

4

Programa experimental do ensaio em escala real

4.1.

Introdução

Um ensaio em escala real foi realizado no LEM da PUC-Rio a fim de se verificar o comportamento do conector *T-Perfobond* numa estrutura real.

Após a análise dos resultados dos ensaios *push-out*, foi escolhido o ensaio que apresentou melhor comportamento quanto a ductilidade e a capacidade de carga, para que sua configuração fosse adotada no ensaio em escala real. O ensaio selecionado foi o TP-2F-AR-IN-12-16-B, que utilizou armaduras passantes de 16mm nos furos e estribo de 12mm. O comprimento adotado para o ensaio foi de 9,0m de comprimento. As dimensões da laje de concreto foram de 2,25m de largura e 12cm de espessura. A espessura da laje foi a mesma utilizada no ensaio de push-out.

4.1.1.

Preparação do Ensaio em Escala Real

Os trabalhos envolvendo a estrutura metálica foram realizados em metalomecânica, na empresa Metalfenas Ltda, e as armaduras foram fabricadas pela empresa Feraço. Todas as outras atividades foram executadas no laboratório do LEM: soldagem dos conectores; colagem dos extensômetros; ajuste das armaduras das lajes; montagem das formas e concretagem.

O perfil W410x60 foi utilizado para compor a viga metálica, e o perfil HP200x53 foi usado para fabricação do conector, o mesmo utilizado para os ensaios de push-out. Estes perfis foram em aço ASTM A572 grau 50 da Açominas. As dimensões dos conectores são rerepresentadas na Figura 4.1. Na Figura 4.2 são apresentadas as dimensões do perfil W410x60.

O espaçamento adotado entre os conectores foi de 1600mm, Figura 4.3. Entre os conectores T-Perfobond foram soldados espaçadores tipo gancho em armadura de 6,3mm. As dimensões dos espaçadores estão apresentadas na Figura 4.4. A função dos espaçadores foi para evitar à flambagem a compressão da laje de concreto.

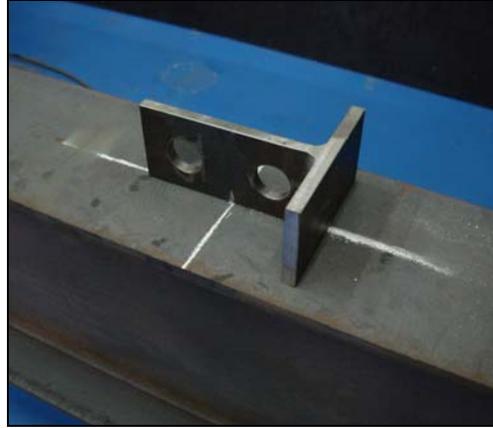
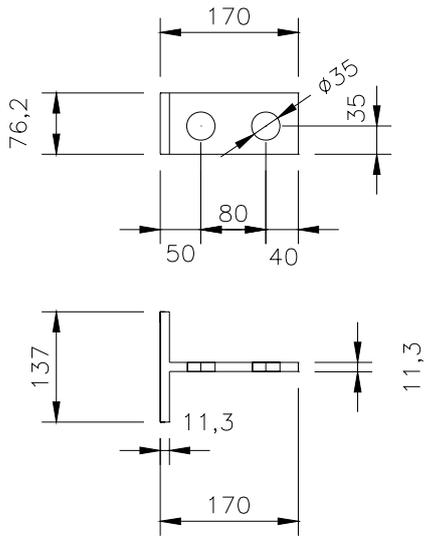


Figura 4.1 - Configurações dos conectores T-Perfobond, a partir do HP200x53

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0510763/CA

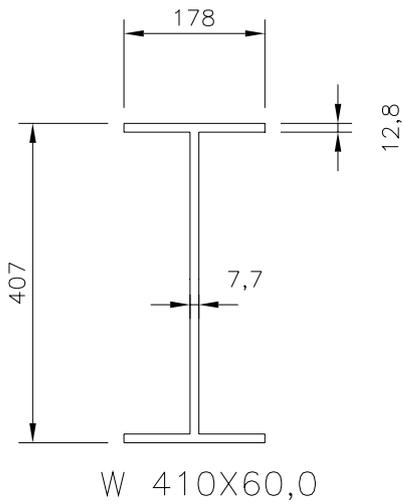


Figura 4.2 - Configurações do perfil da viga de 9,0m, W410x60

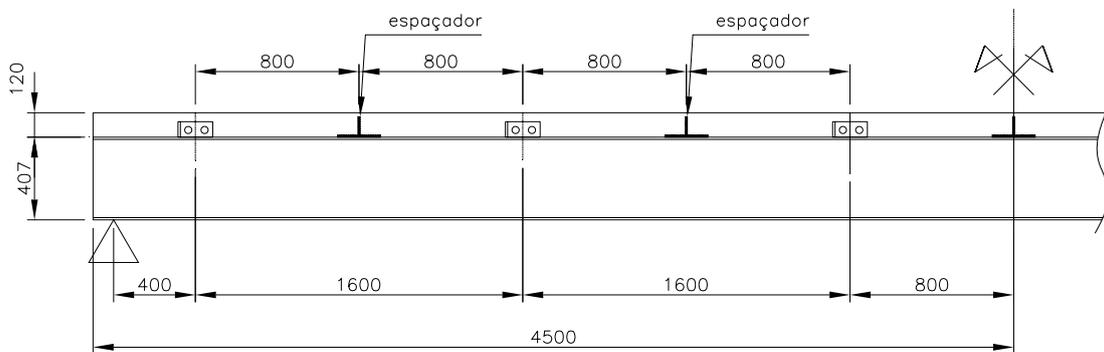


Figura 4.3 – Espaçamento entre os conectores

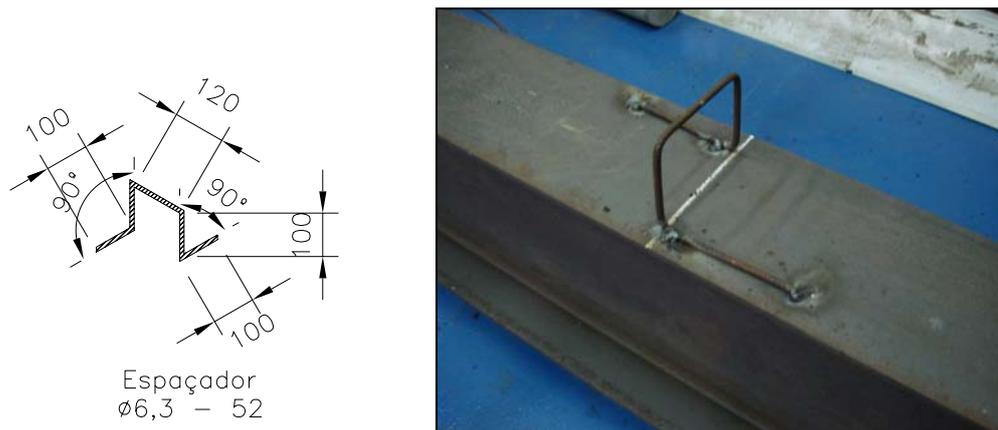


Figura 4.4 – Dimensões dos espaçadores

Os conectores foram soldados no LEM com solda em filete de 18mm, com material E70XX.

4.1.1.1. Apoios

Antes do posicionamento da viga no local de ensaio, foram posicionados e montados o sistema de apoio. A viga foi apoiada em dois apoios, sendo um fixo e outro móvel, Figura 4.5.



Figura 4.5 – Sistema de apoios: móvel e fixo.

Para garantir a estabilidade da viga mista nos apoios, estes foram montados em pares, conforme a Figura 4.5. Uma viga “I” foi apoiada sobre estes apoios servindo de apoio para a viga principal. O vão resultante entre os apoios foi de 8,8m, Figura 4.6.



Figura 4.6 – Sistema de apoios: móvel e fixo – vão de 8,8m.

4.1.1.2. Forma e Armadura

Com a viga metálica posicionada, foi possível montar as formas e inserir as armaduras no conector de forma alternada. A sequência das atividades ocorreu da seguinte maneira: corte da chapa para forma; posicionamento e fechamento em parte das formas; posicionamento das armaduras nos conectores; posicionamento e fechamento geral das formas; posicionamento das armaduras da laje; e travamento dos cavaletes da laje, Figura 4.7.

Foram utilizadas forma cola de 17mm de espessura para fabricação das formas e para o sarrafo utilizou-se cedrinho de 5x2,5cm.

Em torno dos conectores foram adotados as mesmas armaduras do ensaio de push-out. Nos estribos foram utilizados vergalhões de 12,5mm de diâmetro e nos furos 16mm em aço Grau 50 (limite de escoamento de 500MPa). O detalhamento da armadura está apresentado na Figura 4.8. Adotou-se uma distribuição em forma de cone, com ângulo de espraçamento em torno de 60°, em função das bielas de compressão e as possíveis fissuras de rasgamento que

poderiam ocorrer no ensaio. A armadura foi fornecida já cortada e dobrada pela Feraço Ltda. A amarração dos estribos foi realizada com arame recozido.

As armaduras na laje foram distribuídas a cada 320mm no eixo longitudinal e a cada 200mm na direção transversal. Adotou-se uma armadura de 6,3mm de diâmetro a fim de evitar a fissuração superficial. Uma armadura de 5,0mm de diâmetro foi amarrada junto ao espaçador, Figura 4.9.



Figura 4.7 – Montagem das armaduras e formas no LEM.

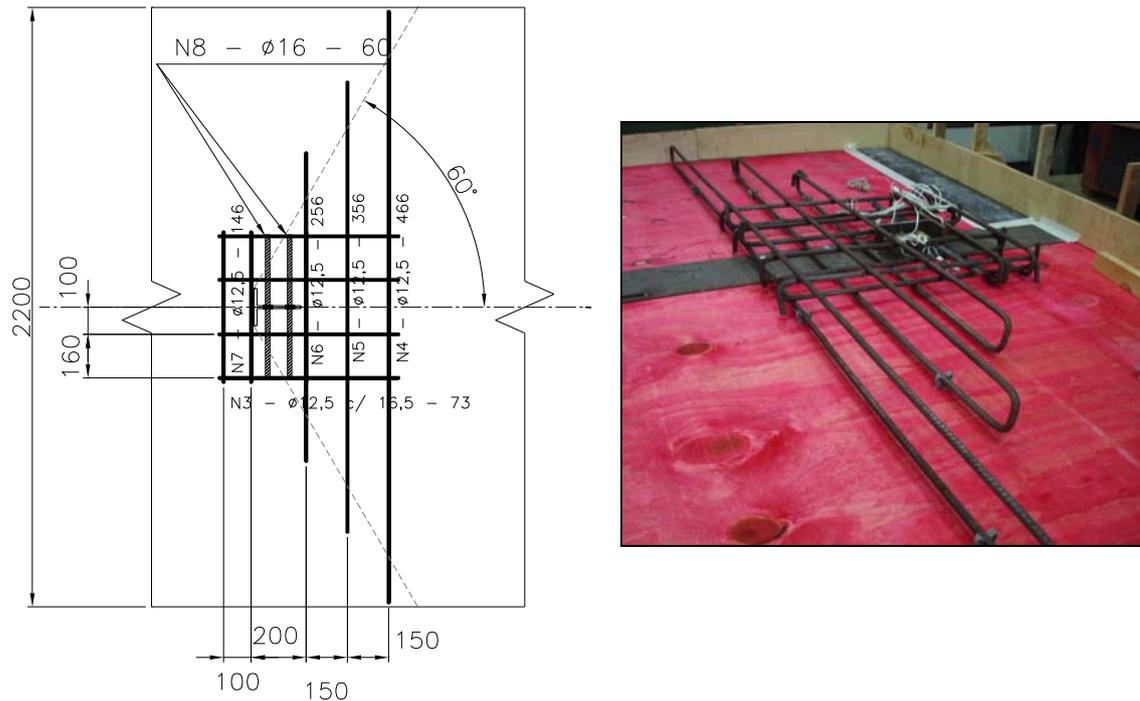


Figura 4.8 – Detalhamento das armaduras em torno do conector.

Para que os resultados não fossem afectados pela aderência química entre o perfil de aço e o concreto, toda a superfície de aço, exceto nos conectores, foi previamente tratada com óleo desmoldante, adotando o mesmo processo nos ensaios de push-out, Figura 4.9.



(a) Armadura no espaçador



(b) Eliminação da aderência química

Figura 4.9 – Acabamentos finais na laje.

4.1.1.3. Concreto

Foi necessário um volume de aproximadamente $2,5\text{m}^3$ de concreto para concretagem da laje e dos corpos de prova cilíndricos. A Figura 4.10 ilustra a sequência de atividades durante a concretagem da laje.

Utilizou-se o concreto bombeável, que foi lançado diretamente no local por meio de equipamento composto por bomba hidráulica e tubulações. Este sistema proporcionou economia de tempo e mão-de-obra. O concreto bombeável, de fácil adensamento, não necessita de vibração externa.

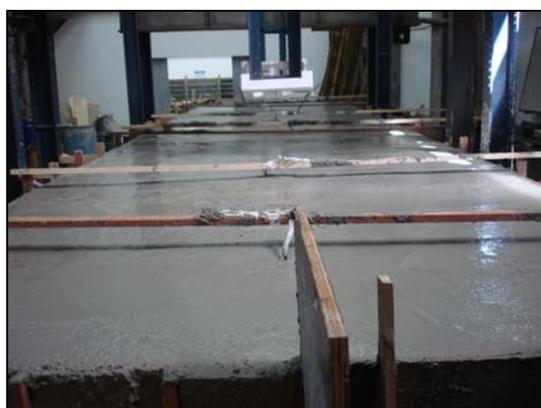


Figura 4.10 – Concretagem da laje, LEM – PUC-Rio.

4.1.1.4. Instrumentação e aplicação do carregamento

Para medir as tensões e deformações dos conectores e do perfil metálico, foram instalados extensômetros elétricos unidirecionais.

Nos conectores posicionados nas extremidades da laje, foram utilizados quatro extensômetros. Nos conectores intermediários e centrais foram utilizados dois extensômetros, um na alma e outro na mesa, Figura 4.11.



(a) Conector de extremidade
Figura 4.11 – Extensômetros.



(b) Conector intermediário e central

Foram instalados extensômetros em duas seções da viga, e nas armaduras passantes dos conectores, Figura 4.12.



(a) Seção A-A da viga metálica
Figura 4.12 – Extensômetros.



(b) Armaduras passantes

Na viga metálica foram instalados extensômetros na seção a um quinto do vão e na seção central, seções A-A e B-B da Figura 4.13. Na seção A-A foram instalados quatro extensômetros na parte interna da mesa. Na seção B-B foram instalados seis extensômetros, sendo um na alma a uma distância de 102mm em relação a mesa inferior (Figura 4.12).

A Figura 4.13 apresenta o mapa de localização dos extensômetros e dos RDL's instalados no ensaio e os pontos de aplicação de carregamento.

Para medir o deslocamento vertical foram utilizadas quatro RDL's (régua de deslocamento linear). No vão central foram utilizados duas RDL's de 30cm (7 e 8), e nos quintos de vão RDL de 10cm (5 e 6).

Para medir o deslizamento na interface entre o perfil e a laje, foram instalados duas RDL's de 5cm em cada uma das extremidades da laje (1 e 2). As RDL's 3 e 4 de 5cm foram instaladas nas laterais da laje para controlar a translação horizontal da laje.

A Figura 4.14 apresenta a instrumentação utilizada no ensaio da viga mista. Todos os dispositivos são conectados a um sistema de aquisição de dados que assegura a leitura periódica e salva todos os valores medidos, incluindo o carregamento aplicado.

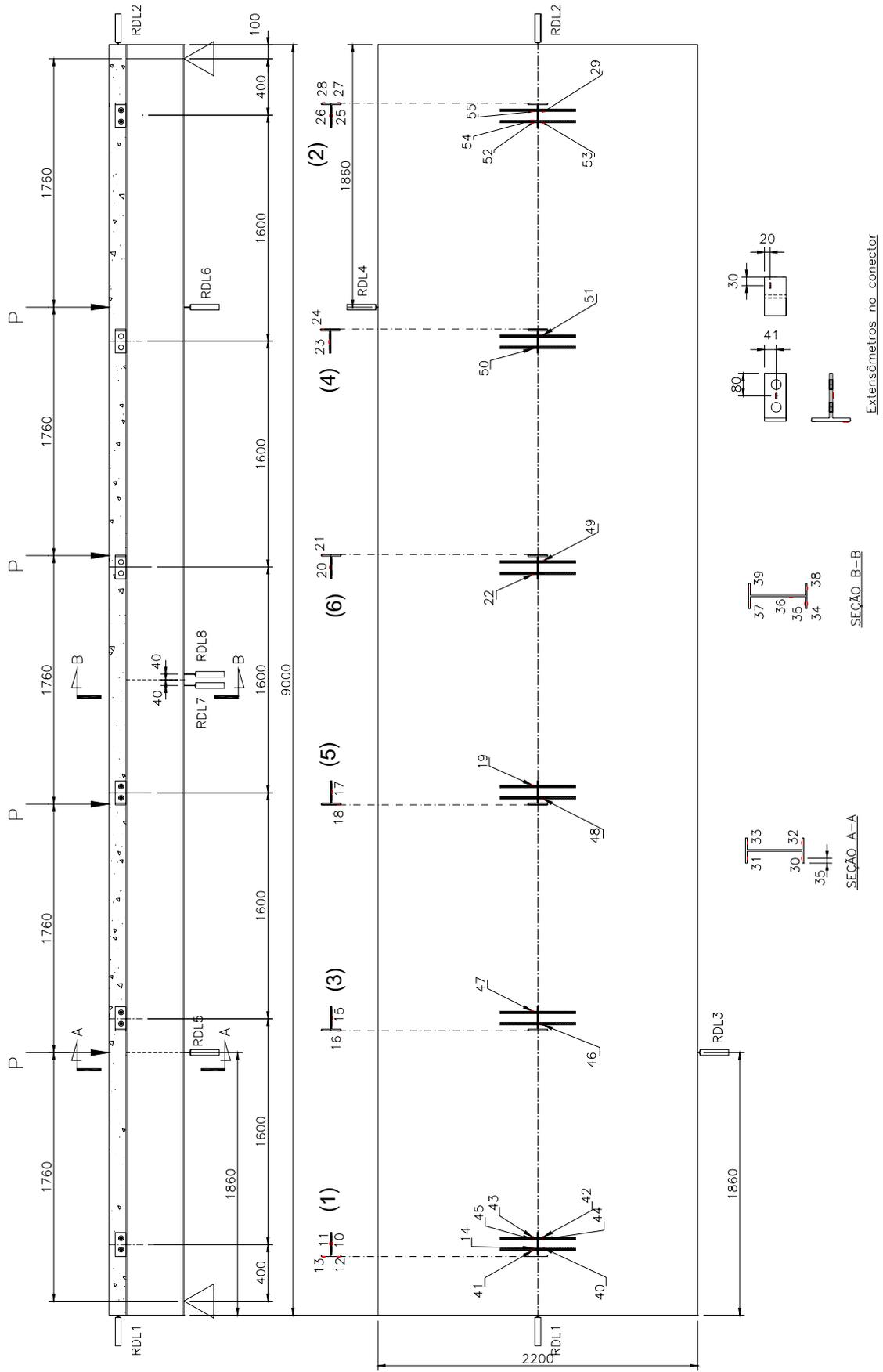


Figura 4.13 – Instrumentação e aplicação do carregamento.



(a) RDL 1 - Deslizamento



(b) RDL 2 - Deslizamento



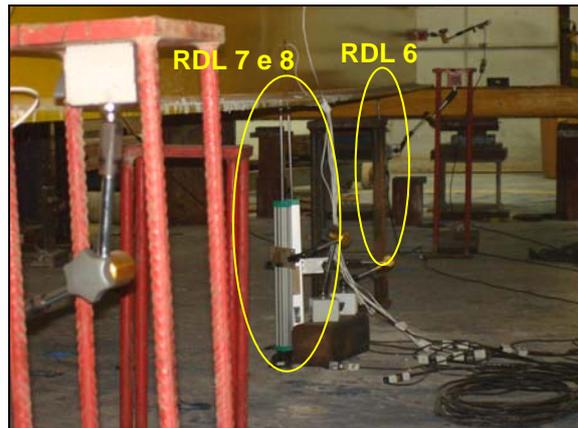
(c) RDL 3 – Deslocamento transversal



(d) RDL 4 – Deslocamento transversal



(e) RDL 5 – Deslocamento vertical (1/5 do vão)



(e) RDL 7 e 8 – Deslocamento vertical (1/2 do vão) / RDL 6 Desloc. vertical (1/5 do vão)

Figura 4.14 – Instrumentação da viga mista.

Utilizou-se um sistema de aplicação de carga distribuída em quatro pontos através de vigas de distribuição. Foram utilizados dois atuadores hidráulicos com capacidade de 500kN cada, conforme mostra a Figura 4.15. Duas bombas manuais foram utilizadas para acionar cada atuador.



Figura 4.15 – Instrumentação e aplicação do carregamento.

Para controlar a carga aplicada, sob cada atuador, foi utilizada uma célula de carga com capacidade de 500kN. Essa célula foi instalada entre uma rótula universal e um apoio móvel (primeiro gênero), Figura 4.16. A rótula universal permite rotação em todas as direções e assegura que o atuador não esteja fixo a viga de aço, dando-lhe liberdade para se adaptar a viga mista.



Figura 4.16 – Célula de carga.

As cargas consideradas no projeto de uma laje para edifício residencial são apresentadas na tabela Tabela 4.1.

Tabela 4.1 – Cargas consideradas

CARGAS	kN/m ²	kN/m	kN
Peso próprio do perfil da laje	0,26	0,60	5,28
Concreto fresco: (3% de empoçamento)	3,09	7,11	62,54
Conectores	0,01	0,01	0,12
Armaduras	0,09	0,21	1,82
Perfis aplicação de carga	0,28	0,64	5,67
PESO PRÓPRIO DA LAJE:	3,73	8,57	77,14
Revestimento	1,10	2,53	22,77
Impermeabilização	1,50	3,45	31,05
Paredes e divisórias	1,80	4,14	37,26
Sobrecarga	3,00	6,90	62,10
CARGA VIGA MISTA	7,40	17,02	153,18

Baseado no estudo da viga mista foi considerado que a estrutura deveria suportar uma tensão de 21,25kPa. A área da laje ensaiada correspondeu a 20,7m². Este carregamento equivale a duas cargas aplicadas na viga de 220kN igualmente espaçadas.

Foram realizados ensaios de pré-carga para aferir a instrumentação e mobilizar a estrutura de forma gradativa. No primeiro ensaio de pré-carga aplicou-se um carregamento máximo de 10kN e descarregou. No segundo e terceiro ensaio de pré-carga as cargas máximas foram de 26kN e 40kN respectivamente. Nesta primeira etapa de pré-carregamento, o sistema foi montado de forma que uma bomba manual acionasse os dois atuadores hidráulicos de forma simultânea. No entanto, percebeu-se através das células de carga que ocorria uma diferença de aplicação de carga entre os mesmos. Para solucionar este problema, optou-se em utilizar duas bombas manuais de forma a trabalhar individualmente em cada atuador.

Após a instalação das duas bombas, iniciou-se a fase de ensaios que serão apresentadas neste trabalho. Essa fase foi composta por três ensaios de pré-carga. No primeiro ensaio de pré-carga, aplicou-se a carga a cada 5kN até atingir 100kN. Foram aguardados 15 minutos para o descarregamento.

No segundo ensaio de pré-carga, aplicou-se a carga a cada 5kN até atingir 155kN. No terceiro ensaio de pré-carga, aplicou-se a carga a cada 5kN até 200kN.

Para os segundo e terceiro ensaios de pré-carga foram aguardados 30 minutos para o descarregamento. Não foi possível controlar a velocidade de descarregamento da estrutura em função das bombas manuais utilizadas. A aferição das medidas dos deslocamentos verticais, das deformações e dos deslizamentos na extremidade da estrutura, foi realizada a cada incremento de carga para o carregamento. Na fase do descarregamento essa aferição ocorreu de forma automática.

Após a realização do último ensaio de pré-carga realizou-se o ensaio final da estrutura. O carregamento foi aplicado até o colapso da estrutura. As medições foram realizadas a cada 5kN até atingir o nível de carregamento do último pré-ensaio, que foi de 200kN. Ao atingir 200kN, a carga foi mantida durante 15 minutos. Prosseguiu-se o carregamento até 210kN, e manteve-se a carga por 30 minutos aproximadamente. O carregamento prosseguiu até atingir 220kN, com as medições sendo realizadas a cada 2kN. Ao atingir a carga de colapso, 220kN, essa foi mantida durante 15 minutos, sendo então prosseguido o descarregamento da estrutura.

Os valores de carga mencionados anteriormente correspondem as cargas aplicadas em cada atuador hidráulico, que será referida como carga 2P, Figura 4.17.

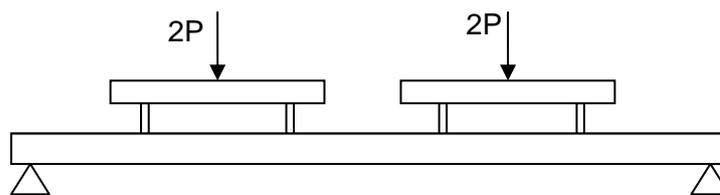


Figura 4.17 – Esquema de aplicação de carga.

4.2.Resultados

4.2.1.

Propriedades dos materiais

4.2.1.1.

Concreto

Para determinação das propriedades mecânicas do concreto, foram moldados corpos-de-prova cilíndricos de acordo com a NBR 5738:1994. Aos 28 dias foram ensaiados quatro corpos-de-prova, apresentando uma resistência média a compressão de 21,65MPa. A Tabela 4.2 apresenta os valores obtidos de cada ensaio.

Tabela 4.2 – Resistência à compressão média do concreto

Provete	Data	Idade dias	f_{cmcil} MPa	Média MPa	Desvio
1	11-03-2009	28	21,05	21,65	0,56
2			21,95		
3			21,34		
4			22,27		

4.2.2.

Ensaio em escala real

4.2.2.1.

Modo de colapso

No ensaio final da viga mista em escala real ocorreu uma falha por cisalhamento entre a laje de concreto e a viga de aço. Esta falha do conector ocorreu e foi associada com a perda da capacidade de carga da estrutura. Um deslizamento significativo entre a seção de aço e a laje de concreto foi verificado durante o ensaio, provocando finalmente o colapso da viga. Esta falha ocorreu essencialmente em um dos lados da viga e a separação vertical entre a seção de aço e de concreto foi visível próximo ao apoio, Figura 4.18. As fissuras no concreto ocorreram no meio do vão e se apresentaram de formas verticais, Figura 4.19.



(a) RDL 1 - Deslizamento



(b) Deslizamento e separação vertical

Figura 4.18 – Falha por cisalhamento.



Figura 4.19 – Fissuras verticais na laje de concreto

4.2.2.2.

Momento máximo e deslocamentos verticais

A viga mista foi dimensionada para interação parcial, para um momento máximo de 664,82kNm.

No gráfico da Figura 4.20 são apresentadas as curvas momento total versus deslocamento vertical dos três ensaios de pré-carga e do ensaio final.

O momento total corresponde a soma do momento devido ao peso próprio com o momento da carga aplicada. O momento calculado devido ao peso próprio foi de 83,2kNm. O peso próprio da viga, considerando o peso da laje, o peso do perfil, o peso das armaduras, do conector, do concreto e das vigas de distribuição de carga, foi de 8,59kN/m.

O ensaio da viga mista apresentou um comportamento praticamente linear até o nível de carga de $2P=100\text{kN}$ (imposta em cada atuador, sendo a carga total na viga de 200kN) permanecendo assim no regime elástico.

A partir desse ponto, começou a perder rigidez e apresentar um comportamento não linear. No segundo ensaio da pré-carga de 155kN, a viga atingiu a fase plástica, e deslocamento vertical residual foi de 12mm. No terceiro ensaio, $2P=200\text{kN}$, o deslocamento vertical residual foi de 35mm. Até essa fase de carregamento, não foi observada nenhuma fissura aparente significativa.

No ensaio final, os patamares visualizados no gráfico, correspondem aos níveis em que as cargas foram mantidas por determinado tempo, conforme apresentado anteriormente. Ao atingir 200kN, a carga foi mantida por uns 15 minutos, e 210kN, por 30 minutos aproximadamente. A carga máxima alcançada no ensaio foi de 220kN, equivalente ao momento máximo de 665kNm, que foi o valor máximo previsto.

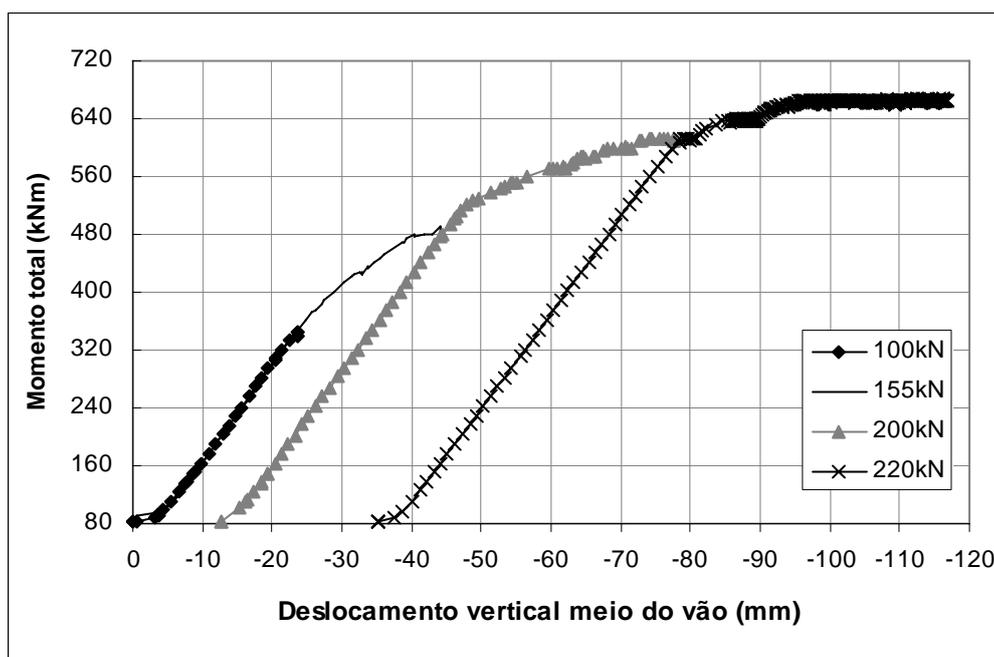


Figura 4.20 – Momento máximo versus deslocamento vertical no meio do vão.

A Figura 4.21 apresenta o deslocamento vertical das RDL's 5 e 6 instalados a 1/5 do vão em relação ao apoio e o deslocamento médio no meio do vão do ensaio final.

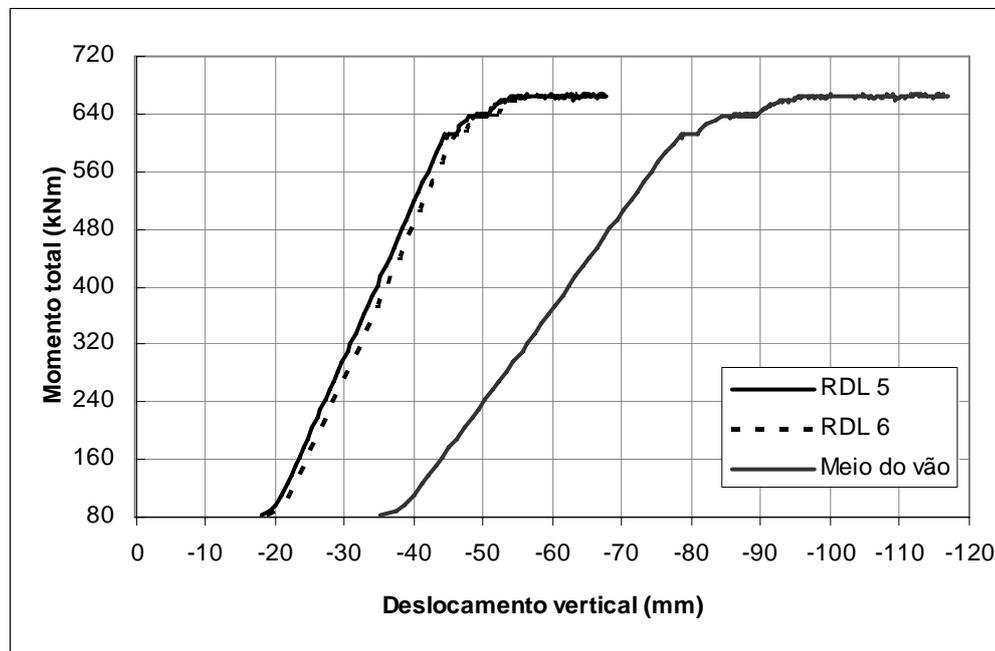
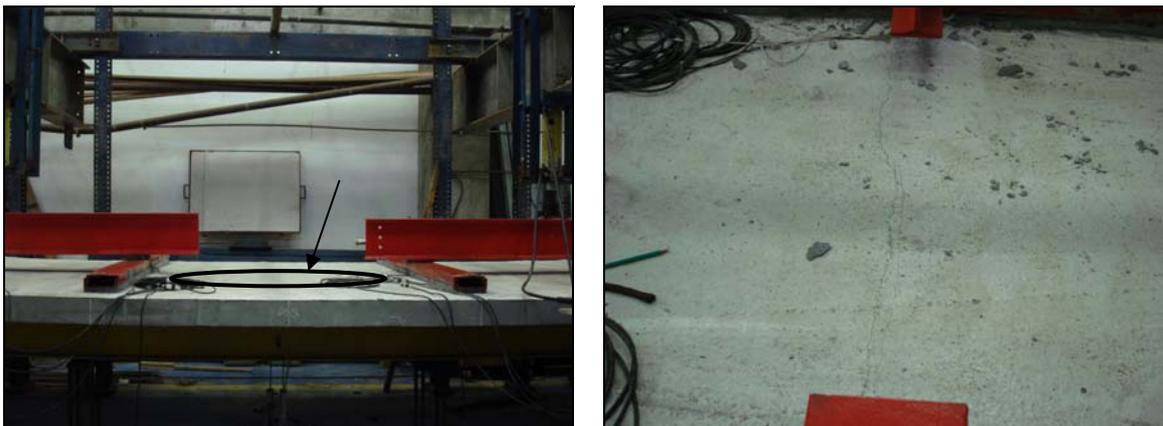


Figura 4.21 – Momento máximo versus deslocamento vertical do ensaio final.

A viga apresentou um comportamento dúctil, apresentando um desenvolvimento no deslocamento vertical significativo, enquanto o momento máximo manteve-se quase constante.

Esse fato era previsto, visto que na interação parcial, a ligação é mais flexível e apresenta maior capacidade de deformação. A capacidade da viga mista é condicionada pelo conector, ou seja quando o conector (T-Perfobond) falha por cisalhamento. Esta falha foi observada no deslizamento da extremidade da viga, Figura 4.18.

Ao atingir a carga máxima, uma fissura longitudinal se formou no meio do vão na parte superior da laje de concreto, Figura 4.22. Esta fissura por fendilhamento ocorreu no final do ensaio, não prejudicando assim a análise dos resultados. Se tivesse ocorrido na fase inicial, isto significaria que a armadura transversal foi subdimensionada. O cálculo das armaduras é apresentado no Anexo deste trabalho.



(a) Localização da fissura

(b) Fissura longitudinal

Figura 4.22 – Fissura longitudinal no meio do vão.

4.2.2.3. Deformações

Para identificação da migração da fase elástica para fase plástica, são apresentadas a seguir as deformações ocorridas na seção da viga de aço no meio do vão. A Figura 4.23 apresenta a identificação dos extensômetros instalados na viga de aço e nos conectores.

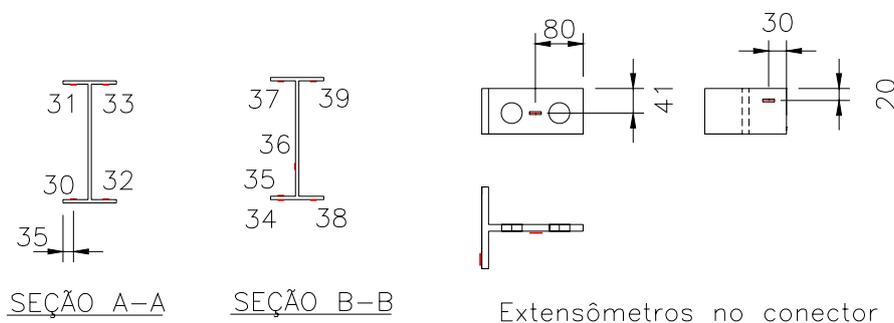


Figura 4.23 – Identificação e posição dos extensômetros.

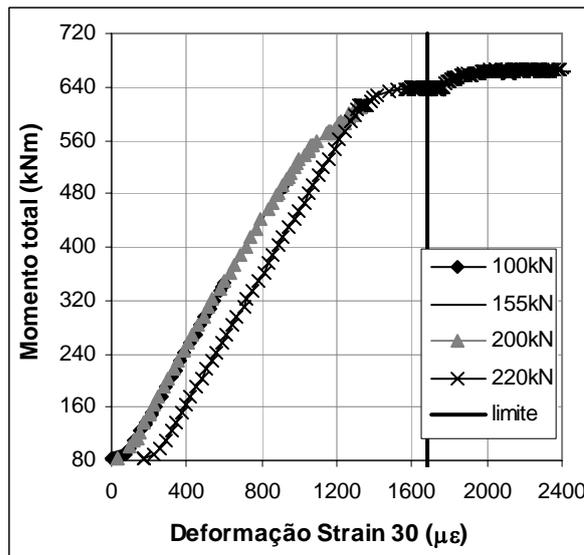
A Figura 4.24 apresenta as deformações longitudinais obtidas pelos extensômetros 30 e 32 instalados na mesa inferior da viga de aço nos ensaios de pré-carga e no ensaio final.

A Figura 4.25 apresenta as deformações obtidas pelos extensômetros 31 e 33 instalados na mesa superior da viga de aço nos ensaios de pré-carga e no ensaio final.

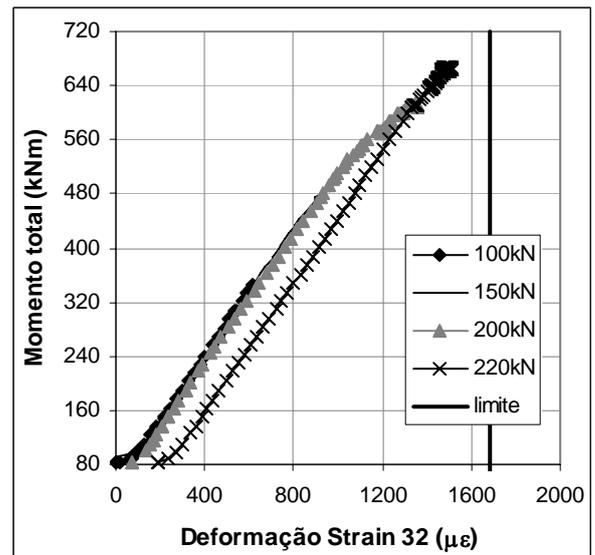
Nestas figuras foram observadas que a mesa inferior sofreu tração enquanto que a mesa superior sofreu compressão, confirmando o

comportamento previsto, sendo que no ensaio final esta seção atingiu sua máxima capacidade de deformação.

A Figura 4.26 apresenta as deformações obtidas pelos extensômetros 34 e 38 instalados na mesa inferior da viga de aço nos ensaios de pré-carga e no ensaio final na seção BB, no meio do vão.

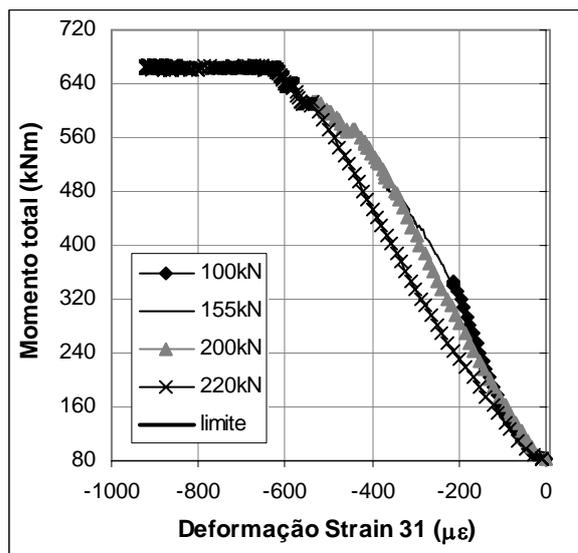


(a) Strain 30, mesa inferior

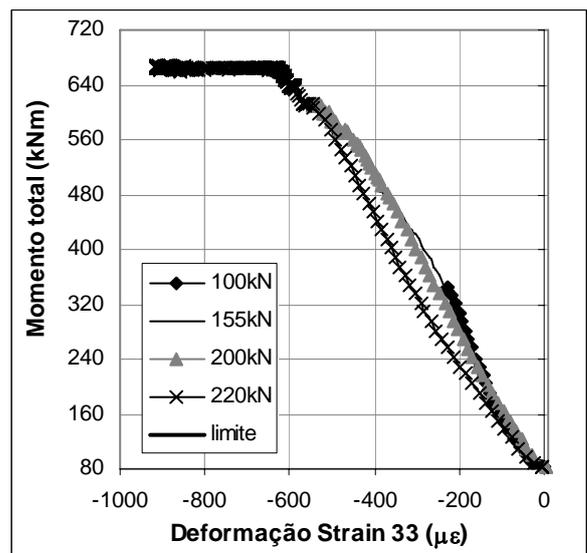


(b) Strain 32, mesa inferior

Figura 4.24 – Momento máximo versus deformação da mesa inferior da viga, seção AA.

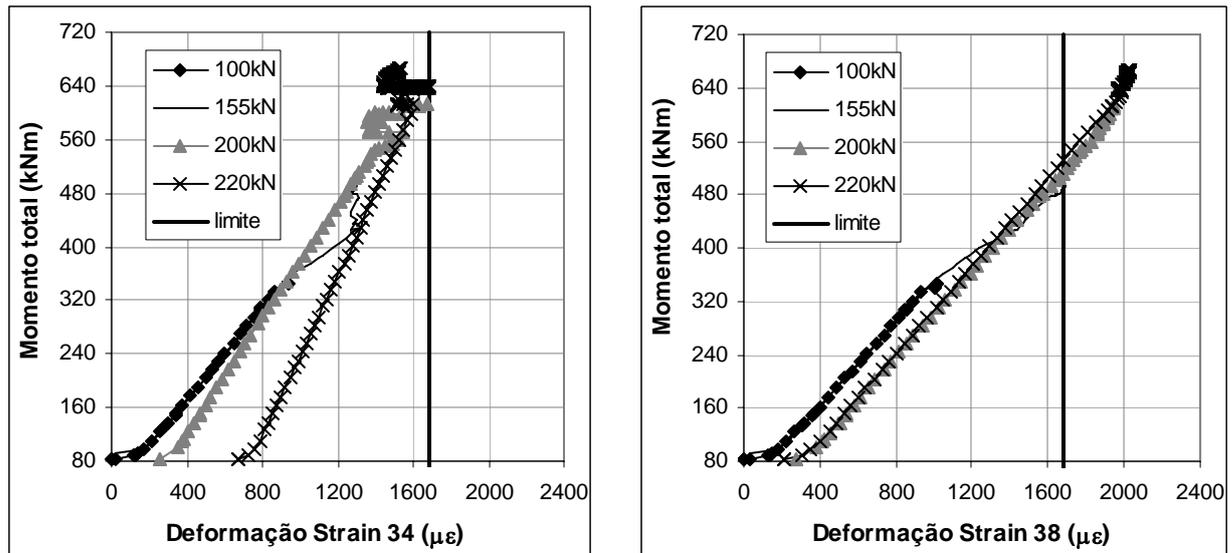


(a) Strain 31, mesa superior



(b) Strain 33, mesa superior

Figura 4.25 – Momento máximo versus deformação da mesa superior da viga, seção AA.



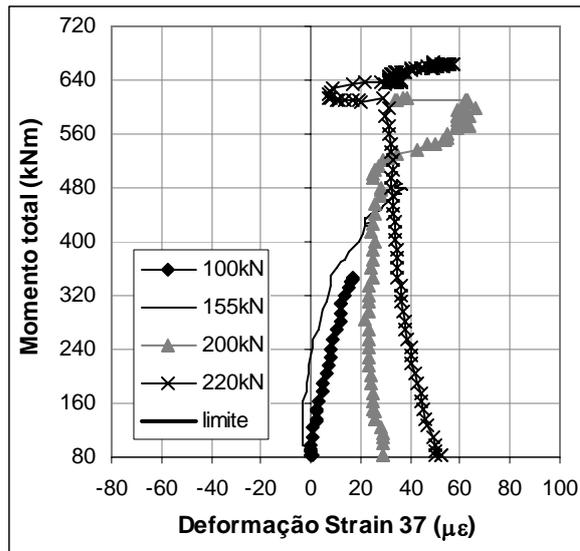
(a) Strain 34, mesa inferior

(b) Strain 38, mesa inferior

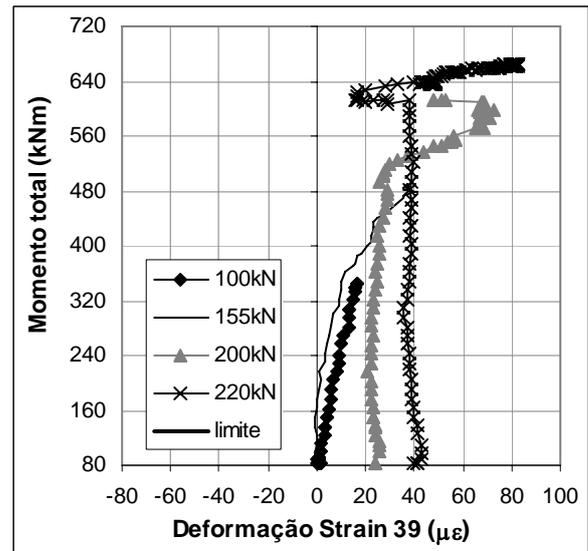
Figura 4.26 – Momento máximo versus deformação da mesa inferior da viga, seção BB.

Analisando a Figura 4.26b, constatou-se que a partir de 155kN, o strain 38 registrou sua capacidade máxima de deformação ($1682\mu\epsilon$), passando para a fase plástica. Ao descarregar, a deformação não voltou ao ponto zero, o que indica que o material sofreu uma deformação permanente ou plástica. Nos próximos pré-ensaios e no ensaio final, a deformação inicial apresentada no gráfico, corresponde a deformação permanente do ensaio anterior.

A Figura 4.27 apresenta as deformações obtidas pelos Strain 37 e 39 instalados na face inferior da mesa superior da viga de aço. As deformações foram pequenas nos ensaios de pré-carga e no ensaio final, e a mesa superior se manteve sob tração. Isso confirma que toda a seção da viga no meio do vão foi tracionada.



(a) Strain 37, mesa superior.



(b) Strain 39, mesa superior.

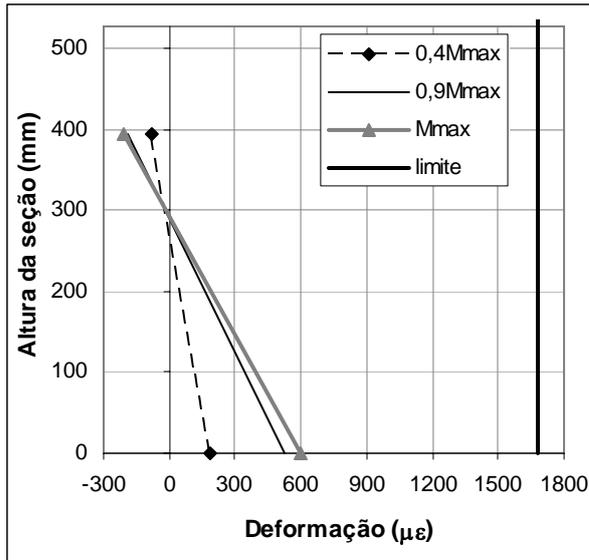
Figura 4.27 – Momento máximo versus deformação da mesa superior da viga, seção BB.

Da Figura 4.28 até Figura 4.35, são apresentados os diagramas de deformações da viga de aço a um quinto do vão (seção AA) e no meio do vão (seção BB) para cada fase de ensaio. Os diagramas de deformações apresentados correspondem ao momento máximo atingido, e a 40% e 90% deste valor. São apresentadas as deformações nos dois lados instrumentados da viga de aço, conforme Figura 4.23.

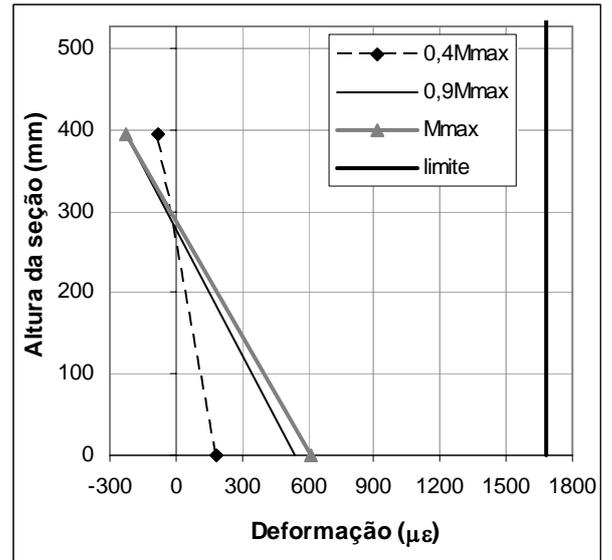
Da Figura 4.28 até Figura 4.30, que apresentam as deformações na seção AA a um quinto do vão, nota-se que os dois lados da viga apresentam a mesma proporção de deformação até a fase de ensaio de 200kN. No ensaio final, Figura 4.31, nota-se que um lado se deforma mais que o outro (o lado esquerdo apresenta maior deformação que o lado direito).

Já na seção BB, no meio do vão, a simetria de deformação em ambos os lados é mantida apenas no ensaio de 100kN, Figura 4.32.

A partir do ensaio com 155kN, Figura 4.33 a Figura 4.35, a viga apresenta deformações diferentes no lado esquerdo e direito.

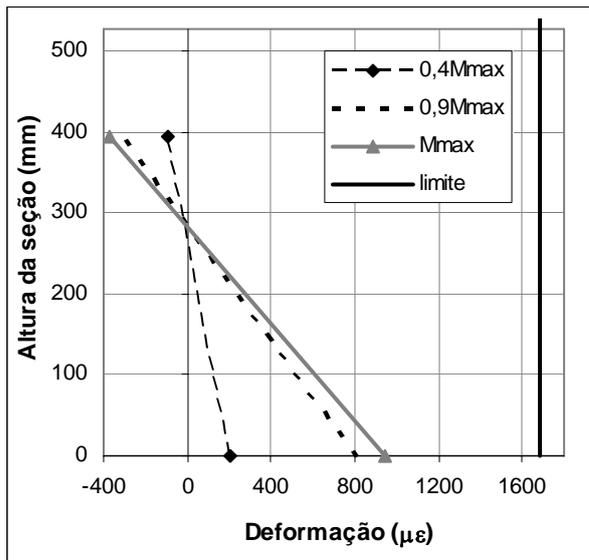


(a) Lado esquerdo – Ext. 30 e 31.

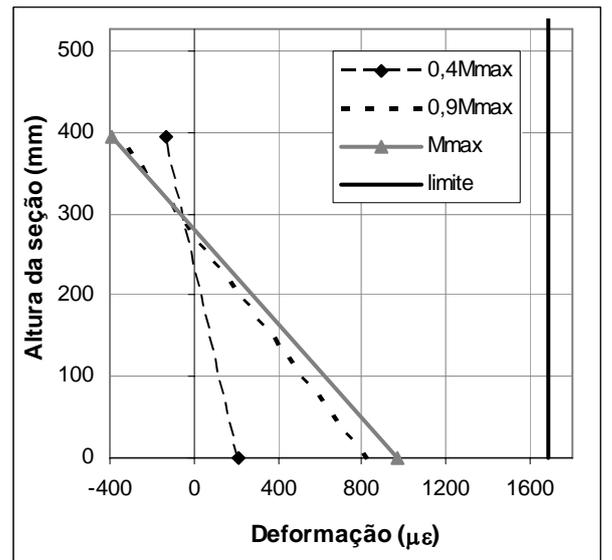


(b) Lado direito – Ext. 32 e 33

Figura 4.28 – Seção A-A, 1/5 do vão, 2P = 100kN, Mmax = 345kNm

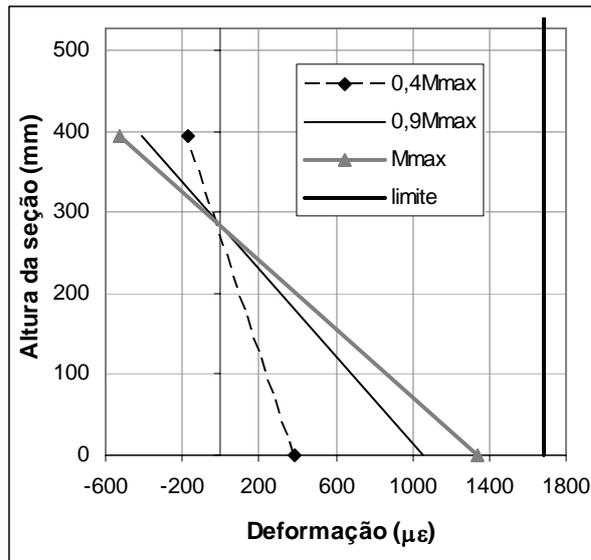


(a) Lado esquerdo – Ext. 30 e 31.

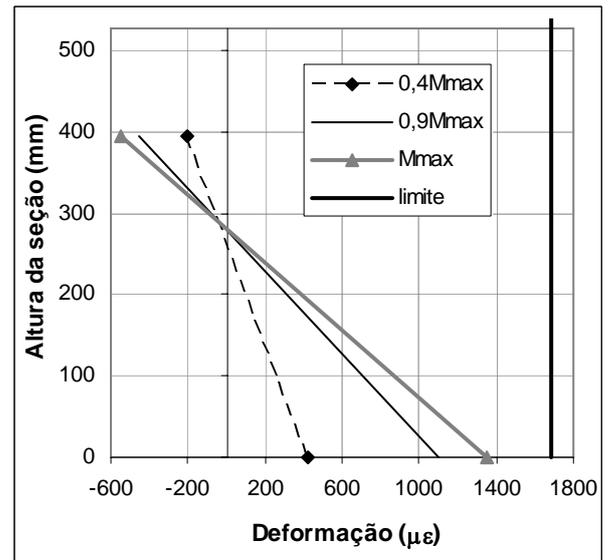


(b) Lado direito – Ext. 32 e 33

Figura 4.29 – Seção A-A, 1/5 do vão, 2P = 155kN, Mmax = 491kNm

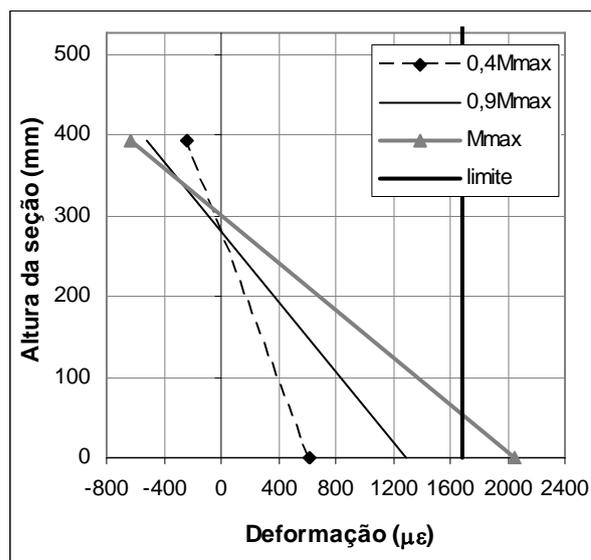


(a) Lado esquerdo – Ext. 30 e 31.

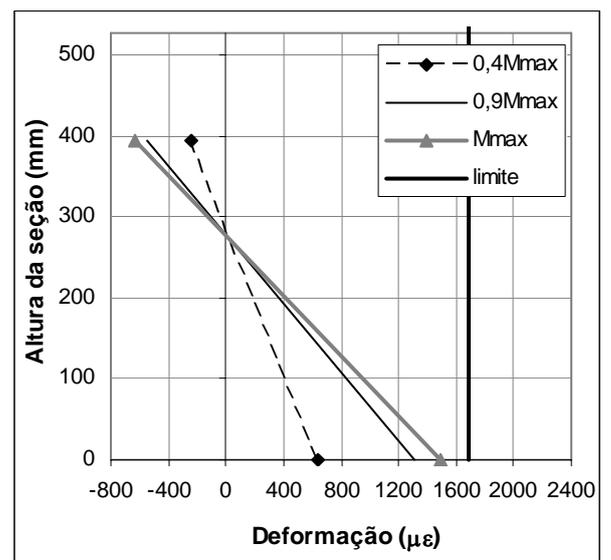


(b) Lado direito – Ext. 32 e 33

Figura 4.30 – Seção A-A, 1/5 do vão, 2P = 200kN, Mmax = 613kNm

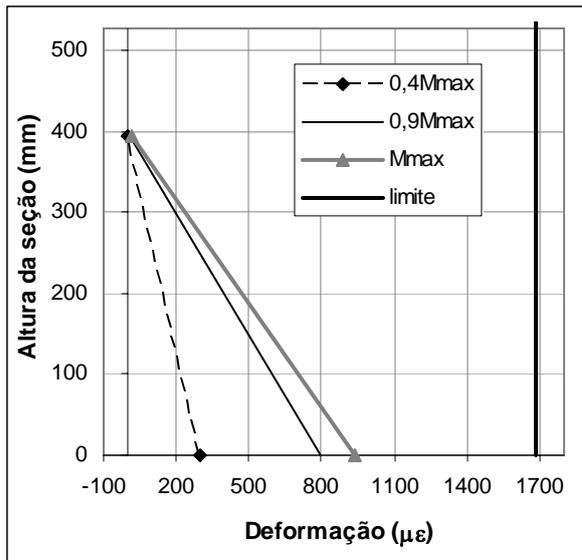


(a) Lado esquerdo – Ext. 30 e 31.

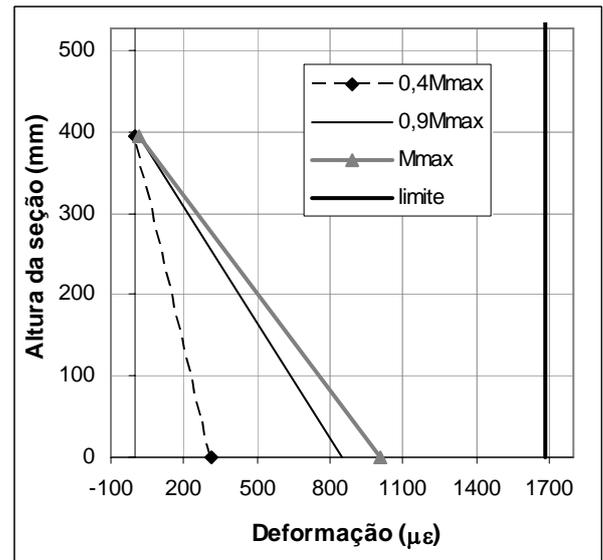


(b) Lado direito – Ext. 32 e 33

Figura 4.31 – Seção A-A, 1/5 do vão, Ensaio final - 2P = 220kN, Mmax = 665kNm

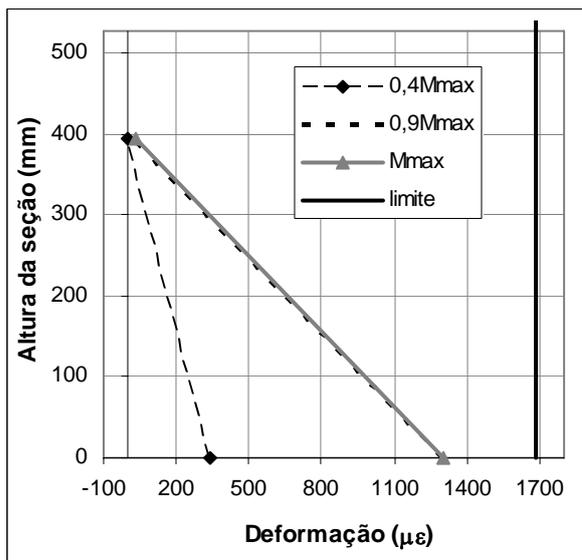


(a) Lado esquerdo – Ext. 34 e 37.

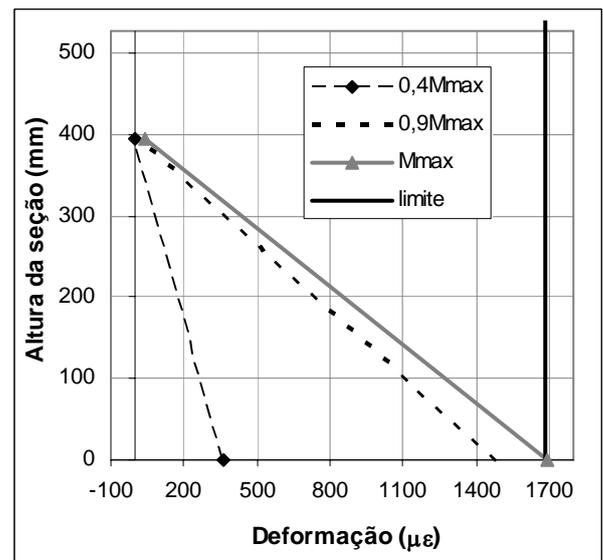


(b) Lado direito – Ext. 38 e 39

Figura 4.32 – Meio do vão - Seção BB, 2P = 100kN, Mmax = 345kNm

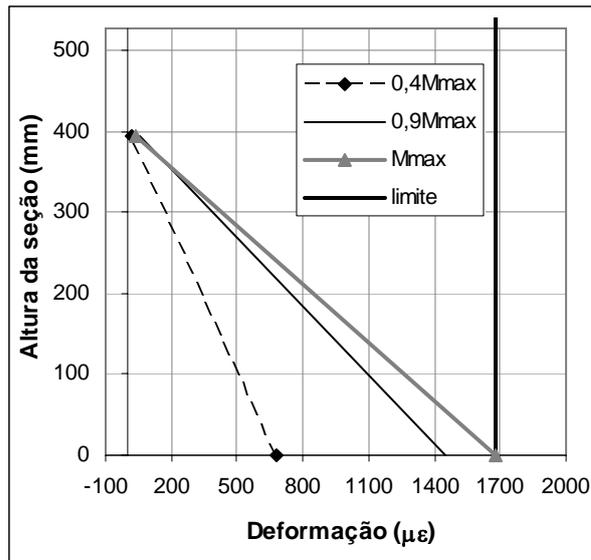


(a) Lado esquerdo – Ext. 34 e 37.

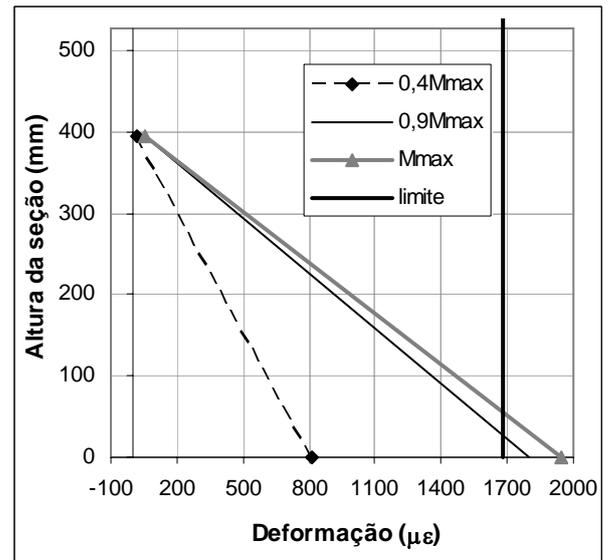


(b) Lado direito – Ext. 38 e 39

Figura 4.33 – Meio do vão - Seção BB, 2P = 155kN, Mmax = 491kNm

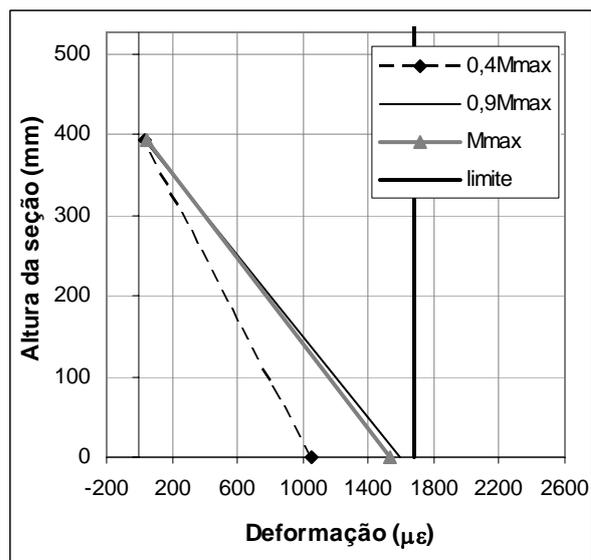


(a) Lado esquerdo – Ext. 34 e 37.

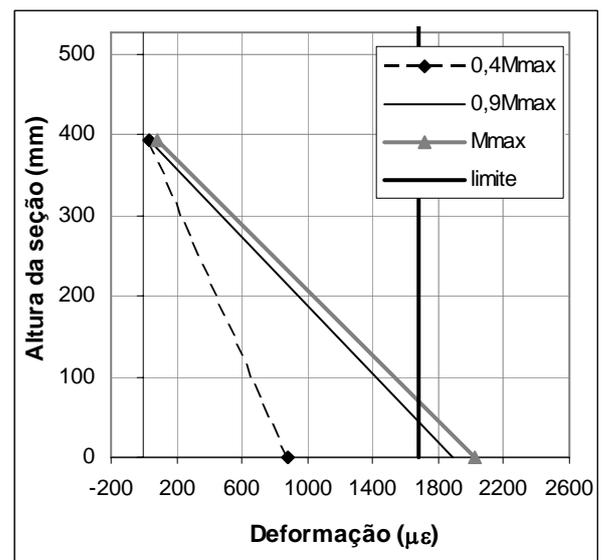


(b) Lado direito – Ext. 38 e 39

Figura 4.34 – Meio do vão - Seção BB, 2P = 200kN, Mmax = 613kNm



(a) Lado esquerdo – Ext. 34 e 37.



(b) Lado direito – Ext. 38 e 39

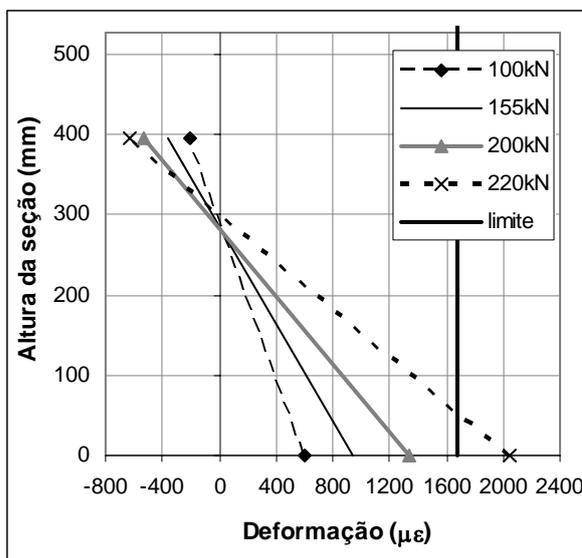
Figura 4.35 – Meio do vão - Seção BB, Ensaio final - 2P = 220kN, Mmax = 665kNm

Observou-se que a um quinto do vão, a viga de aço encontra-se sob tração na mesa inferior, e sob compressão na mesa superior, enquanto que na seção BB, no meio do vão, a viga esteve sempre sob tração. Notou-se que havia uma tendência da passagem da tração para a compressão na mesa superior da viga na seção BB. Isto era previsto, já que o ensaio em escala real foi dimensionado para interação parcial, portanto apresentaria duas linhas neutras, uma na laje de concreto e outra na mesa superior da viga de aço.

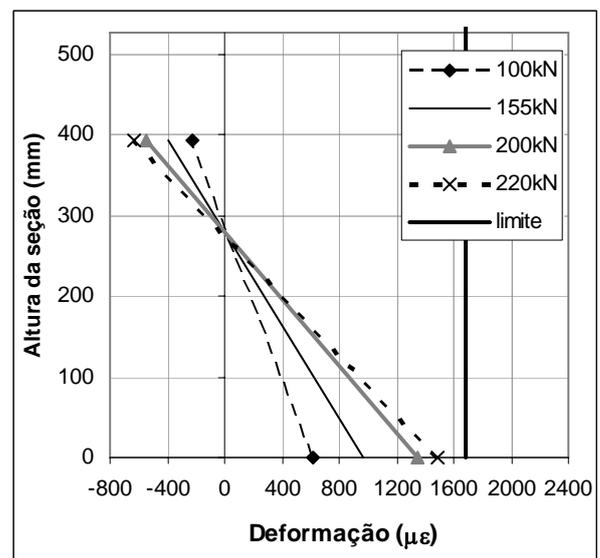
A Figura 4.36 e a Figura 4.37 ilustram os diagramas de deformações longitudinais do lado esquerdo e do lado direito da viga a um quinto do vão (seção AA) e no meio do vão (seção BB), para as várias fases de carregamento considerando o momento máximo atingido em cada fase.

Analisando estas figuras, confirma-se o que foi descrito anteriormente de que até a fase de 100kN, tanto a seção AA como a seção BB, apresentam deformações semelhantes em ambos os lados da viga. A partir da fase de 155kN, a seção BB passa a apresentar deformações diferentes.

Confrontando a Figura 4.36 e a Figura 4.37 e analisando o ensaio final (220kN), percebe-se que ocorreu uma torção na viga de aço, visto que o lado esquerdo da seção AA e o lado direito da seção BB apresentam maior deformação.

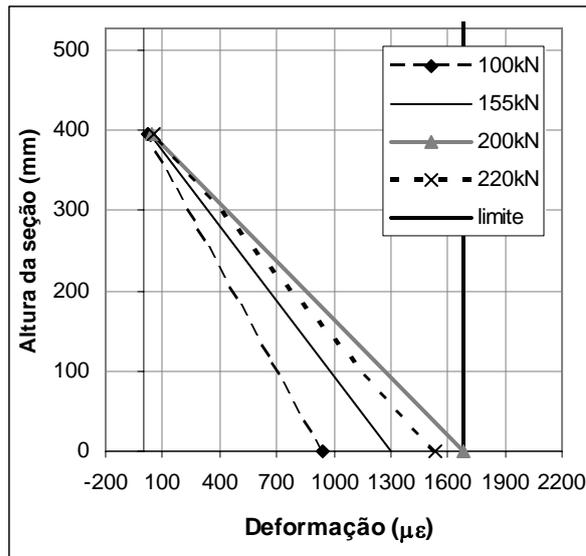


(a) Lado esquerdo – Ext. 30 e 31.

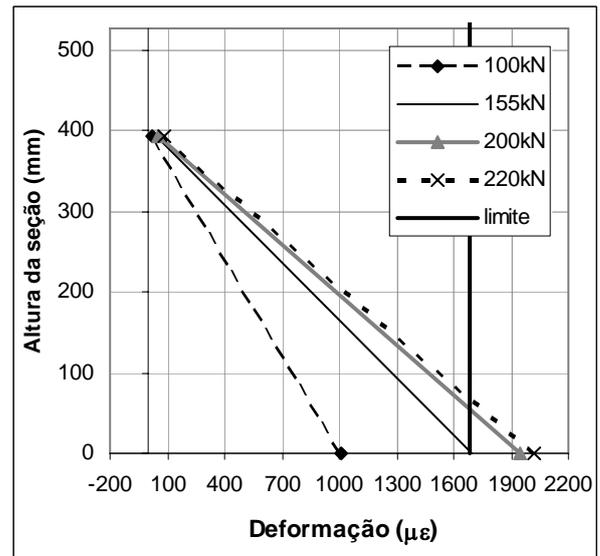


(b) Lado direito – Ext. 32 e 33

Figura 4.36 – Seção A-A, 1/5 do vão - $2P = 220\text{kN}$, $M_{\text{max}} = 665\text{kNm}$



(a) Lado esquerdo – Ext. 34 e 37.



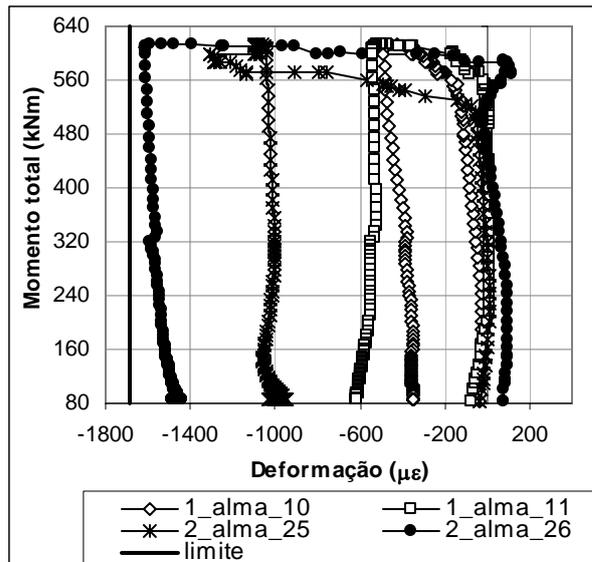
(b) Lado direito – Ext. 38 e 39

Figura 4.37 – Meio do vão, Seção BB, Ensaio final - $2P = 220\text{kN}$, $M_{\text{max}} = 665\text{kNm}$

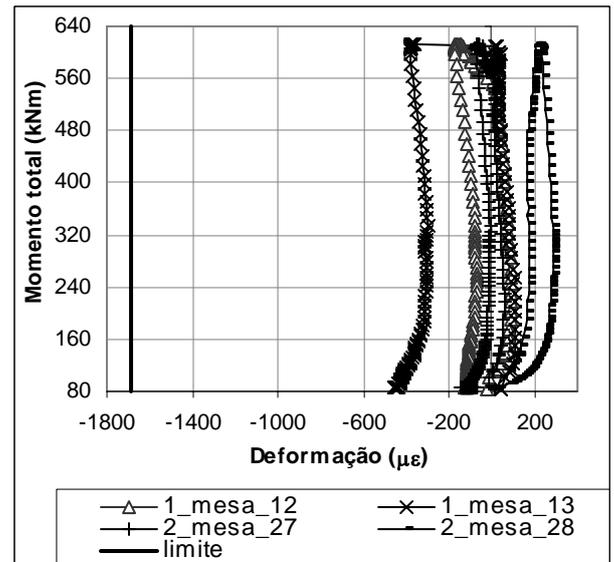
Constatou-se que no ensaio em que a carga máxima foi de 200kN, a seção do meio do vão, já havia atingido a plastificação.

Como foi a partir desta fase, que a viga de aço entrou na fase plástica, a seguir, serão apresentados os diagramas de deformações dos conectores e das armaduras referente ao ensaio de pré-carga de 200kN e ao ensaio final.

A Figura 4.38 apresenta as deformações obtidas nos conectores instalados nas extremidades das vigas, mais próximos dos apoios identificados como 1 e 2, durante o pré-ensaio cuja carga máxima foi de 200kN. Ao descarregar o sistema, verificou-se as deformações permanentes nos conectores, o que indica que esses atingiram a fase plástica. A Figura 4.39 apresenta as deformações obtidas no ensaio final. Nota-se que a região do conector a apresentar maior deformação foi localizada na alma.

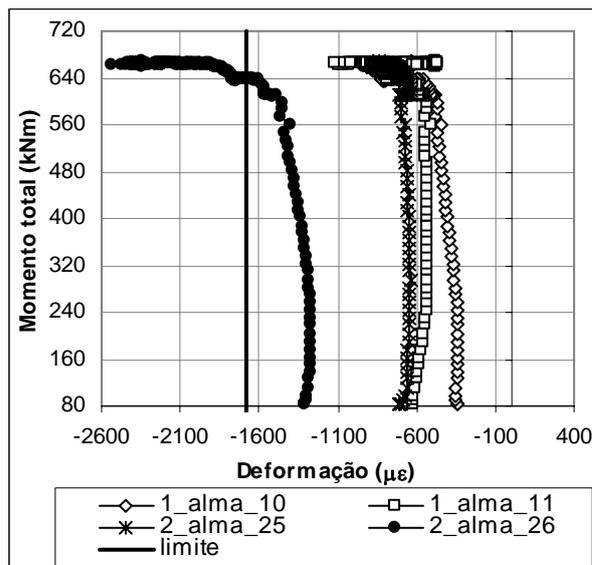


(a) Deformações na alma

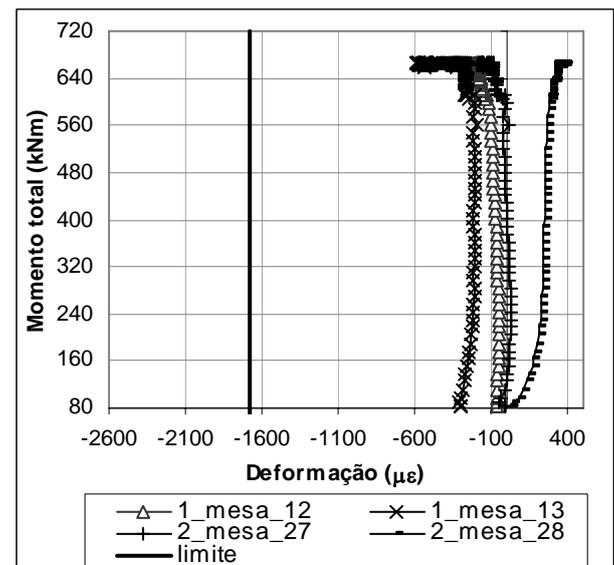


(b) Deformações na mesa

Figura 4.38 – 2P = 200kN – Deformações nos conectores das extremidades.



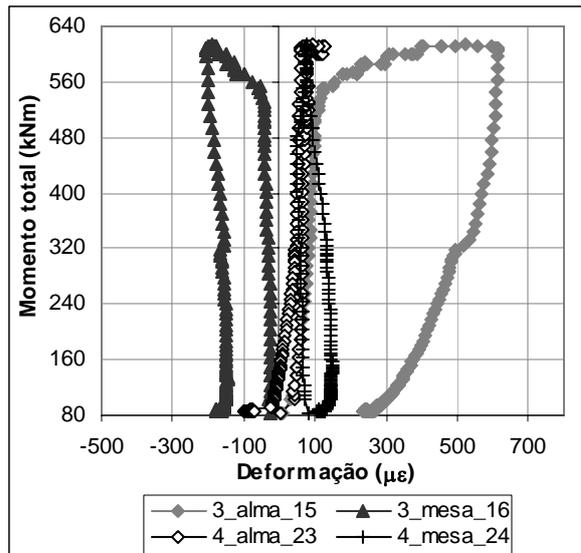
(a) Deformações na alma



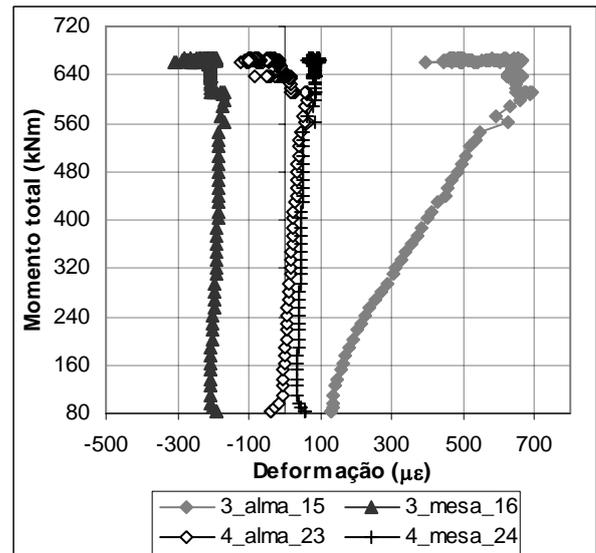
(b) Deformações na mesa

Figura 4.39 – 2P = 220kN – Deformações nos conectores das extremidades.

A Figura 4.40 e Figura 4.41 apresentam as deformações obtidas nos conectores intermediários e nos conectores centrais. Nota-se que os conectores centrais apresentaram deformações menores.

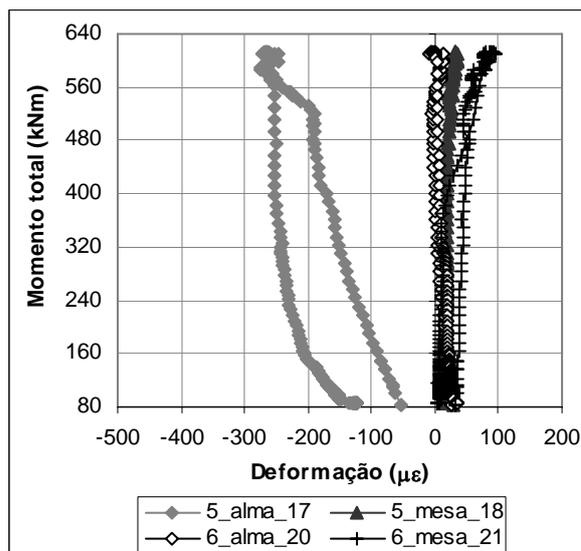


(a) 2P = 200kN

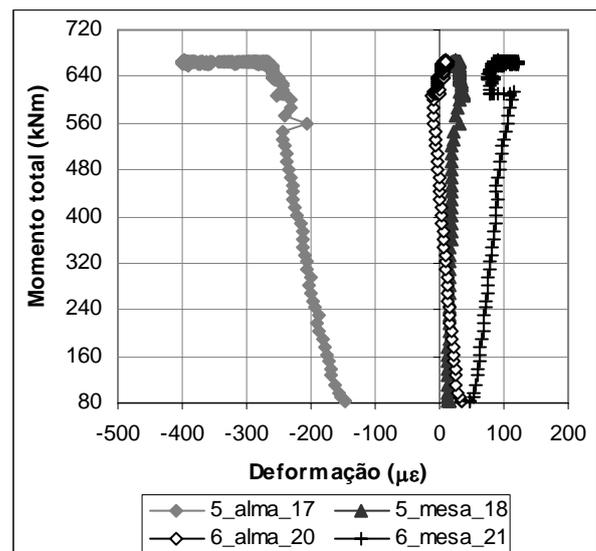


(b) 2P = 220kN

Figura 4.40 – Deformações nos conectores intermediários.



(a) 2P = 200kN

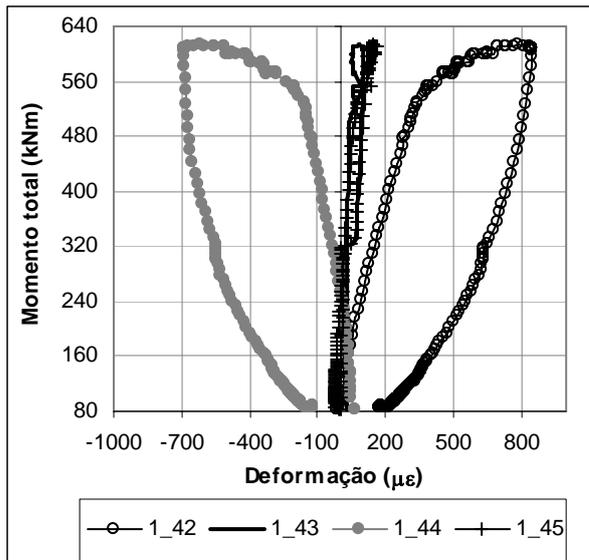


(b) 2P = 220kN

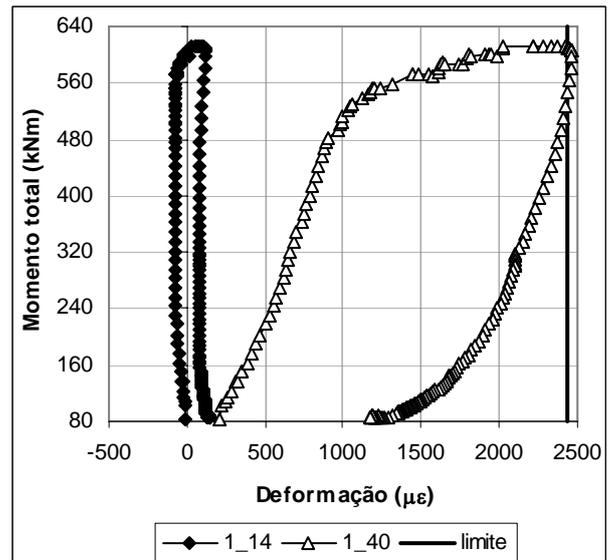
Figura 4.41 – Deformações nos conectores centrais.

A Figura 4.42 e Figura 4.43 apresentam as deformações obtidas nas armaduras passantes nos furos dos conectores de extremidade (1 e 2) no pré ensaio de 200kN. A Figura 4.13, apresentada anteriormente, detalha a localização dos extensômetros e dos conectores. O extensômetro 41 apresentou problemas de leitura antes do início do ensaio, não sendo possível obter seus resultados.

A Figura 4.44 e Figura 4.45 apresentam as deformações das armaduras passantes dos conectores de extremidade (1 e 2) durante o ensaio final.

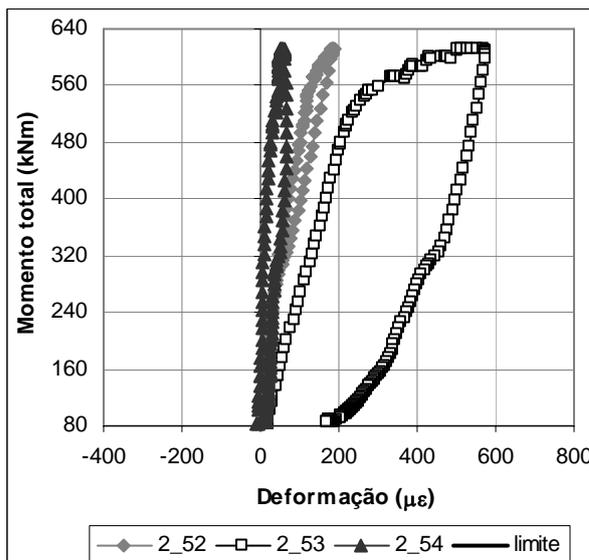


(a) Barra no primeiro furo

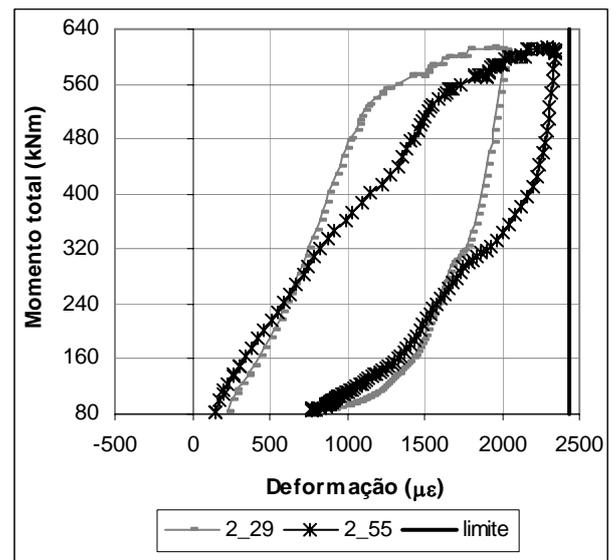


(b) Barra no segundo furo

Figura 4.42 $-2P = 200\text{kN}$ – Deformações das armaduras passantes do conector (1).



(a) Barra no primeiro furo

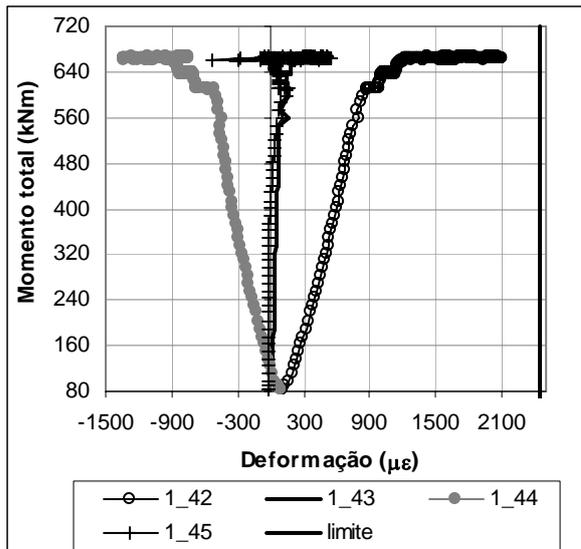


(b) Barra no segundo furo

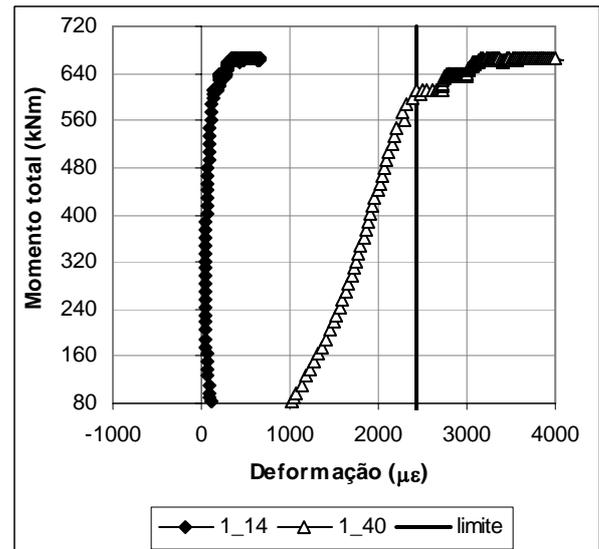
Figura 4.43 $-2P = 200\text{kN}$ – Deformações das armaduras passantes do conector (2).

Nota-se que as armaduras instaladas no segundo furo, furo mais próximo a mesa do conector, apresentaram maiores deformações. No conector (1), Figura 4.42b, a armadura atingiu a capacidade máxima de deformação.

Durante o ensaio final, o extensômetro 14 do conector (1), Figura 4.44b, danificou-se antes de atingir sua capacidade máxima de deformação. Deste gráfico, observa-se também que não há uma simetria de deformação nas barras, indicando que um lado se deformou mais que o outro.

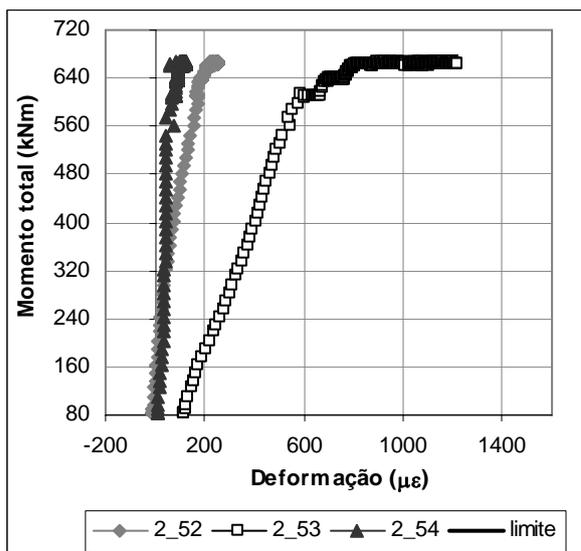


(a) Barra no primeiro furo

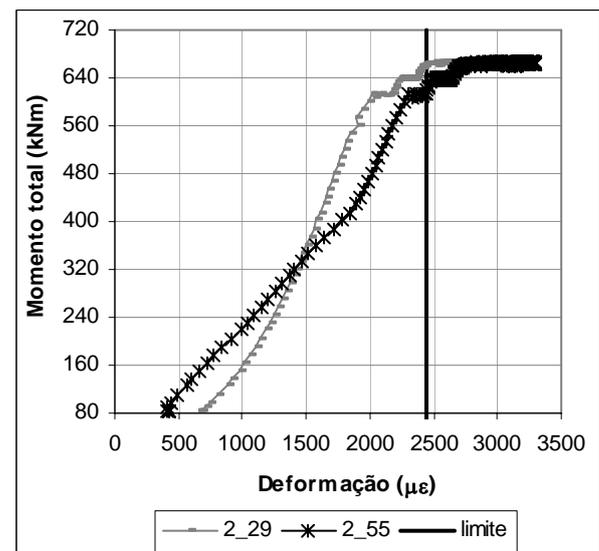


(b) Barra no segundo furo

Figura 4.44 –Ensaio final – Deformações das armaduras passantes do conector (1).



(a) Barra no primeiro furo



(b) Barra no segundo furo

Figura 4.45 –Ensaio final – Deformações das armaduras passantes do conector (2).

No ensaio final, as armaduras no segundo furo, nos conectores (1) e (2), atingiram sua capacidade máxima de deformação, Figura 4.44b e Figura 4.45b.

A Figura 4.46 apresenta a posição das armaduras passantes nos furos do conector, indicando a armadura que sofre maior deformação, que é a passante no segundo furo.

Este resultado já era esperado, em função do cone de concreto que se forma nessa região.

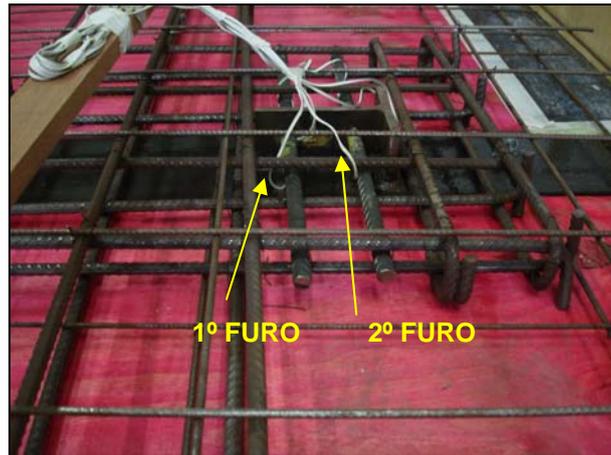
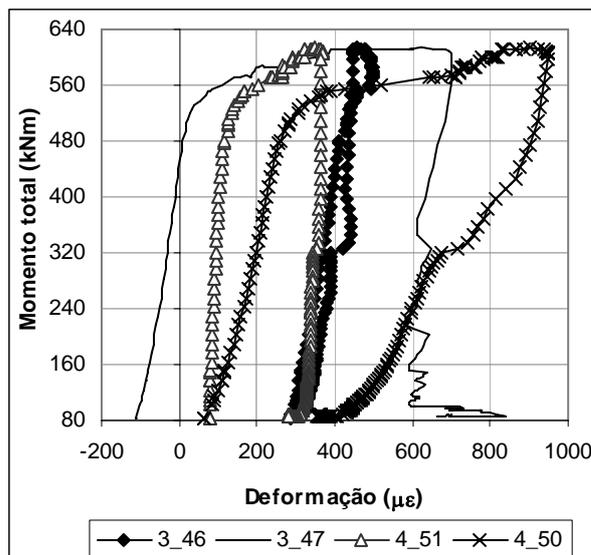
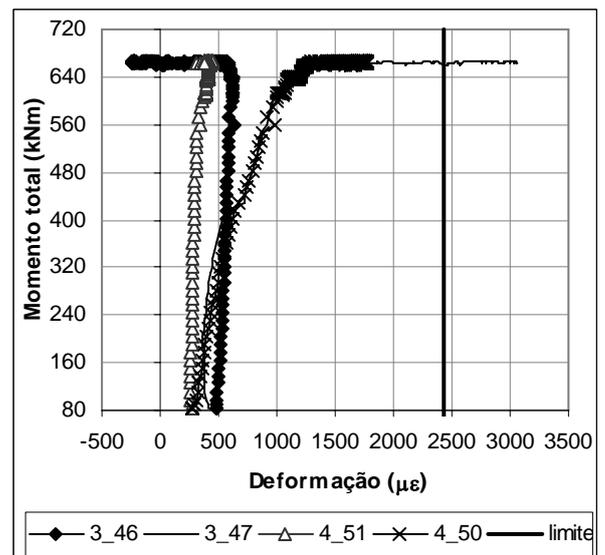


Figura 4.46 – Extensômetros nas armaduras passantes

A Figura 4.47 e a Figura 4.48 apresentam as deformações das armaduras passantes nos conectores intermediários (3 e 4), e nos conectores centrais (5 e 6) no ensaio de pré-carga de 200kN e no ensaio final. As armaduras passantes no primeiro furo nos conectores intermediários atingiram deformação máxima durante o ensaio final, Figura 4.47b. A região da instalação dos extensômetros nestas armaduras trabalhou em tração. Nos conectores centrais, as deformações foram relativamente pequenas mesmo no ensaio final, Figura 4.48b.

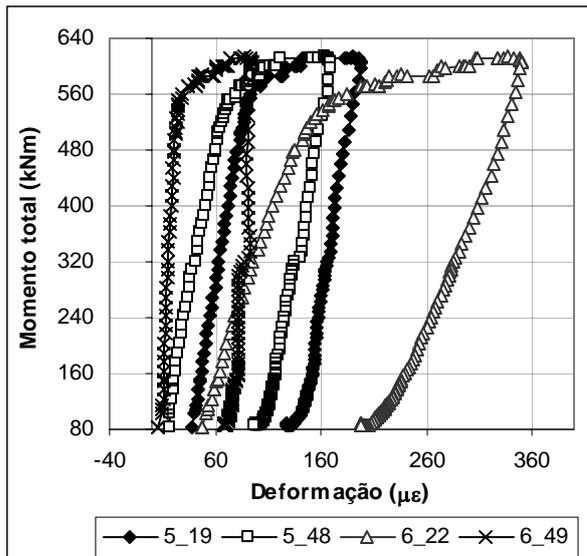


(a) 2P = 200kN

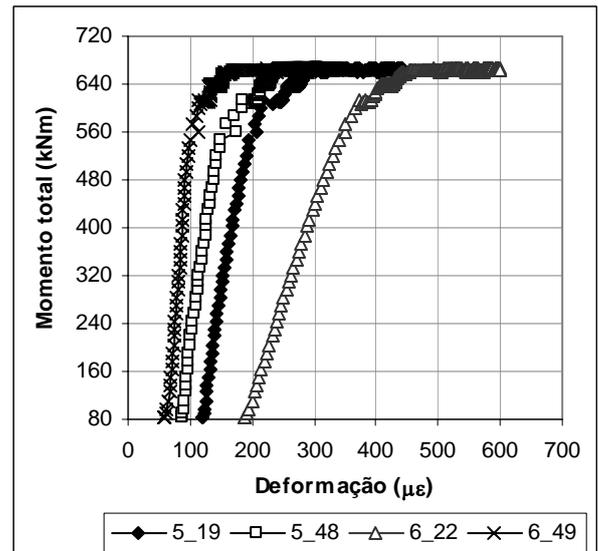


(b) 2P = 220kN

Figura 4.47 – Deformações das armaduras passantes dos conectores intermediários.



(a) 2P = 200kN

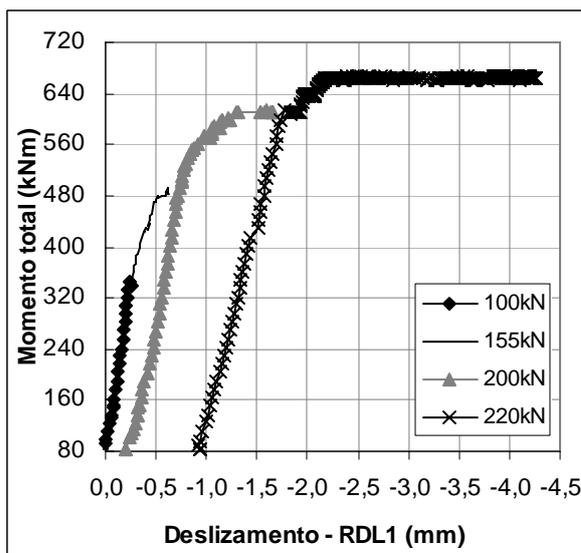


(b) 2P = 220kN

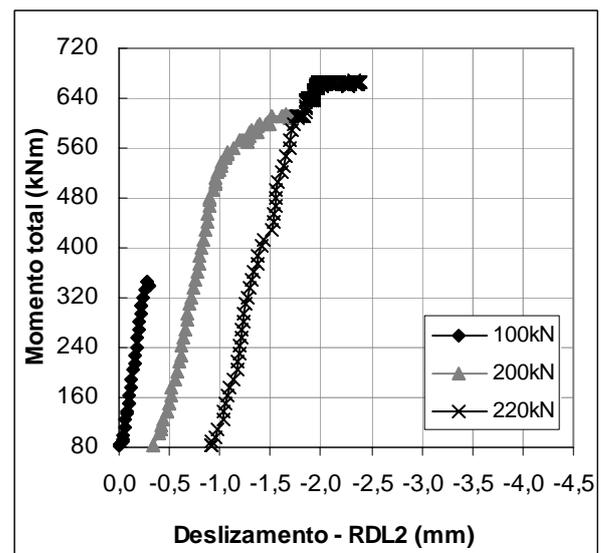
Figura 4.48 – Deformações das armaduras passantes dos conectores centrais.

4.2.2.4. Deslizamento relativo na interface

A Figura 4.49 apresenta o deslizamento relativo na interface entre a viga de aço e a laje de concreto das RDL's 1 e 2 instaladas nas extremidades da viga. Nesta figura, são apresentados os deslizamentos referentes aos pré-ensaios e ao ensaio final.



(a) RDL 1 - Deslizamento



(b) RDL 2 - Deslizamento

Figura 4.49 – Momento máximo versus deslizamento no meio do vão.

Notou-se que a RDL 1, Figura 4.49a, apresentou maiores valores para o deslizamento, significando que um lado da viga mista deslizou mais que o outro. Na Figura 4.49b, não está apresentado o deslizamento no pré-ensaio de 155kN. Isto se deve ao fato de que durante este ensaio, houve um imprevisto com esse instrumento, não sendo possível registrar seus resultados.

O ensaio final, foi conduzido até a carga máxima de 220kN em função do deslizamento ter alcançado acima de 4mm, valor esse suficiente para a comparação com o ensaio de push-out.

4.2.2.5. Avaliação teórica da resistência

Neste item é apresentado o momento resistente elástico e plástico, teórico e experimental da viga mista. O dimensionamento da viga mista com as cargas consideradas está apresentado no Anexo B. O peso próprio da viga foi de 8,59kN/m. O momento atuante devido ao peso próprio foi de 83,16kNm.

O momento resistente elástico teórico para interação total foi de 559,72kNm, enquanto que para interação parcial foi de 506,75kNm. A resistência teórica do momento resistente plástico da viga foi de 664,82kNm na interação parcial.

A Tabela 4.3 apresenta os valores calculados dos momentos atuantes devido a carga concentrada (M_{cc}), distante de 2,64m do apoio, o momento devido ao peso próprio (M_{pp}), o momento total (M_t), e as tensões no concreto (σ_c) e no aço (σ_a) na fase elástica e considerando a interação parcial.

Tabela 4.3 – Momentos e tensões experimentais

Carga 2P kN	M_{cc} kNm	M_{pp} kNm	M_t kNm	Fase elástica		Parcial
				σ_c MPa	σ_a MPa	σ_{ap} MPa
100	264	83,16	347,16	6,85	213,97	236,36
155	409,2	83,16	492,36	9,71	303,46	335,22
200	528	83,16	611,16	12,06	376,68	416,10
220	580,8	83,16	663,96	13,10	409,23	452,05

O momento máximo atingido durante o ensaio, foi de 663,96kNm, correspondente a carga máxima aplicada de 220kN em cada atuador. O momento resistente experimental foi superior à análise elástica (506,75kNm) em 31% e praticamente o mesmo da análise plástica (664,82kNm).

A carga máxima (2P) que causa a tensão de escoamento do aço, 345MPa, foi de 160,44kN (Mre = 506,75kNm). As flechas teóricas foram calculadas para o peso próprio da viga e para a ação mista. Na equação (4.1) é apresentada a fórmula para o cálculo da flecha devido ao peso próprio.

$$f_{\max} = \frac{5.q.L^4}{384.E.I} \quad (4.1)$$

A equação (4.2) apresenta a fórmula para o cálculo da flecha devido a carga aplicada (2P).

$$f_{\max_{cc}} = \frac{P.a}{24.E.Ie} \cdot (3.L^2 - 4.a^2) \quad (4.2)$$

Onde:

q é o peso próprio em N/mm; (q=8,59kN/m)

L é o vão da viga em mm; (L=8800mm)

E é o módulo de elasticidade do aço em MPa; (E=205000MPa)

I é a inércia da viga de aço em mm⁴; (I=2,13x10⁸ mm⁴)

P é a carga concentrada em N; (P refere-se a 2P)

a é a distância entre o apoio e a carga concentrada em mm; (a=2,64m)

Im é a inércia da seção mista. (Im=6,755 x10⁸ mm⁴)

le é a inércia da seção mista considerando a interação parcial, eq. (4.3); (le=5,589 x10⁸ mm⁴).

$$Ie = I + 0,85 \times n^{0,25} \times (Im - I) \quad (4.3)$$

Onde n é o grau de interação que foi de 0,6.

A flecha máxima calculada devido ao peso próprio foi de 15,38mm. A flecha medida após a desmoldagem da forma foi de 15,5mm.

O gráfico da Figura 4.50 apresenta a flecha teórica, resultante da soma da flecha devido ao peso próprio e da carga aplicada, e as flechas medidas durante os ensaios. Na fase elástica, a diferença média entre a flecha experimental e a teórica foi em torno de 29%.

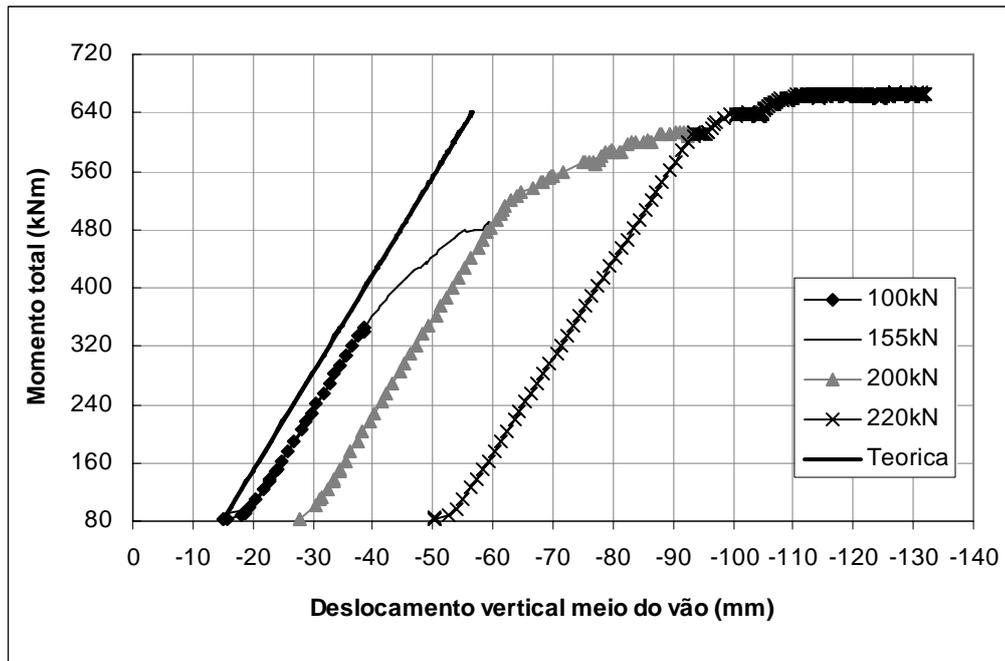


Figura 4.50 – Flecha teórica e experimental

Para uma comparação entre o resultado experimental e o teórico da viga mista, calculou-se a rigidez teórica da laje mista (EI).

A equação (4.4), relaciona a rigidez da viga mista (EI) com a carga e o deslocamento vertical no regime elástico. Esta equação deriva da equação (4.2), substituindo: $a=3L/10$; $\delta=f_{maxcc}$, $l=l_e$.

$$\frac{P}{\delta} = \frac{1000 \cdot EI}{33 \cdot L^3} \quad (4.4)$$

A relação entre a carga e o deslocamento, α , corresponde ao ângulo da curva da Figura 4.51, definida na equação:

$$\alpha = \frac{P}{\delta} \quad (4.5)$$

A proporção da rigidez à flexão da viga mista no regime elástico é definida na equação.

$$EI = \frac{33 \cdot L^3}{1000} \cdot \frac{P}{\delta} \quad (4.6)$$

A Figura 4.51 apresenta os valores do deslocamento vertical experimental e teórico em função da carga $2P$ aplicada em dois pontos da viga.

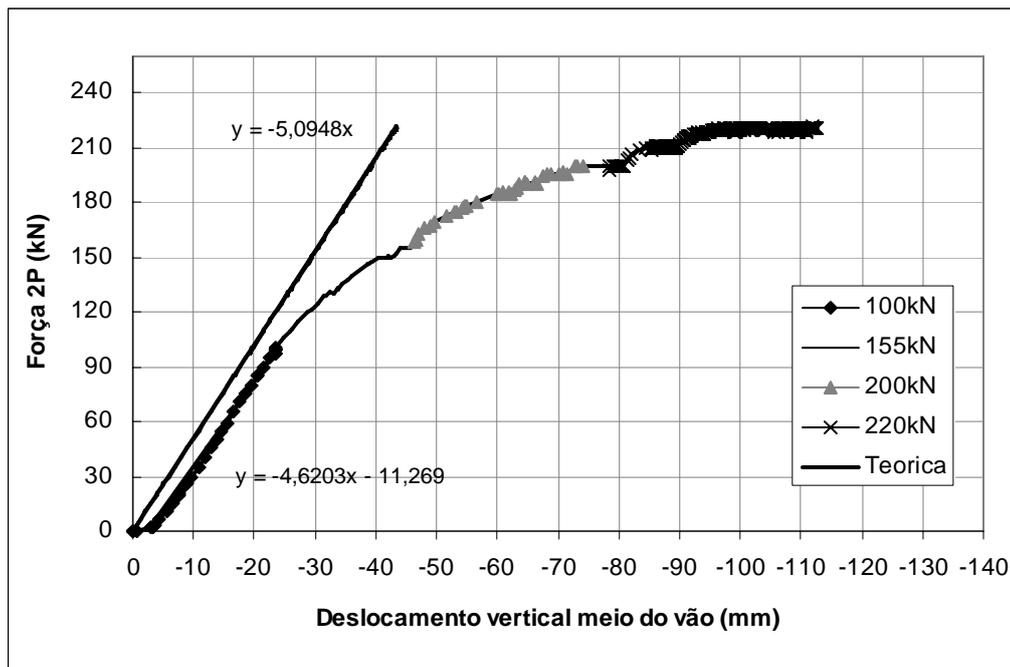


Figura 4.51 – Determinação da rigidez experimental

A Tabela 4.4 apresenta o valor da rigidez (EI), o deslocamento vertical experimental (δ_{\max}) e teórico (δ_{teor}) durante a fase elástica do ensaio. O deslocamento teórico é apresentado em função da rigidez teórica (δ_{teor}) e da rigidez experimental (δ_{teorCor}).

A carga de 76,6kN, corresponde ao valor da carga de serviço, equivalente a 17,02kN/m. O valor teórico refere-se a carga máxima de 160kN (2P), que atinge o momento máximo no regime elástico (506,73kNm).

A diferença média entre o deslocamento vertical teórico e o experimental foi em torno de 18%. Ao se adotar a rigidez experimental ($EI = 1,0390E+11$), para o cálculo do deslocamento vertical (δ_{teorCor}), utilizando a equação (4.2), a diferença entre o deslocamento vertical teórico o experimental corrigido cai para 9%.

Tabela 4.4 – Rigidez e carga aplicada

Ensaio	Carga kN	P/δ (α)	EI kNmm ²	δ_{\max} mm	δ_{teor} mm	δ_{teorCor} mm
Serviço	76,6	4,62	1,0390E+11	18,49	15,03	16,58
Pré-Ensaio 1	100	4,62	1,0390E+11	23,51	19,63	21,65
Teórico	160	5,09	1,1457E+11		31,40	

4.3. Conclusões

O trabalho realizado neste capítulo fez com que fosse possível analisar o comportamento da viga mista com os conectores *T-Perfobond*. Como previsto, já que a viga foi dimensionada para interação parcial, esta apresentou grande capacidade de deformação vertical e deslizamento lateral. A falha foi condicionada pelo deslizamento na interface aço-concreto, no qual se localizou em um dos lados da viga.

O deslizamento na interface mostrou ter grande influência na rigidez da viga mista. Foi possível concluir que conforme há um aumento no deslizamento, há perda de rigidez do sistema.

Neste ensaio, não houve aderência química entre a viga de aço e o concreto, portanto, a fase inicial do deslizamento relativo, refere-se a perda da aderência mecânica do sistema.

O deslocamento teórico, considerando a análise elástica, foi aproximadamente 18% inferior ao experimental até o limite de proporcionalidade. Calculando o deslocamento vertical, considerando a redução da rigidez devido ao deslizamento na interface, os valores teóricos e experimentais se aproximam.

Das deformações, conforme esperava-se devido ao diagrama de cortante, a região que atua mais força, e portanto apresentam maiores deformações, foram as regiões da extremidade da viga. Os conectores de extremidade (1 e 2) e suas armaduras registraram maior capacidade de deformação.

As vigas mistas podem ser dimensionadas utilizando a teoria elástica e a teoria plástica. A análise plástica, que adota um método mais simplificado, só deve ser utilizada em seções mistas de Classe 1 ou 2; e quando os conectores de cisalhamento forem dúcteis, caso contrário, deve ser utilizada análise elástica. Como os conectores adotados neste trabalho foram considerados dúcteis, as duas análises foram verificadas.

A viga mista, projetada para interação parcial, sofreu falha por cisalhamento durante o ensaio, como se esperava. Verificou-se que em relação ao momento resistente calculado pela análise elástica ($M_r=506,7\text{kNm}$), este foi maior do que o observado experimentalmente ($M_t=347\text{kNm}$, para $2P=100\text{kN}$). A identificação da passagem da seção mista da fase elástica para a plástica não é simples, visto que são dois materiais que trabalham de forma distinta e cada um com suas propriedades geométricas e físicas. O critério adotado para identificar essa mudança, foi que no carregamento de $2P=100\text{kN}$, observou-se que tanto

nas deformações, quanto nos deslizamentos verticais e laterais, no descarregamento da estrutura, estes valores não retornaram aos seus valores iniciais.

Em relação às vigas mistas dimensionadas pela análise plástica, observou-se que o momento resistente experimental e o momento resistente teórico foi praticamente o mesmo. Conclui-se que o modelo de plastificação total é considerado satisfatório para dimensionamento de viga mista com conectores tipo *T-Perfobond*.