e rotula). Devido à planilha de cálculo buscar o perfil com menor área, isso é, menor peso próprio e consequentemente menor custo, vamos adotar neste exemplo o perfil de aço W 460 x 60,0 da Gerdau.

- Dados:
  Perfil W 460 x 60,0 - MR250
  Stud Bolt - $f_u = 450\ MPa$
  - $d = 1{,}9\ cm$
  Concreto - $25\ MPa$
  Carregamento ELU – $q = 35 \frac{kN}{m}$

- Esquema estático:



Primeiramente deveram ser calculados os esforços solicitantes na viga mista, os esforços foram calculados da seguinte maneira:

- Momento positivo:

$$M_{sd} = \frac{q * l^2}{14{,}22}$$

$$M_{sd} = \frac{35 * 8^2}{14{,}22}$$

$$M_{sd+} = 157{,}5\ kN.m$$

- Momento negativo:

$$M_{sd} = \frac{q * l^2}{8}$$

$$M_{sd} = \frac{35 * 8^2}{8}$$

$$M_{sd-} = 280{,}0\ kN.m$$

- Cortante:

$$V_{sd} = \frac{5 * q * l}{8}$$

$$V_{sd} = \frac{5 * 35 * 8}{8}$$

$$V_{sd} = 175{,}0\ kN$$

- Deslocamento:

$$\delta = \frac{l}{350}$$

$$\delta = \frac{800}{350}$$

$$\delta = 2{,}29\ cm$$

Primeiro passo para o dimensionamento da viga mista segundo a NBR 8800:2008 deve utilizar a equação 1, e como citado, a largura efetiva será calculada através do vão que no caso é "$\frac{1}{8} * a$".

$$bf = \frac{1}{8} * \left(\frac{4}{5} * 8\right)$$

$$bf = 0{,}8\ m$$

$$bf = 2 * 0{,}8\ m$$

$$bf = 1{,}6\ m$$

Após calcular a largura efetiva foi realizado o cálculo do grau de interação entre a laje de concreto e o perfil de aço, para isso foi utilizada a equação 7:

$$n_i = 1 - \frac{20000}{578*25} * (0{,}75 - 0{,}03 * (0{,}8 * 8) \geq 0{,}40$$

$$n_i = 1 - \frac{20000}{578*25} * (0{,}75 - 0{,}03 * (0{,}8 * 8) \geq 0{,}40$$

$$n_i = 0{,}228 \geq 0{,}40$$

$$n_i(mín) = 0{,}40$$

O próximo passo do dimensionamento de uma viga mista é o cálculo da força resistente de um conector de cisalhamento, este processo é realizado com as equações 9 e 10, mas vale ressaltar que a força resistente será o menor resultado das duas componentes:

$$Q_{Rd} = \frac{1}{2} * \frac{\left((\pi * 0{,}95^2) * \sqrt{2{,}5 * \frac{(0{,}85 * 5600 * \sqrt{25})}{10}}\right)}{1{,}25}$$

$$Q_{Rd} = 87{,}48\ kN$$

$$Q_{Rd} = \frac{1 * 1 * (\pi * 0{,}95^2) * 45}{1{,}25}$$

$$Q_{Rd} = 102{,}07\ kN$$

Adotando a menor força resistente de um conector:

$$Q_{Rd} = 87{,}48\ kN$$

Após o cálculo da resistência de um conector, deve-se partir para o cálculo da força de cisalhamento da viga, este processo utiliza as equações 10 e 11:

$$F_{hd} = 74{,}97 * \frac{25}{1{,}1}$$

$$F_{hd} = 1703{,}86\ kN$$

$$F_{hd} = 0{,}85 * \frac{2{,}5}{1{,}4} * 160 * 15$$

$$F_{hd} = 3642{,}86\ kN$$

Adotando a menor força de cisalhamento:

$$F_{hd} = 1703{,}86\ kN$$

Para obter o número de conectores que compõem a viga deverá ser utilizada a equação 12:

$$n^{\underline{o}} = \frac{1703{,}86}{87{,}48}$$

$$n^{\underline{o}} = 19{,}48$$

$$n^{\underline{o}} \cong 20$$

Para prosseguir com o cálculo da viga mista deverá ser calculada a força resistente de cálculo da espessura comprimida da laje, isso é, devido ser uma estrutura com interação parcial obtermos o valor desta força através da equação 13:

$$C_{cd} = 20 * 87{,}48$$

$$C_{cd} = 1749{,}64\ kN$$

Após o cálculo da força resistente na espessura comprimida do concreto deverá ser calculada a força resistente de cálculo da região comprimida do aço, está força será calculada através da equação 14:

$$C_{ad} = \frac{1}{2} * (74{,}97 * \frac{25}{1{,}1} - 1749{,}64)$$

$$C_{ad} = -22{,}89\ kN$$

Observa-se que devido o arredondamento da quantidade de pinos stud bolts colocados na viga, à força de compressão no perfil de aço passa a ser negativa, ou seja, o perfil não está colaborando na compressão.

Após calcular as forças de compressão, deverá ser calculada a força resistente de cálculo da região tracionada do perfil de aço, está força é calculada através da equação 15:

$$T_{ad} = 1749{,}64 + (-22{,}89)$$

$$T_{ad} = 1726{,}75\ kN$$

Após calcular as forças atuantes na viga mista, calcula-se o momento fletor resistente da viga por meio das equações 19 e 20:

$$a = \frac{1749{,}64}{0{,}85 * \frac{2{,}5}{1{,}4} * 160}$$

$$a = \ 7{,}2\ cm$$

$$M_{rd} = \ 1{,}0 * \left[-22{,}89 * \ (45{,}5 - 23{,}05 - (-0{,}033) + 1749{,}64 \right.$$

$$\left. * \left(15 - \frac{7{,}2}{2} + 0 + 43{,}5 - 23{,}05\right)\right]$$

$$M_{rd} = \ 58700\ kN.cm$$

$$M_{rd} = \ 587\ kN.m$$

Para suportar o momento fletor negativo deve-se utilizar somente o perfil de aço, isso é, somente o perfil de aço irá resistir os momentos negativos solicitantes devido ao fato que a resistência do concreto é desprezada em solicitação de tração, fato que ocorre na solicitação negativa.

Para o cálculo do momento resistente negativo foram realizados os seguintes procedimentos de cálculo:

- Flambagem da alma

$$\lambda = \frac{h}{tw}$$

$$\lambda = \frac{42{,}84}{0{,}8} = 53{,}55$$

$$\lambda_p = 3{,}76 * \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$\lambda_p = 3{,}76 * \sqrt{\frac{20000}{25}} = 106{,}35$$

$$\lambda = 53{,}55 < \lambda_p = 106{,}35 \rightarrow Alma\ Compacta$$

- Flambagem da mesa

$$\lambda = 0{,}5 * \frac{b_f}{t_f}$$

$$\lambda = 0{,}5 * \frac{15{,}3}{1{,}33} = 5{,}75$$

$$\lambda_p = 3{,}76 * \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$\lambda_p = 0{,}38 * \sqrt{\frac{20000}{25}} = 10{,}75$$

$$\lambda = 5{,}75 < \lambda_p = 10{,}75 \rightarrow Mesa\ Compacta$$

- Momento resistente

$$M_{rd-} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}} = \frac{f_y * z_x}{\gamma_{a1}}$$

$$M_{rd-} = \frac{25 * 1265{,}87}{1{,}1} = 287{,}7\ kN.m$$

Após realizar os cálculos dos momentos resistentes, verifica-se a cortante e também o deslocamento (flecha) da estrutura. Para o cálculo do esforço cortante vale ressaltar que a viga mista considera a cortante somente do perfil de aço, sendo assim despreza o cortante do concreto. Para o dimensionamento do cortante da viga

mista deve-se utilizar a equação 21, 22 e 23 para verificar o índice de esbeltez de peça, e com o índice definir qual equação deverá ser utilizada para o cálculo da cortante:

$$\lambda = \frac{42{,}84}{0{,}8}$$

$$\lambda = 53{,}55$$

$$\lambda_p = 1{,}10\sqrt{\frac{5 * 20000}{25}}$$

$$\lambda_p = 69{,}57$$

$$\lambda = 53{,}55 < \lambda_p = 69{,}57 \rightarrow Alma\ Compacta$$

Definido o índice de esbeltez deverá ser calculado o esforço cortante resistente da viga, e esse esforço é calculado através das equações 24 e 25:

$$V_{pl} = 0{,}6 * ((42{,}84 + 1{,}33 + 1{,}33) * 0{,}8) * 25$$

$$V_{pl} = 546\ kN$$

$$V_{rd} = \frac{546}{1{,}1}$$

$$V_{rd} = 496{,}36\ kN$$

Por último deverá ser verificado o deslocamento da viga mista e para calcular o deslocamento serão utilizadas as equações 28,29 e 30 para cálculo de inércia efetiva para depois prosseguir para o deslocamento:

$$\alpha_e = \frac{20000}{\frac{0{,}85 * 5600 * \sqrt{25}}{10}}$$

$$\alpha_e = 8{,}40 \rightarrow Curta\ duração$$

$$\alpha_e = 3 * 8{,}40 = 25{,}21 \rightarrow Longa\ duração$$

$$I_{tr} = 25097{,}85 + 74{,}97 * (37{,}75 - 14{,}93)^2 + \frac{160 * 14{,}93^3}{3 * 25{,}21}$$

$$I_{tr} = 71170{,}77\ cm^4$$

$$I_{ef} = 25097{,}85 + \sqrt[2]{0{,}4} * (71170{,}77 - 25097{,}85)$$

$$I_{ef} = 54236{,}92\ cm^4$$

Após cálculo da inércia efetiva deverá ser calculado o deslocamento, este deslocamento será calculado conforme a equação 32:

$$q_{ELU} = 35\frac{kN}{m} \rightarrow 0{,}35\frac{kN}{cm}$$

$$q_{ELS} = \frac{0{,}35}{1{,}4} = 0{,}25\frac{kN}{cm}$$

$$\delta = \frac{3 * 0{,}25 * (800)^4}{554 * 20000 * 54236{,}92}$$

$$\delta = 0{,}51\ cm$$

Resultados								
Perfil de Aço	Momento Positivo (kN.m)		Momento Negativo (kN.m)		Cortante (kN)		Deslocamento (cm)	
Adotado	Solicitante	Resistente	Solicitante	Resistente	Solicitante	Resistente	Limite	Real
W 410 x 60,0	157,5	545,98	280	267,77	175	427,35	2,29	0,61
Trocar Perfil	Perfil OK		Trocar Perfil		Perfil OK		Perfil OK	
W 460 x 60,0	157,5	587,00	280	287,70	175	496,36	2,29	0,51
Perfil OK	Perfil OK		Perfil OK		Perfil OK		Perfil OK	

Para o cálculo do peso próprio de material foi realizado o seguinte processo:

$$Massa\ linear_{perfil} = 60\frac{k_g}{m}$$

$$Massa_{\ stud} = 0{,}280\,\frac{k_g}{uni}$$

$$Massa_{\ stud} = \frac{20uni}{8\,m} = 2{,}5\,\frac{uni}{m} \;\rightarrow\; 0{,}280\,\frac{k_g}{uni} * 2{,}5\,\frac{uni}{m} = 0{,}70\,\frac{k_g}{m}$$

$$Massa\ Total_{\ Viga} = 60\,\frac{k_g}{m} + 0{,}70\,\frac{k_g}{m} = 60{,}7\ \frac{k_g}{m}$$

Para o cálculo do custo do material foi realizado o seguinte processo:

$$Massa\ linear_{perfil} = 60\,\frac{k_g}{m}$$

$$Preço\ médio_{\ Perfil} = 3{,}47\,\frac{R\$}{kg}$$

$$Custo_{\ Viga} = 3{,}47\,\frac{R\$}{k_g} * 60\,\frac{k_g}{m} = 208{,}2\,\frac{R\$}{m}$$

$$Preço_{\ stud} = 0{,}93\,\frac{R\$}{uni}$$

$$Custo_{\ stud} = \frac{20uni}{8\,m} = 2{,}5\,\frac{uni}{m} \;\rightarrow\; 0{,}93\,\frac{R\$}{uni} * 2{,}5\,\frac{uni}{m} = 2{,}32\,\frac{R\$}{m}$$

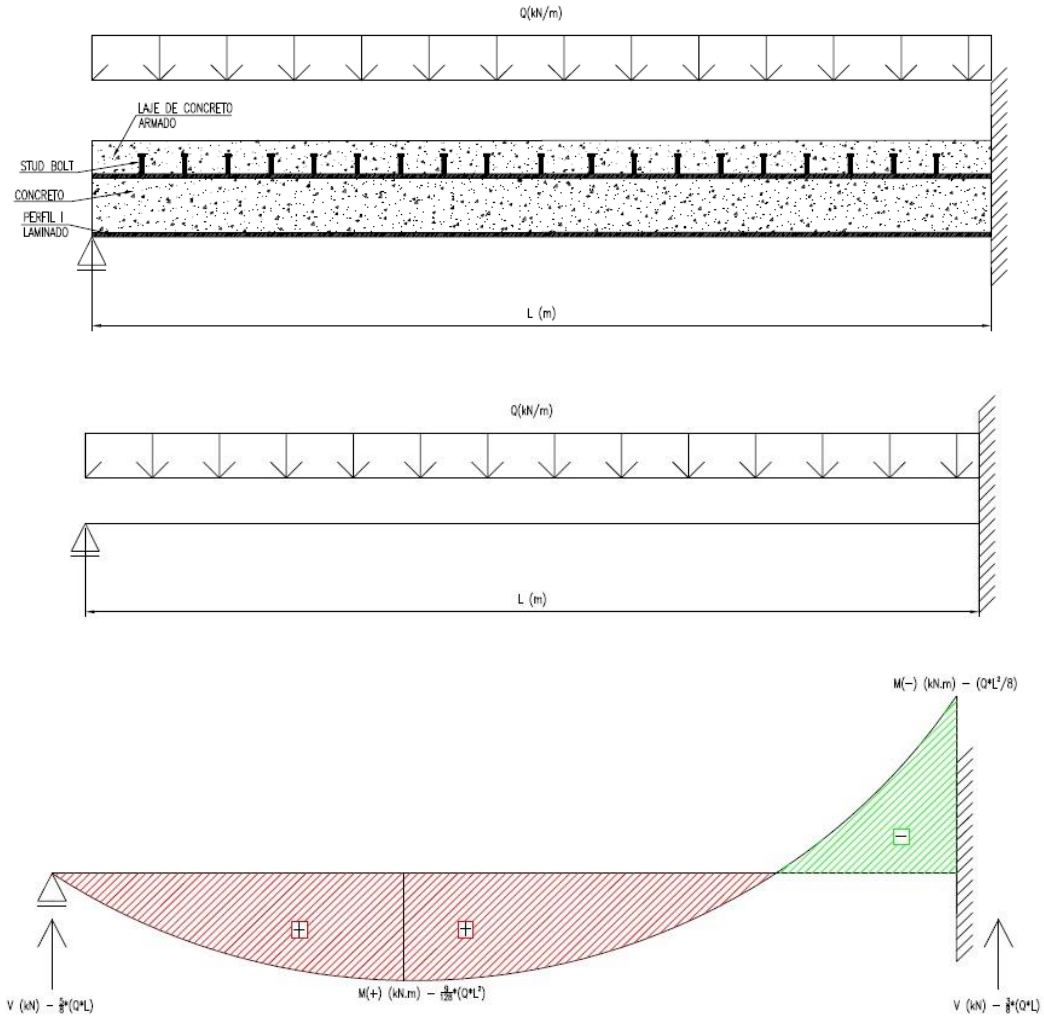
$$Custo\ Total_{\ Viga} = 208{,}2\,\frac{R\$}{m} + 2{,}32\,\frac{R\$}{m} = 210{,}52\ \frac{R\$}{m}$$

7.2 Dimensionamento da viga mista EUROCODE 4 (2004) “Viga B”

Assim como na NBR 8800:2008, vamos realizar um exemplo de dimensionamento para o EUROCODE 4 (2004), e para este processo foi escolhido uma viga mediana, isso é, para os cálculos foi escolhido o vão intermediário (vão = 8 m) dos nossos limites acima citados, o carregamento segue o mesmo principio do vão, de realizar os cálculos com um valor intermediário (q = 35 kN/m), e o apoio também fica no intermediário de nosso limites (apoio engaste e rotula). Devido à planilha de cálculo buscar o perfil com menor área, isso é, menor peso próprio e consequentemente menor custo, vamos adotar neste exemplo o perfil de aço W 460 x 60,0 da Gerdau.

- Dados:
  Perfil W 460 x 60,0 - MR250
  Stud Bolt - $f_u = 450\ MPa$
  - $d = 1{,}9\ cm$
  Concreto - $25\ MPa$
  Carregamento ELU – $q = 35\ \frac{kN}{m}$

- Esquema estático:



Primeiramente deveram ser calculados os esforços solicitantes na viga mista, os esforços foram calculados da seguinte maneira:

- Momento positivo:

$$M_{sd} = \frac{q * l^2}{14{,}22}$$

$$M_{sd} = \frac{35 * 8^2}{14{,}22}$$

$$M_{sd+} = 157{,}5\ kN.m$$

- Momento negativo:

$$M_{sd} = \frac{q * l^2}{8}$$

$$M_{sd} = \frac{35 * 8^2}{8}$$

$$M_{sd-} = 280{,}0\ kN.m$$

- Cortante:

$$V_{sd} = \frac{5 * q * l}{8}$$

$$V_{sd} = \frac{5 * 35 * 8}{8}$$

$$V_{sd} = 175{,}0\ kN$$

- Deslocamento:

$$\delta = \frac{l}{350}$$

$$\delta = \frac{800}{250}$$

$$\delta = 3{,}20\ cm$$

Primeiro passo para o dimensionamento da viga mista segundo a EUROCODE 4 (2004), deve utilizar a equação 34, e como citado, a largura efetiva será calculada através do vão que seria "$\frac{1}{8} * a$".

$$bf = \frac{1}{8} * \left(\frac{4}{5} * 8\right)$$

$$bf = 0{,}8\ m$$

$$bf = 2 * 0{,}8\ m$$

$$bf = 1{,}6\ m$$

Após calcular a largura efetiva foi realizado o cálculo do grau de interação entre a laje de concreto e o perfil de aço, para isso foi utilizada a equação 37:

$$n_i = 1 - \frac{355}{250} * (0{,}75 - 0{,}03 * (0{,}8 * 8) \geq 0{,}40$$

$$n_i = 0{,}208 \geq 0{,}40$$

$$n_i(mín) = 0{,}40$$

O próximo passo do dimensionamento de uma viga mista será o cálculo da força resistente de um conector de cisalhamento, este processo é realizado com as equações 39 e 40, mas vale ressaltar que a força resistente será o menor resultado das duas componentes:

$$P_{Rd} = \frac{0{,}8 * 45{,}0 * (\pi * 0{,}95^2)}{1{,}25}$$

$$P_{Rd} = 81{,}66\ kN$$

$$P_{Rd} = \frac{0{,}29 * 1 * 1{,}9^2 * \frac{\sqrt{25 * 0{,}85 * 5600 * \sqrt{25}}}{10}}{1{,}25}$$

$$P_{Rd} = 64{,}60\ kN$$

Adotando a menor força resistente de um conector:

$$P_{Rd} = 64{,}60\ kN$$

Após o cálculo da resistência de um conector, deve-se partir para o cálculo da força de cisalhamento da viga, este processo utiliza as equações 43 e 44:

$$F_a = 74{,}97 * \frac{25}{1{,}1}$$

$$F_a = 1703{,}86\ kN$$

$$F_c = 0{,}85 * \frac{2{,}5}{1{,}5} * 160 * 15$$

$$F_c = 3400{,}0\ kN$$

Adotando a menor força de cisalhamento:

$$F_{hd} = 1703{,}86\ kN$$

Para obter o número de conectores que compõem a viga deverá utilizar a equação 45:

$$n^{\underline{o}} = \frac{1703{,}86}{64{,}60}$$

$$n^{\underline{o}} = 26{,}37$$

$$n^{\underline{o}} \cong 27$$

Para prosseguir com o cálculo da viga mista deverá ser calculada a posição da linha neutra, para poder prosseguir com o cálculo do momento resistente da viga mista dimensionada pela EUROCODE 4, para o cálculo desta linha neutra devem ser utilizadas as equações 49 ou 50:

$$27 * 64{,}60 \geq \frac{74{,}97 * 25}{1{,}1} - 2 * \left(\frac{15{,}3 * 1{,}33 * 25}{1{,}1}\right)$$

$$1744{,}2\ kN \geq 778{,}91\ kN \rightarrow Ok\ L.N.na\ mesa\ superior$$

Dado que a linha neutra situa-se na mesa superior deverá utilizada a equação 51 para realizar o cálculo do momento fletor resistente:

$$M_{rd} = 1703{,}86 * \left(\frac{45{,}5}{2}\right) + (27 * 64{,}6) * \left(15 + 0 - \left(\frac{(27 * 64{,}6)}{3400} * \frac{15}{2}\right)\right)$$

$$- \frac{\left(1703{,}86 - (27 * 64{,}6)\right)^2}{\left(\frac{15{,}3 * 1{,}33 * 25}{1{,}1}\right)} * \frac{1{,}33}{4}$$

$$M_{rd} = 58177{,}9\ kN.cm \rightarrow 581{,}8\ kN.m$$

Para suportar o momento fletor negativo deve-se utilizar somente o perfil de aço, isso é, somente o perfil de aço irá resistir os momentos negativos solicitantes devido ao fato que o concreto é desprezado quando é solicitado a tração, que é o que ocorre na solicitação negativa.

Para o cálculo do momento resistente negativo foi realizado com os seguintes processos:

- Flambagem da alma

$$\lambda = \frac{h}{tw}$$

$$\lambda = \frac{42{,}84}{0{,}8} = 53{,}55$$

$$\lambda_p = 3{,}76 * \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$\lambda_p = 3{,}76 * \sqrt{\frac{20000}{25}} = 106{,}35$$

$$\lambda = 53{,}55 < \lambda_p = 106{,}35 \rightarrow Alma\ Compacta$$

- Flambagem da mesa

$$\lambda = 0{,}5 * \frac{b_f}{t_f}$$

$$\lambda = 0{,}5 * \frac{15{,}3}{1{,}33} = 5{,}75$$

$$\lambda_p = 3{,}76 * \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$\lambda_p = 0{,}38 * \sqrt{\frac{20000}{25}} = 10{,}75$$

$$\lambda = 5{,}75 < \lambda_p = 10{,}75 \rightarrow Mesa\ Compacta$$

- Momento resistente

$$M_{rd-} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}} = \frac{f_y * z_x}{\gamma_{a1}}$$

$$M_{rd-} = \frac{25 * 1265{,}87}{1{,}1} = 287{,}7\ kN.m$$

Após realizar os cálculos de momentos resistentes, deve-se calcular o esforço cortante da viga, mas vale ressaltar que a viga mista da EUROCODE 4 afirma que para o esforço cortante, deverá ser calculado primeiramente a parcela do cortante proveniente do perfil de aço, e com isso verificar se está parcela atende o esforço cortante solicitante, caso atenda desprezasse o cortante do concreto, caso não atenda, deverá ser calculado a parcela do cortante proveniente do concreto. Para o dimensionamento do cortante da viga mista EUROCODE 4 deve utilizar a equação 53:

$$V_{rd} = (42{,}84 * 0{,}8) * \frac{25}{\sqrt{3}} * \frac{1}{1{,}1}$$

$$V_{rd} = 449{,}70\ kN$$

Por último deverá ser verificado o deslocamento da viga mista da EUROCODE 4 e para calcular o deslocamento será utilizado três passos, o primeiro é o cálculo do deslocamento do perfil de aço isolado, o segundo e o cálculo das inércias efetivas, e por ultimo o cálculo do deslocamento com interação completa, com isso poderá interpolar o valor de seu deslocamento com interação parcial, para o cálculo do deslocamento do perfil de aço isolado deve utilizar a equação 55 para verificar o deslocamento do perfil de aço isolado:

$$q_{ELU} = 35\frac{kN}{m} \rightarrow 0{,}35\frac{kN}{cm}$$

$$q_{ELS} = \frac{0{,}35}{1{,}4} = 0{,}25\frac{kN}{cm}$$

$$\delta = \frac{3 * 0{,}25 * (800)^4}{554 * 20000 * 25097{,}85}$$

$$\delta = 1{,}10\ cm \rightarrow Perfil\ de\ aço\ isolado$$

Após calculado o deslocamento do perfil de aço isolado deve-se calcular o valor da inércia efetiva através das equações 57, 58 e 59:

$$\alpha_e = \frac{20000}{\frac{0{,}85 * 5600 * \sqrt{25}}{10}}$$

$$\alpha_e = 8{,}40 \rightarrow Curta\ duração$$

$$\alpha_e = 3 * 8{,}40 = 25{,}21 \rightarrow Longa\ duração$$

$$I_{tr} = 25097{,}85 + 74{,}97 * (37{,}75 - 16{,}33)^2 + \frac{160 * 16{,}33^3}{3 * 25{,}21}$$

$$I_{tr} = 68707{,}94\ cm^4$$

$$I_{ef} = 25097{,}85 + \sqrt[2]{0{,}4} * (68707{,}94 - 25097{,}85)$$

$$I_{ef} = 52679{,}29\ cm^4$$

Após o cálculo da inércia efetiva deverá ser calculado o deslocamento com interação total, este deslocamento será calculado conforme as equações 60, 61 e 62:

$$\varepsilon_s = 16{,}33 - \frac{15}{2}$$

$$\varepsilon_s = 8{,}83\ cm$$

$$N_s = \left(\frac{\frac{0{,}85 * 5600 * \sqrt{25}}{10}}{3} \right) * 160 * 15 * 0{,}0003250$$

$$N_s = 618{,}8\ kN$$

$$q_{ELU} = 35\frac{kN}{m} \rightarrow 0{,}35\frac{kN}{cm}$$

$$q_{ELS} = \frac{0{,}35}{1{,}4} = 0{,}25\frac{kN}{cm}$$

$$\delta = \frac{618{,}8 * 8{,}33 * (800)^2}{8 * 20000 * \ 52679{,}29}$$

$$\delta = 0{,}415\ cm$$

Deslocamento	Grau de interação
1,10	0%
δ_t: Deslocamento vertical da viga mista	40%
0,415	100%

$$Interpolando \rightarrow \delta_t = 0{,}83\ cm$$

Resultados								
Perfil de Aço	Momento Positivo (kN.m)		Momento Negativo (kN.m)		Cortante (kN)		Deslocamento (cm)	
Adotado	Solicitante	Resistente	Solicitante	Resistente	Solicitante	Resistente	Limite	Real
W 410 x 60,0	157,5	540,79	280	267,77	175	385,35	3,20	0,98
Trocar Perfil	Perfil OK		Trocar Perfil		Perfil OK		Perfil OK	
W 460 x 60,0	157,5	581,78	280	287,70	175	449,7	3,20	0,83
Perfil OK	Perfil OK		Perfil OK		Perfil OK		Perfil OK	

Para o cálculo do peso próprio de material foi realizado o seguinte processo:

$$Massa\ linear_{perfil} = 60\frac{k_g}{m}$$

$$Massa\ _{stud} = 0{,}280\frac{k_g}{uni}$$

$$Massa\ _{stud} = \frac{27uni}{8\ m} = 3{,}37\frac{uni}{m} \ \rightarrow \ 0{,}280\frac{k_g}{uni} * 3{,}37\frac{uni}{m} = 0{,}94\frac{k_g}{m}$$

$$Volume\ _{concreto} = \left((b_f - t_w) * hw\right) * compri$$

$$Volume\ _{concreto} = \frac{((15{,}3\ cm - 0{,}8cm) * 42{,}84cm)}{10000}) * 8m = 0{,}497\ m^3$$

$$Massa\ _{concreto} = 0{,}497\ m^3 * 2500\frac{k_g}{m^3} = 1242{,}36\ k_g \rightarrow \frac{1242{,}36\ k_g}{8\ m} = 155{,}29\ \frac{k_g}{m}$$

$$Massa\ Total\ _{Viga} = 60\frac{k_g}{m} + 0{,}94\frac{k_g}{m} + 155{,}29\ \frac{k_g}{m} = 216{,}2\frac{k_g}{m}$$

Para o cálculo do custo do material foi realizado o seguinte processo:

$$Massa\ linear_{perfil} = 60\frac{k_g}{m}$$

$$Preço\ médio\ _{Perfil} = 3{,}47\frac{R\$}{kg}$$

$$Custo\ _{Viga} = 3{,}47\frac{R\$}{k_g} * 60\frac{k_g}{m} = 208{,}2\frac{R\$}{m}$$

$$Preço\ _{stud} = 0{,}93\frac{R\$}{uni}$$

$$Custo\ _{stud} = \frac{27uni}{8\ m} = 3{,}37\frac{uni}{m}\ \rightarrow\ 0{,}93\frac{R\$}{uni} * 3{,}37\frac{uni}{m} = 3{,}13\frac{R\$}{m}$$

$$Preço\ _{concreto} = 220{,}0\frac{R\$}{m^3} \rightarrow \frac{220{,}0\frac{R\$}{m^3}}{2500\ \frac{k_g}{m^3}} = 0{,}088\frac{R\$}{kg}$$

$$Custo\ _{concreto} = 155{,}29\ \frac{k_g}{m} *\ 0{,}088\frac{R\$}{kg} = 13{,}66\frac{R\$}{m}$$

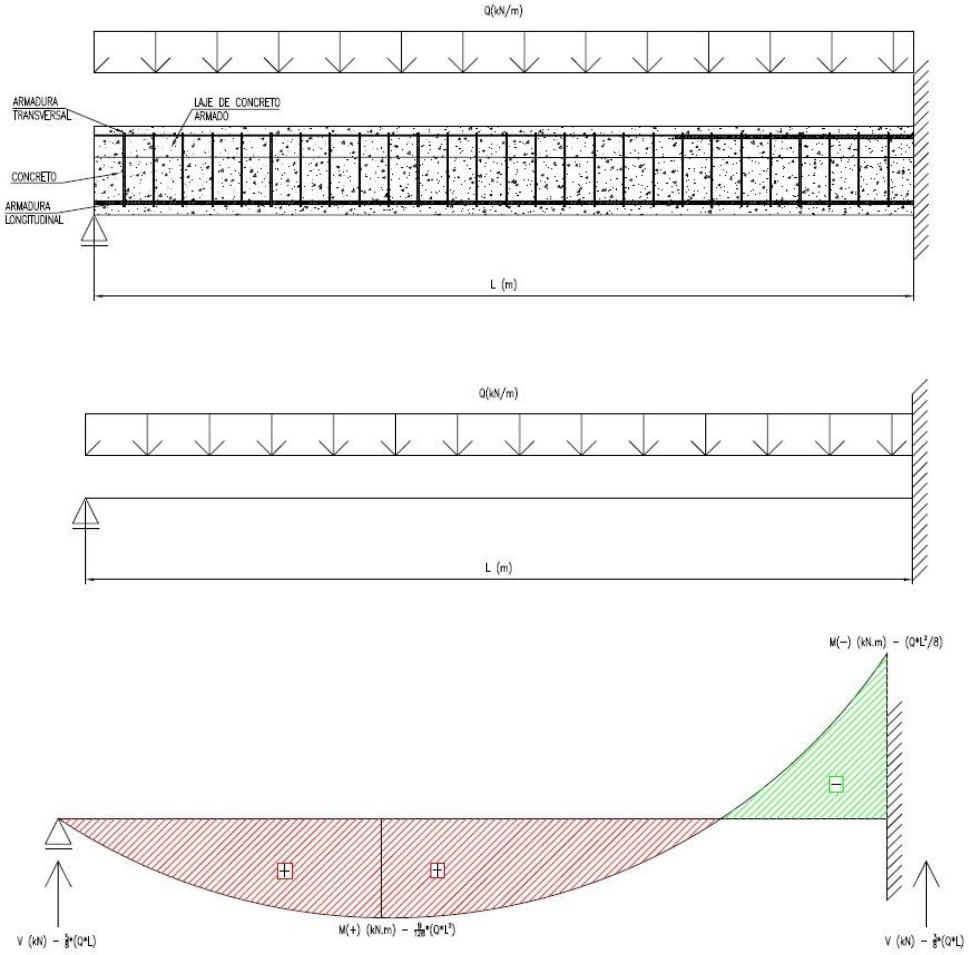
$$Custo\ Total\ _{Viga} = 208{,}2\frac{R\$}{m} + 3{,}13\frac{R\$}{m} + 13{,}66\frac{R\$}{m} = 224{,}99\ \frac{R\$}{m}$$

7.3 Dimensionamento da viga de concreto NBR 6118:2014 “Viga C”

Assim como na NBR 8800:2008 e EUROCODE 4 (2004), vamos realizar um exemplo de dimensionamento para a viga de concreto, e para este processo foi escolhido uma viga mediana, isso é, para os cálculos foi escolhido o vão intermediário (vão = 8 m) dos nossos limites acima citados, o carregamento segue o mesmo principio do vão, de realizar os cálculos com um valor intermediário (q = 35 kN/m), e o apoio também fica no intermediário de nosso limites (apoio engaste e rotula). Devido à planilha de cálculo buscar a menor altura de viga com o melhor aproveitamento da armadura no domínio 2 e 3, vamos realizar os cálculos com os seguintes dados:

- Dados:
  Altura da viga $85\ cm$
  Base da viga $20\ cm$
  Concreto - $25\ MPa$
  Armadura CA-50
  Carregamento ELU – $q = 35\,\frac{kN}{m}$

- Esquema estático:



Primeiramente deveram ser calculados os esforços solicitantes na viga de concreto, os esforços foram calculados da seguinte maneira:

- Momento positivo:

$$M_{sd} = \frac{q * l^2}{14{,}22}$$

$$M_{sd} = \frac{35 * 8^2}{14{,}22}$$

$$M_{sd+} = 157{,}5\ kN.m$$

- Momento negativo:

$$M_{sd} = \frac{q * l^2}{8}$$

$$M_{sd} = \frac{35 * 8^2}{8}$$

$$M_{sd-} = 280{,}0\ kN.m$$

- Cortante:

$$V_{sd} = \frac{5 * q * l}{8}$$

$$V_{sd} = \frac{5 * 35 * 8}{8}$$

$$V_{sd} = 175{,}0\ kN$$

- Deslocamento:

$$\delta = \frac{l}{350}$$

$$\delta = \frac{800}{250}$$

$$\delta = 3{,}20\ cm$$

Segundo passo para o dimensionamento do concreto é calcular a largura efetiva e para este caso utilizamos as equações 64, 67 e 68:

$$\mathrm{a} = 0{,}75 * 800$$

$$\mathrm{a} = 600\ \mathrm{cm}$$

$$b1 = 0{,}1 * 600$$

$$b1 = 60\ cm$$

$$bf = 20 + (2 * 60)$$

$$bf = 140\ cm$$

Devido ao espraiamento de tensões foi utilizada uma largura efetiva com relação à altura da viga, está relação foi estabelecida a partir de informações de calculistas de estruturas de concreto:

$$bf = 1{,}2 * h$$

$$bf = 1{,}2 * 85 = 102\ cm \leq 140 \rightarrow Ok!$$

Após calcular a largura efetiva deverá ser verificado o posicionamento da linha neutra, isso é, o modelo de cálculo do momento resistente altera de acordo com o posicionamento da linha neutra. Neste problema obtemos duas linhas neutras uma para a seção de momentos positivos e outra para a seção de momentos negativos, isso resulta em duas análises distintas. Entretanto vale destacar que como a viga tem uma seção geométrica continua uma linha neutra vai acabar influenciando no dimensionamento da seção como um todo, isso é, mesmo que a linha neutra no momento positivo esteja com folga, se a linha neutra do momento negativo estiver no limite ela vai acabar sendo um limitante para a viga como um todo, devido ao fato de ter que respeitar o domínio 2 para do a seção de toda a viga:

- Linha neutra positiva:

$$x = 1{,}25 * d * \left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{M_{sd}}{0{,}425 * b * d^2 * f_{cd}}\right)}\right)$$

$$x = 1{,}25 * (0{,}85 * 85) * \left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{15750}{0{,}425 * 102 * (0{,}85 * 85)^2 * \frac{2{,}5}{1{,}4}}\right)}\right)$$

$$x = 1{,}78\ cm$$

Para linha neutra na mesa da viga :

$$0{,}8 * x \leq h$$

$$0{,}8 * 1{,}78\ cm \leq 15\ cm$$

$$1{,}42\ cm \leq 15\ cm \rightarrow Ok$$

Verificação:

$$Dominio\ 2 \rightarrow x \leq 0{,}259 * d$$

$$1{,}42\ cm \leq 0{,}259 * (0{,}85 * 85)$$

$$1{,}42\ cm \leq 18{,}71\ cm \rightarrow Ok$$

- Linha neutra negativa:

$$x = 1{,}25 * d * \left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{M_{sd}}{0{,}425 * b * d^2 * f_{cd}}\right)}\right)$$

$$x = 1{,}25 * (0{,}85 * 85) * \left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{28000}{0{,}425 * 20 * (0{,}85 * 85)^2 * \frac{2{,}5}{1{,}4}}\right)}\right)$$

$$x = 17{,}69\ cm$$

Verificação:

$$Dominio\ 2 \rightarrow x \leq 0{,}259 * d$$

$$17{,}69\ cm \leq 0{,}259 * (0{,}85 * 85)$$

$$17{,}69\ cm \leq 18{,}71\ cm \rightarrow Ok$$

Após calcular a posição da linha neutra deverá ser calculada a área de aço para suportar os momentos, para calcular as armaduras foram utilizadas as equações 78, 79 e 80:

- Momento positivo:

$$As = \frac{M_{sd}}{f_{yd} * (d - 0{,}4 * x)}$$

$$As = \frac{15750}{\frac{50}{1{,}15} * ((0{,}85 * 85) - 0{,}4 * 1{,}42)}$$

$$As = 5{,}053\ cm^2$$

- Momento negativo:

$$As' = \frac{M_{sd}}{f_{yd} * (d - 0{,}4 * x)}$$

$$As' = \frac{28000}{\frac{50}{1{,}15} * ((0{,}85 * 85) - 0{,}4 * 17{,}69)}$$

$$As' = 9{,}88\ cm^2$$

- Armadura mínima

$$As, mín = \left\{ \begin{array}{c} (0{,}24 * \frac{\frac{2{,}5}{1{,}4}}{\frac{50}{1{,}15}}) \\ ou \\ 0{,}0015 * 20 * 85 \end{array} \right\}$$

$$As, mín = \left\{ \begin{array}{c} 0{,}00985\ cm^2 \\ ou \\ 2{,}55\ cm^2 \end{array} \right\} \rightarrow Ok$$

- Armadura máxima

$$As, máx = 0{,}04 * 20 * 85$$

$$As, máx = 68\ cm^2 \rightarrow Ok$$

Após o cálculo das armaduras necessárias para suportar os momentos solicitantes são calculados os cortantes, devido se obter dois modelos de calcular a cortante, definimos utilizar o modelo I que é um modelo mais simplificado, mas vale ressaltar que este modelo acaba atuando a favor da segurança da estrutura.

Primeiro passo realizado foi à verificação das bielas de compressão que foi calculada com a equação 82 e 83:

$$\alpha v2 = \left(1 - \frac{25}{250}\right)$$

$$\alpha v2 = 0{,}9$$

$$\mathrm{Vsd} \leq \mathrm{Vrd2} = 0{,}27 * 0{,}9 * \frac{2{,}5}{1{,}4} * 20 * (0{,}85 * 85)$$

$$175\ \mathrm{kN} \leq 627{,}03\ \mathrm{kN} \rightarrow \mathrm{Ok}$$

Após o cálculo da biela de compressão foi utilizada a equação 86 e 87 para verificar a parcela proviniente do concreto no esforço cortante:

$$Fctd = 0{,}15 * 25^{2/3}$$

$$Fctd = 0{,}1282 \frac{kN}{cm^2}$$

$$Vc = 0{,}6 * 0{,}1282 * 20 * (0{,}85 * 85)$$

$$Vc = 111{,}19\ kN$$

Após a parcela da cortante do concreto devemos calcular a parcelo do aço, está parcela foi calculado com a esquação 85:

$$Vsw = 175 - 111{,}19$$

$$Vsw = 63{,}81\ kN$$

Com os valores de cada parcela podemos obter os valores da quantidade de aço na armadura transversal, essa área de aço foi calculada com a equação 88:

$$63{,}81 = \left(\frac{As}{100}\right) * 0{,}9 * (0{,}85 * 85) * 43{,}5$$

$$As = 2{,}256 \frac{cm^2}{m}$$

Após os cortantes calcula-se o deslocamento (flecha) da viga de concreto, este deslocamento primeiro deve ser verificado se a estrutura deve ser calculada através do estádio I ou II, para definir em qual estádio a viga se encontra deve utilizar a equação 93 e 94:

$$M_r = \frac{1{,}2 * 0{,}3 * 25^{\frac{2}{3}} * (\frac{20 * 85^3}{12})}{\frac{85}{2}}$$

$$M_r = 74{,}13\ kN.m$$

$$M_r = 74{,}13\ kN.m \leq M_{sd+ELS} = 112{,}5\ kN.m \rightarrow Estádio\ II$$

Devido cair no estádio II, deve ser verificado o novo momento de inércia devido à fissuração do concreto, este momento de inércia deve ser calculado com as equações 101 à 107:

$$\alpha_e = \frac{21000}{\frac{0{,}85 * 5600 * \sqrt{25}}{10}}$$

$$\alpha_e = 8{,}82$$

$$a_1 = \frac{20}{2}$$

$$a_1 = 10\ cm$$

$$a_2 = 0 + 8{,}82 * 5{,}05$$

$$a_2 = 44{,}59\ cm^2$$

$$a3 = 0 - (0{,}85 * 85) * 8{,}82 * 5{,}05$$

$$a3 = -3221{,}69\ cm^3$$

$$x_2 = \frac{-44{,}59 \pm \sqrt{44{,}59^2 - 4 * 10 * -3221{,}69}}{2 * 10}$$

$$x_2 = 15{,}86\ cm$$

$$I_2 = \frac{20 * 15{,}86^3}{3} + 8{,}82 * 5{,}05 * (15{,}86 - (0{,}85 * 85))^2 + 0$$

$$I_2 = 168387{,}46\ cm^4$$

$$I_{eq} = \left(\frac{74{,}13}{112{,}5}\right)^3 * \left(\frac{20 * 85^3}{12}\right) + \left[1 - \left(\frac{74{,}13}{112{,}5}\right)^3\right] * 168387{,}46 \leq I_c$$

$$I_{eq} = 413025{,}6\ cm^4 \leq I_c = 1023541{,}7\ cm^4 \rightarrow Ok$$

Após calcular a inércia efetiva da seção fissurada é calculado o deslocamento da viga de concreto e este deslocamento é feito pelas equações 96, 108, 109 e 110:

$$a_i = \frac{1}{185} * \frac{0{,}25 * 800^4}{\frac{0{,}85 * 5600 * \sqrt{25}}{10} * \frac{20 * 85^3}{12}}$$

$$a_i = 0{,}056\ cm$$

$$a_{i2} = 0{,}056 * \frac{1023541{,}7}{413025{,}6}$$

$$a_{i2} = 0{,}1388\ cm$$

$$a_f = 2 * 0{,}1388$$

$$a_f = 0{,}278\ cm$$

$$a_t = 0{,}278 + 0{,}139$$

$$a_t = 0{,}42\ cm$$

Resultados										
Altura da viga (cm)	Momento Positivo (kN.m)		Momento Negativo (kN.m)		Cortante (kN)		Deslocamento (cm)		Domínio 2/3 Posição LN (cm)	
Adotada	Solicitante	Resistente	Solicitante	Resistente	Solicitante	Resistente	Limite	Real	Limite	Real
80	157,5	545,98	280	267,77	175	427,35	2,29	0,61	17,61	19,10
Aumentar altura	Perfil OK		Perfil OK		Perfil OK		Perfil OK		Aumentar altura	
85	157,5	1503,7	280	507,09	175	627,03	3,20	0,42	18,71	17,69
Perfil OK	Perfil OK		Perfil OK		Perfil OK		Perfil OK		Perfil OK	

Para o cálculo do peso próprio foi realizado o seguinte processo:

$$Decalagem = 0{,}85 * h$$

$$Decalagem = 0{,}85 * 85cm = 72{,}25cm \rightarrow 0{,}7225m$$

$$Volume_{\ aço\ (positivo)} = \left((800cm * 0{,}75) + 72{,}25cm\right) * 5{,}05\ cm^2$$

$$Volume_{\ aço\ (positivo)} = 3394{,}86cm^3 \rightarrow 0{,}003394\ m^3$$

$$Massa_{\ aço\ (positivo)} = 0{,}003394m^3 * 7850\frac{kg}{m^3} = 26{,}65kg$$

$$Massa_{\ aço\ (positivo)} = \frac{26{,}65kg}{\left((8m * 0{,}75) + 0{,}7225m\right)} = 3{,}96\frac{kg}{m}$$

$$Volume_{\ aço\ (negtivo)} = \left((800cm * 0{,}25) + 72{,}25cm\right) * 9{,}88\ cm^2$$

$$Volume_{\ aço\ (positivo)} = 2689{,}83cm^3 \rightarrow 0{,}002690\ m^3$$

$$Massa_{\ aço\ (positivo)} = 0{,}002690m^3 * 7850\frac{kg}{m^3} = 21{,}12kg$$

$$Massa_{\ aço\ (positivo)} = \frac{21{,}12kg}{\left((8m * 0{,}25) + 0{,}7225m\right)} = 7{,}76\frac{kg}{m}$$

$$Massa_{\ aço\ (transversal\ \emptyset 5mm)} = \frac{1140\ cm}{100\ cm} * 0{,}154\frac{kg}{m} = 1{,}76\frac{k_g}{m}$$

$$Volume_{\ concreto} = (bw * hw) * comprimento$$

$$Volume_{\ concreto} = (20cm * (85cm - 15cm)) * 800cm = 1120000cm^3 \rightarrow 1{,}12m^3$$

$$Massa_{\ concreto} = 1{,}12m^3 * 2500\ \frac{k_g}{m^3} = 2800\ k_g \rightarrow\ \frac{2800\ k_g}{8\ m} = 350{,}0\frac{k_g}{m}$$

$$Massa\ Total_{\ Viga} = 3{,}96\frac{k_g}{m} + 7{,}76\frac{k_g}{m} + 1{,}76\ \frac{k_g}{m} + 350\frac{k_g}{m} = 363{,}48\frac{k_g}{m}$$

Para o cálculo do custo do material foi realizado o seguinte processo:

$$Massa\ linear_{aço} = 13{,}48\frac{k_g}{m}$$

$$Preço\ médio_{\ Perfil} = 5{,}18\frac{R\$}{kg}$$

$$Custo_{\ Viga} = 5{,}18\frac{R\$}{k_g} * 13{,}48\frac{k_g}{m} = 69{,}83\frac{R\$}{m}$$

$$Preço_{\ concreto} = 220{,}0\frac{R\$}{m^3} \rightarrow \frac{220{,}0\frac{R\$}{m^3}}{2500\ \frac{k_g}{m^3}} = 0{,}088\frac{R\$}{kg}$$

$$Custo_{\ concreto} = 350{,}0\ \frac{k_g}{m} *\ 0{,}088\frac{R\$}{kg} = 30{,}8\frac{R\$}{m}$$

$$Custo\ Total_{\ Viga} = 69{,}83\frac{R\$}{m} + 30{,}8\frac{R\$}{m} = 100{,}63\ \frac{R\$}{m}$$