

3

Procedimento para projeto de ligações do tipo PR-CC

3.1.

Considerações Iniciais

Neste capítulo, o procedimento de projeto para ligações semirrígidas mistas do tipo PR-CC, de acordo com o método proposto pelo AISC no Manual intitulado *Partially Restrained Composite Connections* e elaborado por Leon et al. em 1996 será detalhado. Como parâmetro foi prevista uma planta baixa de um pavimento de edificação de múltiplos andares, com cargas solicitantes especificadas. A ligação encontrada para tais solicitações foi utilizada para os testes experimentais, descritos no Capítulo 4.

São propostos dois procedimentos de projeto no por Leon et al. (1996) um para estruturas contraventadas (*braced frames*) e outro para estruturas não contraventadas (*unbraced frames*).

Segundo Leon et al. (1996) este procedimento de projeto é dividido em duas etapas de análise: elástica para o carregamento de serviço e plástica para a resistência última. Estas etapas são assim definidas por causa do comportamento $M-\theta$ das ligações com PR-CCs. Para cargas de serviço, as ligações são aproximadas para molas elásticas lineares e para carga última a análise plástica é utilizada devido a sua simplicidade.

A planta baixa do projeto de estudo é mostrada na Figura 3.1. Serão estudadas as vigas intermediárias: vigas mistas de 10 metros de comprimento e espaçadas entre si de 3 metros. A laje do tipo “*Steel Deck*” está apoiada nestas vigas.

A viga terá ligação simples na extremidade e ligação intermediária semirrígida. Para este estudo, só serão dimensionadas as vigas longitudinais intermediárias.

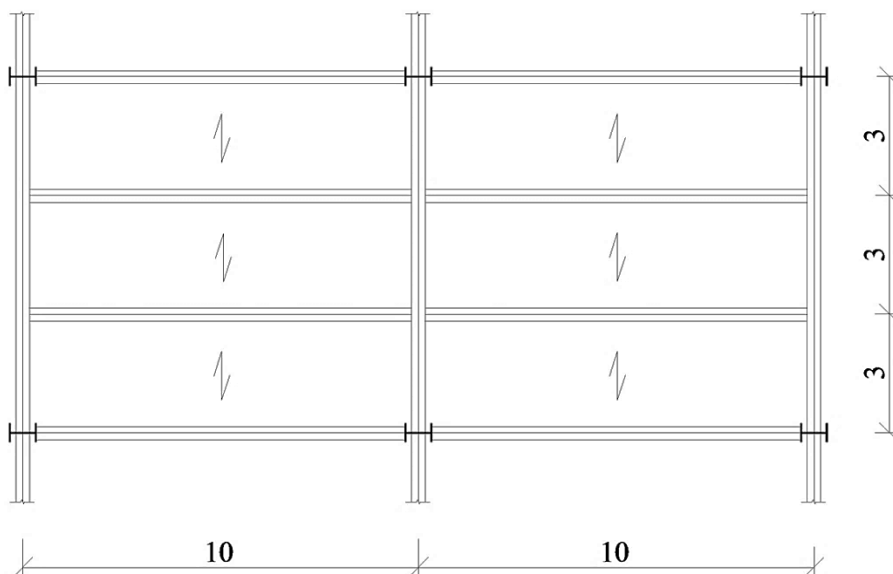


Figura 3.1 - Planta baixa de estudo

A viga mista, com perfil de aço W360x32.9, escolhida para as verificações é mostrada na Figura 3.2. No item 3.2.1 é mostrado como este perfil foi escolhido inicialmente.

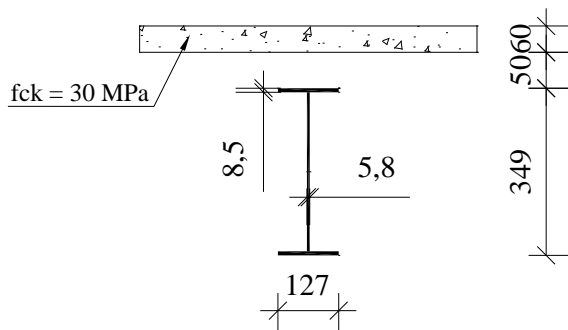


Figura 3.2 - Viga mista escolhida para o projeto

A “Steel Deck” utilizada é do tipo MF-50 e é apresentada na Figura 3.3.

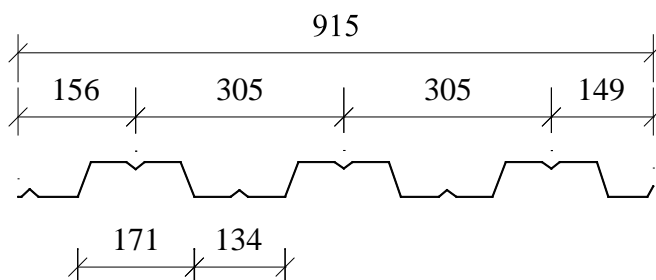


Figura 3.3 - Detalhes da Steel Deck

Um resumo do passo a passo do procedimento de projeto da ligação, proposto por Leon et al. (1996), é apresentado na Figura 3.4.

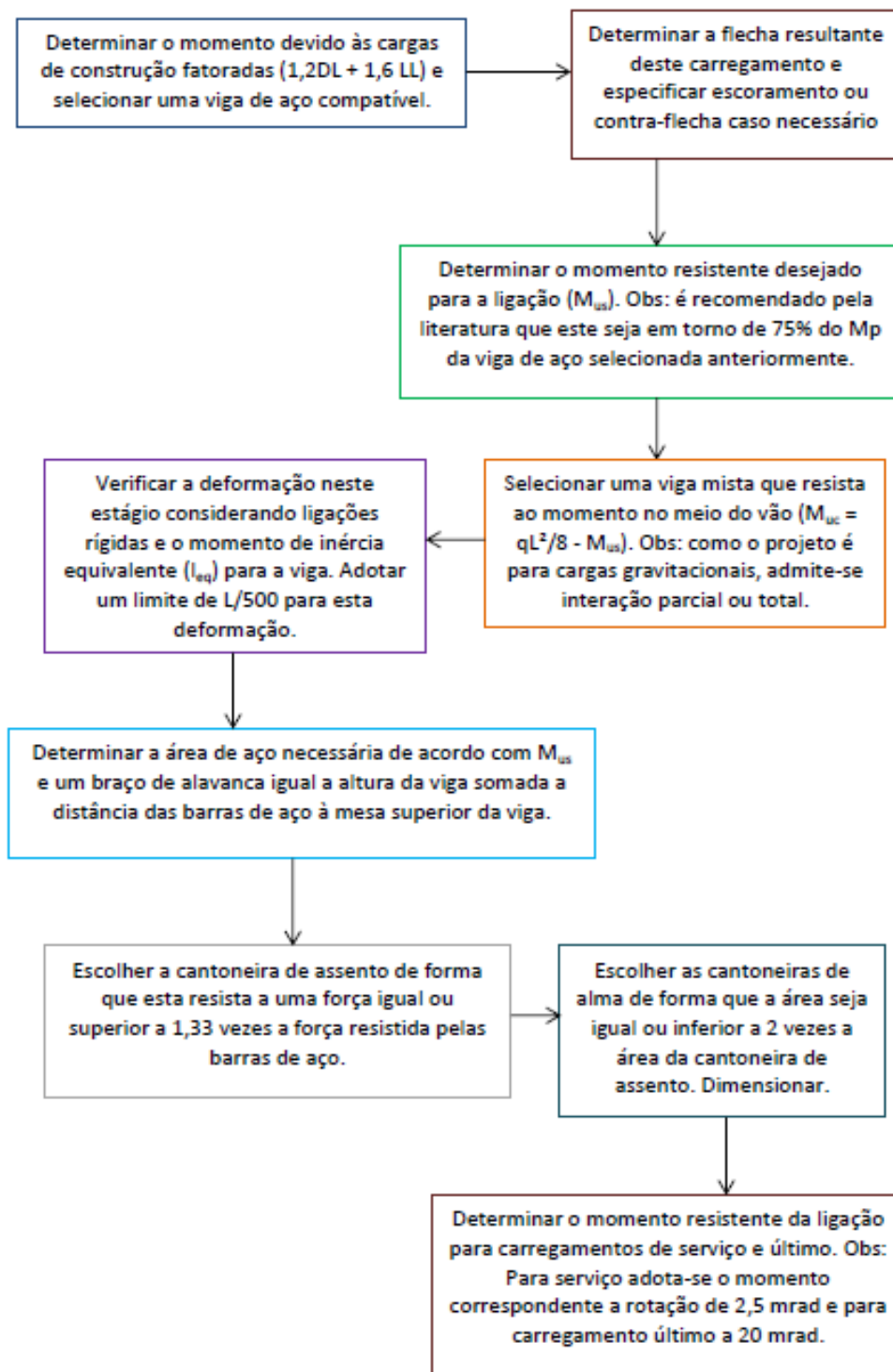


Figura 3.4 - Passo a passo de projeto utilizando-se o procedimento proposto por Leon et al. (1996)

3.2. Dados de projeto

3.2.1. Escolha inicial do perfil de aço da viga

Para determinar-se o perfil da viga de aço fez-se um estudo paramétrico. Para isto, considerou-se a distribuição de momentos fletores proposta pela literatura, ou seja, o momento fletor negativo na ligação deve ser de aproximadamente 75% do momento de plastificação da viga de aço e encontrou-se a carga distribuída solicitante que proporcionaria tal distribuição de momentos.

A Tabela 3.1 apresenta os valores das cargas (q), obtidas como descrito acima, para uma série de perfis.

Tabela 3.1 - Estudo paramétrico: carga "q" encontrada através de uma distribuição de momentos fixa

| Perfil | d | Z _x | Massa linear | M _p | M _{v.m.} | M _{lig desej.} | L | q |
|--------------|-----|-----------------|--------------|----------------|-------------------|-------------------------|----|-------|
| - | mm | mm ³ | kg/m | kN.m | kN.m | kN.m | m | kN/m |
| W 250 x 17,9 | 251 | 211000 | 17,9 | 61,88 | 123,75 | 46,41 | 10 | 11,76 |
| W 250 x 22,3 | 254 | 267700 | 22,3 | 78,50 | 157,01 | 58,88 | 10 | 14,92 |
| W 250 x 25,3 | 257 | 311100 | 25,3 | 91,23 | 182,46 | 68,42 | 10 | 17,33 |
| W 250 x 28,4 | 260 | 357300 | 28,4 | 104,78 | 209,56 | 78,58 | 10 | 19,91 |
| W 250 x 32,7 | 258 | 428500 | 32,7 | 125,66 | 251,32 | 94,24 | 10 | 23,87 |
| W 250 x 38,5 | 262 | 517800 | 38,5 | 151,84 | 303,69 | 113,88 | 10 | 28,85 |
| W 310 x 21 | 303 | 291900 | 21 | 85,60 | 171,20 | 64,20 | 10 | 16,26 |
| W 310 x 23,8 | 305 | 333200 | 23,8 | 97,71 | 195,42 | 73,28 | 10 | 18,57 |
| W 310 x 28,3 | 309 | 412000 | 28,3 | 120,82 | 241,64 | 90,61 | 10 | 22,96 |
| W 310 x 32,7 | 313 | 485300 | 32,7 | 142,31 | 284,63 | 106,74 | 10 | 27,04 |
| W 310 x 38,7 | 310 | 615400 | 38,7 | 180,47 | 360,93 | 135,35 | 10 | 34,29 |
| W 360 x 32,9 | 349 | 547600 | 32,9 | 160,58 | 321,17 | 120,44 | 10 | 30,51 |
| W 360 x 39 | 353 | 667700 | 39 | 195,80 | 391,61 | 146,85 | 10 | 37,20 |
| W 360 x 44 | 352 | 784300 | 44 | 230,00 | 459,99 | 172,50 | 10 | 43,70 |
| W 410 x 38,8 | 399 | 736800 | 38,8 | 216,07 | 432,13 | 162,05 | 10 | 41,05 |
| W 410 x 46,1 | 403 | 891100 | 46,1 | 261,32 | 522,63 | 195,99 | 10 | 49,65 |
| W 410 x 53 | 403 | 1052200 | 53 | 308,56 | 617,12 | 231,42 | 10 | 58,63 |
| W 410 x 53 | 403 | 1052200 | 53 | 308,56 | 617,12 | 231,42 | 10 | 58,63 |

M_p momento de plastificação da viga;

M_{v.m.} corresponde ao momento resistente da viga mista, foi considerado igual a 1,8 M_p;

Percebe-se que o vão utilizado foi igual a 10 metros.

Através da Tabela 3.1 foi plotado o gráfico apresentado na Figura 3.5. Este gráfico apresenta a carga dita “ideal”, no sentido de proporcionar a melhor distribuição de momentos, para uma série de perfis.

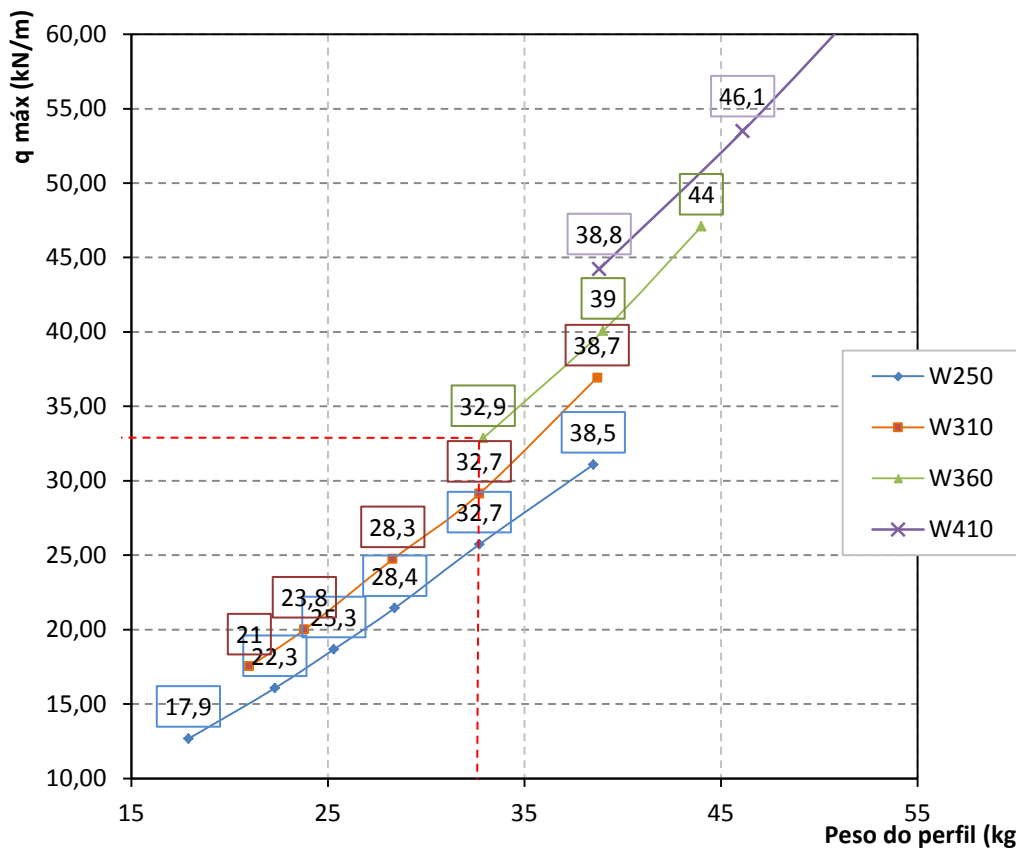


Figura 3.5 - Carga "ideal" para uma viga de comprimento igual a 10 metros

3.2.2. Características da laje

A laje utilizada foi do tipo “Steel Deck” com altura total (H_{Laje}) de 110 mm, “cover slab” (d_{lf}) igual a 60 mm e resistência característica do concreto (f_{ck}) igual a 30 MPa.

A distância entre o topo do perfil de aço e o centroide do concreto em compressão da laje (a) é chamada de $Y2$. Assim, simplificada, $Y2$ é definido pela Equação 3.1.

$$Y2 = hf + \frac{a}{2} \tag{3.1}$$

A distância entre o topo do perfil de aço e o centroide do vergalhão na laje é chamada de $Y3$, conforme Figura 3.6.

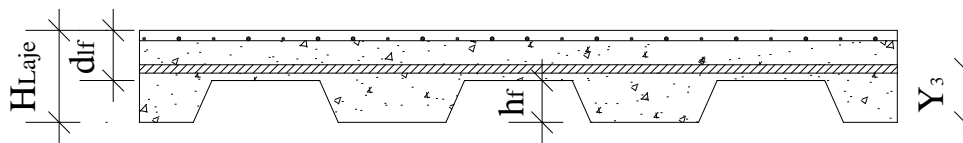


Figura 3.6 - Detalhes da laje tipo *Steel Deck*

Chamando-se a distância entre o topo da laje e o centroide da barra de aço de “ d_1 ”, Y_3 é calculado pela Equação 3.2.

$$Y_3 = h_{Laje} - d_1 \quad (3.2)$$

As características da laje utilizada são apresentadas na Tabela 3.2.

Tabela 3.2 - Características da Laje utilizada

| H_{Laje} (mm) | d_{1f} (mm) | h_f (mm) | Y_3 (mm) | b_{ef} (mm) |
|-----------------|---------------|------------|------------|---------------|
| 110 | 60 | 50 | 75 | 1250 |

A largura efetiva da laje (b_{ef}) foi calculada de acordo com o item 2.4.2.

3.2.3. Cargas previstas

As cargas previstas para o projeto são:

- Carga permanente (g): 4 kN/m²
- Carga variável (Q): 3 kN/m²
- Carga distribuída permanente atuante na viga (g): 12 kN/m
- Carga distribuída variável atuante na viga (Q): 9 kN/m
- Carga distribuída permanente fatorada atuante na viga (g_d), com $\gamma_g = 1,3$: 15,6 kN/m
- Carga distribuída variável fatorada atuante na viga (Q_d), com $\gamma_d = 1,5$: 13,5 kN/m

3.2.4. Solicitações de projeto

3.2.4.1. Momento fletor antes da cura (M_a)

O momento fletor antes da cura é devido ao peso próprio da laje somado ao peso próprio da viga e ainda a eventuais cargas de construção. Antes da cura não há a contribuição do concreto ainda, ou seja, a viga de aço resiste sozinha às cargas e o momento solicitante é calculado pela Equação 3.3.

$$M_a = \frac{qL^2}{8} \quad (3.3)$$

$$M_a = 61,26 \text{ kN.m}$$

3.2.4.2. Momento fletor depois da cura (M_d)

O Momento fletor depois da cura é aquele correspondente às ações fatoradas totais ($g_d + Q_d$).

$$M_d = \frac{(g_d + Q_d)L^2}{8} \quad (3.4)$$

$$M_d = 363,75 \text{ kN.m}$$

3.3. Verificações de resistência e rigidez

3.3.1. Escolha inicial do perfil

Como inicialmente somente a viga de aço resiste às cargas atuantes, o momento de plastificação da viga ($\phi M_p = 0,90.Z_x.f_y$) deve ser maior que o momento fletor solicitante antes da cura.

Para o perfil W360x32.9, selecionado de acordo com o gráfico da Figura 3.5 para a combinação de cargas apresentada no item 3.23, com tensão de escoamento (f_y) igual a 345 MPa e módulo de resistência plástico (Z_x) igual a 547,6 cm³, o momento resistente plástico é:

$$\phi M_p = 170,03 \text{ kN.m} > M_a$$

3.3.2. Deslocamento inicial

O deslocamento admissível para vigas de piso (para $\delta_{adm} = L/360$) é igual a 27,78 mm.

O deslocamento inicial (δ), sabendo-se que a viga inicialmente comporta-se praticamente como biapoiada, é calculado pela Equação 3.5.

$$\delta = \frac{5}{384} \frac{qL^4}{EI} \quad (3.5)$$

Onde “q” corresponde à soma das cargas devidas ao peso próprio do perfil, peso próprio da laje e cargas de construção.

Para a viga mista de estudo, o deslocamento correspondente às cargas iniciais é $\delta = 29,39$ mm.

Seria cabível, então, uma contra flecha de 30 mm.

3.3.3. Momento resistente da viga mista

As equações para o cálculo do momento fletor resistente da viga em regiões de momento positivo, são apresentadas neste item.

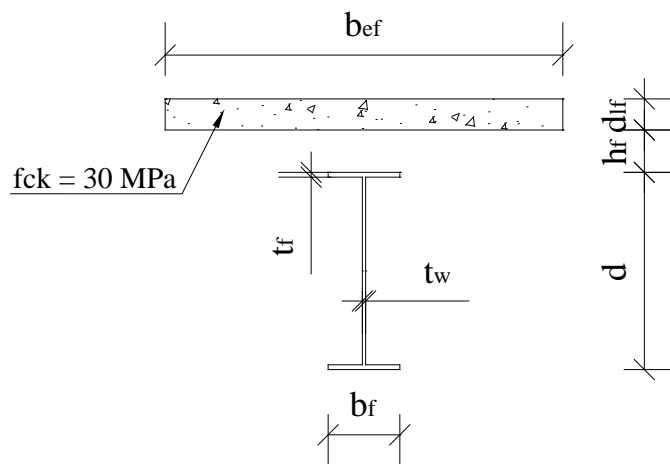


Figura 3.7 - Representação das dimensões na viga mista

Força de compressão na laje de concreto (Cr'):

$$Cr' = \Sigma Q_n = \phi \cdot A_s \cdot f_y$$

onde:

φ : grau de interação entre a laje de concreto e o perfil de aço.

Altura de concreto em compressão (a):

$$a = \frac{\varphi \cdot A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot 0,65 \cdot b_{ef} \cdot f_{ck}} \quad (3.6)$$

A força de compressão no perfil de aço (Cr) é definida pela Equação 3.7.

$$Cr = \frac{(0,9 \cdot A \cdot f_y - Cr')}{2} \quad (3.7)$$

A força resistente da mesa de aço (F_{rm}) é calculada de acordo com a Equação 3.8

$$F_{rm} = 0,9 \cdot b_f \cdot t_f \cdot f_y \quad (3.8)$$

Altura do perfil de aço em compressão (t_{fc}):

$$t_{fc} = \frac{Cr}{Mesa} \cdot t_f \quad (3.9)$$

Centroide do perfil de aço (\bar{Y}):

$$\bar{Y} = \frac{A_s \cdot \frac{d}{2} - t_f \cdot b_f \cdot \left(d - \frac{t_f}{2}\right) - (t_{fc} - t_f) \cdot t_w \cdot \left(d - t_f - \frac{t_{fc} - t_f}{2}\right)}{A - b_f \cdot t_f - (t_{fc} - t_f) \cdot t_w} \quad (3.10)$$

Centroide da parte do perfil de aço em compressão (centr.):

$$centr. = \frac{b_f \cdot t_f \cdot \frac{t_f}{2} + (t_{fc} - t_f) \cdot t_w \cdot \left[t_f + \frac{t_{fc} - t_f}{2} \right]}{t_f \cdot b_f + (t_{fc} - t_f) \cdot t_w} \quad (3.11)$$

Braço de alavanca para o aço (e):

$$e = d - \bar{Y} - centr. \quad (3.12)$$

Braço de alavanca para o concreto (e'):

$$e' = d - \bar{Y} + h_{Laje} - \frac{a}{2} \quad (3.13)$$

Momento fletor resistente da viga mista (ϕM_n):

$$\phi M_n = Cr' \cdot e' + Cr \cdot e \quad (3.14)$$

3.3.3.1. Necessidade de PR-CC quanto à resistência

Para verificar se há necessidade do uso de PR-CC, no que se refere à resistência, segundo Leon et al. (1996), é preciso comparar o momento fletor resistente com o solicitante. Se:

- $\phi M_{n,PNA7} \geq M_d$: PR-CCs não são necessários para a resistência;
- $\phi M_{n,PNA7} < M_d$: PR-CCs podem ser utilizados;
- $\phi M_{n,PNA1} \leq M_d$: PR-CCs são necessários para a resistência ou é preciso aumentar a viga de aço.

Para adequar-se a este critério, é preciso entender a classificação do Manual LRFD quanto às posições da linha neutra plástica (PNA – *plastic neutral axis*). Por exemplo, PNA7 é a nomenclatura dada quando o grau de interação é de 25% e PNA1 de 100%.

Assim, os cálculos de $\phi M_{n,PNA7}$ e $\phi M_{n,PNA1}$ para o presente estudo estão mostrados na Tabela 3.3.

Tabela 3.3 - Cálculo do momento resistente variando-se o grau de interação

| - | $\phi = 25\% - \text{PNA7}$ | $\phi = 100\% - \text{PNA 1}$ |
|------------------------------------|-----------------------------|-------------------------------|
| $\Sigma Q_n = Cr'$ (kN) | 363,11 | 1452,45 |
| a (mm) | 17,53 | 70,10 |
| Cr (kN) | 472,05 | - |
| Frm (kN) | 335,18 | 0 |
| tfc (mm) | 11,97 | 0 |
| \bar{Y} (mm) | 114,35 | 174,5 |
| e (mm) | 230,29 | 0 |
| centr. (mm) | 4,36 | 4,25 |
| e' (mm) | 335,89 | 249,45 |
| ϕMn (kN.m) | 230,67 | 326,08 |
| Y_2 (mm) | 101,24 | 74,95 |
| Y_2 (in) | 3,99 | 2,95 |

No caso, $M_d > M_{n,PNA1}$.

3.3.4. Condições de serviço (rigidez)

3.3.4.1. Momento de inércia para o mínimo de interação ($I_{LB,PNA7}$)

O momento de inércia para uma interação aço-concreto de 25% é calculado através da Equação 3.15.

$$I_{LB,PNA7} = I_x + A_s \left(Y_{ENA} - \frac{d}{2} \right)^2 + \left(\frac{\Sigma Q_n}{f_y} \right) (d + Y_2 - Y_{ENA})^2 \quad (3.15)$$

onde:

ΣQ_n : força de compressão na laje para 25% de interação;

Y_{ENA} : distância entre a mesa inferior da viga e o eixo neutro elástico, definido conforme Equação 3.16.

$$Y_{ENA} = \frac{\frac{A_s d}{2} + \left(\frac{\Sigma Q_n}{f_y} \right) (d + Y_2)}{A_s + \left(\frac{\Sigma Q_n}{f_y} \right)} \quad (3.16)$$

Para o perfil escolhido, tem-se:

$$Y_{ENA} = 229,65 \text{ mm}$$

$$I_{LB,PNA7} = 147,6 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

3.3.4.2. Momento de inércia para viga biapoiada ($I_{LB,SS}$)

O momento de inércia, caso a viga fosse biapoiada ($I_{LB,SS}$), é encontrado igualando-se a deformação limite à deformação para vigas simplesmente apoiadas:

$$\frac{L}{360} = \frac{5}{384} \frac{qL^4}{E.I_{LB,SS}}$$

O momento de inércia para vigas com ligações simples é definido, então, pela Equação 3.17.

$$I_{LB,SS} = 37,5 \frac{M.L}{E} \times 10^9 \text{ (mm}^4\text{)} \quad (3.17)$$

Na Equação 3.17, M em kN.m, L em m e E em MPa.

Para o perfil escolhido, $I_{LB,SS} = 210,9 \times 10^6 \text{ mm}^4$.

3.3.4.3. Momento de inércia para a viga parcialmente restringida ($I_{LB,PR}$)

O momento de inércia para a viga parcialmente restringida ($I_{LB,PR}$) é encontrado igualando-se a deformação admissível à deformação para vigas com ligação semirrígida (δ_{sr}). A equação para δ_{sr} é dada por Leon et al. (1996). Assim:

$$\frac{L}{360} = \frac{1}{185} \frac{qL^4}{E.I_{LB,PR}} + \theta_{sym} \frac{L}{5,4}$$

onde:

$$\theta_{sym} = 0,0025 \text{ rad}$$

O momento de inércia para vigas com ligações do tipo PR é definido, então, pela Equação 3.18.

$$I_{LB,PR} = 18,68 \frac{M.L}{E} \times 10^9 \text{ (mm}^4\text{)} \quad (3.18)$$

Na Equação 3.18, M em kN.m, L em m e E em MPa.

Para o perfil escolhido, $I_{LB,PR} = 105,1 \times 10^6 \text{ mm}^4$.

3.3.4.4. Necessidade de PR-CC quanto à rigidez

Para verificar se há necessidade do uso de PR-CC, no que se refere à rigidez, segundo Leon et al. (1996), é preciso comparar os momentos de inércia para vigas biapoiadas com os momentos de inércia para graus de interação de 100% e 25%. Se:

- $I_{LB,SS} \leq I_{LB,PNA7}$: PR-CCs não são necessários;
- $I_{LB,PR} \leq I_{LB,PNA7} < I_{LB,SS}$: PR-CCs podem ser usados;
- $I_{LB,PNA7} < I_{LB,PR}$: uma viga maior ou mais interação aço-concreto é necessária.

Para o presente estudo, $I_{LB,PR} \leq I_{LB,PNA7} < I_{LB,SS}$.

3.4. Projeto de PR-CC para cargas gravitacionais

Caso tenha sido verificado nos passos anteriores que a viga necessita de um acréscimo de resistência, de rigidez ou de resistência e rigidez, é necessário definir uma ligação que atenda aos requisitos de projeto, ou seja, que proporcione o acréscimo necessário determinado anteriormente. Este item tem por objetivo definir a ligação e verifica-la para as cargas atuantes.

3.4.1. Resistência última

Deve-se calcular a sollicitação de projeto da ligação ($\phi M_{n,conn}$). Para o caso em questão, em que uma extremidade da viga é simplesmente apoiada e a outra

parcialmente restringida, o momento solicitante na ligação é calculado através da Equação 3.19.

$$\phi M_{n,conn} = 2(M_u - \phi M_{n,comp}) \quad (3.19)$$

onde:

$\phi M_{n,comp}$: momento resistente da viga mista.

Assim, o momento solicitante na ligação é $\phi M_{n,conn} = 75,34$ kN.m.

Os limites a serem atendidos são:

- $\phi M_{n,conn} <$ momento máximo da ligação (ϕM), este pode ser encontrado diretamente através da Tabela 1, presente em Leon et al. (1996), ou através da Equação 3.20.
- $\phi M_{n,conn} \leq 2M_d$ (combinação de carga: 1,2DLA + 1,6LL);
- $\phi M_{n,conn} / M_p \leq 1,20$;
- $\Sigma Q_n \geq$ força na ligação (F) disponível na Tabela 1, Leon et al. (1996), ou encontrada através da Equação 3.21.

$$\phi M = M_n^- = 0,245(4A_s F_{yrb} + A_{wl} F_y)(d + Y3) \times 0,0833 \times 0,85 \times 1,38 \quad (3.20)$$

$$F = A_s \cdot F_{yrd} \quad (3.21)$$

Se algum desses limites não for atendido então, deve-se usar uma viga maior ou aumentar a interação aço-concreto. Após a mudança, determinar o novo momento fletor resistente da viga mista ($\phi M_{n,comp}$) e retornar ao início deste item.

Para a ligação escolhida:

$$\phi M = 179,82 \text{ kN.m} > \phi M_{n,conn}$$

$$F = 265,06 \text{ kN} < \Sigma Q_n$$

3.4.2. Rigidez

Neste item será calculado o momento de inércia equivalente para a viga, ou seja, o resultante entre os momentos de inércia em regiões de momento fletor

positivo e negativo. Para o caso em que uma extremidade da viga é simplesmente apoiada, o cálculo do momento de inércia equivalente é mostrado na Equação 3.22.

$$I_{eq} = 0,75I_{LB} + 0,25I_n \quad (3.22)$$

onde:

I_{LB} : momento de inércia para as regiões de momento positivo, calculado conforme item 3.4.1 para a interação utilizada em projeto (100%);

I_n : momento de inércia negativo (função da viga de aço e das barras de aço na laje de concreto). É calculado pelo teorema dos eixos paralelos, como apresentado na Figura 3.8 e de acordo com a Equação 3.24.

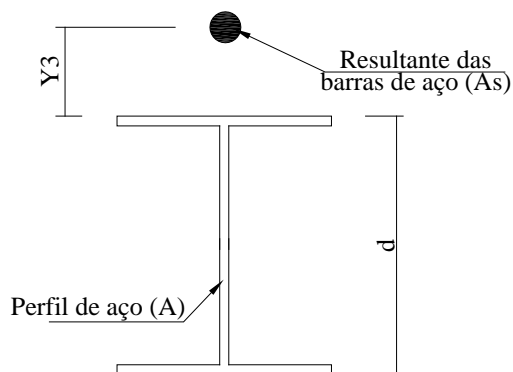


Figura 3.8 - Representação da seção resistente da viga mista em regiões de momento negativo

O centroide da figura formada pelas barras de aço e pelo perfil metálico é calculado pela Equação 3.23.

$$\bar{Y} = \frac{A_s (d + Y_3) + A \cdot \frac{d}{2}}{A_s + A} \quad (3.23)$$

O momento de inércia em regiões de momento fletor negativo (I_n) é encontrado através da Equação 3.24.

$$I_n = I_x + A_s \cdot d_1^2 + A \cdot d_2^2 \quad (3.24)$$

Os momentos de inércia positivo, negativo e equivalente, para a viga mista estudada, são apresentados na Tabela 3.4.

Tabela 3.4 - Valores dos momentos de inércia calculados

| Y (mm) | I_{LB} (mm ⁴) | I_n (mm ⁴) | I_{eq} (mm ⁴) |
|--------|-----------------------------|--------------------------|-----------------------------|
| 206,90 | 214,16 x 10 ⁶ | 117,6 x 10 ⁶ | 190,3 x 10 ⁶ |

3.4.3. Verificação

Como anteriormente, para o cálculo do deslocamento, o I_{eq} ainda era desconhecido, foi adotado que $I_{eq} > I_{LB,PR} / 1,15$ para se chegar à equação que foi utilizada. Agora, que se tem o valor real de I_{eq} para a ligação escolhida, é necessário verificar se a condição assumida anteriormente é válida, ou seja:

$$I_{eq} > I_{LB,PR} / 1,15$$

Logo $I_{eq} > 186 \times 10^6 \text{ mm}^4$ – OK.

3.5. Determinação da ligação metálica, parafusos e armadura transversal

3.5.1. Cantoneira de assento

Para calcular a área necessária para a cantoneira de assento assume-se que a força solicitante de projeto é igual a 1,33 vezes a força nas barras de aço (para garantir que a cantoneira possuía rigidez suficiente quando solicitada por momento fletor positivo).

$$F_l = 1,33 \cdot n_{\varnothing} \cdot A_{s/barra} \cdot F_{yr} \tag{3.25}$$

Assim, a área necessária para a “perna” da cantoneira (A_{sL}) é calculada através da Equação 3.26.

$$A_{sL(neces.)} = F_l / F_{yl} \tag{3.26}$$

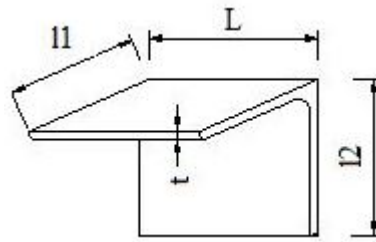


Figura 3.9 - Detalhe das dimensões da cantoneira de assento

$$A_{sL(real)} = Lt$$

$$A_{sL(real)} > A_{sL(neces.)}$$

3.5.1.1. Parafusos

Os parafusos que ligam a viga e a cantoneira de assento são dimensionados para uma força igual a 1,25 vezes a força de cisalhamento na laje. Isto é para garantir que o mecanismo de falha não será por cisalhamento dos parafusos.

$$F_p = 1,25.F_{yrb} \quad (3.27)$$

3.5.2. Dupla cantoneira de alma

As cantoneiras serão dimensionadas para resistir à máxima carga de cisalhamento fatorada, esta é uma recomendação bastante conservadora e é justificada pela importância que as cantoneiras de alma têm para a rigidez da ligação quando submetidas a cargas de serviço e para a resistência última de projeto.

Força de cisalhamento fatorada máxima: $1,2(DL_B + DL_A) + 1,6LL$.

A área líquida necessária para as cantoneiras de alma é definida pela Equação 3.28.

$$A_{nL} = \frac{V_{máx}}{\phi(0,6F_u)} \quad (3.28)$$

A área bruta necessária para as cantoneiras de alma é definida pela Equação 3.29.

$$A_{nL} = \frac{V_{máx}}{\phi(0,6F_y)} \quad (3.29)$$

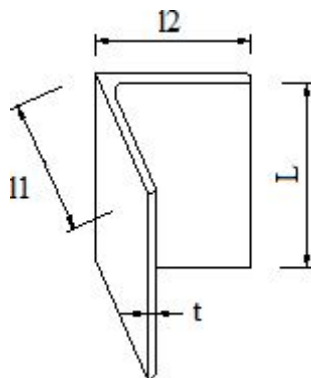


Figura 3.10 - Detalhe das dimensões da cantoneira de alma

$$A_{wL} = 2.L.t$$

$$A_{nL} = A_{wL} - 6.t.\phi_{furo}$$

O dimensionamento da ligação de alma é feito com o mesmo método de cálculo usado para ligação toda em aço.

3.5.3. Armadura transversal

Como anteriormente já foi encontrada uma área para as barras de aço, de acordo com o momento negativo esperado na ligação, a quantidade de barras é determinada dividindo-se esta área pela área de uma barra, de acordo com o diâmetro (ϕ) escolhido, conforme Equação 3.30.

$$n_{\phi} = A_s / A_{\phi} \quad (3.30)$$

Foram utilizadas oito barras de aço no presente estudo.

3.5.3.1. Distribuição das barras de aço

As recomendações para o detalhamento da armadura da ligação mista intermediária foram mostradas na Figura 2.18 do item 2.6.6.

O detalhamento utilizado neste projeto é apresentado na Figura 3.11.

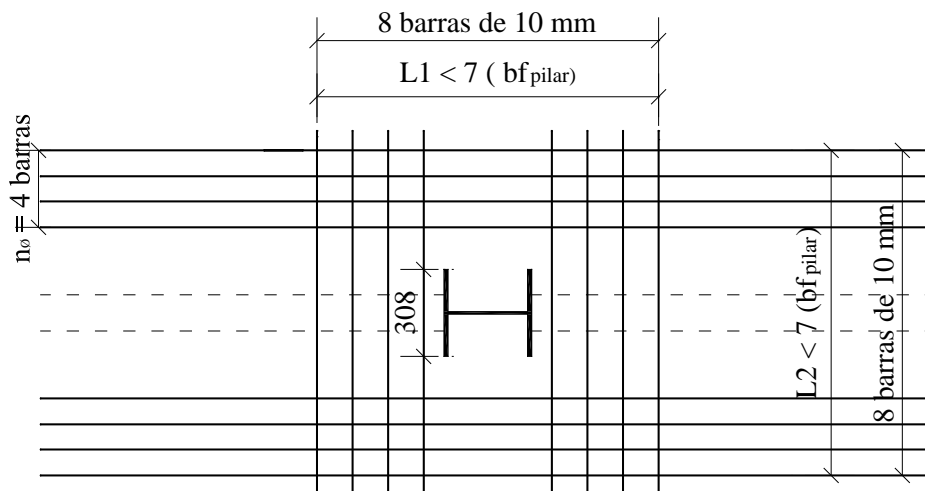


Figura 3.11 - Detalhamento da armadura

O pilar escolhido foi o W310x97, pois o objetivo foi de utilizar-se um pilar rígido suficiente para não interferir na rotação da ligação.