

7 Análise dos resultados

7.1. Considerações iniciais

Neste capítulo, são comparados e analisados os resultados obtidos a partir da teoria, apresentados no Capítulo 6, e dos testes experimentais, apresentados no Capítulo 5. É importante salientar que tanto o método proposto por Leon et al.(1996) como o presente na NBR 8800:2008, não abrangem o tipo de ligação utilizada neste trabalho e foram usados aqui para efeito de comparação.

Os detalhes das ligações foram apresentados no Capítulo 4.

7.2. Discussão dos resultados

Uma comparação entre as curvas momento-rotação, obtidas pelos modelos experimentais e aquelas encontradas pelos métodos analíticos, é apresentada na Figura 7.1.

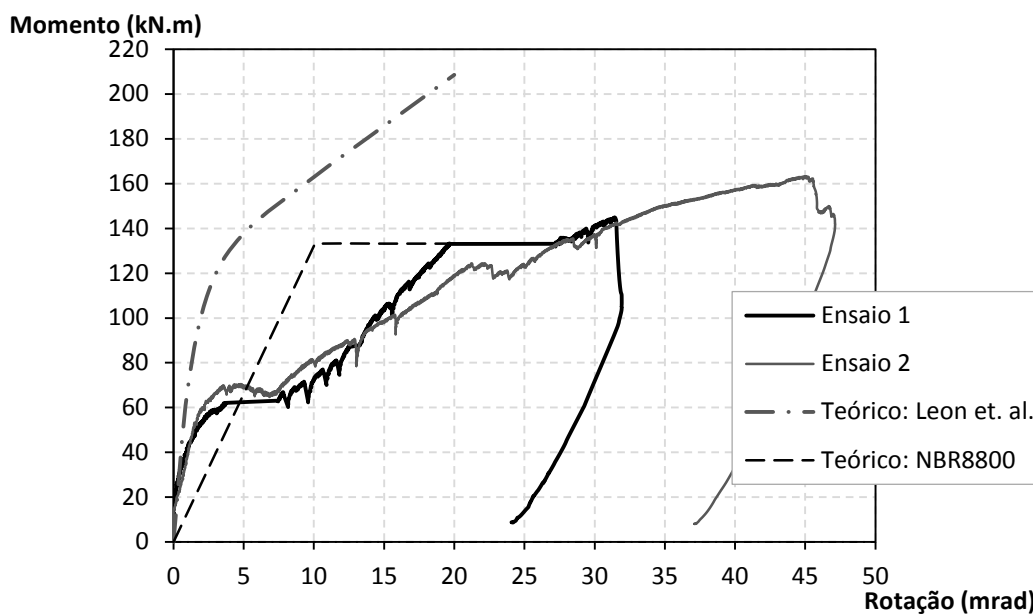


Figura 7.1 - Comparação entre as curvas momento-rotação experimentais e a teórica

Para melhor visualização dos resultados, fez-se um estudo do formato das curvas M- θ . Para o Ensaio 1, a configuração que melhor se adequou aos resultados obtidos em laboratório foi a trilinear, mostrada na Figura 7.2. Enquanto para o Ensaio 2, a configuração que melhor se adequou foi a curva bilinear, mostrada na Figura 7.3.

Momento (kN.m)

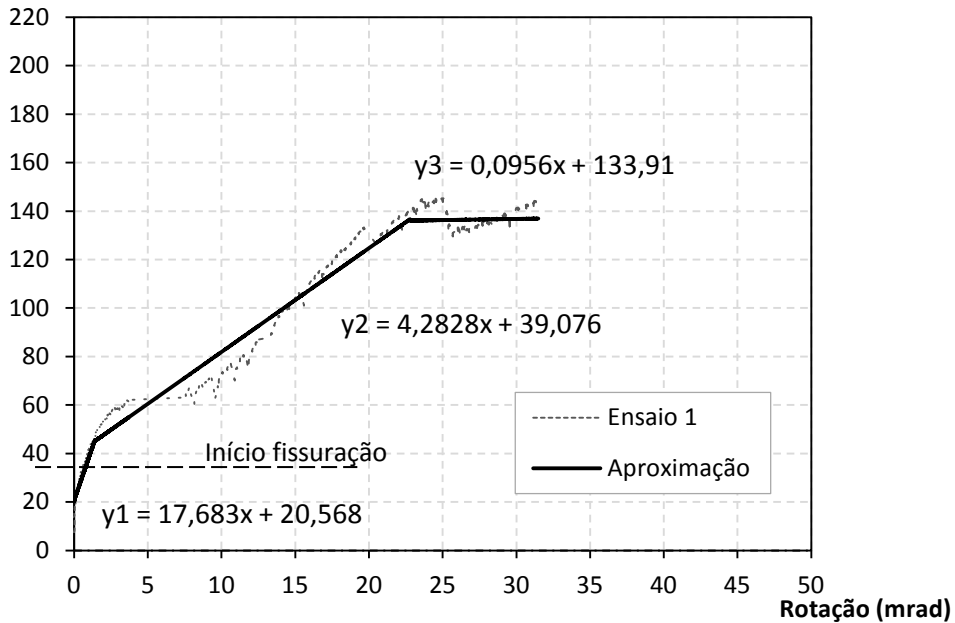


Figura 7.2 - Aproximação da curva M- θ para o Ensaio 1

Momento (kN.m)

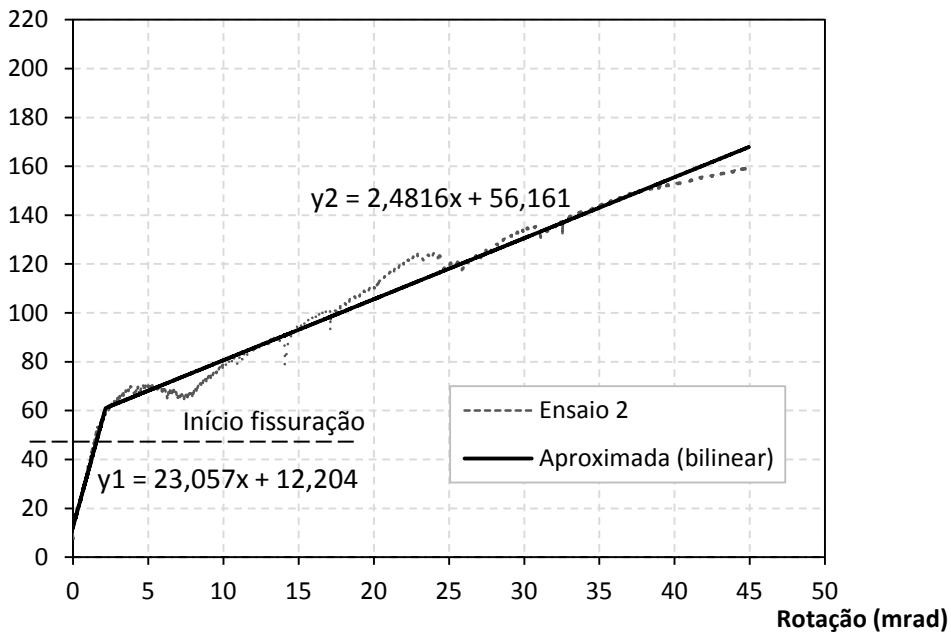


Figura 7.3 - Aproximação da curva M- θ para o Ensaio 2

Utilizando-se as curvas aproximadas, para mais uma vez comparar-se com as obtidas pelos métodos analíticos, tem-se o gráfico da Figura 7.4.

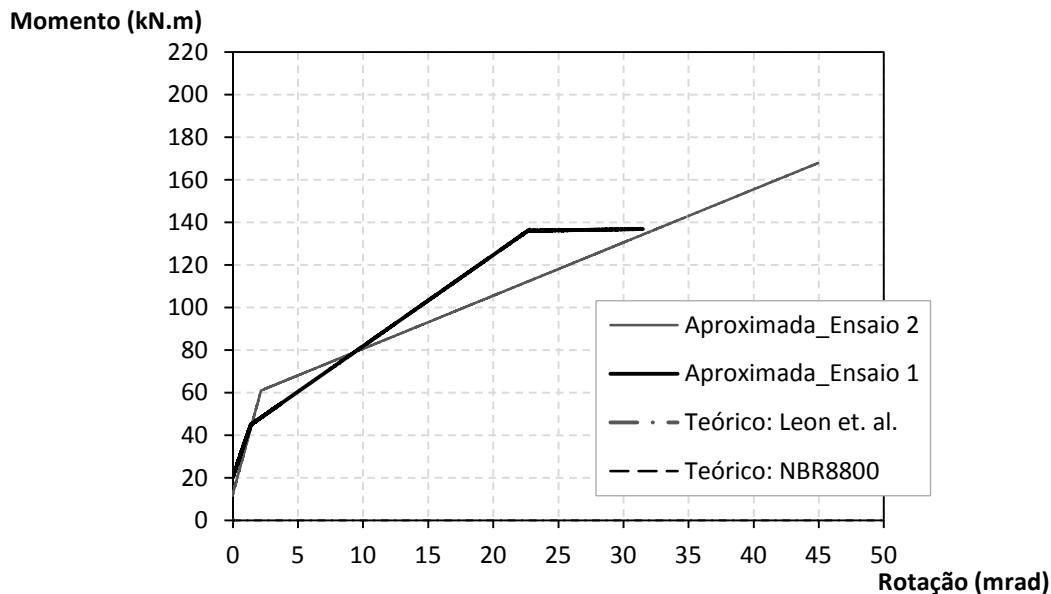


Figura 7.4 - comparação entre as curvas M-θ aproximadas e as obtidas analiticamente

A Tabela 7.1 apresenta a rigidez inicial (K_0), a rigidez de serviço (K_{serv}), o momento resistente máximo ($M_{m\acute{a}x}$) e a capacidade de rotação (θ_u) dos modelos experimentais e analíticos.

Tabela 7.1 - Resumo dos resultados teóricos e experimentais para a ligação estudada

Modelo	K_0 kN.m/rad	K_{serv} kN.m/rad	$M_{max}^{(-)}$ kN.m	θ_u mrad
Experimental (Ensaio 1)	81722	24000	145,00	25
Experimental (Ensaio 2)	69220	24400	159,00 ^{*(2)}	44,90
Analítico 1 (Leon et al. 1996)	84220	45274	211,54	21 ^{*(3)}
Analítico 2 (NBR 8800:2008)	_* ⁽¹⁾	13214	133,20	28,58

^{*(1)} Lembra-se que na NBR 8800 não é avaliada a rigidez inicial da ligação, ou seja, o que aparece na norma como rigidez inicial é na realidade a rigidez de serviço.

^{*(2)} Ruptura na laje de concreto.

^{*(3)} Este é o valor da rotação que substituído na Eq. M-θ da ligação, definida no item 6.1.3, resulta no valor de $M_{resist.}$, definido no item 6.1.1.

A seguir são apresentados alguns pontos de discussão a respeito do trabalho.

- **Momento fletor resistente**

Através da Tabela 7.1 percebe-se que o momento fletor resistente obtido pelo modelo proposto por Leon et al. (1996) foi superior ao encontrado nos ensaios, enquanto o método presente na NBR 8800, foi inferior. O ensaio 1 atingiu 68,5% do momento resistente esperado pelo método analítico 1 e 108,9% do esperado pelo método analítico 2. Já o ensaio 2, 75,6% em relação ao método proposto por Leon et al. (1996) e 120% em relação ao método da norma brasileira.

Tabela 7.2 - Comparação dos momentos fletores máximos obtidos

(1)/(3)	(1)/(4)	(2)/(3)	(2)/(4)
0,685	1,089	0,756	1,200

(1): Ensaio 1; (2): Ensaio 2; (3): Leon et al.1996; (4): NBR 8800

Outro ponto importante é que, como apenas no Ensaio 1 houve escoamento do aço na laje, a resistência mostrada para o ensaio 2 não é ainda a da ligação, pois o modo de ruína ocorreu na laje e o gráfico M- θ da ligação não apresentou a configuração trilinear, como visto no primeiro ensaio.

Leon et al. (1996) sugere que o momento resistente da ligação seja aquele associado a uma rotação igual a 20 mrad. Assim, o momento resistente do Ensaio 1, relacionado a esta rotação, foi de 126,65 kN.m e o do Ensaio 2 de 119 kN.m.

A Tabela 7.3 apresenta as comparações em porcentagem entre os resultados analíticos e experimentais para uma rotação equivalente a 20 mrad.

Tabela 7.3 - comparação entre os momentos fletores resistentes para uma rotação igual a 20 mrad

(1)/(3)	(1)/(4)	(2)/(3)	(2)/(4)
0,563	0,893	0,599	0,951

(1): Ensaio 1; (2): Ensaio 2; (3): Leon et al.1996; (4): NBR 8800

- **Rigidez**

Quanto à rigidez de serviço, pelo método proposto por Leon et al. (1996) foi encontrada uma rigidez bem maior que a encontrada experimentalmente (em média 185% maior). Pela NBR 8800 a rigidez de serviço obtida nos ensaios foi, aproximadamente, 182% maior que a prevista por este método. Percebe-se assim, que a K_{serv} experimental foi intermediária aos dois valores esperados pela teoria. A Tabela 7.4 apresenta uma comparação entre as rigidezes de serviço.

No que se refere à rigidez inicial encontrou-se valores mais próximos daquele esperado pelo método de Leon et al. (1996). O primeiro ensaio atingiu 97% da rigidez inicial teórica e o segundo ensaio 82%.

Nas curvas momento-rotação experimentais, representadas na Figura 7.1, percebe-se uma mudança brusca de inclinação no início da curva ($M \approx 60$ kN.m), isto é devido à fissuração do concreto e a partir deste momento a ligação teve um comportamento mais flexível, ou seja, uma rigidez menor, que o previsto pelos métodos analíticos usados.

Tabela 7.4 - Comparação da rigidez de serviço

(1)/(3)	(1)/(4)	(2)/(3)	(2)/(4)
0,530	1,816	0,539	1,847

(1): Ensaio 1; (2): Ensaio 2; (3): Leon et al.1996; (4): NBR 8800

- **Capacidade de rotação**

No método proposto por Leon et al. (1996) não há uma definição clara de como se obter a capacidade de rotação da ligação analiticamente. Assim, definiu-se a capacidade de rotação teórica da ligação como aquela que substituída na Equação $M-\theta$ da ligação, definida no item 6.1.3, resulta no momento fletor resistente, definido no item 6.1.1.

Então, de acordo com a Tabela 7.1, percebe-se que em relação à ductilidade, a ligação do Ensaio 1 apresentou-se menos dúctil que a prevista pela NBR 8800, em todas as outras comparações a capacidade de rotação experimental superou o previsto pelos métodos analíticos.

Tabela 7.5 - Comparação da capacidade de rotação

(1)/(3)	(1)/(4)	(2)/(3)	(2)/(4)
1,190	0,875	2,138	1,571

(1): Ensaio 1; (2): Ensaio 2; (3): Leon et al.1996; (4): NBR 8800

- **Fissuração**

Quanto às fissuras observadas, pode-se dizer que as barras de aço usadas perpendicularmente ao eixo do pilar foram eficientes no combate às fissuras nessa região, pois como visto nas fotos apresentadas no Capítulo 5, as aberturas nesta parte da laje foram pequenas.

Já as fissuras observadas perpendicularmente ao “*perfobond*” mais próximo ao pilar, nos dois ensaios, foram de grande abertura, o que não é admissível em situações reais. Isto mostra que houve um déficit de armadura nesta região e se mostra, também, como uma limitação do método de ensaio utilizado, pois, como no modelo cruciforme todas as partes do sistema se encontram submetidas a momento fletor negativo não há como ancorar as barras de aço em regiões de momento fletor positivo, como recomendado pela literatura.

- **Deslocamento**

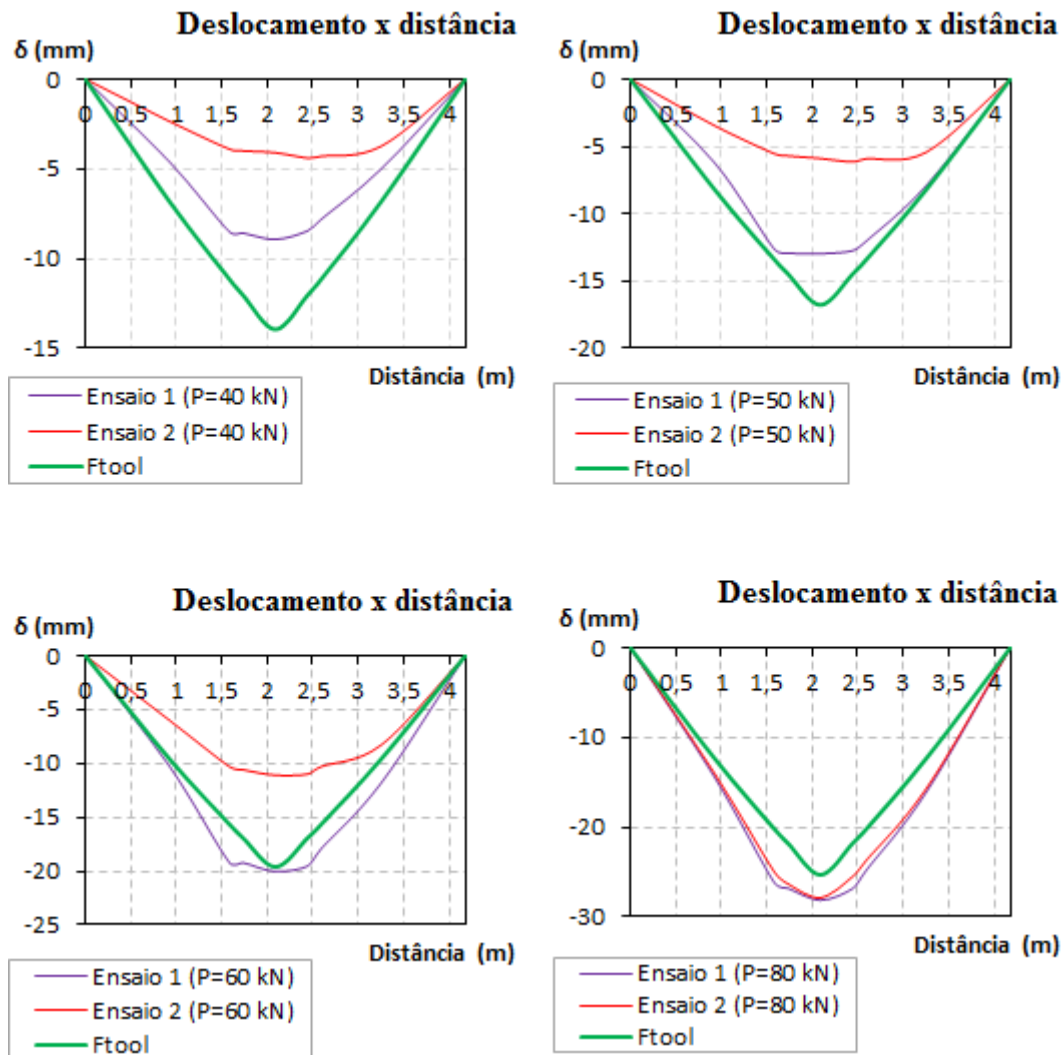
Na Figura 7.5 são apresentados gráficos comparativos entre os deslocamentos obtidos experimentalmente e aqueles obtidos na simulação realizada com o auxílio do Ftool.

A primeira observação é que o Ensaio 1 apresentou deslocamentos iniciais maiores que o Ensaio 2, isto se deve ao fato de que para o primeiro ensaio realizou-se mais pré-cargas, ou seja, como o concreto já estava fissurado, o sistema estava menos rígido que o do segundo ensaio, justificando-se assim os deslocamentos maiores.

A segunda informação retirada destes gráficos é que, até uma carga de aproximadamente 50-60 kN o modelo do Ftool apresenta deslocamentos maiores que os ensaios (ou seja, a favor da segurança), isto representa a carga até a qual o

sistema estava no regime elástico, que é para o qual o modelo simplificado se aplica.

Por último, nos estágios iniciais, os deslocamentos obtidos através do Ftool são maiores que os experimentais, isto devido à desconsideração da rigidez do concreto neste modelo simplificado, mesmo nas fases iniciais, quando o concreto ainda não está fissurado.



PUC-Rio - Certificação Digital Nº 1312977/CA

Figura 7.5 - Gráfico comparativo, entre os modelos experimentais e o modelo do Ftool, dos deslocamentos na viga

- **Comparação entre o primeiro e o segundo ensaio**

Os dois ensaios realizados tiveram comportamento semelhante, curva momento-rotação parecida e modo de ruína devido ao mesmo fator.

A diferença principal observada entre os ensaios ocorreu nos deslocamentos iniciais, mas como já explicado, isto aconteceu devido a quantidade de pré-cargas realizadas no Ensaio 1.

Tabela 7.6 - Tabela comparativa entre os ensaios 1 e 2

	$M_{\text{máx}}$	$M_{20\text{mrad}}$	$K_{\text{serv.}}$	θ_u
E1/E2	0,907	0,939	0,984	0,582

E1: ensaio 1; E2: ensaio 2.

- **Classificação da ligação estudada segundo o AISC**

Como foi mostrado no item 2.3.1, de acordo com o AISC a ligação pode ser classificada quanto à capacidade resistente e quanto à rigidez.

A classificação quanto à resistência refere-se à comparação do momento fletor resistente da viga mista em regiões de momento negativo, encontrado no item 6.2.9, com a capacidade resistente da ligação.

A classificação quanto à rigidez varia conforme o vão de projeto. Para efeito de estudo, adotou-se aqui o caso do projeto exemplo mostrado no Capítulo 3, ou seja, vigas mistas com dez metros de comprimento.

O gráfico da Figura 7.6 apresenta a classificação da ligação conforme descrito anteriormente. Como se pode observar, a ligação estudada é classificada como parcialmente restringida (PR) e de resistência parcial (PS), de acordo com o AISC e para uma viga de comprimento igual a dez metros.

Lembrando-se que a resistência da viga utilizada para comparação é a teórica. No modelo experimental, como a ligação do Ensaio 2 não atingiu a capacidade última, deve-se então classificá-la, para a realidade do ensaio, como de resistência total (FS), já que o modo de ruína observado foi na laje de concreto.

Vale lembrar que a ligação pode ser classificada diferentemente caso algum parâmetro seja alterado, por exemplo, a mesma ligação poderia ser classificada como rígida caso o comprimento da viga fosse modificado.

A ligação do Ensaio 1 atingiu um momento fletor resistente igual a 59% do momento resistente da viga mista e a do Ensaio 2 igual a 65%.

Quanto à classificação relativa à ductilidade, as ligações estudadas tiveram boa capacidade de rotação, como pôde ser observado nas curvas $M-\theta$ obtidas através dos ensaios.

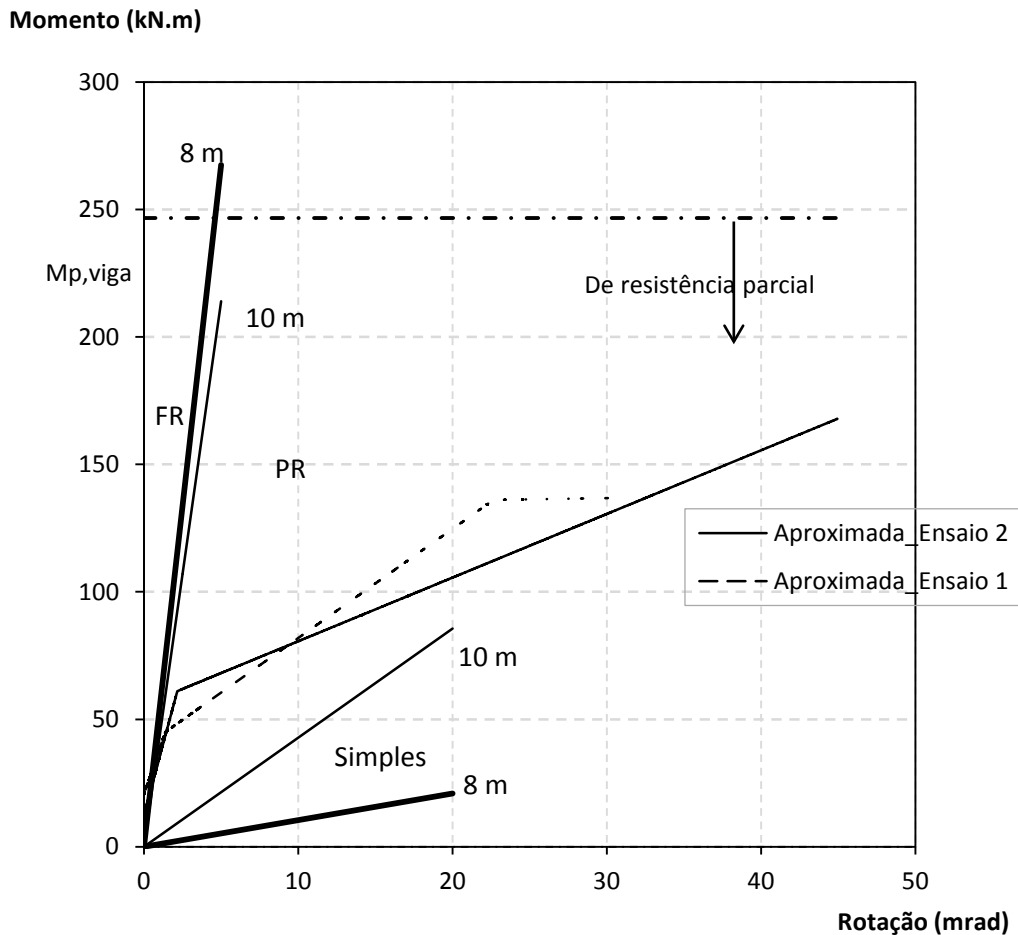


Figura 7.6 - Classificação da ligação segundo à rigidez e à resistência de acordo com o AISC

- **Inspeção realizada posteriormente aos ensaios**

Posteriormente aos ensaios fez-se uma inspeção na região onde ocorreu a fissura perpendicular ao “*perforbond*”. Observou-se que todas as barras da malha de combate à fissuração (tela soldada) estavam rompidas, porém a armadura principal estava intacta. O conector também não sofreu nenhum dano. As Figuras 7.7 e 7.8 apresentam os detalhes desta região após os ensaios.

Todas as cantoneiras foram desaparafusadas para verificar também as condições dos furos e dos parafusos após os ensaios. Observou-se alongamento dos furos somente no Ensaio 2, conforme Figura 7.9. Os parafusos não apresentaram deformações visíveis.



Figura 7.7 - Inspeção dos modelos experimentais: Pe01, Ensaio 1



Figura 7.8 - Inspeção do modelos experimentais: região próxima ao Pe03, Ensaio 2

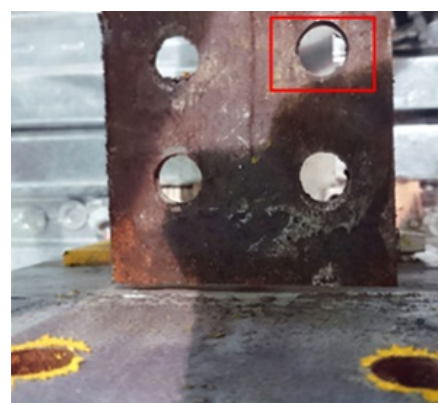


Figura 7.9 - Alongamento do furo na alma da Viga 2 e do furo na mesa da Viga 2, respectivamente - Ensaio 2