



ESTUDO TEÓRICO-EXPERIMENTAL DE UMA LIGAÇÃO SEMIRRÍGIDA MISTA COM CONECTORES DO TIPO “PERFOBOND” NAS VIGAS

Raquel Alves Cabral Silva

Sebastião Arthur Lopes de Andrade

César Augusto de Oliveira Ferrante

raquel.cabrals@yahoo.com.br

andrade@puc-rio.br

rasecf@gmail.com

Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro – PUC-Rio

Rio de Janeiro, 22451-900, RJ, Brasil

Resumo. *Este trabalho apresenta uma ligação semirrígida mista composta de dupla cantoneira de alma, cantoneira de assento, barras de aço presentes na laje mista do tipo “Steel Deck” e conector de cisalhamento “Perfobond”. O objetivo principal do trabalho é obter a curva momento-rotação, pois através desta é possível encontrar as características mais relevantes da ligação: rigidez de serviço, momento resistente e capacidade de rotação. As propriedades citadas anteriormente foram obtidas através de um estudo teórico-experimental. O estudo teórico é baseado no método proposto por Roberto T. Leon e no método presente no Anexo R da NBR 8800:2008. O estudo experimental, realizado no laboratório de estruturas e materiais da PUC-RJ, é composto por um modelo do tipo cruciforme invertido com carregamento aplicado ao pilar. Foi feita também uma análise paramétrica para avaliação dos perfis que mais se adequam a determinada carga, em função do vão e da distribuição de momentos fletores negativos e positivos recomendada pelos autores. É apresentada uma comparação entre as previsões analíticas e os dados obtidos em laboratório e ressalta-se que os resultados teóricos apresentaram boa correlação com os respectivos resultados experimentais para a ligação estudada.*

Palavras-chave: *ligações mistas, ligações semirrígidas, análise experimental, conector “Perfobond”.*

1 INTRODUÇÃO

Para a modelagem estrutural dos projetos de engenharia é importante saber em quais casos as ligações têm comportamento rígido, semirrígido ou flexível. Ainda hoje, apesar das ligações semirrígidas já serem estudadas há um bom tempo, a grande maioria dos projetos estruturais se limitam a definir ligações rotuladas ou rígidas. Isso se deve ao fato de que estes casos extremos de rigidez facilitam o estudo e o dimensionamento destas ligações.

Apesar da grande maioria das ligações na realidade possuírem comportamento semirrígido, são estabelecidos alguns limites nas normas que permitem a consideração destas nos extremos citados acima. Vale ressaltar que estes não são limites rígidos, pois variam com alguns fatores e características da estrutura, representando então indicadores aproximados.

A simplificação da ligação no que se refere ao seu comportamento pode levar a uma concepção errada da estrutura e isto pode gerar consequências tanto na distribuição dos esforços quanto no custo do projeto. Assim, podem ocorrer solicitações na prática que não foram consideradas nos cálculos, bem como seções em que a resistência da seção é muito maior que a solicitação, tornando o projeto mais oneroso.

Para que se possa considerar então o comportamento real da ligação, adotando-a como semirrígida nos projetos, é necessário ter-se o conhecimento da sua curva momento-rotação. Isto ainda é trabalhoso e exige que os projetistas mudem a forma atual de cálculo da estrutura.

Neste trabalho é proposta uma ligação mista composta por dupla cantoneira de alma, cantoneira de assento e as barras de aço presentes na largura efetiva da laje de concreto. Para a transferência de esforços entre a laje “*Steel Deck*” e a viga de aço são utilizados conectores de cisalhamento do tipo “*Perfobond*”. Os objetivos principais deste trabalho são: fazer um estudo paramétrico para encontrar a ligação que proporcione uma melhor distribuição de momentos fletores em uma viga com comprimento igual a dez metros; calcular a ligação proposta de acordo com os métodos propostos por Leon et al. (1996) e pela NBR 8800:2008; e por fim comparar os resultados analíticos obtidos com os resultados encontrados através de um ensaio experimental realizado no Laboratório de Estruturas e Materiais da PUC-Rio.

2 CONSIDERAÇÕES SOBRE AS LIGAÇÕES SEMIRRÍGIDAS

As ligações podem ter seus comportamentos caracterizados pelas curvas $M-\theta$, nas quais M corresponde ao momento fletor atuante na ligação e θ à rotação relativa entre o pilar e a viga. Desta curva, podem-se tirar as características fundamentais da ligação: rigidez de serviço, momento resistente e ductilidade.

De acordo com Leon (1999), a rigidez de serviço será levada em conta para o cálculo dos deslocamentos sob cargas de serviço, o momento fletor resistente será usado para avaliar a resistência última da estrutura e a ductilidade para verificar a capacidade de redistribuição de esforços após a plastificação. As curvas momento-rotação podem ser obtidas via análise experimental, numérica ou analítica.

Como vantagem de utilizar-se as ligações semirrígidas tem-se uma melhor distribuição dos momentos fletores e isto proporciona uma minimização dos custos e uma maior segurança no projeto, além de ganhos no que se diz respeito à rigidez e capacidade resistente. Pode-se citar também que para as ligações semirrígidas, os detalhes de fabricação não são

complicados e as soldas são eliminadas, resultando em construções mais rápidas e simples quando comparadas às ligações rígidas. Outras vantagens, segundo o SCI-13 (1998), são:

- Redução na altura das vigas;
- Redução no peso das vigas;
- Controle da fissuração nas lajes na região próxima ao pilar;
- Comportamento melhorado para cargas de serviço.

Como desvantagem tem-se as características momento-rotação não linear e as dificuldades na análise quando comparadas aos sistemas convencionais (ligações rígidas e ligações rotuladas). Outro ponto negativo é que a rigidez varia ao longo da viga, pois nas regiões de momento negativo o concreto estará fissurado, resultando-se em uma menor rigidez nesta região.

3 MÉTODOS ANALÍTICOS

3.1 Método proposto por Leon et al. (1996)

Leon et al. (1996) apresenta a Eq. (1) para a relação momento-rotação de ligações do tipo PR-CC (*partially restrained composite connections*).

$$M_n = C1(1 - e^{-C2\theta}) + C3\theta \quad (1)$$

Onde:

$$C1 = 0,18(4 A_s F_{yrb} + 0,857 A_l F_y)(d + Y3). \quad (2)$$

$$C2 = 0,775.$$

$$C3 = 0,007(A_l + A_{wl})F_y(d + Y3). \quad (3)$$

θ : rotação final da viga, em mrad;

d: altura da viga, in;

Y3: distância do topo da viga ao centroide do vergalhão, in;

A_s : área de aço da armadura na largura efetiva da laje, in²;

A_l : área da cantoneira de assento, in²;

A_{wl} : área bruta da dupla cantoneira de alma para cálculo de cisalhamento, in²

F_{yrb} : tensão de escoamento do aço da armadura (vergalhão), ksi;

F_y : tensão de escoamento das cantoneiras de alma e de assento, ksi.

Já o momento resistente da ligação, em regiões de momentos fletores negativos, correspondente às ligações compostas por cantoneiras de alma e de assento, é encontrado através da Eq. (4).

$$M_n = 0,245(4A_s F_{yrb} + A_{wl} F_y)(d + Y3) \quad (4)$$

A rigidez da ligação varia para cada ponto da curva M- θ , assim caso deseje-se a rigidez em qualquer ponto, usa-se então a rigidez tangente ($K_{tan} = \Delta M / \Delta \theta$). Entretanto, pode-se assumir uma aproximação linear para os cálculos de serviço, com isto tem-se a rigidez de serviço (K_{serv}) da ligação. Esta última pode ser assumida como a inclinação da reta para uma

rotação igual a 2,5 mrad ($\theta_{serv.}$) e para encontrar-se esta rigidez, utilizada para os cálculos dos deslocamentos sob carregamento de serviço, é utilizada a Eq. (5).

$$K_{serv} = \frac{M_{serv}}{\theta_{serv}} \quad (5)$$

3.2 Método proposto pela NBR 8800:2008

No Anexo R da NBR 8800:2008 está contido o procedimento de projeto para ligações mistas semicontínuas sujeitas a momento negativo e que não participam da estabilidade lateral da edificação.

Os elementos que compõem as ligações mistas, segundo a NBR 8800, são três: a armadura da laje de concreto (contida na largura efetiva), a ligação metálica e os conectores de cisalhamento. O método de cálculo proposto leva em consideração a rigidez inicial, a força resistente e a capacidade de deformação dos componentes da ligação. Assim, o cálculo da resistência, rigidez e capacidade de rotação total da ligação mista associa os valores encontrados para os elementos isolados.

Para a ligação em estudo neste trabalho, composta por dupla cantoneira de alma, cantoneira de assento e barras de aço na laje de concreto, a NBR 8800:2008 propõe a Eq. (6) para o cálculo do momento fletor resistente da ligação.

$$M_{Rd}^- = f_{sd} A_{sl} (d + y) \quad (6)$$

A rigidez inicial da ligação, de acordo com a norma brasileira é dada pela Eq. (7). Vale lembrar que esta rigidez, para compatibilidade nas análises de resultados que serão feitas nos próximos itens, é na verdade a rigidez de serviço da ligação.

$$S_i = \frac{M}{\theta} = \frac{(d + y)^2}{\frac{1}{k_s} + \frac{1}{k_{cs}} + \frac{1}{k_i}} \quad (7)$$

Onde:

d e y: altura do perfil de aço e distância do topo do perfil ao centroide da armadura, respectivamente;

k_s : rigidez inicial das barras de aço;

k_{cs} : rigidez inicial dos conectores;

k_i : rigidez inicial da ligação inferior.

A Equação (8) é a utilizada para o cálculo da capacidade de rotação da ligação.

$$\theta_u = \frac{\Delta_{us} + \Delta_{ui} + s^{(B)}}{d + y} \quad (8)$$

Onde:

Δ_{us} : capacidade de deformação das barras de armadura;

Δ_{ui} : capacidade de deformação da ligação inferior;

$s^{(B)}$: capacidade de deformação dos conectores.

Como é perceptível nas equações anteriores, a ligação de alma não contribui para as propriedades da ligação mista. Para que isto seja possível, a norma traz limitações referentes à posição da linha neutra plástica. Caso a condição não seja atendida, ou eventualmente se queira considerar a contribuição da cantoneira de alma na resistência a momento fletor da ligação, recomenda-se usar o procedimento descrito em Chen et al. (1993).

A seguir são apresentadas as equações propostas pela NBR 8800:2008 para obter-se as rigidezes dos componentes da ligação.

$$k_s = \frac{A_{sl} \cdot E_s}{h_a / 2} \quad (9)$$

Onde:

A_{sl} : área das barras de aço presente na largura efetiva da laje;

E_s : módulo de elasticidade das barras de aço;

h_a : largura do elemento de apoio, paralelamente à armadura.

$$k_{cs} = \frac{nk_r}{\alpha} \quad (10)$$

$$\alpha = v - \frac{(v-1)(d+y)}{d_s(\xi+1)} \quad (11)$$

$$\xi = \frac{I_a}{d_s^2 A_{sl}} \quad (12)$$

$$v = \sqrt{\frac{(\xi+1)nk_r L_1 d_s^2}{E_a I_a}} \quad (13)$$

Onde:

n : número de conectores na região de momento negativo;

d : altura do perfil;

y : distância do centroide das barras de aço ao topo do perfil;

E_a : módulo de elasticidade do material do perfil de aço;

L_1 : comprimento da viga na região de momento negativo;

d_s : distância do centro geométrico do perfil ao centro geométrico da armadura.

$$k_i = \frac{n_i}{\frac{1}{k_{p1}} + \frac{1}{k_{p2}} + \frac{1}{k_b}} \quad (14)$$

$$k_{p1} = 24k_s k_{t1} d_b f_{u1} \quad (15)$$

$$k_{p2} = 24k_s k_{t2} d_b f_{u2} \quad (16)$$

$$k_b = \frac{16 f_{ub} d_b^2}{d_m} \quad (17)$$

$$k_s = \frac{S}{4d_b} + 0,375 \leq 1,25 \quad (18)$$

$$k_{t1} = \frac{1,5t_{p1}}{d_m} \leq 2,5 \quad (19)$$

$$k_{t2} = \frac{1,5t_{p2}}{d_m} \leq 2,5 \quad (20)$$

Onde:

n_l : número de linhas de parafusos na aba horizontal da cantoneira, transversais à direção da força de compressão na mesa inferior apoiada do perfil de aço, com dois parafusos por linha;

d_b : diâmetro dos parafusos;

f_{u1} e f_{u2} : resistências à ruptura dos aços estruturais da cantoneira e da mesa inferior do perfil de aço, respectivamente;

f_{ub} : resistência à ruptura do aço do parafuso;

d_m : diâmetro de referência, tomado igual a 16 mm;

S : espaçamento entre parafusos na direção da força;

t_{p1} e t_{p2} : espessuras da cantoneira e da mesa inferior do perfil de aço, respectivamente.

As Equações (21) a (23) são as utilizadas para encontrar a força resistente de cada componente da ligação.

$$F_{s,Rd} = f_{sd} \cdot A_{sl} \quad (21)$$

$$F_{cs,Rd} = \Sigma Q_{Rd} \geq F_{s,Rd} \quad (22)$$

$$F_{i,Rd} = \text{menor} \left[\begin{array}{l} n_b F_{b,Rd} \\ 1,25 f_{yd} A_{Fi} \\ f_{L,yd} A_L \end{array} \right] \geq F_{s,Rd} \quad (23)$$

Onde:

n_b : número de parafusos;

$F_{b,Rd}$: força resistente de cálculo de um parafuso, levando em conta o cisalhamento do parafuso ($F_{v,Rd}$) e a pressão de contato nos furos ($F_{c,Rd}$);

$F_{L,yd}$: resistência de cálculo ao escoamento do aço da cantoneira de assento;

A_L : área da aba da cantoneira inferior ligada ao perfil de aço.

As Equações (24) a (28) são propostas pela norma brasileira para o cálculo da capacidade de deformação dos componentes da ligação e que será utilizada para encontrar-se a capacidade de rotação da ligação.

$$\Delta_{us} = L \cdot \varepsilon_{smu} \quad (24)$$

$$\varepsilon_{smu} = \varepsilon_{sy} - 0,40 \cdot \Delta \varepsilon_{sr} + 0,80 \cdot \left(1 - \frac{\sigma_{srl}}{f_{ys}} \right) \cdot (\varepsilon_{su} - \varepsilon_{sy}) \quad (25)$$

$$\Delta \varepsilon_{sr} = \frac{f_{ctm} \cdot k_c}{\delta_s E_s} \quad (26)$$

$$\sigma_{srl} = \frac{f_{ctm} \cdot k_c}{\delta_s} \cdot \left(1 + \frac{\delta_s E_s}{E_c} \right) \quad (27)$$

$$k_c = \frac{1}{1 + \frac{t_c}{2y_o}} + 0,3 \leq 1,0 \quad (28)$$

Onde:

f_{ctm} : resistência média do concreto à tração, igual a $0,3(f_{ck})^{2/3}$.

A_c : área da mesa de concreto;

L : comprimento de referência para levar em conta o efeito do concreto que envolve a armadura, pode ser tomado igual a 200 mm;

ε_{smu} : deformação da armadura envolvida pelo concreto;

ε_{sy} e ε_{su} : deformação correspondente à resistência de escoamento e à resistência máxima à tração da armadura isolada.

$$s^{(B)} = 2s^{(A)} \frac{F_s^{(B)}}{F_s^{(A)}} \quad (29)$$

$$s^{(A)} = (0,7Q_{Rk}) / k_r \quad (30)$$

$$Q_{Rk} = \gamma_{cs} Q_{Rd} \quad (31)$$

$$F_s^{(A)} = k_{cs} s^{(A)} \quad (32)$$

$$F_s^{(B)} = A_{sl} f_{ys} \quad (33)$$

Já a capacidade de deformação da cantoneira de assento é chamada de Δ_{ui} e tem o valor fixado e igual a 3mm.

4 EXEMPLO DE APLICAÇÃO

4.1 Detalhes do projeto

Para escolha da ligação de estudo foi proposta uma planta baixa de um projeto típico de edificação e esta é mostrada na Fig. 1. Desta planta, serão estudadas as vigas mistas longitudinais, as quais possuem 10 metros de comprimento e são espaçadas entre si 3 metros. A laje é do tipo “Steel Deck”, de 50 mm de altura, e está apoiada nestas vigas. As ligações de extremidade são simples e as intermediárias semirrígidas.

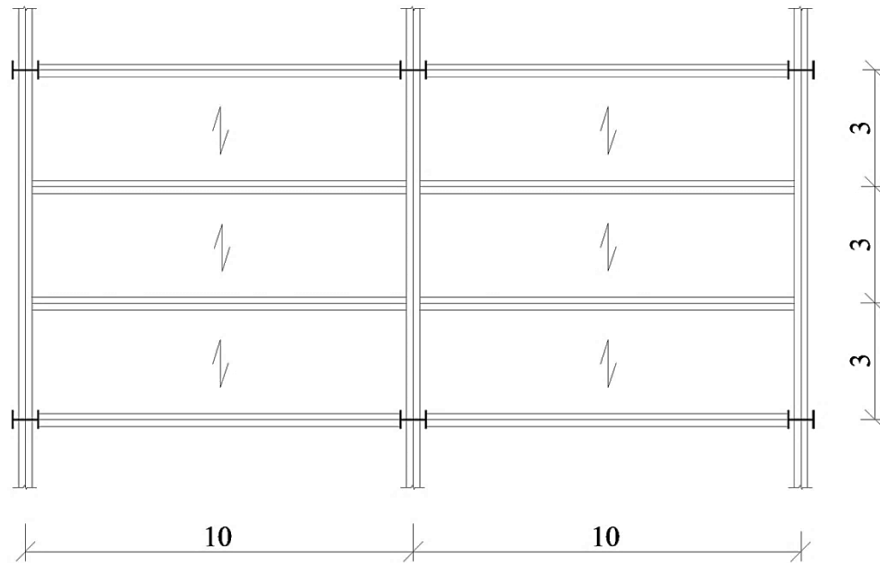


Figura 1. Planta baixa proposta para estudo.

Descrição dos carregamentos adotados:

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

4.2 Estudo paramétrico (escolha da viga)

Leon et al. (1996) recomenda que uma distribuição ideal para os momentos fletores na viga, no sentido de proporcionar um melhor aproveitamento dos materiais, é aquela para a qual o momento negativo na ligação é igual a aproximadamente 75% do momento de plastificação da viga de aço. Partindo-se desta recomendação fez-se um estudo baseado na planta baixa apresentada na Fig. 1 e nos detalhes apresentados no item 4.1, a fim de se obter o perfil de aço para a viga que resultaria na distribuição de momento fletor indicada.

Os valores das cargas (q), obtidas como descrito acima para uma série de perfis, são apresentados na Tab. 1. Nesta Tabela, Z_x é o módulo plástico da viga de aço, M_p é o momento de plastificação da viga de aço calculado conforme Eq. (9), $M_{v.m.}$ é o momento da viga mista e foi adotado, para efeito de cálculo e para simplificação, como $1,8M_p$. O momento fletor na ligação foi chamado de $M_{lig.}$ e calculado de acordo com a Eq. (10).

$$M_p = Z_x \cdot f_y \quad (9)$$

$$M_{lig.} = 0,75 \cdot M_p \quad (10)$$

Por último “ q ” é a carga distribuída na viga que proporciona a distribuição de momentos desejada. Para isto, adotou-se a Eq. (11), encontrada em Leon et al. (1996) para o cálculo do momento fletor atuante na ligação. Assim, a carga distribuída “ q ” é obtida através da Eq. (12).

$$M_{lig.} = 2(M_d - M_{v.m.}) \quad (11)$$

$$q = 4(M_{lig.} + 2M_{v.m.})/L^2 \quad (12)$$

Tabela 1. Estudo paramétrico: carga "q" encontrada através de uma distribuição de momento fixada

Perfil	d (mm)	Z _x (mm ³)	Massa linear (kg/m)	M _p (kN.m)	M _{v.m.} (kN.m)	M _{lig.} (kN.m)	L (m)	q (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

Com os valores de "q" encontrados na Tab. 1 foi plotado o gráfico mostrado na Fig. 2, este último relaciona o perfil de aço com o carregamento distribuído (q) chamado de "ideal".

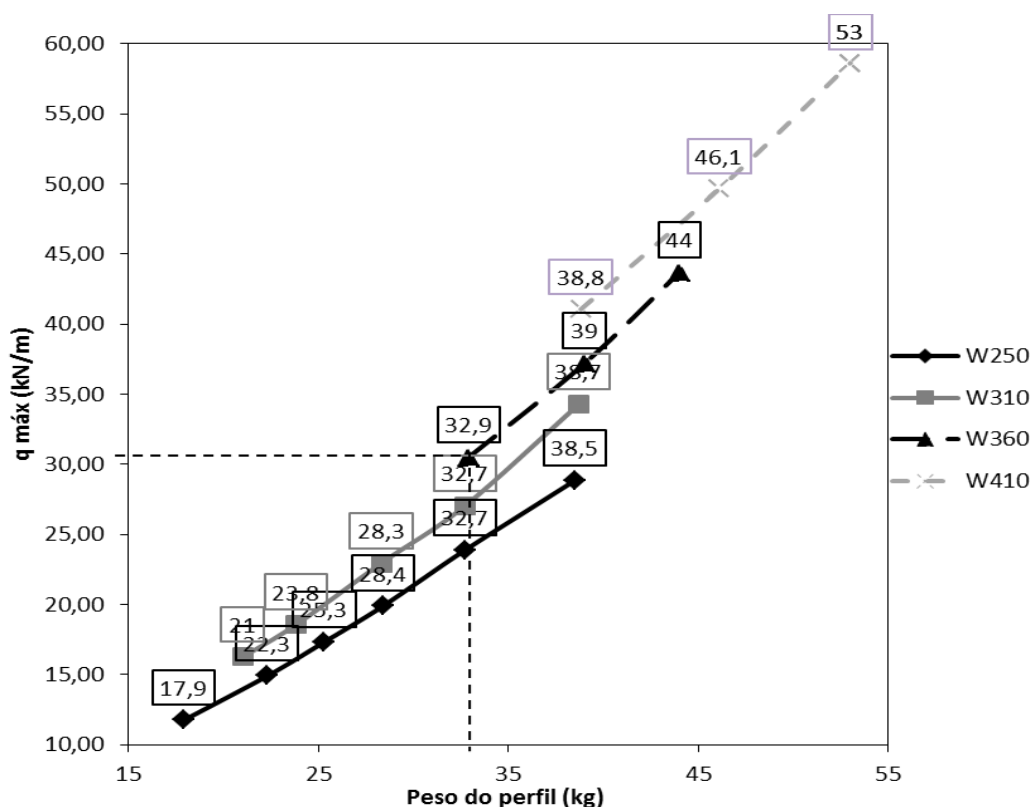


Figura 2. Gráfico "carga distribuída x peso do perfil"

4.3 Escolha da ligação

A ligação para análise foi escolhida através da planta baixa e do carregamento especificado mostrados anteriormente e seguindo-se as recomendações de projeto descritas no Manual do AISC intitulado “*Partially Restrained Composite Connections*”.

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 vergalhão na laje é chamada de Y_3 . Chamando-se a distância entre o topo da laje e o centroide da barra de aço de “ d_1 ”, Y_3 é calculado através da Eq. (13).

$$Y_3 = h_{Laje} - d_1 \quad (13)$$

As características da laje utilizada para o projeto são mostradas na Tab. 2.

Tabela 2. Características da laje *Steel Deck* utilizada

h_{Laje} (mm)	d_{lf} (mm)	h_f (mm)	Y_3 (mm)	b_{ef} (mm)
110	60	50	75	1250

Assim, a viga mista escolhida para a análise é a mostrada na Fig. 3.

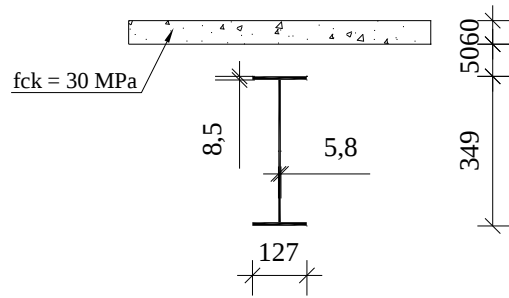


Figura 3. Detalhes da viga mista

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 AISC LRFD (2010) 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 a viga mista de estudo estão mostrados na Tab. 3.

Tabela 3. Cálculo do momento resistente variando-se o grau de interação aço-concreto

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

Na Tabela 3:

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

a: altura de concreto em compressão;

Cr: força de compressão no perfil de aço;

Cr': força de compressão na laje de concreto;

F_{rm}: força resistente da mesa de aço;

t_{fc}: altura do perfil de aço em compressão;

$\bar{Y}$: centroide do perfil de aço;

centr.: centroide da parte do perfil de aço em compressão;

e: braço de alavanca para o aço;

e': braço de alavanca para o concreto;

ϕM_n : momento fletor resistente da viga mista.

No caso da viga deste trabalho, $M_d > M_{n,PNA1}$.

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 o momento de inércia para vigas com PR-CC e ainda com aquele para um grau de interação de 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.

Os valores encontrados para os momentos de inércia citados acima são mostrados na Tab. 4.

Tabela 4. Valores dos momentos de inércia calculados

$I_{LB,PR} (mm^4)$	$I_{LB,SS} (mm^4)$	$I_{LB,PNA7} (mm^4)$
$105,1 \times 10^6$	$210,9 \times 10^6$	$147,6 \times 10^6$

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

Caso tenha sido verificado anteriormente 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.

Para calcular-se a solicitação 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, é utilizada a Eq. (14).

$$\phi M_{n,conn} = 2(M_d - \phi M_{n,comp}) \quad (14)$$

Onde:

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

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

Os limites a serem atendidos são:

$\phi M_{n,conn} < \text{momento máximo da ligação } (\phi M)$, este pode ser encontrado através da Eq. (15);

$$\phi M_{n,conn} \leq 2M_d;$$

$$\phi M_{n,conn} / M_p \leq 1,20;$$

$\Sigma Q_n \geq \text{força na ligação (F)}$ encontrada através da Eq. (16).

$$\phi M = M_n^- = 0,245 \left(4A_s F_{yrb} + A_{wl} F_y \right) (d + Y3) \times 0,0833 \times 0,85 \times 1,38 \quad (15)$$

$$F = A_s \cdot F_{yrd} \quad (16)$$

Para a ligação escolhida:

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

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

Então, foram determinadas 8 barras de aço com diâmetro de 10 mm, que estariam presentes na largura efetiva da laje de concreto com o intuito de proporcionar a resistência à momento fletor negativo da ligação.

Em relação aos elementos de aço, as cantoneiras de alma são dimensionadas igualmente para ligações somente de aço e de forma que estas resistam à todo o esforço cisalhante solicitante, isto, apesar de ser uma simplificação de projeto é recomendado pois, segundo Leon et al. (1996), estes elementos contribuem significativamente para a resistência e rigidez da ligação. Já as cantoneiras de assento foram dimensionadas de forma que a resistência destas fosse por volta de 1,33 vezes a resistência das barras de aço, de acordo com a Eq. (17).

$$F_l = 1,33 \cdot n_{\emptyset} \cdot A_{s/barra} \cdot F_{yr} \quad (17)$$

Por fim, o pilar foi escolhido rígido suficiente para que não interferisse na rotação da ligação, visando uma maior simplicidade no modelo experimental, que será descrito no item 5. Os perfis determinados assim como seus respectivos tipos de aço encontram-se resumidos na Tab. 5.

Tabela 5. Perfis e tipos de aço utilizados

Elemento	Perfil	Aço
Viga	W360x32.9	ASTM A572
Pilar	W310x97	ASTM A572
Cantoneira de assento	152x152x12.7	ASTM A36
Cantoneira de alma	127x127x9.5	ASTM A36

Vale lembrar que aqui foram mostrados os passos para projeto simplificados e para um maior detalhamento recomenda-se Leon et al. (1996) e Silva (2015).

Na Figura 4 são apresentados detalhes da ligação escolhida para este estudo de acordo com o procedimento mostrado neste item.

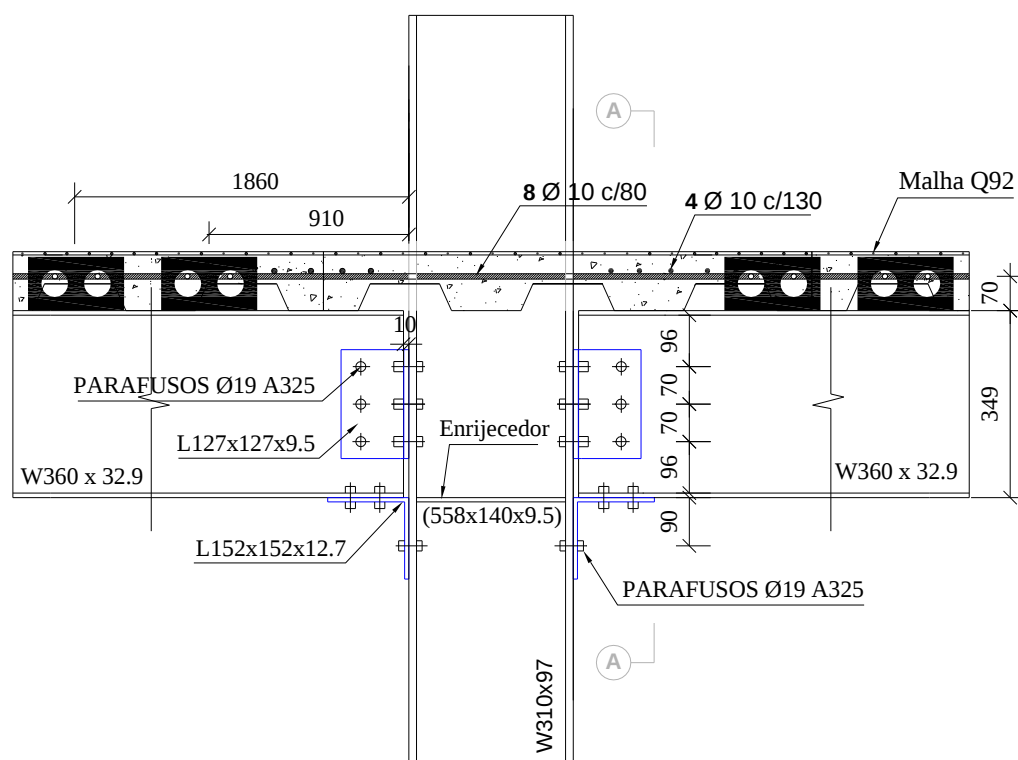


Figura 4. Detalhes da ligação escolhida

4.4 Previsões obtidas através do método proposto por Leon et al. (1996)

Com a ligação definida, calculou-se a resistência e rigidez da mesma de acordo com os métodos analíticos apresentados. Na Tabela 6 são apresentados os valores encontrados para o momento fletor resistente e a rigidez de serviço para a ligação escolhida. As equações utilizadas foram as mostradas no item 3.1.

Tabela 6. Previsões de acordo com Leon et al. (1996)

$M_{Res.}$ (kN.m)	$K_{serv.}$ (kN.m/rad)
211,54	45274

Já a curva momento-rotação esperada para a ligação proposta neste estudo, de acordo com este método, é a apresentada na Fig. 5.

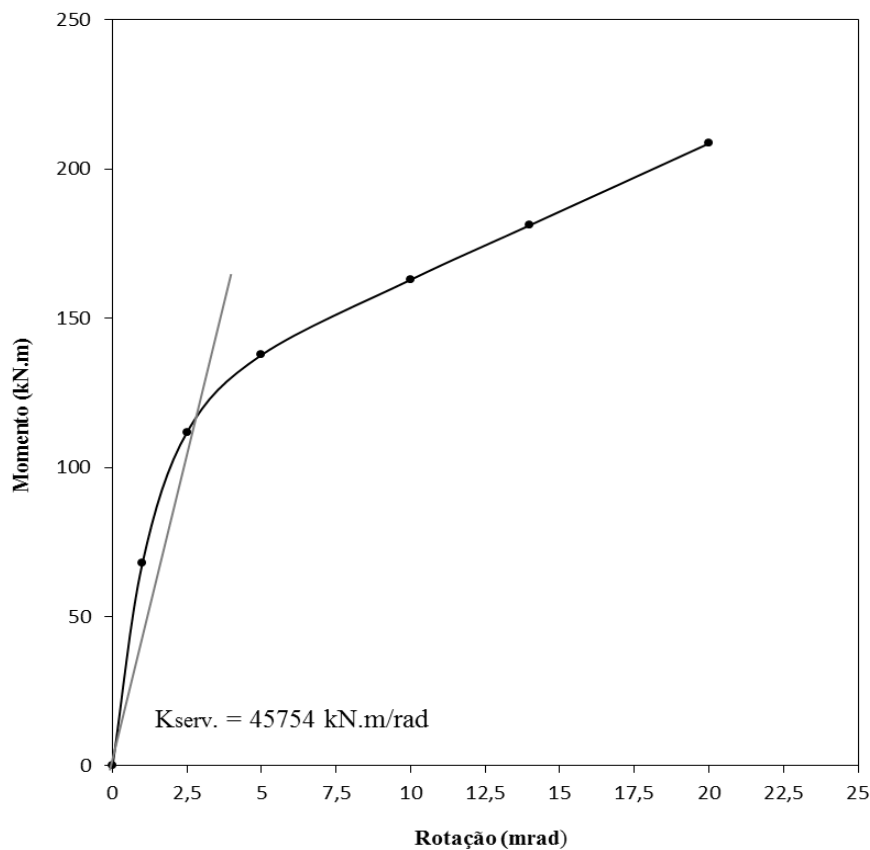


Figura 5. Curva Momento-Rotação obtida pelo método proposto por Leon et al. (1996)

4.5 Previsões obtidas através do método proposto pela NBR 8800:2008

Através das equações apresentadas no item 3.2 foram encontrados todos os valores para a ligação estudada de acordo com a NBR 8800:2008.

Na Tabela 7 são mostrados os valores das rigidezes calculados para cada componente.

Tabela 7. Rigidezes calculadas pela NBR 8800:2008

k_s (kN/mm)	k_{cs} (kN/mm)	k_i (kN/mm)
856,8	225,05	125,08

Na Tabela 8 são mostrados os valores calculados para a força resistente de cálculo para cada componente.

Tabela 8. Forças resistentes calculadas pela NBR 8800:2008

$F_{s,Rd}$ (kN)	$F_{cs,Rd}$ (kN)	$F_{i,Rd}$ (kN)
314,16	567,08	465,53

Na Tabela 9 são mostrados os valores das deformações para cada componente.

Tabela 9. Forças resistentes calculadas pela NBR 8800:2008

Δ_{us} (mm)	$s^{(B)}$ (mm)	Δ_{ui} (mm)
6,326	2,79	3

Na Tabela 10 são apresentados os valores encontrados para o momento fletor resistente, a rigidez de serviço e a capacidade de rotação da ligação mista proposta.

Tabela 10. Previsões para a ligação de acordo com a NBR 8800:2008

$M_{Res.}$ (kN.m)	$K_{serv.}$ (kN.m/rad)	θ_u (mrad)
133,20	13214	28,58

A curva momento-rotação esperada para a ligação proposta neste estudo, de acordo com este método, é a apresentada na Fig. 6.

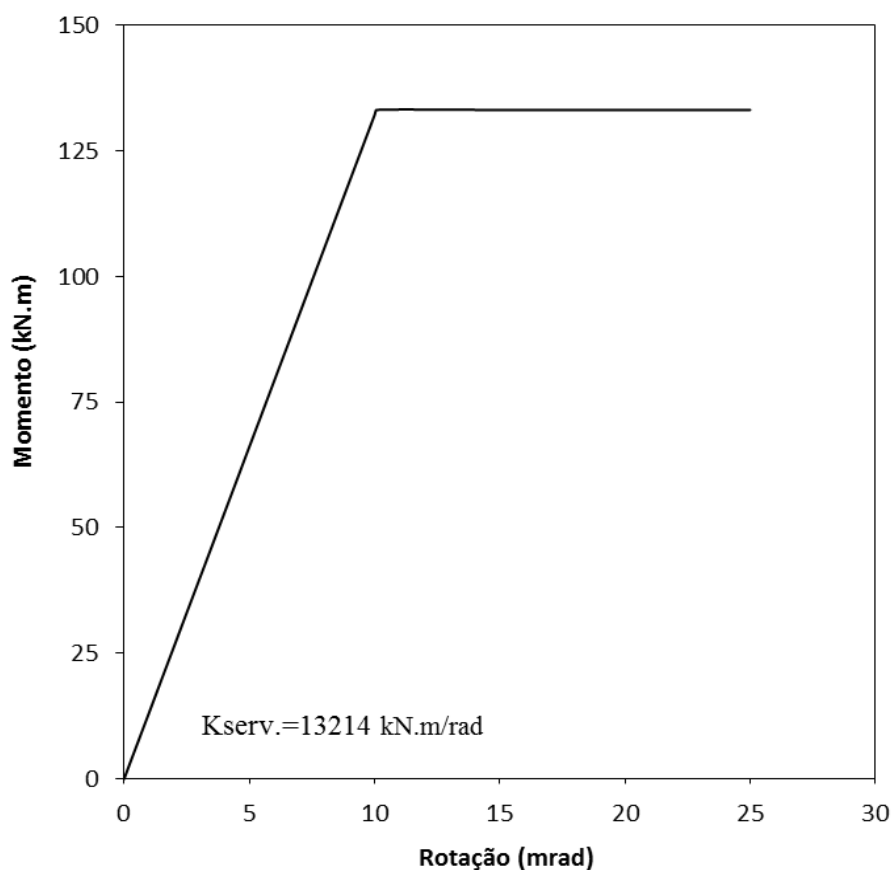


Figura 6. Curva momento-rotação obtida através da NBR 8800:2008

5 ANÁLISE EXPERIMENTAL

Com objetivo de estudar o comportamento real da ligação proposta neste trabalho, já que esta possuía variações em relação às ligações padronizadas para os métodos analíticos

estudados, foi realizado um ensaio em escala real. O estudo experimental foi feito através de um modelo chamado “cruciforme invertido” e executado no Laboratório de Estruturas e Materiais da PUC-Rio.

Como já foi dito anteriormente, o ensaio foi realizado invertido, com a carga aplicada ao pilar através de um atuador hidráulico com capacidade de 600 kN. Para medir-se as reações nos apoios, foram utilizadas três células de carga. Detalhes do modelo experimental são apresentados nas Figs. 7 e 8.

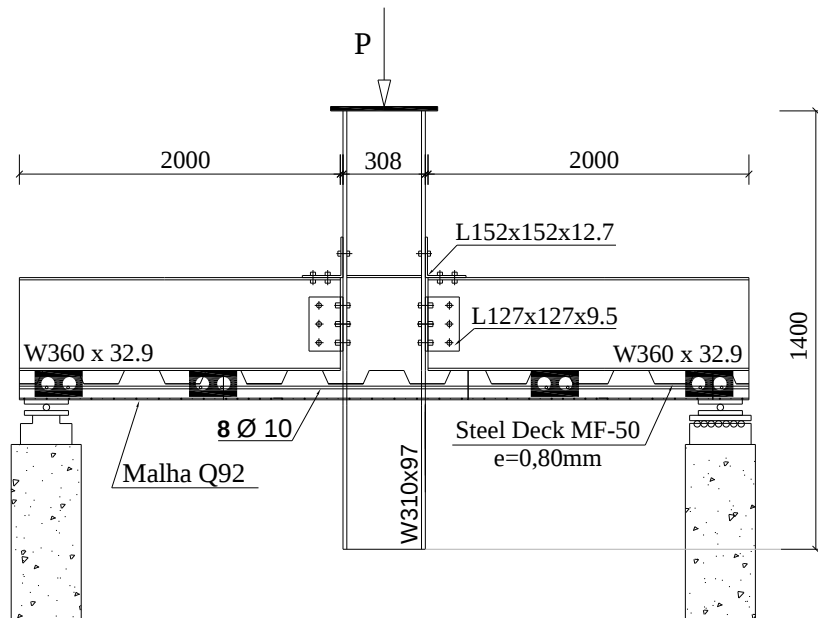


Figura 7. Detalhes do modelo experimental

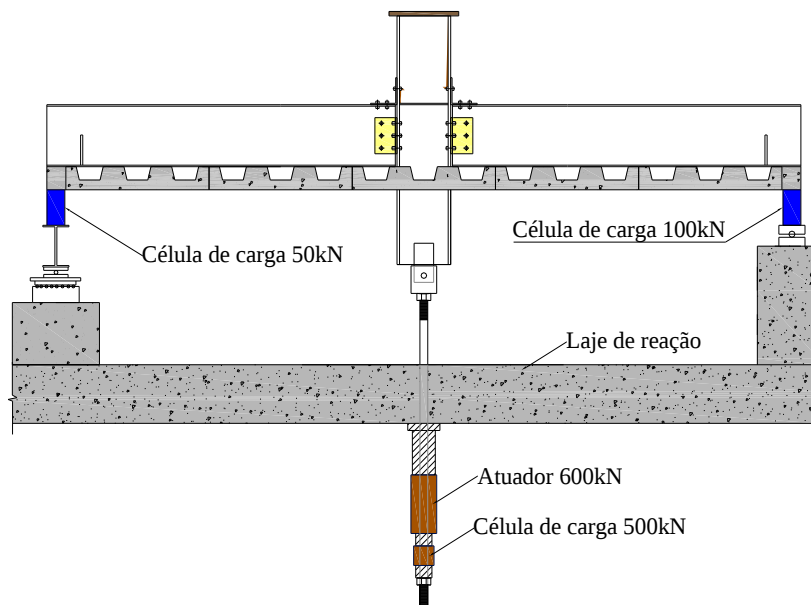


Figura 8. Detalhes da configuração de teste adotada

O principal objetivo do teste experimental foi obter a curva momento-rotação para assim comparar-se com as obtidas pelos métodos analíticos utilizados. Experimentalmente, pode-se medir esta rotação através de inclinômetros posicionados na viga ou por meio da relação entre a diferença de deslocamentos medidos por dois transdutores e a distância horizontal entre

eles. Neste trabalho, a rotação foi assumida igual à rotação da viga em um ponto próximo à ligação, com este objetivo foram posicionados quatro transdutores de deslocamento.

6 COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS

Com os resultados obtidos através dos métodos analíticos utilizados e do teste experimental plotou-se as curvas M- θ , mostradas na Fig. 9.

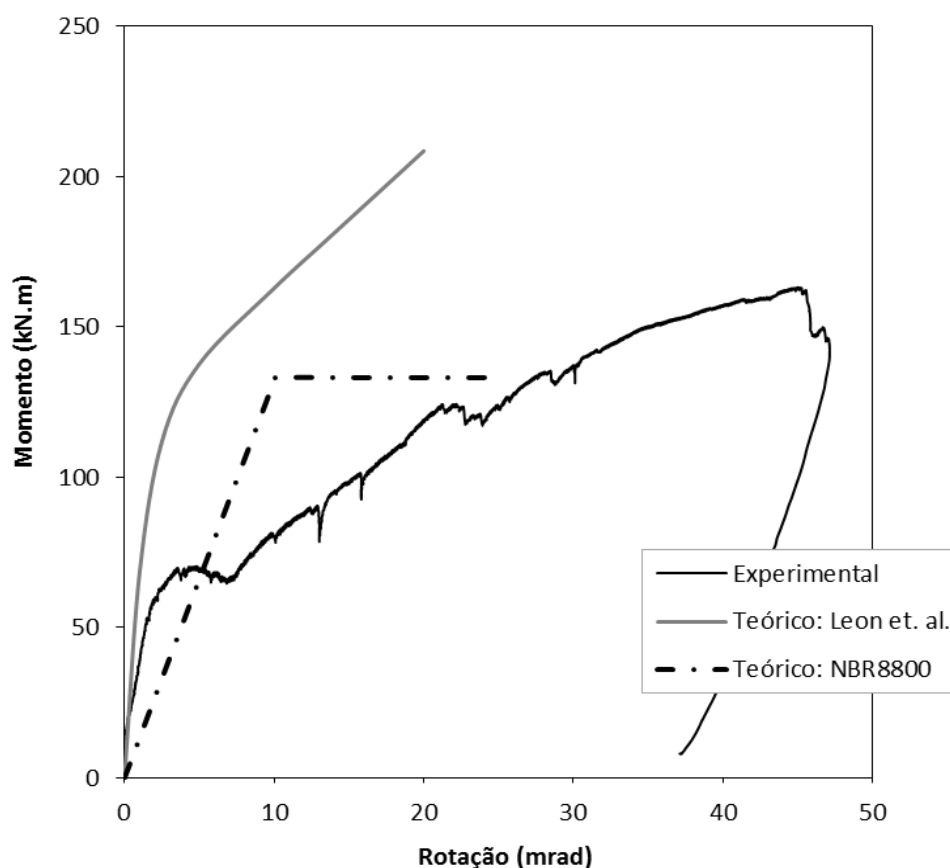


Figura 9. Comparação entre as curvas momento-rotação analíticas e experimental
A Tabela 11 apresenta os resultados obtidos para cada método citado.

Tabela 11. Resultados obtidos

Modelo	K_0 kN.m/rad	K_{serv} kN.m/rad	$M_{max}^{(-)}$ kN.m	θ_u mrad
Experimental	69220	24400	159,00	44,90
Analítico 1 (Leon et al. 1996)	84220	45274	211,54	21
Analítico 2 (NBR 8800:2008)	-	13214	133,20	28,58

7 CONCLUSÕES

A partir do estudo realizado foi possível tirar-se as seguintes conclusões:

1. É de conhecimento de todos que os modelos analíticos estudados e utilizados nos cálculos não se aplicavam diretamente à ligação proposta neste trabalho. Mesmo assim, pode-se afirmar que os resultados foram satisfatórios, pois através deles foi possível observar e estudar as principais características da ligação.
2. O método proposto por Leon et al. (1996) avaliou bem a rigidez inicial das ligações, porém as outras características calculadas apresentaram diferenças quando comparadas com os resultados medidos.
3. O método proposto pela NBR 8800:2008 estimou de forma razoável o momento resistente e a capacidade de rotação. A rigidez de serviço, obtida por este método, foi bem menor que a obtida experimentalmente.
4. A ligação ensaiada apresentou elevada capacidade de rotação e isto proporciona vantagens no uso da mesma, já que a capacidade de rotação está diretamente ligada à possibilidade de desenvolver a capacidade resistente do material, possibilitando um melhor aproveitamento do mesmo.
5. Este tipo de ligação deve ser estudado com algumas modificações, para que se tenha um acervo maior de informações a respeito da mesma e que possibilitem e viabilizem a sua utilização em projetos da prática da construção mista.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem ao apoio financeiro da CAPES e do CNPQ.

REFERÊNCIAS

- Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 8800: Projeto de estruturas de aço e estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. Rio de Janeiro. p.237, 2008.
- Chen, W. F.; Lorens, R. F.; Kato, B., 1993. *Semi-Rigid Connetions in Steel Frames*. McGraw-Hill, p.318.
- Leon, Roberto T, 1999. *Partially Restrained Composite Conncetions*. In: TAMBOLI, Akbar R. Handbook of Steel Connection Design and Details. McGraw-Hill, p.596. Cap. 4.
- Leon, R. T.; Hoffman, J. J.; Staegar, T. *Partially Restrained Composite Connections*. AISC Steel Design Guide Series, 8. Chicago, p. 62. 1996.
- LRFD. Manual of Steel Construction, Load and Resistance Factor Design. AISC, American Institute of Steel Construction, Inc., Chicago, p.433, USA, 2010.
- SCI-213. The Steel Constructions Institute, 1998. *Joints in Steel Construction: Composite Connections*. The Steel Constructions Institute, SCI & BSCA, Ascot, p.104.
- SILVA, Raquel A.C., 2015. *Análise Teórica-experimental de ligação viga-pilar semirrígida mista com conectores tipo "Perfobond" nas vigas*. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil - PUC-Rio. Rio de Janeiro, p. 165.