

## 6 Previsões teóricas

Este capítulo apresenta as previsões de resultados teóricos do comportamento da ligação estudada, segundo os modelos analíticos utilizados neste trabalho. O primeiro procedimento descrito é referente ao método proposto por Leon et al. (1996). O segundo método é de acordo com o anexo R da NBR 8800:2008. O terceiro e último é um modelo simplificado realizado com o auxílio da ferramenta computacional Ftool.

É importante lembrar que tanto o método proposto por Leon et al. (1996) quanto o presente na NBR 8800 não abrangem a ligação estudada, estes procedimentos foram usados neste trabalho como parâmetros, somente para comparação.

### 6.1. Cálculo segundo procedimento de Leon et al. (1996)

#### 6.1.1. Momento resistente da ligação

Para ligações com cantoneira de assento e dupla cantoneira de alma, Leon et al. (1996) define o momento resistente como aquele mostrado na Equação 2.6, no item 2.6.4.2. Para o caso estudado, o momento fletor resistente da ligação foi de 211,54 kN.m.

$$M_{\text{Resist.}} = [0,245 \times (4 \times 0,97 \times 60 + 5,98 \times 36) \times (14 + 2,76)] = 1836,12 \text{ kip.in}$$

$$M_{\text{Resist.}} = 1836,12 \times 4,5359 \times 0,0254 = 211,54 \text{ kN.m}$$

$$M_{\text{Resist.}} = 211,54 \text{ kN.m}$$

### 6.1.2. Rigidez de serviço

A rigidez de serviço corresponde à inclinação da curva M- $\theta$  até uma rotação definida igual a 2,5 mrad e já foi mostrada na Equação 2.2, no item 2.5.

A reta que define a rigidez de serviço da ligação é mostrada na Figura 6.1.

$$K_{serv.} = 113,19/2,5 = 45274 \text{ kN.m/rad}$$

$$K_{serv.} = 45274 \text{ kN.m / rad}$$

### 6.1.3. Curva momento-rotação

A curva momento-rotação é definida através da Equação 2.3, no item 2.6.2, e os parâmetros C1, C2 e C3 para a ligação de estudo são correspondentes aos mostrados a seguir.

$$C1 = 0,18 \times (4 \times 0,97 \times 60 + 0,857 \times 3,54 \times 36) \times (14 + 2,95) = 1030,78 \text{ kip.in}$$

$$C2 = 0,775$$

$$C3 = 0,007 \times (3,54 + 5,98) \times 36 \times (14 + 2,95) = 40,05 \text{ kip.in}$$

$$C1 = 1030,78 \text{ kip.in}$$

$$C2 = 0,775$$

$$C3 = 40,05 \text{ kip.in}$$

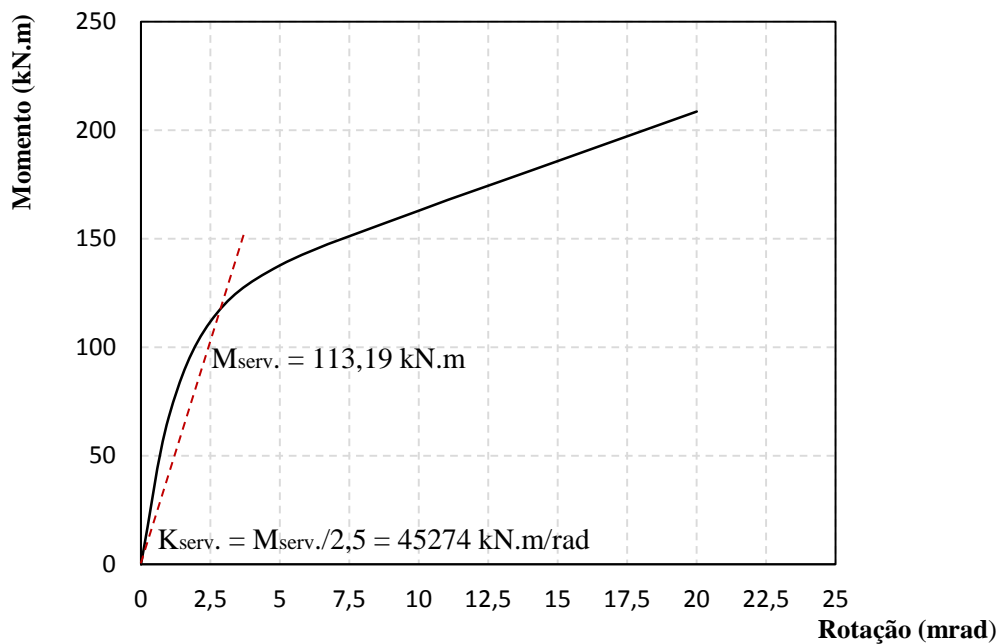
Assim, a curva M- $\theta$  da ligação estudada é a apresentada na Equação 5.3.

$$M_n^- = 1030,78(1 - e^{-0,775\theta}) + 40,05\theta \quad (6.1)$$

Substituindo-se o valor de  $\theta$ , em mrad, na equação acima, encontra-se o momento em kip.in. É importante lembrar que nesta equação as unidades de entrada não correspondem às do sistema internacional, por isso o momento só é

transformado para kN.m após o valor já definido pela fórmula, com suas unidades originais.

De posse da Equação 5.3, relativa à ligação de estudo, alguns valores de rotação foram definidos e os momentos correspondentes encontrados, para assim traçar-se a curva M- $\theta$ . A curva momento-rotação da ligação é apresentada na Figura 6.1.



**Figura 6.1 - Curva momento-rotação teórica, pelo método proposto por Leon et al., 1996**

A Tabela 6.1 apresenta os valores encontrados para traçar-se a curva M- $\theta$  da ligação.

**Tabela 6.1 - Valores correspondentes à curva M- $\theta$  da ligação estudada**

$\theta$ mrad	$M_n^-$ kip.in	$M_n^-$ kN.m
0	0	0
1	595,95	68,66
2,5	982,41	113,19*
5	1209,65	139,37
10	1430,87	164,85
15	1591,53	183,36
20	1831,85	211,05

\* Momento de serviço ( $M_{serv.}$ )

## 6.2. Cálculo segundo o Anexo R da NBR 8800:2008

O cálculo é feito conforme mostrado no item 2.7 deste trabalho.

### 6.2.1. Barras de armadura tracionadas

#### 6.2.1.1. Rigidez inicial

$$k_s = \frac{A_{sl} \cdot E_s}{h_a / 2}$$

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.

$$k_s = 2 \times 628,32 \times 210/308 = 856,80 \text{ kN/mm}$$

#### 6.2.1.2. Força resistente de cálculo

$$F_{s,Rd} = f_{sd} \cdot A_{sl}$$

$$F_{s,Rd} = 0,500 \times 628,32 = 314,16 \text{ kN}$$

#### 6.2.1.3. Capacidade de deformação

$$\Delta_{us} = L \cdot \varepsilon_{smu}$$

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

$$\Delta \varepsilon_{sr} = \frac{f_{ctm} \cdot k_c}{\delta_s E_s}$$

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

onde:

$f_{ctm}$ : resistência média do concreto à tração;

$A_c$ : 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;

$\epsilon_{smu}$ : deformação da armadura envolvida pelo concreto;

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

De acordo com a NBR 8800:

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

$$k_c = 1/(1+60/74,74)+0,3 = 0,71$$

$$\delta_s = A_s/A_c = 0,00845$$

$$\Delta\epsilon_{sr} = 2,90 \times 0,71/(0,00845 \times 210000) = 0,001165$$

$$\sigma_{srl} = (2,90 \times 0,71/0,00845) \times (1 + 0,00845 \times 210000/27000) = 260,72 \text{ MPa}$$

$$\epsilon_{sy} = f_y/E_s = 500/210000 = 0,002381$$

$$\epsilon_{su} = 0,08$$

$$\epsilon_{smu} = 0,002381 - 0,4 \times 0,001165 + 0,8 \times (1 - 260,72/500) \times (0,08 - 0,002381) = 0,03163$$

$$\Delta_{us} = 200 \times 0,03163 = 6,326 \text{ mm}$$

## 6.2.2. Conectores de cisalhamento

### 6.2.2.1. Rigidez inicial

$$k_{cs} = \frac{nk_r}{\alpha}$$

A rigidez do conector “*perfobond*” ( $k_r$ ) foi adotada igual à encontrada experimentalmente, através de testes *push-out*, por Vianna (2009).

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

$$\xi = \frac{I_a}{d_s^2 A_{sl}}$$

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

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 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.

$$\xi = 83580000 / (249,5^2 \times 628,32) = 2,14$$

$$v = \sqrt{[(2,14+1) \times 2 \times 230 \times 2000 \times 249,5^2 / (200 \times 83580000)]} = 3,28$$

$$\alpha = 3,31 - (3,31-1)(349+75) / [249,5 \times (2,14+1)] = 2,044$$

$$k_{cs} = 2 \times 230 / 2,06 = 225,05$$

### 6.2.2.2.

#### Força resistente de cálculo

$$F_{cs,Rd} = \Sigma Q_{Rd} \geq F_{s,Rd}$$

A resistência ao cisalhamento do conector “*Perfobond*” ( $q_u$ ) é dada pela Equação 2.1 no item 2.4.3.1.

$$q_u = [(4,5 \times 100 \times 12,7 \times 50 \times 32,60) + (0,91 \times 78,54 \times 300) + (3,31 \times 2 \times 50 \times \sqrt{30})]/1000 = 303,68 \text{ kN}$$

$$\Sigma Q_{Rd} = 2 \times 303,68 = 607,35 \text{ kN} > F_{s,Rd}$$

### 6.2.2.3. Capacidade de deformação

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

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

$$Q_{Rk} = \gamma_{cs} Q_{Rd}$$

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

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

$$s^{(A)} = 0,7 \times 303,68 / 230 = 0,92 \text{ mm}$$

$$F_s^{(A)} = 0,92 \times 225,05 = 207,99 \text{ kN}$$

$$F_s^{(B)} = 314,16 \text{ kN}$$

$$s^{(B)} = 2 \times 0,92 \times 314,16 / 207,99 = 3,35 \text{ mm}$$

### 6.2.3. Ligação da mesa inferior da viga apoiada

#### 6.2.3.1. Rigidez inicial

$$k_i = \frac{n_l}{\frac{1}{k_{p1}} + \frac{1}{k_{p2}} + \frac{1}{k_b}}$$

$$k_{p1} = 24k_s k_{t1} d_b f_{u1}$$

$$k_{p2} = 24k_s k_{t2} d_b f_{u2}$$

$$k_b = \frac{16f_{ub} d_b^2}{d_m}$$

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

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

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

onde:

$n_i$ : 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.

$$k_{t1} = 1,5 \times 12,7/16 = 1,19$$

$$k_{t2} = 1,5 \times 8,5/16 = 0,80$$

$$k_s = 36/(4 \times 19) + 0,375 = 0,85$$

$$k_b = 18 \times 0,825 \times 19^2 / 16 = 297,825 \text{ kN/mm}$$

$$k_{p1} = 24 \times 0,85 \times 1,19 \times 19 \times 0,400 = 184,31 \text{ kN/mm}$$

$$k_{p2} = 24 \times 0,85 \times 0,80 \times 10 \times 0,450 = 138,78 \text{ kN/mm}$$

$$k_i = 2 / (1/184,31 + 1/138,78 + 1/297,82) = 125,08 \text{ kN/mm}$$

### 6.2.3.2.

#### Força resistente de cálculo

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

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.

$$F_{v,Rd} = 0,5 \times A_b \times f_{ub} = 0,5 \times 283,53 \times 0,825 = 116,96 \text{ kN}$$

$$F_{c,Rd} = 1,5 \times l_f \times t \times f_u = 1,5 \times 33 \times 12,7 \times 0,450 = 282,89 \text{ kN}$$

$$n_b \times F_{b,Rd} = 4 \times 116,96 = 467,82 \text{ kN}$$

$$1,25 \times f_{yd} \times A_{Fi} = 1,25 \times 0,345 \times 1079,5 = 465,53 \text{ kN}$$

$$F_{L,yd} \times A_L = 0,250 \times 2286 = 571,50 \text{ kN}$$

$$F_{i,Rd} = 465,53 \text{ kN}$$

### 6.2.3.3. Capacidade de deformação

$$\Delta_{ui} = 3mm$$

### 6.2.4. Ligação de alma da viga apoiada

$$Y_{LNP} = \frac{(d + y)\Delta_{ui}}{\Delta_{us} + s^{(A)} + \Delta_{ui}}$$

$$Y_{LNP} = (349 + 75) \times 3 / (6,33 + 3 + 3,35) = 108,57 \text{ mm}$$

Segundo a NBR 8800:2008, se a posição da LNP satisfizer a imposição mostrada na Figura 2.17, no item 2.7, pode-se desconsiderar a contribuição da cantoneira de alma na resistência ao momento fletor. Considera-se ainda que a ligação de alma não reduz a capacidade de rotação da ligação.

Caso esta 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).

### 6.2.5. Rigidez inicial da ligação

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

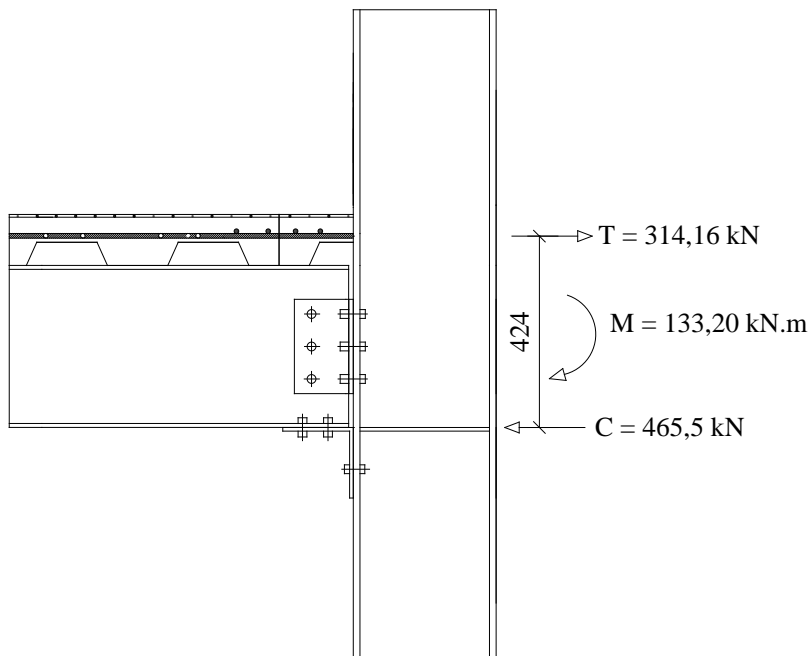
$$S_i = (349+75^2)/(1/856,8 + 1/225,05 + 1/125,08) = 13214 \text{ kN/m.rad}$$

### 6.2.6. Momento resistente da ligação

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

$$M_{Rd} = 0,500 \times 628,32 \times (349 + 75) = 133,20 \text{ kN.m}$$

A Figura 6.2 representa o momento resistente da ligação estudada.



**Figura 6.2 - Representação das forças resistentes e do momento máximo da ligação**

**6.2.7.  
Capacidade de rotação**

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

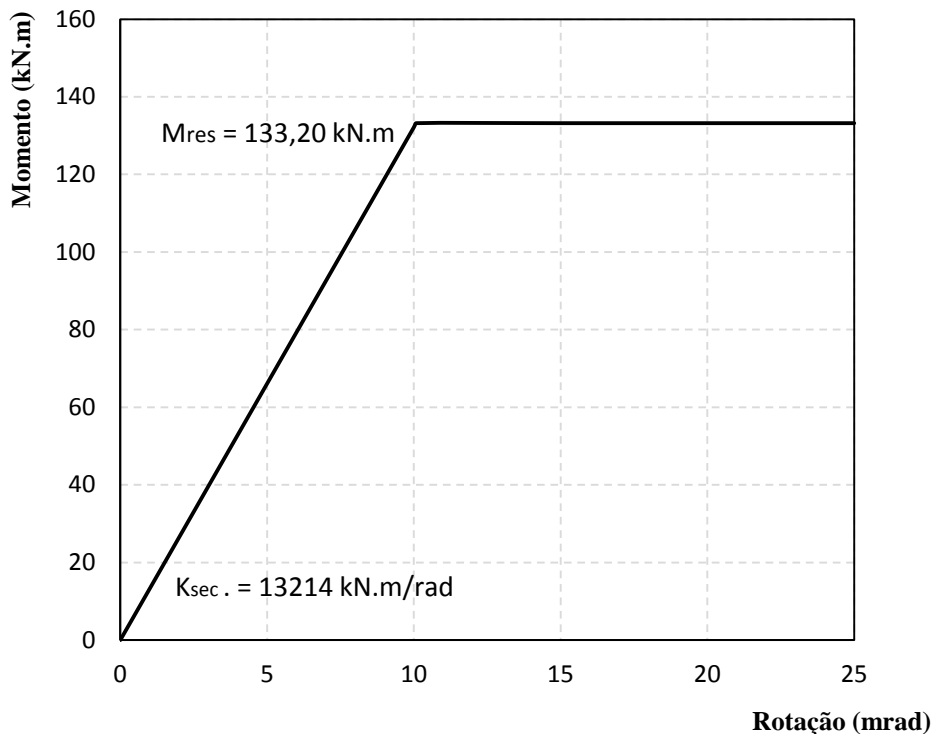
$$\theta_u = [(3 + 2,79 + 6,326) / (349 + 75)] \times 1000 = 28,58 \text{ mrad}$$

**6.2.8.  
Curva momento-rotação (bilinear)**

O traçado da curva M- $\theta$  é realizado através da Equação 5.4.

$$M = S_r \theta \tag{6.2}$$

A equação acima é válida até o ponto onde o momento fletor resistente de cálculo ( $M_{Rd}$ ) é alcançado, posteriormente segue-se com uma reta horizontal, formando-se assim a curva bilinear mostrada na Figura 6.3.



**Figura 6.3 - Curva momento-rotação teórica, pela NBR 8800:2008**

### 6.2.9. Resistência da viga mista a momento fletor negativo

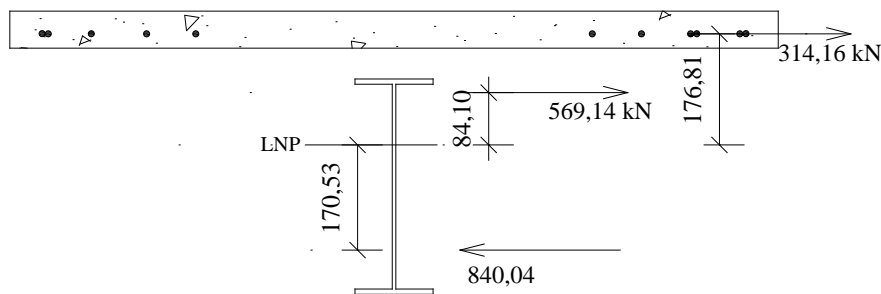
O momento fletor resistente de cálculo para vigas mistas em regiões de momento negativo é calculado como mostrado no item 2.7.2.

Para a viga mista de estudo, tem-se os valores mostrados na Tabela 6.2 e esquematizados na Figura 6.4.

**Tabela 6.2 - Cálculo do momento fletor resistente de cálculo em regiões de momento negativo para o caso de estudo**

$Y_{LNP}^*$	$T_{ds}$	$d_3$	$A_{at}$	$d_4$	$A_{ac}$	$d_5$	$M_{Rd}$
mm	kN	mm	mm <sup>2</sup>	mm	mm <sup>2</sup>	mm	kN.m
106,81	314,16	176,81	1649,70	84,10	2434,90	170,53	246,67

\*Medida a partir do topo da mesa superior do perfil de aço

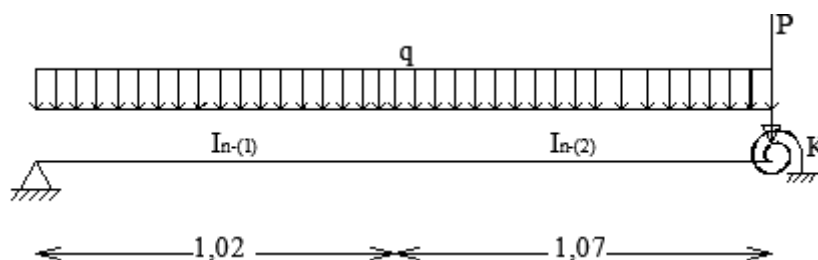


**Figura 6.4 - Representação das forças resistentes na viga mista na região de momento negativo**

### 6.3. Modelo no Ftool

Para avaliação dos deslocamentos fez-se um modelo simplificado no Ftool. Este modelo simula a metade do protótipo usado nos ensaios. Para isto, o concreto é considerado fissurado, ou seja, a rigidez das barras é referente à seção composta somente pelo perfil de aço e pelas barras de aço na largura efetiva da laje.

A Figura 6.5 apresenta a configuração do modelo usado e as cargas aplicadas.



**Figura 6.5 - Representação do modelo simplificado com o uso da ferramenta Ftool**

Dividiu-se a viga em dois trechos, um que se estende do elemento de apoio ao primeiro “*perfobond*” e o segundo iniciando-se no final do primeiro trecho e prolongando-se até o centro do pilar. Isto porque a rigidez varia de acordo com o trecho, ou seja, o primeiro é equivalente à viga de aço em conjunto com quatro vergalhões e o segundo com oito vergalhões.

Os valores encontrados para as rigidezes são os mostrados abaixo.

$$I_{n(1)} = 101,8 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

$$I_{n(2)} = 117,6 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

Quanto aos carregamentos aplicados, a carga distribuída ( $q$ ) é equivalente ao peso próprio da viga e da laje, e a carga concentrada ( $P$ ) é igual à carga aplicada no atuador somada ao peso próprio do pilar.

Os elementos de apoio foram definidos iguais aos utilizados nos ensaios: o apoio da esquerda é um apoio do segundo gênero e o da direita possui uma constante de rigidez ( $K$ ) igual à metade da encontrada nos ensaios, pois assim seria possível comparar-se os valores encontrados no modelo e aqueles obtidos experimentalmente.

Lembra-se que esta análise é permitida para o trecho elástico.