

**UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO**  
**ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS**  
**DEPARTAMENTO DE ESTRUTURAS**

**DANIELLE AIRÃO BARROS**

**ANÁLISE NUMÉRICA DE LIGAÇÃO ENTRE VIGA DE**  
**AÇO E PILAR MISTO PREENCHIDO COM**  
**CONCRETO**

**SÃO CARLOS**

**2011**



**DANIELLE AIRÃO BARROS**

**ANÁLISE NUMÉRICA DE LIGAÇÃO ENTRE VIGAS  
DE AÇO E PILAR MISTO PREENCHIDO COM  
CONCRETO**

Versão final da dissertação apresentada à Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, como parte para requisitos para obtenção do título de Mestre em Engenharia de Estruturas.

Orientadora: Ana Lúcia H. De Cresce El Debs

**SÃO CARLOS**

**2011**

AUTORIZO A REPRODUÇÃO E DIVULGAÇÃO TOTAL OU PARCIAL DESTE TRABALHO, POR QUALQUER MEIO CONVENCIONAL OU ELETRÔNICO, PARA FINS DE ESTUDO E PESQUISA, DESDE QUE CITADA A FONTE.

Ficha catalográfica preparada pela Seção de Tratamento  
da Informação do Serviço de Biblioteca – EESC/USP

B277a Barros, Danielle Airão  
Análise numérica de ligação entre vigas de aço e pilar misto preenchido com concreto / Danielle Airão Barros ; orientadora Ana Lúcia H. de Cresce El Debs -- São Carlos, 2011.

Dissertação (Mestrado-Programa de Pós-Graduação e Área de Concentração em Engenharia de Estruturas) -- Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, 2011.

1. Ligação viga-pilar. 2. Ligação soldada. 3. Ligação parafusada. 4. Análise numérica. I. Título.

**FOLHA DE JULGAMENTO**


Candidato: Engenheiro DANIELLE AIRÃO BARROS.


Dissertação defendida e julgada em 08/04/2011 perante a Comissão Julgadora:

  
\_\_\_\_\_  
Prof.<sup>a</sup>. Associada ANA LÚCIA HOMCE DE CRESCER EL DEBS – (Orientadora)  
(Escola de Engenharia de São Carlos/USP) APROVADA

  
\_\_\_\_\_  
Prof. Dr. VLADIMIR GUILHERME HAACH  
(Escola de Engenharia de São Carlos/USP) APROVADA

  
\_\_\_\_\_  
Prof. Dr. PEDRO COLMAR GONÇALVES DA SILVA VELLASCO  
(Universidade do Estado do Rio de Janeiro/UERJ) APROVADA

  
\_\_\_\_\_  
Prof.<sup>a</sup>. Associada ANA LÚCIA HOMCE DE CRESCER EL DEBS  
Coordenadora do Programa de Pós-Graduação em  
Engenharia Civil (Engenharia de Estruturas)

  
\_\_\_\_\_  
Prof. Associado PAULO CÉSAR LIMA SEGANTINE  
Presidente da Comissão de Pós-Graduação

*À minha família, com muito amor e carinho.*

## AGRADECIMENTOS

Neste momento é impossível descrever a participação das várias pessoas que contribuíram de alguma forma, por menor que seja, para a conclusão deste trabalho. Familiares, amigos, professores, colegas do mestrado, colegas de faculdade, funcionários do departamento... Pessoas que mesmo nos pequenos gestos e palavras contribuíram para a realização dessa etapa. Porém não posso deixar de agradecer formalmente:

À Deus, pelo dom da Vida;

À minha família, que sempre me apoiou, mesmo nos momentos mais difíceis.

À professora Ana Lúcia, pela orientação, ajuda e apoio.

Ao Vladimir, pela preciosa ajuda, paciência e disponibilidade com o programa DIANA<sup>®</sup>.

À Silvana De Nardin pelos esclarecimentos iniciais deste trabalho.

À D. Aúrea, Sr. Joaquim, meus “avós” de São Carlos, e sua família, que me acolheram com muito carinho. Pelos bons e vários momentos de convivência em família, como também pelas hospedagens. Agradeço à todos dessa bela família: Nil, Kamila, Carla, Marilda, Carlos, Júnior, Fê, Carol e Gabriel.

Às meninas que moraram na casa da D. Aúrea. Pelos momentos de convivência, de descontração e dificuldades que passamos juntas: Érica, Polly, Lidiane, Deborah, Melina, Cátia, Vanessa.

À Erica e Kamila, pela bela amizade, apesar da distância.

Aos meus amigos de Vitória pela força e apoio.

Aos amigos que dividiram sala de estudo comigo: Dênis, Dorival, Jesus Daniel, Marliane, Bruno e Uziel.

À Juh e Eunice pela amizade, companheirismo e ajuda. Muito aprendi com vocês. Vocês estão no meu coração.

Aos amigos e colegas de mestrado: André, Andreilton, Bianca, Calil, Carlos, Cátia, Ellen, Francisco, Gabriela, Higor, Hidelbrando, Hugo, Jonas, Leandro, Luis Fernando, Raphael, Rodolfo, Valmiro, Wagner e Wellison.

Aos demais amigos e colegas do departamento: Chris, Igor, Jesus Sánchez, Walter, Érica (Japah), Rodrigo (Mário), Cynthia, Socorro, Marcela Filizola, Dênis, Jeferson, Leonardo (Zacarias), Saulo, Marcela Kataoka, Aref, Mineiro e tantos outros que sempre estiveram presente em vários momentos vividos em São Carlos.

Também devo agradecer aos colegas de mestrado: Indara, Orieta, Rafael (Pé-de-índio), Rafael (Maceió), Rafael Eclache, Davi, Winston, Marcelo, Nero, André, Emerson, Rodrigo (Gaúcho), Charles.

Aos professores e funcionários do SET.

Ao CAPES pela bolsa concedida e à FAPESP pelo financiamento do projeto temático.



*"Mesmo as noites totalmente sem estrelas  
podem anunciar a aurora de uma grande  
realização"*

***Martin Luther King***



## RESUMO

BARROS, D. A. (2011). **Análise numérica de ligações entre vigas de aço e pilar misto preenchido com concreto.** Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos.

Este trabalho abordou o estudo de ligação viga de aço e pilar misto preenchido com concreto a partir da aplicação de modelos numérico para representar o comportamento de duas tipologias de ligação: uma ligação parafusada com aderência entre os parafusos passantes e o núcleo de concreto e uma ligação soldada, validadas com base em resultados experimentais existentes. Os resultados obtidos nessa etapa foram considerados satisfatórios, dentro da proposta de modelagem, apesar das simplificações adotadas. Após a validação do modelo numérico foi desenvolvido um estudo paramétrico dos modelos de ligação para entender a influência de alguns parâmetros no comportamento global da estrutura, que foram: resistência à compressão do concreto e espessura do perfil tubular e perfil da viga, com posterior discussão da relação momento-rotação das duas tipologias de ligação estudadas. A mudança do perfil da viga foi o parâmetro que mais influenciou no comportamento global da ligação parafusada; enquanto que, para a ligação soldada, as variações de todos os parâmetros influenciaram no comportamento da ligação, com destaque para a variação do perfil da viga.

**Palavras-chave:** Ligação viga-pilar, ligação soldada, ligação parafusada, análise numérica.



## ABSTRACT

BARROS, D. A. (2011). **Numerical analysis connection between steel beam to column filled with concrete.** Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos.

This research studied connections typology between steel beams to column filled with concrete from the application of numerical models that reproduce the behavior of two connections: bolted beam-column connection and welded beam-column connection, which were calibrated using existing experimental results. At this stage, the results were considered satisfactory, within the proposed model, despite the adopted simplifications. After the calibration, a parametric study was developed with the aim of verifying the influence of some parameters on the overall behavior of the structure, such as the concrete compression strength, the thickness of the tube wall and the beam properties, with discussions of bending moment-rotation of the studied connections. The beam properties were the parameters that most influenced on the overall behavior of the bolted beam-column connection, while, for the welded connection, all parameters influenced on the overall behavior of the connection, specially the beam properties.

**Key-words:** Beam-column connection, welded connection, bolted connection, numerical analysis

# SUMÁRIO

---

1	INTRODUÇÃO.....	1
1.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS .....	1
1.2	PILAR MISTO DE AÇO E CONCRETO .....	2
1.2.1	<i>Comportamento estrutural do pilar misto preenchido com concreto.....</i>	<i>4</i>
1.3	LIGAÇÕES VIGA-PILAR MISTO PREENCHIDO DE AÇO E CONCRETO.....	5
1.3.1	<i>Classificação das ligações.....</i>	<i>6</i>
1.4	JUSTIFICATIVA .....	10
1.5	OBJETIVOS .....	10
1.6	METODOLOGIA DE APRESENTAÇÃO DO TRABALHO.....	11
2	ESTADO DA ARTE.....	13
2.1	APRESENTAÇÃO.....	13
2.2	VISÃO GERAL DAS PESQUISAS.....	13
2.2.1	<i>Azizinamini &amp; Prakash (1993) .....</i>	<i>13</i>
2.2.2	<i>Prion &amp; Mclellan (1994) .....</i>	<i>14</i>
2.2.3	<i>Oh et al. (1995).....</i>	<i>15</i>
2.2.4	<i>Alostaz &amp; Schneider (1996, 1998).....</i>	<i>16</i>
2.2.5	<i>France, Davison &amp; Kirby (1999a, 1999b).....</i>	<i>18</i>
2.2.6	<i>Elremaily &amp; Azizinamini (2001a, 2001b).....</i>	<i>19</i>
2.2.7	<i>Beutel, Thambiratnam &amp; Perera (2001).....</i>	<i>21</i>
2.2.8	<i>Shin et al. (2004).....</i>	<i>22</i>
2.2.9	<i>Ricles et al (2004).....</i>	<i>24</i>
2.2.10	<i>Gardner &amp; Goldsworthy (2005).....</i>	<i>26</i>
2.2.11	<i>Choi et al. (2006).....</i>	<i>27</i>
2.2.12	<i>Yao, Goldsworthy &amp; Gad (2008).....</i>	<i>28</i>
2.3	ALGUMAS PESQUISAS DESENVOLVIDAS NO BRASIL .....	29
2.3.1	<i>De Nardin (2003).....</i>	<i>29</i>
2.3.2	<i>Farias (2008).....</i>	<i>31</i>
2.3.3	<i>Araújo (2009).....</i>	<i>34</i>
2.4	CONSIDERAÇÕES FINAIS .....	35
3	ESTUDO NUMÉRICO .....	37
3.1	APRESENTAÇÃO.....	37
3.2	SIMULAÇÃO NUMÉRICA .....	37
3.2.1	<i>Aspectos gerais do estudo numérico.....</i>	<i>37</i>
3.2.2	<i>Definição dos elementos finitos .....</i>	<i>37</i>
3.2.2.1	<i>Concreto.....</i>	<i>37</i>
3.2.2.2	<i>Aço.....</i>	<i>39</i>
3.2.2.3	<i>Interface .....</i>	<i>41</i>
3.2.2.4	<i>Embedded reinforcement .....</i>	<i>41</i>
3.2.3	<i>Relações constitutivas para os materiais.....</i>	<i>42</i>
3.2.3.1	<i>Concreto.....</i>	<i>42</i>
3.2.3.2	<i>Aço.....</i>	<i>46</i>
3.2.3.3	<i>Interface .....</i>	<i>46</i>

3.2.3.4	<i>Embedded reinforcement</i> .....	47
3.2.4	<i>Pré e pós processamento</i> .....	47
3.3	CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	50
4	MODELO NUMÉRICO .....	51
4.1	INTRODUÇÃO.....	51
4.2	DESCRIÇÃO DO TRABALHO DESENVOLVIDO POR DE NARDIN (2003).....	51
4.2.1	<i>Geometria das tipologias de ligação</i> .....	51
4.2.1	<i>Tipologias 1 e 3</i> .....	52
4.2.2	<i>Caracterização dos materiais na investigação experimental</i> .....	53
4.2.3	<i>Instrumentação</i> .....	54
4.2.3.1	<i>Tipologia 1</i> .....	54
4.2.3.2	<i>Tipologias 3</i> .....	55
4.2.4	<i>Esquema de ensaio</i> .....	56
4.3	MODELO NUMÉRICO .....	57
4.3.1	<i>Validação do modelo numérico – Tipologia 1</i> .....	57
4.3.1.1	<i>Resultados obtidos</i> .....	61
4.3.2	<i>Validação do modelo numérico – Tipologia 3</i> .....	67
4.3.2.1	<i>Resultados obtidos</i> .....	70
4.4	CONSIDERAÇÕES FINAIS .....	77
5	ANÁLISE PARAMÉTRICA.....	79
5.1	TIPOLOGIA 1.....	79
5.1.1	<i>Influência da resistência do concreto</i> .....	79
5.1.2	<i>Influência da espessura do perfil</i> .....	87
5.1.3	<i>Influência do perfil da viga</i> .....	93
5.2	TIPOLOGIA 3.....	97
5.2.1	<i>Influência da resistência do concreto</i> .....	97
5.2.2	<i>Influência da espessura do perfil</i> .....	104
5.2.3	<i>Influência do perfil da viga</i> .....	108
5.3	COMPARAÇÃO ENTRE OS RESULTADOS DAS LIGAÇÕES SOLDADAS E PARAFUSADAS.....	112
5.3.1	<i>Análise 1</i> .....	114
5.3.2	<i>Análise 2</i> .....	115
5.3.3	<i>Análise 3</i> .....	116
6	CONCLUSÃO .....	117
6.1	CONSIDERAÇÕES FINAIS .....	117
6.2	ANÁLISE DAS LIGAÇÕES ESTUDADAS.....	118
6.3	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	119
	REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA .....	121
	REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA COMPLEMENTAR.....	125
	ANEXOS.....	129
	ANEXO A - LIGAÇÕES PARAFUSADAS.....	129
	ANEXO B – EFEITO ALAVANCA.....	131
	ANEXO C - LIGAÇÕES SOLDADAS.....	132

ANEXO D – CONSIDERAÇÕES SOBRE O DIMENSIONAMENTO DAS LIGAÇÕES – NBR 8800:2008 .....	133
<i>Ligação soldada</i> .....	133
<i>Ligação Parafusada</i> .....	134



# 1 INTRODUÇÃO

---

## 1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

O desenvolvimento econômico e a tendência de industrialização da construção civil tornaram possível utilização de novas técnicas construtivas e sistemas estruturais, sendo um exemplo os sistemas mistos de aço e concreto.

Queiroz & Pimenta (2001) definem sistema misto de aço e concreto como aquele no qual um perfil de aço (laminado, dobrado ou soldado) trabalha em conjunto com o concreto (geralmente armado), formando um elemento misto (pilar, viga ou laje) ou uma ligação mista. A interação entre o concreto e o aço pode ocorrer por meios mecânicos (conectores, mossas, ressaltos, etc), por atrito, por aderência ou repartição de cargas (como em pilares mistos sujeitos apenas à força normal). A ideia principal é aproveitar as melhores características dos materiais e minimizar as suas desvantagens.

Inicialmente, esse sistema estrutural foi concebido com o intuito de proteger o perfil metálico contra a ação do fogo e da corrosão. Porém, com o passar dos anos, foi se desenvolvendo, surgindo modelos de cálculo e consequentes indicações normativas. Hoje, as vantagens desse sistema vão além das citadas anteriormente.

Segundo Queiroz & Pimenta (2001), as vantagens dos elementos mistos com relação às obras em concreto armado e de aço são:

- Possibilidade de dispensa de fôrmas e escoramentos;
- Redução do peso próprio e do volume da estrutura;
- Aumento da precisão dimensional da construção;
- Redução considerável no consumo de aço estrutural;

O sistema misto de aço e concreto vêm sendo utilizado com maior frequência, principalmente, em países com maior grau de industrialização da Europa e Ásia. A figura 1.1 mostra alguns exemplos de edifícios construídos utilizando sistemas mistos de aço e concreto.



a) Central Park Tower

Perth – Austrália



b) Grosvenor Place

Sidney – Austrália



c) Millennium Tower

Viena -Áustria

Figura 1.1 - Exemplos de edifícios que utilizaram sistemas mistos de aço e concreto

## 1.2 PILAR MISTO DE AÇO E CONCRETO

O pilar misto de aço e concreto é um elemento estrutural formado pela associação de um perfil tubular de aço com concreto, onde os dois materiais, aço e concreto, trabalham em conjunto e estão submetidos, predominantemente, a esforços de compressão. A sua utilização, em relação aos sistemas convencionais de pilares de concreto armado ou de aço, apresenta uma série de vantagens:

- A redução das dimensões dos elementos estruturais;
- Maior resistência, rigidez e ductilidade;
- Maior proteção e resistência a altas temperaturas e ao fogo;
- Dispensa do uso de formas;

Essas características, portanto, estão em sintonia com as tendências de industrialização e racionalização da construção civil, já que permitem a redução do uso de materiais e consequente desperdício, a aceleração da construção da obra, o aumento da qualidade de execução da mesma e a redução do uso de mão de obra.

Com relação à classificação, os pilares mistos de aço e concreto podem ser divididos em **pilar misto preenchido** e **pilar misto revestido**. Essa classificação ocorre em função da posição do concreto na seção transversal do pilar.

O pilar misto revestido é resultante do revestimento ou envolvimento total ou parcial do perfil metálico pelo concreto. O concreto como revestimento do perfil promove um

aumento na capacidade resistente da seção de aço, minimiza os efeitos de instabilidade do pilar de aço e funciona como proteção contra o fogo e agentes agressivos que possam causar a corrosão do aço. Tal fato acontece devido ao trabalho conjunto dos dois materiais, aço e concreto.

No pilar misto preenchido o concreto estrutural preenche os perfis tubulares. Nesse caso o tubo metálico funciona como fôrma para o concreto além de não ser necessária a utilização de armadura de reforço, pois a seção tubular em aço atua como reforço longitudinal e transversal. Nesse caso, além de o tubo metálico contribuir para a resistência do pilar, ele também contribui para o aumento da resistência do concreto devido ao efeito de confinamento.

As principais propriedades que tornam interessantes a utilização dos pilares mistos preenchidos, são capacidade resistente à compressão, capacidade de absorção de energia e comportamento dúctil. Com relação ao sistema construtivo tem-se a facilidade de execução quando comparados com os pilares de concreto armado, racionalização da construção, diminuição de desperdício e economia de material e mão de obra. A utilização desse sistema estrutural ocorre com maior frequência em regiões que estão sujeitas a abalos sísmicos.

A figura 1.2 mostra alguns exemplos de pilares mistos de aço-concreto revestidos e preenchidos.

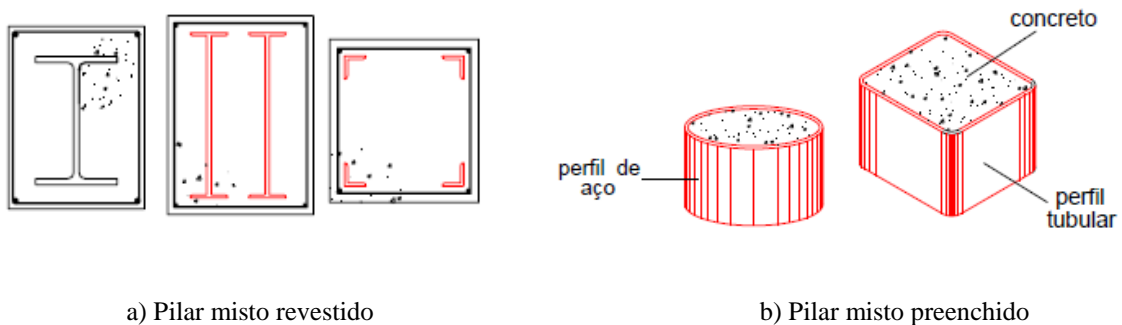


Figura 1.2 - Exemplos de pilares mistos de aço e concreto

### 1.2.1 COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DO PILAR MISTO PREENCHIDO COM CONCRETO

A capacidade resistente de um pilar misto preenchido com concreto submetido à compressão centrada é dada pela soma das resistências dos materiais (aço, concreto e armadura), conforme a figura 1.3 e a equação 1.1.

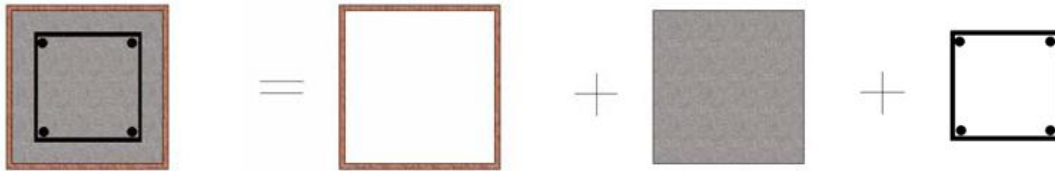


Figura 1.3 – Comportamento estrutural do pilar misto. Farias (2008)

$$N_{R,pld} = A_a f_{yd} + A_c f_{cd} + A_s f_{ysd}$$

Equação 1.1

Onde:

- $N_{R,pld}$  é a resistência à plastificação total da seção;
- $A_a$  é a área de aço;
- $A_c$  é a área de concreto;
- $A_s$  é a área de armadura;
- $f_{yd}$  é resistência de cálculo ao escoamento do aço;
- $f_{cd}$  é a resistência de cálculo à compressão do concreto;
- $f_{ysd}$  é a resistência de cálculo ao escoamento do aço da armadura.

Durante a análise, alguns fatores devem ser levados em consideração como o aumento da resistência do concreto devido ao confinamento, a flambagem do perfil tubular, o efeito da aderência aço-concreto, a fluência e a retração do concreto, a flambagem local e as tensões residuais.

O papel do concreto no pilar misto preenchido é aumentar a rigidez e a capacidade resistente como também minimizar os problemas de flambagem local. Um fator importante a ser analisado nesse tipo de estrutura é o efeito do confinamento do concreto. Vários parâmetros podem contribuir para esse efeito e, os mais importantes são a resistência do concreto, o tipo de carregamento e a espessura e o comprimento do perfil tubular.

O perfil tubular é responsável pela resistência da maior parte da carga aplicada no pilar, pois além de ser mais resistente que o concreto o aço é capaz de resistir aos esforços de tração. A principal preocupação com o aço está relacionada com a flambagem local, que ocorre com maior frequência em pilares esbeltos. Também se deve levar em consideração a presença de tensões residuais e o carregamento do tubo anterior ao preenchimento com concreto.

Um fator importante para o correto funcionamento do pilar misto preenchido é a garantia do trabalho conjunto entre os dois materiais, que está relacionada com a capacidade de transferência de tensões de cisalhamento entre o aço e o concreto. Os mecanismos de transferência de forças entre o aço e o concreto podem ser: aderência química ou adesão, aderência mecânica ou atrito.

A aderência química é um mecanismo de transferência de força frágil e que é eliminado nos estágios iniciais de carregamento e tem relação direta com as propriedades do concreto. A aderência mecânica está relacionada com a rugosidade do tubo de aço. Quanto maior a rugosidade da superfície interna do tubo de aço maior é a parcela resistente atribuída à resistência mecânica. Já o atrito ocorre após a ruptura da adesão entre o aço e o concreto, que depende da força normal aplicada na interface e do atrito entre o aço e o concreto. (FARIAS, 2008)

### **1.3 LIGAÇÕES VIGA-PILAR MISTO PREENCHIDO DE AÇO E CONCRETO**

As questões de dimensionamento dos elementos mistos já estão consolidadas, porém o mesmo não acontece com os detalhes de ligação, pois não existem detalhes de ligações pré-qualificados desenvolvidos especificamente para unir a viga de aço com pilar misto preenchido com concreto. Os estudos relacionados com os sistemas de ligação viga-pilar mistos preenchido são muito recentes e novas concepções de ligações entre esses elementos vêm surgindo atualmente.

Sabe-se que o sistema misto de aço e concreto apresenta uma série de vantagens em relação aos sistemas usuais de estruturas de concreto armado e estruturas metálicas. Porém, um fator limitante para a sua utilização é a complexidade de concepção e a pouca experiência

dos engenheiros projetistas com relação aos detalhes de ligações entre os pilares mistos preenchidos e vigas metálicas.

Para a elaboração de um dispositivo de ligação, um fator importante que deve ser observado é o seu custo em relação ao custo total da estrutura. Tais fatores justificam o interesse no desenvolvimento de dispositivos de ligação estruturalmente eficientes, de baixo custo e de fácil execução. Durante a fase de concepção e dimensionamento dos detalhes das ligações os principais aspectos que necessitam ser considerados são: capacidade resistente da ligação, capacidade de rigidez e rotação adequadas, facilidade de montagem, execução e custo reduzido.

### 1.3.1 CLASSIFICAÇÃO DAS LIGAÇÕES

As ligações viga-pilar podem ser classificadas de acordo com a sua resistência, rigidez e ductilidade.

Com relação à rigidez, as ligações podem ser classificadas em rígida, semi-rígida e flexível. Uma ligação é considerada rígida quando o ângulo entre elementos conectados quase não se altera, a deformação no nó é pequena e não há influência na distribuição dos momentos em vigas e pilares. Uma ligação é classificada como flexível quando não existe nenhuma restrição à rotação, ou seja, a sua rotação efetiva corresponde a mais de 80% da rotação teórica. Na ligação semi-rígida a restrição à rotação é parcial. Nesse caso deve-se conhecer a relação momento x rotação da ligação, pois a mesma influencia na distribuição dos esforços na estrutura e conseqüentemente em seu comportamento. A figura 1.4 mostra, graficamente, o comportamento das ligações quanto à rigidez. (DE NARDIN, 2003)

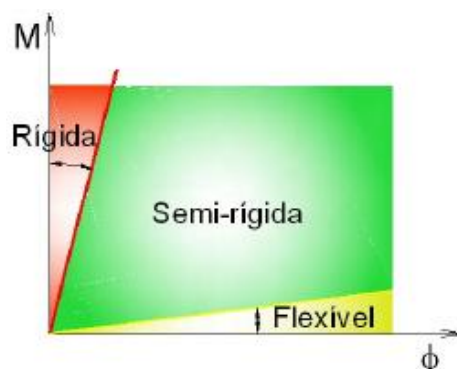


Figura 1.4 – Comportamento das ligações quanto à sua rigidez

Com relação à resistência as ligações podem ser classificadas como ligações de resistência total, resistência parcial e rotuladas. As ligações de resistência total são aquelas em

que a resistência da ligação é maior do que a dos elementos conectados propiciando o surgimento de rótulas plásticas nos elementos e não na ligação. Já as ligações de resistência parcial são aquelas em que a resistência da ligação é menor do que a dos elementos de conexão da ligação. A formação de rótula plástica ocorre na ligação e não no elemento conectado. Quanto às ligações rotuladas a ligação somente tem a capacidade de transmitir esforços normais e de cortante. A figura 1.5 mostra graficamente o comportamento das ligações quanto à resistência. (FIGUEIREDO; GONÇALVES, 2007)

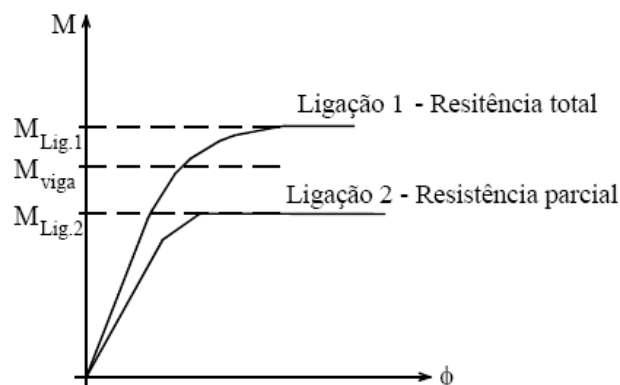


Figura 1.5 – Comportamento das ligações quanto à resistência

A ductilidade da ligação está relacionada com a sua capacidade de rotação. Quanto maior a capacidade de rotação de uma ligação após a sua resistência ter sido atingida, ela é considerada mais dúctil. (FIGUEIREDO; GONÇALVES, 2007)

Os detalhes das ligações de viga e pilar misto preenchido de concreto são muitas vezes concebidos à partir de detalhes de ligações metálicas, com a diferença da adição de elementos ancorados com núcleo de concreto do pilar misto. Essas ligações entre vigas e pilar misto preenchido podem ser divididas em três grupos: ligações externas, ligações internas e ligações mistas, em função da forma como os esforços são transmitidos da viga para o pilar.

As ligações externas são caracterizadas pela transferência de forças apenas pela ligação direta da viga ao perfil tubular. Esse tipo de ligação pode ser subdividida em **ligações externas enrijecidas** e **ligações externas não enrijecidas**. A ligação externa não enrijecida é obtida através da soldagem direta das mesas da viga I à face do perfil tubular e da utilização de chapas de aço que conectam a alma da viga ao pilar, sendo semelhante às ligações metálicas convencionais. Como pontos favoráveis destacam-se a sua simplicidade e facilidade de execução e concretagem, pois não oferece restrições internas. Porém, esse tipo de ligação, propicia uma grande concentração de tensões nas paredes do perfil tubular na região das

ligações, o que gera distorções excessivas, comprometimento da distribuição de esforços e a ruína da mesa da viga ou das paredes do perfil tubular. Também pode ocorrer a redução do efeito de confinamento e sobrecarga do perfil tubular devido à possibilidade de separação do núcleo de concreto do perfil tubular. Já nas ligações externas enrijecidas, a região do perfil tubular que está sujeita à concentração de tensões é reforçada com a utilização de enrijecedores, que são posicionados nas regiões correspondentes às mesas da viga. Esses enrijecedores podem ser internos ou externos. (DE NARDIN; SOUZA; EL DEBS, 2007)

A figura 1.6 mostra exemplos de ligações externas não enrijecidas e enrijecidas.

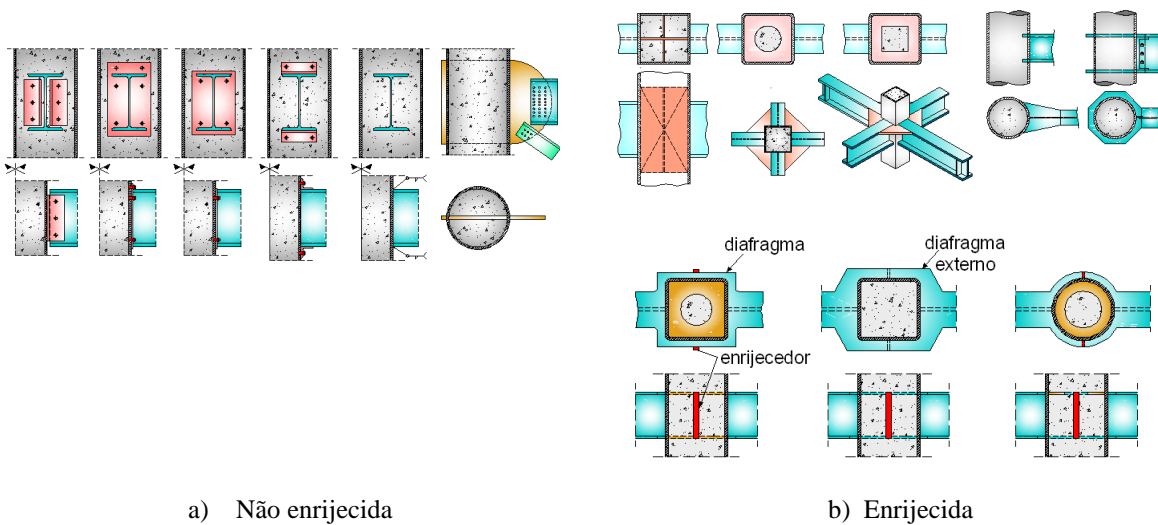


Figura 1.6 – Ligação externa. a) Não enrijecida; b) Enrijecida

Nas ligações internas as forças são transmitidas diretamente da viga de aço de seção I para o núcleo de concreto do pilar preenchido através da utilização de parafusos, chapas de extremidade, conectores de cisalhamento ou ancoragem. Quando comparadas com as ligações externas, as ligações internas apresentam, geralmente, um menor consumo de material e mão de obra na sua montagem, porém os seus detalhes de ligação são mais complexos e trabalhosos além de os dispositivos ancorados no núcleo de concreto restringem a concretagem, podendo resultar na formação de vazios no núcleo do pilar preenchido. Porém esse detalhe de ligação é mais resistente do que ligação externa, de acordo com resultados experimentais. (DE NARDIN, 2003)



A figura 1.7 mostra exemplos de ligações internas.

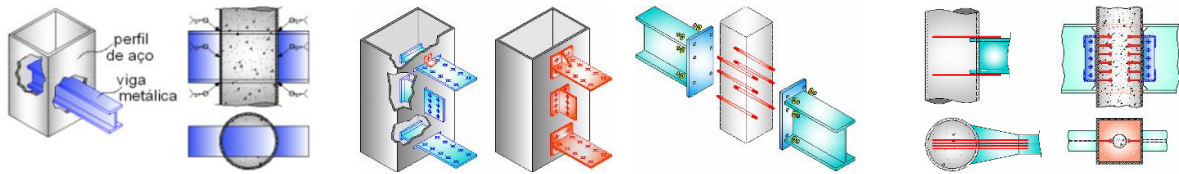


Figura 1.7 –Exemplos de ligações internas

Uma ligação é considerada mista quando a laje de concreto participa da transmissão de momento fletor de uma viga mista para um pilar ou para outra viga no vão adjacente. Nas ligações mistas, os limites de capacidade resistente à flexão são definidos, respectivamente, pela capacidade resistente à flexão da viga mista e da ligação mista. O seu comportamento é influenciado por seus componentes e pela configuração da ligação. Entende-se por componentes das ligações as chapas, os parafusos, os enrijecedores e as soldas. A configuração influencia na rigidez inicial, resistência e capacidade rotacional da ligação. (DE NARDIN; SOUZA; EL DEBS, 2007)

A figura 1.8 mostra configurações de ligações mistas.

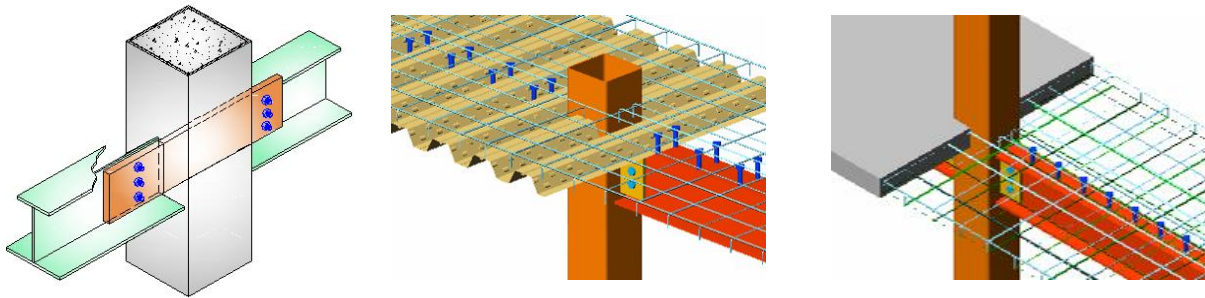


Figura 1.8 – Ligações mistas

Resultados experimentais têm mostrado que a laje pode contribuir de forma significativa para a transferência de momento fletor na região de ligação viga-pilar. A incorporação da laje pode modificar o comportamento da ligação de flexível para semi-rígida. (DE NARDIN; SOUZA; EL DEBS, 2007)

## 1.4 JUSTIFICATIVA

Embora os elementos mistos de aço e concreto apresentem boas características estruturais e construtivas, alguns aspectos relacionados ao seu comportamento estrutural ainda não estão claramente resolvidos, como por exemplo, o comportamento de ligações viga-pilar misto preenchido.

Devido à grande complexidade do sistema de ligação entre esses elementos, existem ainda muitos questionamentos quanto ao comportamento e aos critérios de dimensionamento. Desse modo, o desenvolvimento de detalhes de ligação entre pilares preenchidos e outros elementos estruturais permitirá aos profissionais da área a utilização mais racional e econômica dos materiais aço e concreto.

Vários detalhes de ligação têm sido investigados experimentalmente dentro da linha de pesquisa de Estruturas Mistas em desenvolvimento no Departamento de Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos – USP. Entretanto, a realização de estudos experimentais requer a confecção de modelos de grandes dimensões e demanda de um grande volume de recursos financeiros e humanos. Portanto, torna-se necessário o desenvolvimento e a consolidação de modelos numéricos dos diferentes detalhes de ligação que possam abranger um número maior de modelos e variáveis que os analisados experimentalmente.

Dentro desse contexto, serão utilizados os resultados experimentais obtidos por De Nardin (2003) para a validação dos modelos numéricos a serem desenvolvidos neste trabalho.

## 1.5 OBJETIVOS

Este trabalho visa a continuação dos estudos que vêm sendo desenvolvidos no Departamento de Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos – USP sobre detalhes de ligação viga-pilar misto preenchido.

Portanto, o objetivo deste estudo foi construir modelos numérico de algumas das tipologias de ligação viga-pilar estudadas experimentalmente por De Nardin (2003) e extrapolar os resultados obtidos à partir de um estudo paramétrico tendo como variáveis a geometria e a resistência dos componentes das ligações.

## **1.6 METODOLOGIA DE APRESENTAÇÃO DO TRABALHO**

A dissertação foi dividida em oito capítulos. No capítulo 1 são descritas as considerações iniciais e a importância das estruturas mistas de aço e concreto dentro do contexto atual. Também descreve os critérios utilizados para a classificação das ligações. Finalmente expõe a motivação e o objetivo deste trabalho.

O capítulo 2 apresenta uma revisão bibliográfica, descrevendo, de uma maneira geral, diversos trabalhos relacionados com as tipologias de ligação entre viga e pilar misto preenchido, em ordem cronológica de publicação.

O capítulo 3 descreve os principais aspectos relativos à simulação numérica como também algumas informações relacionadas ao programa DIANA<sup>®</sup>.

O capítulo 4 mostra os resultados obtidos com a validação dos modelos numéricos estudados neste trabalho, enquanto que o capítulo 5 apresenta os resultados obtidos com o estudo paramétrico, a partir das análises realizadas.

Finalmente, o capítulo 6 apresenta a conclusão e considerações finais do trabalho, posteriormente são apresentadas as referências bibliográficas e os anexos.



## 2 ESTADO DA ARTE

---

### 2.1 APRESENTAÇÃO

Neste capítulo, são descritos de uma forma geral diversos trabalhos relacionados com as tipologias de ligação entre viga e pilar misto preenchido. Com o objetivo de possibilitar uma visão geral da evolução dos conceitos e o desenvolvimento dos estudos das ligações, este capítulo foi organizado de tal maneira que respeitasse a ordem cronológica de publicação dos artigos.

Devido à diversidade de detalhes de ligação viga-pilar misto preenchido com concreto apresentadas ao longo deste capítulo, optou-se somente por descrever as principais características das tipologias de ligação, sem se aprofundar em métodos de dimensionamento.

### 2.2 VISÃO GERAL DAS PESQUISAS

#### 2.2.1 AZIZINAMINI & PRAKASH (1993)

Um dos primeiros estudos envolvendo a ligação de viga de aço e pilar misto preenchido foi desenvolvido por Azizinamini & Prakash (1993). Esses pesquisadores realizaram um estudo piloto com o objetivo de desenvolver recomendações de projeto de novas configurações de ligação viga-pilar preenchido que fossem resistentes à flexão, com o foco nas seções retangulares. Os pesquisadores observaram que, inicialmente, as ligações eram caracterizadas pela soldagem direta da viga ao perfil tubular e eram concebidas à partir do julgamento e da experiência dos engenheiros projetistas, com uma pequena gama de teste e resultados disponíveis. Tais ligações geravam os seguintes problemas:

1. A transferência de forças de tração da viga para o pilar misto preenchido pode causar a separação do tubo de aço do núcleo de concreto, gerando um aumento de tensão no perfil tubular. A deformação no tubo de aço aumenta a rotação da ligação e diminui a sua rigidez;
2. A soldagem gera concentração de tensões residuais;
3. O confinamento lateral que o perfil tubular exerce no núcleo de concreto pode ser comprometido pelo acréscimo de tensão gerado pela soldagem direta da viga no pilar.

Por causa desses inconvenientes Azizinamini & Prakash (1993) estudaram dois tipos gerais de detalhes de ligação: detalhe de ligação **tipo A** em que são utilizados parafusos ancorados no núcleo de concreto com o objetivo de transferir as forças atuantes na viga diretamente para o concreto. Outra variação é a ancoragem direta no núcleo de concreto dos elementos de ligação. Os detalhes das ligações do **tipo A** podem ser observados na figura 2.1.

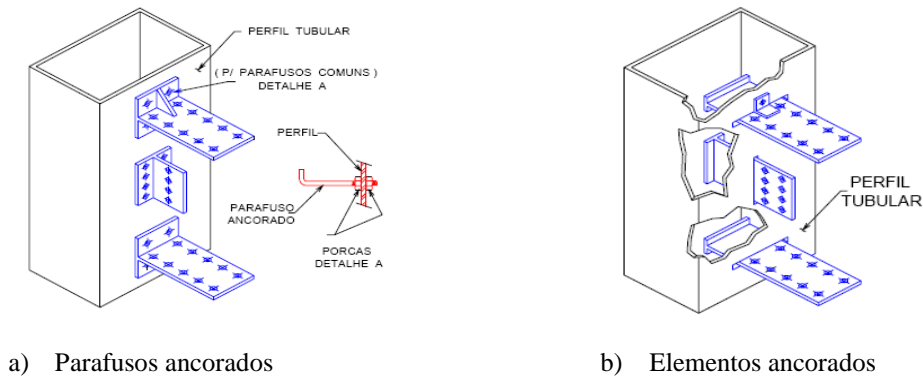


Figura 2.1 - Detalhes de ligação tipo A proposto por Azizinamini & Pakrash (1993)

O detalhe de ligação do **tipo B** a viga passa completamente pelo pilar. Ele foi escolhido pelos autores para a investigação via simulação numérica e experimental. Esse detalhe de ligação pode ser visto na figura 2.2.

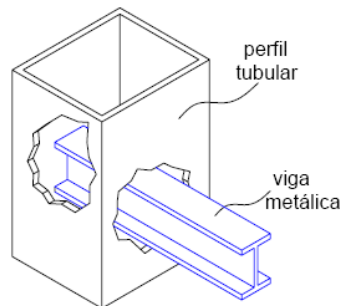


Figura 2.2 - Detalhe de ligação tipo B proposto por Azizinamini e Pakrash (1993)

### 2.2.2 PRION & MCLELLAN (1994)

Prion & Mclellan (1994) propuseram uma configuração de ligação viga-pilar, com a utilização de parafusos longos pós-tracionados e chapas de extremidade. A figura 2.3 mostra o esquema de ligação ensaiado, que consiste em um pilar de seção transversal retangular, preenchido com concreto de resistência à compressão igual a 40 MPa, ao qual são conectadas quatro vigas metálicas de seção I e os parafusos, utilizados na ligação, atravessam o perfil tubular e o núcleo de concreto. A transferência de esforços da viga de aço para o perfil

tubular, nesse caso, ocorre por forças de cisalhamento na interface aço-concreto (aderência e conectores).

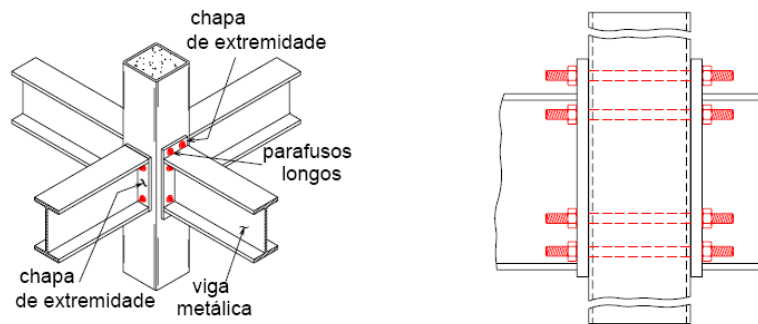


Figura 2.3 - Ligação por parafusos "passantes" proposta por Prion & McLellan (1994)

O estudo experimental desenvolvido por Prion & McLellan (1994) foi dividido em dois grupos: um grupo com aderência entre os parafusos passantes e o núcleo de concreto e outro grupo sem a aderência entre os parafusos passantes e o núcleo de concreto. O efeito da não aderência foi obtido com a utilização de tubos plásticos em substituição aos parafusos, durante o preenchimento com concreto do perfil tubular. Após o endurecimento do concreto, os tubos plásticos foram removidos e nos vazios deixados pelos mesmos foram colocados os parafusos longos. Nos elementos ensaiados com a aderência entre os parafusos e o núcleo de concreto, os parafusos foram colocados antes do preenchimento do perfil tubular com concreto.

A experimentação física ocorreu com a aplicação de forças verticais diretamente nas chapas de extremidade, fazendo com que os parafusos estivessem submetidos apenas a esforços de cisalhamento.

### 2.2.3 OH ET AL. (1995)

A ligação viga-pilar preenchido estudada por Oh et al. (1995) consistiu na utilização de chapas enrijecedoras triangulares externas soldadas às mesas de uma viga I e ao perfil tubular. O objetivo desse estudo foi comparar o comportamento à flexão dessa ligação com o perfil tubular preenchido com concreto de resistência à compressão de 20MPa e com perfil tubular não preenchido com concreto, como também avaliar a influência das dimensões da chapa enrijecedora, por meio de variações do comprimento e/ou espessura e das dimensões das vigas e dos perfis tubulares.

Figura 2.4 mostra o esquema da tipologia de ligação estudada por Oh et al. (1995).

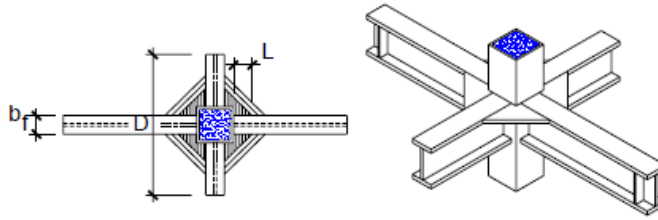


Figura 2.4 – Ligação viga I-perfil tubular utilizando chapas enrijecedoras triangulares externas - Oh et al. (1995)

Oh et al. (1995) observaram que o aumento do comprimento da chapa enrijecedora tem grande influência nos valores da capacidade resistente da ligação tanto para os perfis tubulares que não foram preenchidos com concreto quanto para os perfis tubulares que foram preenchidos com concreto.

Sobre a rigidez inicial das ligações sem chapa enrijecedora externa, observou-se que a mesma foi alterada pelo preenchimento do perfil tubular. As ligações com pilares sem preenchimento apresentaram rigidez menor do que os pilares preenchidos, porém essa diferença foi de aproximadamente 10%. Ao comparar a rigidez inicial de ligações com chapas enrijecedoras externas triangulares, observou-se que o preenchimento do perfil tubular não provocou um acréscimo significativo da rigidez.

#### 2.2.4 ALOSTAZ & SCHNEIDER (1996, 1998)

Alostaz & Schneider (1996) desenvolveram um estudo analítico de ligações de pilar misto de aço preenchido com concreto de seção circular. Durante a realização do estudo numérico foram analisados alguns parâmetros: razão entre o diâmetro e a espessura da parede do tubo de aço, a carga axial aplicada no pilar, e a razão entre o momento e força cortante aplicado na viga. Os resultados obtidos mostraram que as conexões que transferem a carga aplicada na viga para o núcleo de concreto apresentam um melhor comportamento em relação ao sismo quando comparadas com conexões que transferem a carga aplicada na viga somente para o tubo de aço.

O tubo de aço, nas proximidades da ligação, apresentaram uma grande distorção. Os componentes de ligação que transferem as forças aplicadas na viga para o núcleo de concreto possuem uma melhora na resistência e rigidez quando comparadas com uma ligação simples



no tubo de aço. Portanto, a melhora do comportamento da ligação depende do tipo dos componentes que transpõem o núcleo de concreto.

Alostaz & Schneider (1996) estudaram seis tipos de ligações, que foram: Tipo I - ligação soldada simples, Tipo II - ligação com diafragma externo, Tipo III - ligação soldada com barras deformáveis soldadas, Tipo IV - ligação com parafusos com cabeça inseridos no interior do tubo, Tipo V – uma chapa inserida dentro do tubo e alinhada com a alma da viga; parafusos com cabeça foram conectados em ambos os lados da chapa, tanto na parte superior quanto na parte inferior, Tipo VI – Seção transversal da viga atravessa o tubo de aço.

Segundo Alostaz & Schneider (1996) a configuração mais efetiva de uma ligação é a que a viga atravessa o perfil tubular mais o núcleo de concreto, pois esta apresenta o comportamento mais próximo de uma ligação rígida ideal. A ligação do Tipo I não apresenta características favoráveis de resistência e rigidez, pois o sistema conexão é ligado diretamente no tubo de aço.

Alostaz & Schneider (1998) estudaram o comportamento experimental de seis tipos de ligações com o objetivo de investigar o comportamento cíclico à flexão de cada um dos tipos de ligação. Os detalhes de ligações ensaiadas podem ser divididos em dois grupos: conexões ligadas na parede do tubo e conexões com elementos que atravessam a região de concreto do pilar misto. Os detalhes das ligações variaram desde a soldagem direta da viga de aço na parede do perfil tubular até o detalhe de ligação mais rígido, em que a viga de aço atravessava o núcleo de concreto do pilar preenchido. Como conclusão, as conexões ligadas diretamente no perfil tubular podem causar uma excessiva deformação na parede do mesmo e nos componentes da ligação, porém, as ligações com elementos conectados no núcleo de concreto do pilar misto aliviam o cisalhamento e melhoram o desempenho da ligação com relação ao sismo. Dos detalhes de ligação ensaiados, a ligação que apresenta o comportamento mais rígido é a que a viga de aço atravessa o núcleo de concreto do pilar preenchido. A figura 2.5 demonstra os tipos de ligações ensaiadas por Alostaz & Schneider (1998).

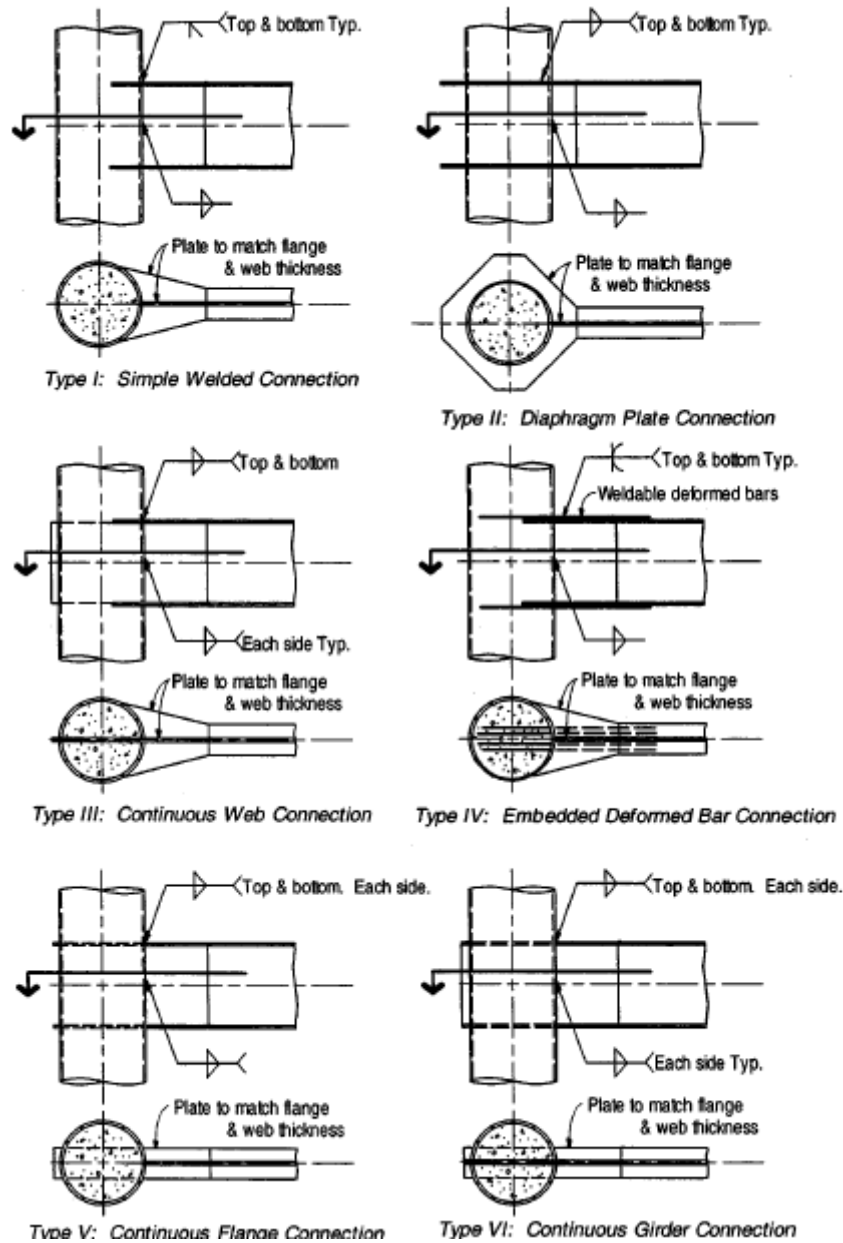


Figura 2.5 – Tipologias de ligação ensaiadas por Alostaz e Schneider (1998)

### 2.2.5 FRANCE, DAVISON & KIRBY (1999A, 1999B)

France, Davison & Kirby (1999a) sugeriram a utilização de um procedimento nomeado como “flowdrill” para a conexão de pilares preenchidos a vigas metálicas de seção I. Esse procedimento consiste na abertura de furos por um processo de rotação contínua e foi desenvolvido por volta de 1923 por Jan Claude de Valliere de acordo com France & Davison & Kirby (1999a). O seu objetivo é aumentar o rosqueamento dos parafusos comuns em chapas de aço de pequena espessura (menores que 12 mm). Esse processo consiste em aumentar localmente a espessura da chapa de aço a partir da utilização da energia térmica

produzida por uma broca pontiaguda composta de carboneto de tungstênio que, girando em alta velocidade, é aplicada gradualmente sobre o metal base. O esquema do processo de “flowdrill” é apresentado na figura 2.6.

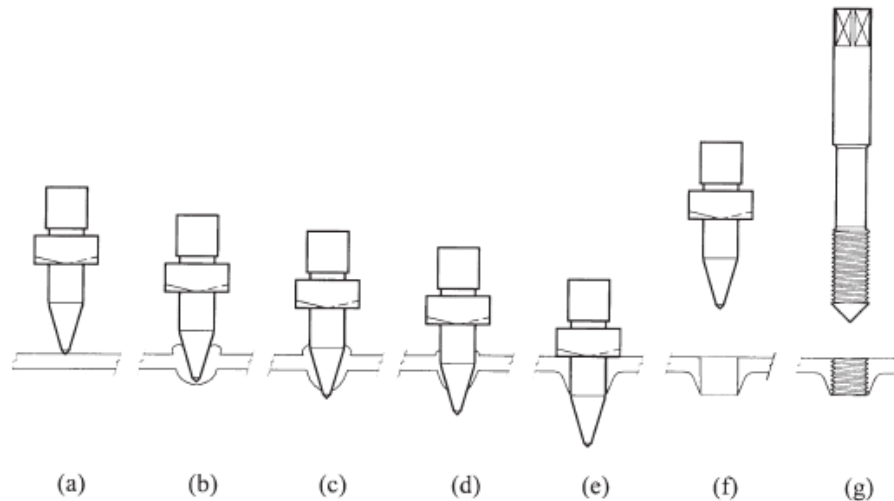


Figura 2.6 - Sequência do processo de “flowdrill” (France & Davison & Kirby, 1999a)

No programa experimental desenvolvido por France & Davison & Kirby (1999b) foram utilizadas chapas de extremidade com a mesma altura da viga e chapas de extremidades estendidas, definindo dois tipos de ligação: a ligação rígida e a ligação flexível. Também foi analisada a influência da espessura do perfil tubular, as dimensões da viga metálica e a relação cortante/momento. O experimento desenvolvido teve como objetivo analisar a ductilidade, a rigidez rotacional e a resistência à flexão das ligações. A ruína ocorreu com o arrancamento dos parafusos quando as faces do perfil tubular apresentavam uma considerável deformação.

### 2.2.6 ELREMAILY & AZIZINAMINI (2001A, 2001B)

Elremaily & Azizinamini (2001a) desenvolveram um estudo analítico e experimental com o objetivo de entender o comportamento de um detalhe de ligação rígida. As ligações ensaiadas consistiram em um pilar misto preenchido com uma viga atravessando o pilar, onde foi aplicada uma carga monotônica até a falha da estrutura. Em alguns detalhes de ligação foram aplicadas um número limitado de carregamentos cíclicos. As ligações ensaiadas foram divididas em três grupos: no primeiro grupo a resistência do pilar era menor que a da viga, com o objetivo de estudar o comportamento da conexão quando a falha ocorre no pilar. Nesse

grupo foram ensaiados dois modelos, sendo que um o pilar era preenchido com concreto e o outro não. O objetivo foi estimar a contribuição do núcleo de concreto na resistência da ligação. Essas ligações podem ser observada na figura 2.7.

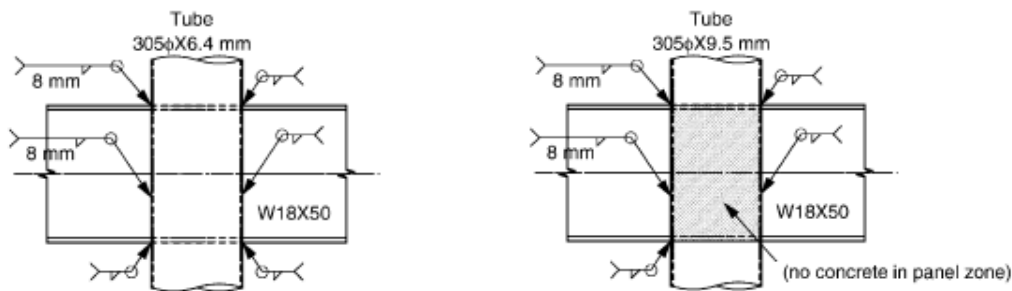


Figura 2.7 - Ligação tipo 1 ( Elremaily & Azizinamini-2001-a)

No segundo grupo de ligações a viga é menos resistente do que o pilar. Nesse grupo o objetivo foi estudar o comportamento plástico, representando o comportamento real da estrutura. Também, nesse grupo, foram ensaiados dois modelos e a diferença entre eles é a utilização de quatro barras de aço de #11, com o objetivo de analisar a presença dessas barras no comportamento da ligação. A figura 2.8 mostra os detalhes da ligação do segundo grupo.

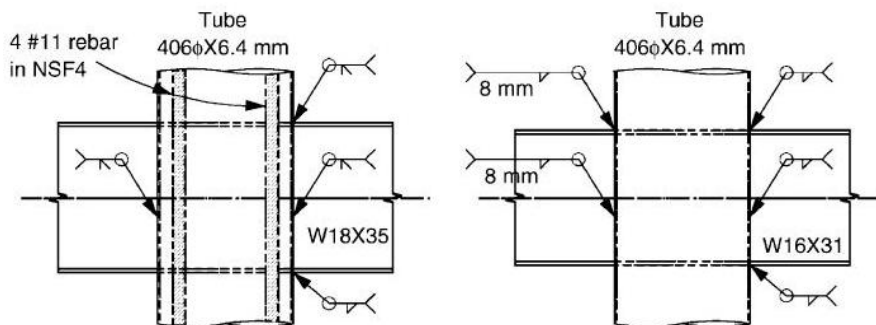


Figura 2.8 – Ligação tipo 2 (Elremaily & Azizinamini - 2001-A)

No terceiro grupo, as ligações são compostas por uma chapa de ligação que é menos resistente do que os outros membros da ligação. O objetivo, com esse grupo, é determinar a resistência ao cisalhamento da ligação, forçando com a que a falha ocorra na região da ligação. Nesse caso, tanto a viga quanto o pilar foram restringidos. Também foram ensaiados dois modelos nesse grupo e a diferença entre as ligações desse grupo foi que a chapa ligada a alma na região da ligação foi removida de uma das ligações ensaiadas desse grupo. A figura 2.9 mostra esse grupo de ligação.

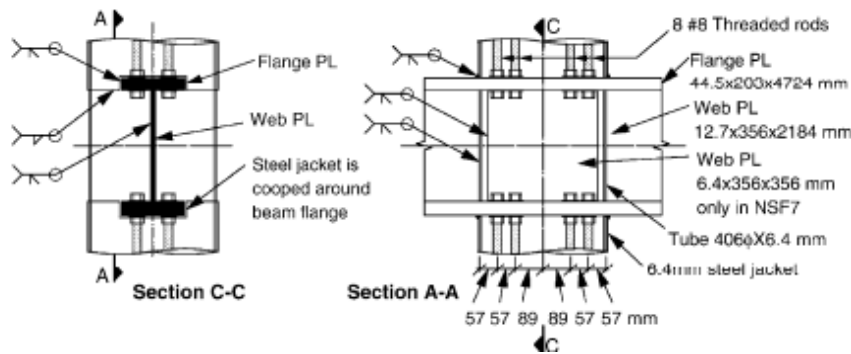


Figura 2.9 - Ligação do tipo 3 ( Elremaily & Azizinamini, 2001-A).

Como conclusão observou-se que a falha da estrutura ocorreu no pilar quando a razão entre a resistência à flexão da coluna e a resistência à flexão da viga é menor ou próxima de 1. A falha ocorre pela falha da solda de filete que liga as mesas da viga na parede do pilar seguida pelo rasgamento da parede do tubo. A falha na viga ocorreu quando houve a formação de rótulas plásticas na viga. A falha na ligação ocorreu quando a chapa de ligação não foi capaz de transferir forças de cisalhamento elevadas. Observou-se que os elementos que contribuem para a resistência ao cisalhamento da ligação são: a alma da viga, o tubo de aço e o concreto do núcleo na região da ligação.

### 2.2.7 BEUTEL, THAMBIRATNAM & PERERA (2001)

Beutel, Thambiratnam & Perera (2001) desenvolveram um estudo experimental de ligações viga-pilar usando quatro modelos submetidos a um carregamento monotônico. As ligações são compostas por: um pilar misto preenchido com concreto de seção transversal circular, vigas de seção I e parafusos. As vigas foram ligadas diretamente no tubo com quatro barras de aço soldadas nas mesas superior e inferior da viga.

O objetivo desse trabalho foi entender o comportamento elasto-plástico, a ductilidade e a capacidade de absorção de energia das tipologias de ligações estudadas. No final foi proposto o desenvolvimento de modelos para prever o comportamento das ligações e/ou modelos de cálculo.

A ligação estudada por Beutel, Thambiratnam & Perera (2001) pode ser vista na figura 2.10.

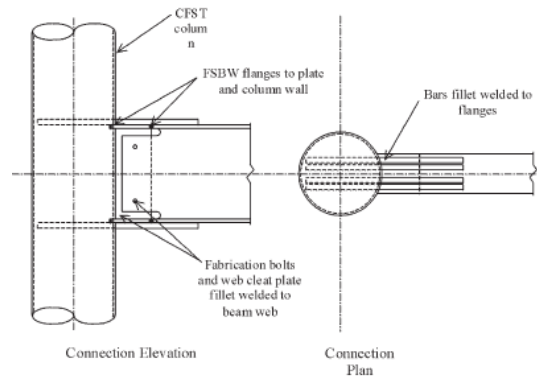


Figura 2.10 – Detalhe da ligação estudada por Beutel, Thambiratnam e Perera (2001)

Durante a realização dos ensaios, os autores variaram o diâmetro das barras de ancoragem da ligação com a intenção de entender a influência das barras ancoradas no comportamento da ligação. Para comparar os resultados obtidos foram utilizadas as relações momento-rotação e deflexão da viga.

Como conclusão observou-se que as barras foram efetivas na transferência de forças de tração e compressão diretamente na coluna. Com o aumento do diâmetro das barras observou-se também melhora resistência e a rigidez à rotação da ligação. Percebeu-se que com os resultados obtidos a ligação pode ser classificada como uma ligação rígida.

### 2.2.8 SHIN ET AL. (2004)

Shin et al. (2004) estudaram o comportamento de ligações soldadas entre um pilar preenchido com concreto (CFT) e viga de seção transversal H com enrijecedores externos do tipo T, desenvolvendo um estudo analítico e experimental.

O objetivo desse estudo foi desenvolver uma metodologia de projeto para enrijecedores de seção T utilizados na ligação de um pilar misto preenchido (CFT) e uma viga de seção H. Os objetivos específicos foram: entender o comportamento plástico do enrijecedor, investigar o efeito do enrijecedor no mecanismo de transferência de forças na região da ligação e investigar a capacidade de deformação das ligações em função do tamanho do enrijecedor utilizado. Na figura 2.11 é possível ver o esquema físico dessa ligação.

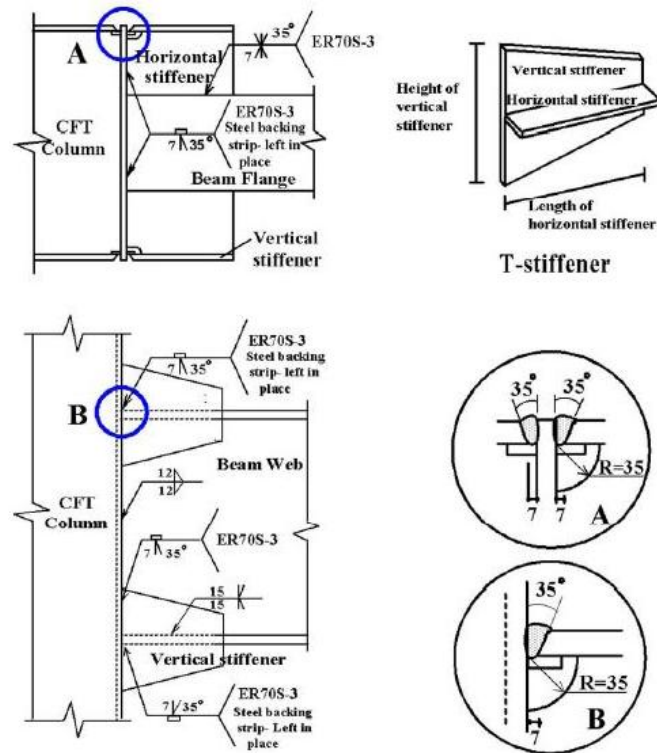


Figura 2.11 – Ligação com enrijecedor do tipo T estudada por Shin et al. (2004)

Os modos de falha desse tipo de ligação, que foram os mesmos utilizados para projeto são: falha do enrijecedor horizontal por tensões de cisalhamento, falha por tensões de tração no enrijecedor vertical e a falha por tensões de tração e flambagem da viga. Na figura 2.12 é possível perceber esses modos de falha. Nas ligações com enrijecedor do tipo T o enrijecedor vertical somente tem a função de transferir a carga da viga para o pilar, enquanto que o enrijecedor horizontal aumenta a resistência ao momento e a capacidade de deformação da ligação.

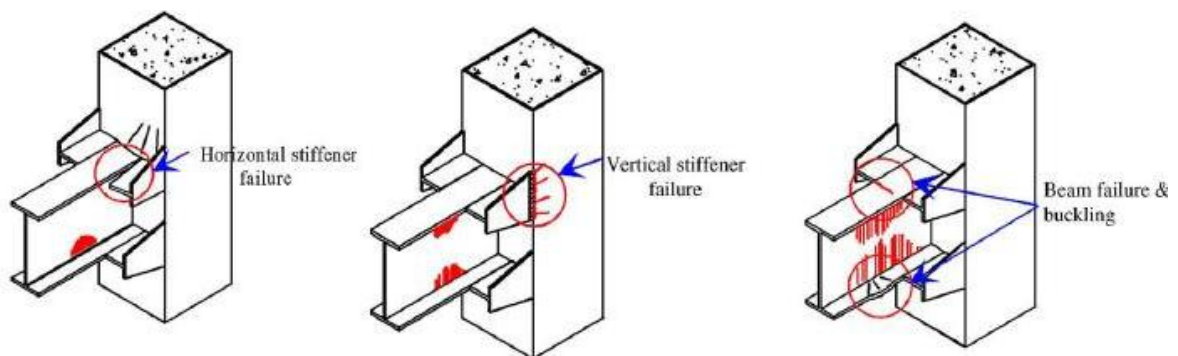
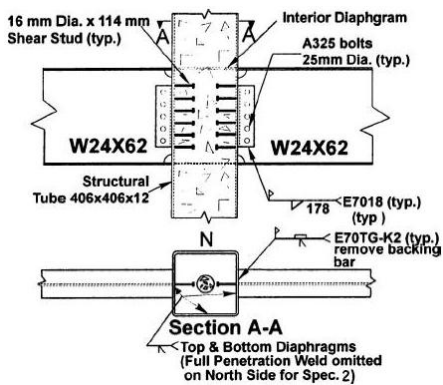


Figura 2.12- Modos de falha da ligação com enrijecedores do tipo T (Shin et al. 2004)

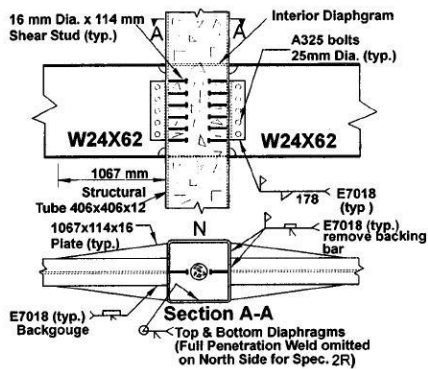
### 2.2.9 RICLES ET AL (2004)

Ricles et al. (2004) desenvolveram um estudo experimental com dez modelos de ligações cruciformes, em escala real, submetidas a ações sísmicas, que teve como objetivo estudar o comportamento de diferentes tipos de ligações sob essas ações. Foram comparadas, entre as ligações, a sua rigidez, resistência ao carregamento cíclico, ductilidade e a sua capacidade de dissipação de energia.

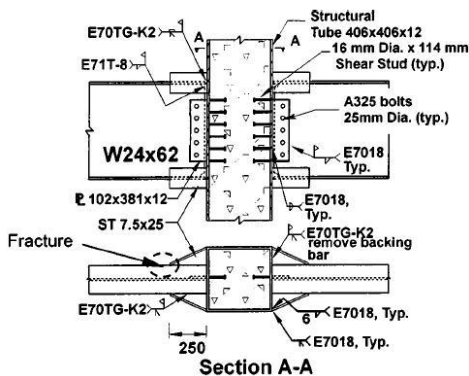
Os dispositivos estudados incluem solda, diafragmas, enrijecedores e parafusos passantes. A figura 2.13 mostra os dez detalhes de ligações estudados por Ricles et a. (2004).



- a) Detalhe das ligações do tipo 1 e 2, com enrijecedores interno. A diferença entre os detalhes é que a ligação do tipo 1 o enrijecedor foi soldado em todo o perímetro.



- b) Detalhe das ligações do tipo 1R e 2R. A diferença entre esses dispositivos e os dispositivos 1 e 2 é a utilização de chapas enrijecedoras externas.



- c) Detalhe da ligação do tipo 3. Os enrijecedores internos foram substituídos por chapas de aço ligadas externamente.





### 2.2.10 GARDNER & GOLDSWORTHY (2005)

Gardner & Goldsworthy (2005) desenvolveram um estudo experimental de ligações momento-resistente com o objetivo de avaliar a sua rigidez, a partir da aplicação de carregamento cíclico.

Esse estudo discutiu os resultados obtidos com relação à rigidez de ligações de um pilar misto de aço de seção circular preenchido com concreto, viga de aço e uma laje de concreto com forma de aço. As mesas da viga foram conectadas ao pilar através de enrijecedores que foram parafusados na coluna que atravessaram o núcleo de concreto. O seu principal objetivo foi estudar o comportamento dos parafusos como também o seu comprimento e extensões. O modelo típico estudado pelos autores pode ser visualizado na figura 2.14.

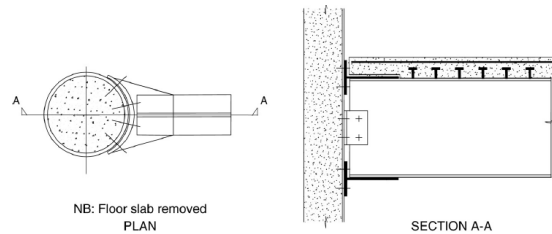


Figura 2.14 – Modelo típico de ligação de Gardner & Goldsworthy (2005)

A figura 2.15 mostra os detalhes de ligação dos cinco modelos estudados por Gardner & Goldsworthy (2005).

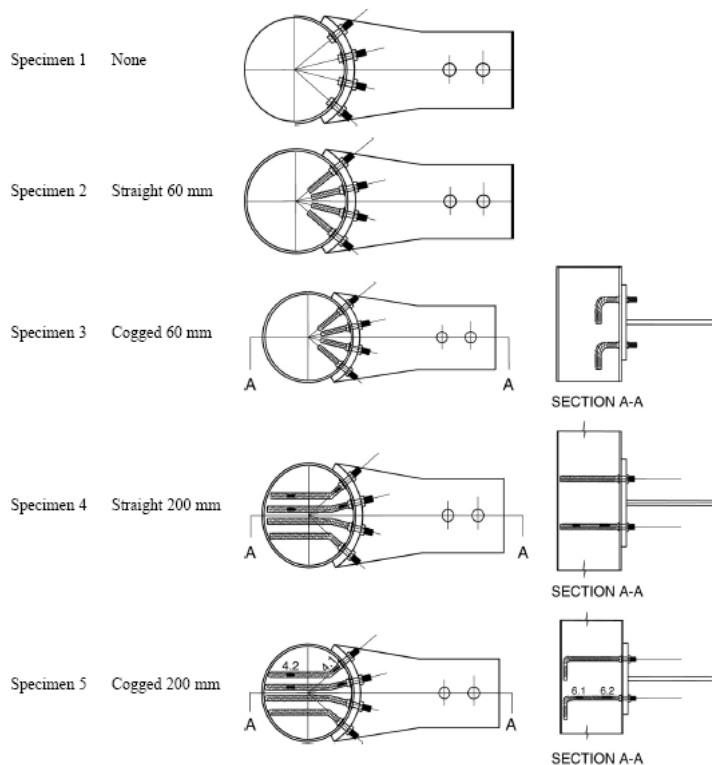


Figura 2.15 – Detalhes dos modelos estudados por Gardner & Goldsworthy (2005).

No primeiro teste, em que não havia a extensão dos parafusos, ocorreram deformações na região dos furos dos parafusos. Com o aumento da extensão dos parafusos no núcleo de concreto os autores perceberam que ocorreu um acréscimo da carga de ruptura em torno de 20%. A rigidez inicial das ligações com extensão foi maior quando comparadas com a rigidez da ligação sem a extensão do parafuso, que também aumentou com o acréscimo do comprimento de ancoragem dos parafusos no núcleo de concreto.

### 2.2.11 CHOI ET AL. (2006)

Por simplificação, as ligações viga-coluna são consideradas muitas vezes como tendo um comportamento rígido ou flexível, mas algumas vezes ocorre uma discrepância nesse comportamento, sendo que alguns aspectos não estão bem resolvidos com relação ao comportamento estrutural das ligações entre pilares mistos preenchidos (CFT) e vigas de aço. Tal fato instigou Choi et al. (2006) a estudar o comportamento de ligações. O trabalho desenvolvido pelos autores foi a análise da relação momento-rotação de ligação entre um pilar misto preenchido (CFT) com viga metálica composta por diafragma externo.

Por prévia análise estrutural sabe-se que esse tipo de ligação apresenta um comportamento semi-rígido. O principal objetivo do estudo desenvolvido por Choi et al. (2006) foi desenvolver uma formulação com a relação momento-rotação dessa tipologia de ligação. Como não existiam resultados experimentais em número suficiente, foi desenvolvido um estudo analítico utilizando um programa de método dos elementos finitos.

Na figura 2.16 é possível observar o detalhe da ligação estudada por Choi et al. (2006).

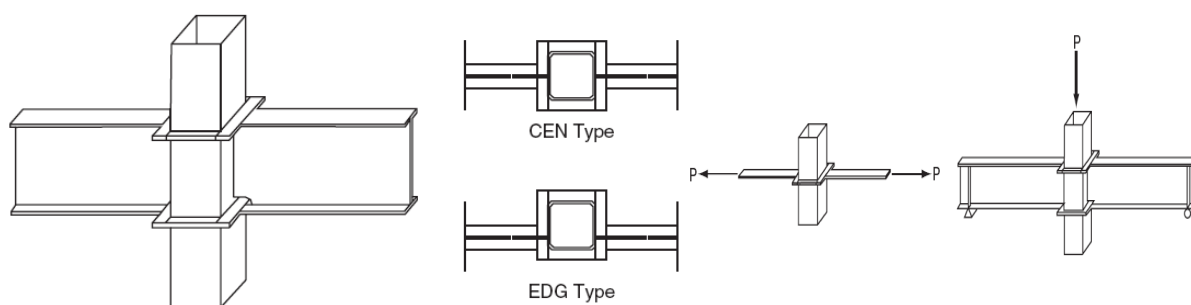


Figura 2.16 – Detalhes da ligação estudada por Choi et al. (2006)

Na análise numérica desenvolvida por Choi et al. (2006) foram analisadas a influência dos seguintes parâmetros no comportamento da ligação: a espessura do perfil tubular, a espessura e tamanho do diafragma, e a espessura da mesa da viga.

A função final proposta pelos autores utilizou como parâmetros a rigidez inicial à rotação, o momento último e um fator chamado de *shape parameter*, que é diretamente influenciado pelas dimensões da geometria da ligação.

### 2.2.12 YAO, GOLDSWORTHY & GAD (2008)

Yao, Goldsworthy & Gad (2008) desenvolveram um estudo numérico e experimental com o objetivo de estudar o comportamento à flexão de uma ligação entre viga metálica de seção I e pilar misto preenchido de seção circular com concreto utilizando conectores do tipo pino com cabeça. Os detalhes do tipo de ligação estudada pelos autores podem ser observados na figura 2.17. Essa pesquisa ocorreu devido às dificuldades de conectar uma viga metálica de seção I a um pilar misto de seção circular utilizando parafusos convencionais.

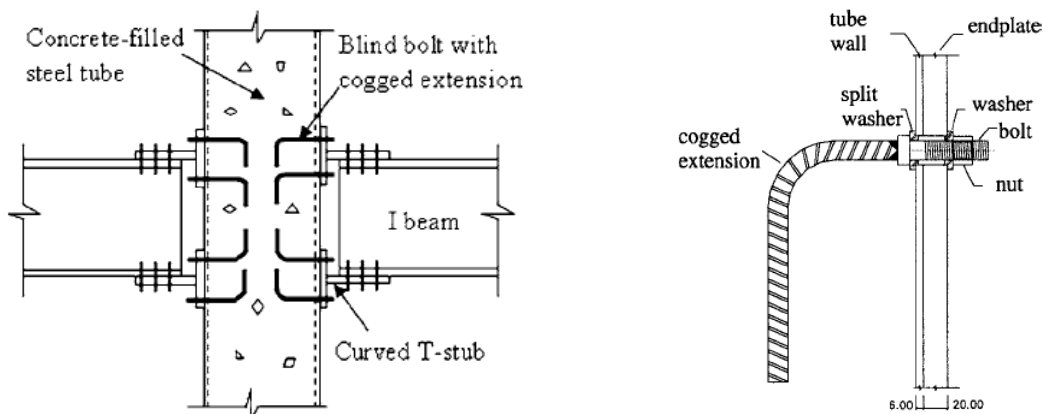


Figura 2.17 -Detalhes da ligação estudada por Yao & Goldsworthy & Gad

Portanto, devido às suas características favoráveis com relação a resistência e a rigidez, esse tipo de ligação, segundo os pesquisadores, pode ser uma boa alternativa em relação às ligações soldadas. Yao, Goldsworthy & Gad (2008) perceberam que as extensões utilizadas nas ligações foram efetivas na função de aliviar a concentração de tensões e evitar uma deformação localizada excessiva na parede do pilar. Essas extensões também melhoraram o comportamento da ligação, pois a carga pode ser distribuída entre a parede do perfil tubular e as extensões dentro do núcleo de concreto.

## 2.3 ALGUMAS PESQUISAS DESENVOLVIDAS NO BRASIL

### 2.3.1 DE NARDIN (2003)

No Brasil, De Nardin (2003) desenvolveu um estudo experimental e numérico de quatro tipologias de ligações entre pilares preenchidos e vigas I de aço. Esse estudo foi desenvolvido no Departamento de Estruturas (SET), da Escola de Engenharia de São Carlos. As ligações estudadas por De Nardin (2003) foram: Tipologia 1 – ligação parafusada com aderência entre os parafusos e o núcleo de concreto do pilar preenchido, Tipologia 2 – ligação parafusada sem aderência entre os parafusos passantes e o núcleo de concreto, Tipologia 3 – ligação viga-pilar preenchido soldada com solda de filete, Tipologia 4 – ligação soldada com solda de filete mais cantoneiras soldadas no interior do pilar preenchido. Os detalhes dessas ligações podem ser observados nas figuras 2.18, 2.19 e 2.20.

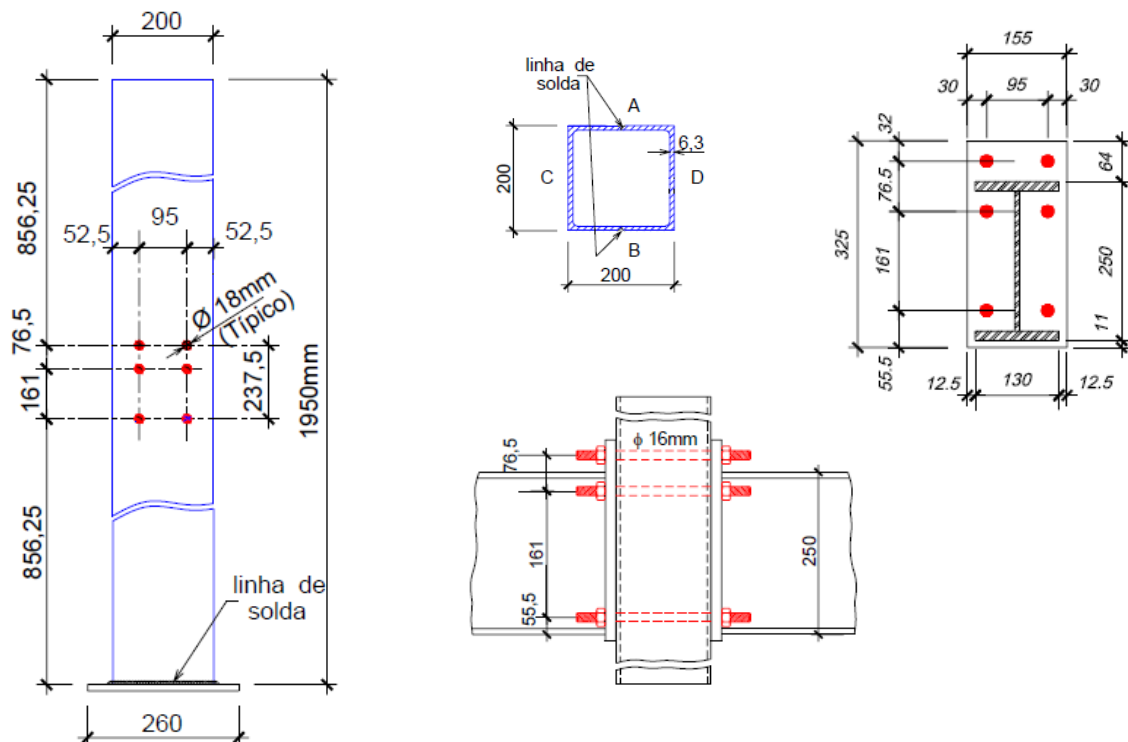


Figura 2.18 - Detalhes das ligações das tipologias 1 e 2 proposto por De Nardin (2003)

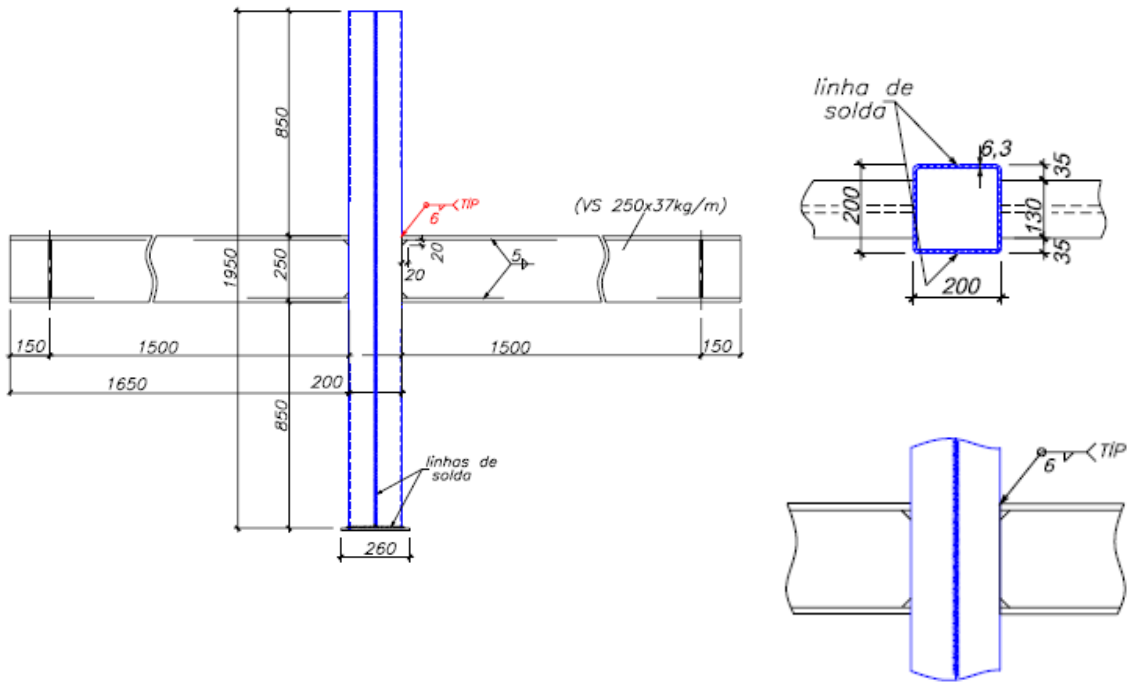


Figura 2.19 - Detalhes da ligação da tipologia 3 proposto por De Nardin (2003)

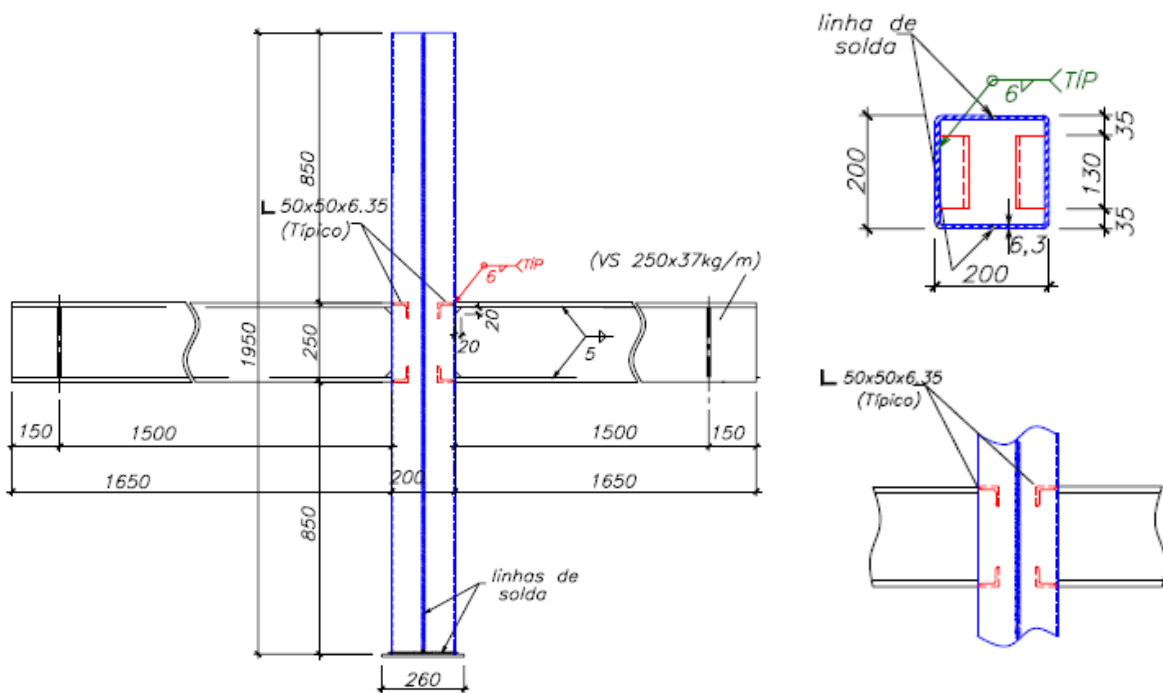


Figura 2.20 - Detalhes da ligação da tipologia 4 proposto por De Nardin (2003)

A figura 2.21 mostra o comportamento momento x rotação na extremidade das vigas em cada um dos quatro tipos de ligações ensaiadas por De Nardin (2003).

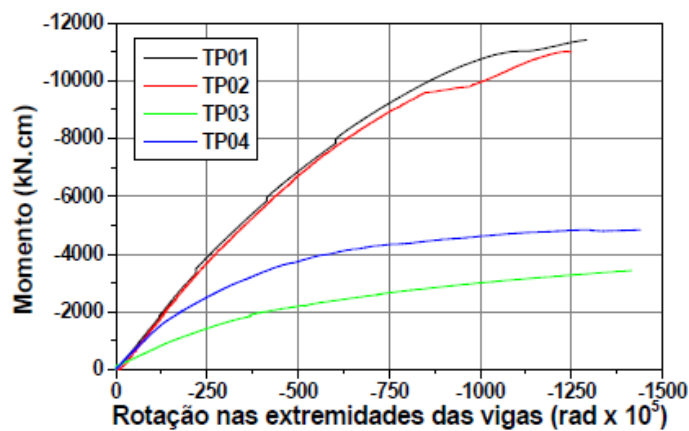


Figura 2.21- Comparação entre as rotações médias nas extremidades das vigas das tipologias 1 a 4 conforme De Nardin (2003)

Como conclusão, percebe-se, com relação às ligações parafusadas (tipologias 1 e 2) a aderência entre os parafusos passantes e o núcleo do pilar preenchido de concreto não influencia o comportamento momento x rotação, porém o seu desempenho é superior em relação à resistência e rigidez, quando comparadas com as ligações soldadas, estudadas no mesmo trabalho. Com relação às ligações soldadas, as cantoneiras soldadas no interior do perfil tubular causam uma significativa alteração da rigidez e do comportamento momento x rotação.

### 2.3.2 FARIAS (2008)

Farias (2008) desenvolveu um estudo numérico e experimental com o objetivo de avaliar a influência da laje de concreto armado em uma ligação viga-pilar misto preenchido com concreto, sendo uma continuação do trabalho desenvolvido por De Nardin (2003). A ligação viga-pilar era uma ligação parafusada feita a partir de barras rosqueadas.

No modelo experimental foram analisados três modelos que se diferenciavam pela ausência e/ou tipo de conector de cisalhamento presente na região de ligação do pilar misto. A presença da laje no modelo melhora as suas características de rigidez, resistência e ductilidade.

Como resultado observou-se que a ruptura da ligação passou a ser comanda pela laje, associada ao escoamento da armadura longitudinal sem que houvesse o comprometimento da ligação viga-pilar.

A análise numérica ocorreu com o desenvolvimento de um estudo paramétrico com a avaliação da influência da variação da armadura da laje e da resistência do concreto, com o objetivo de entender como esses parâmetros poderiam influenciar no comportamento da ligação.

As figuras 2.22 a 2.25 mostram os detalhes das estruturas estudadas por Farias (2008). A figura 2.22 mostra os detalhes e as dimensões do pilar misto, a 2.23 mostra os detalhes da viga de aço, a figura 2.24 mostra os detalhes da ligação viga-pilar e, finalmente, a figura 2.25 mostra os detalhes da laje de concreto armado.

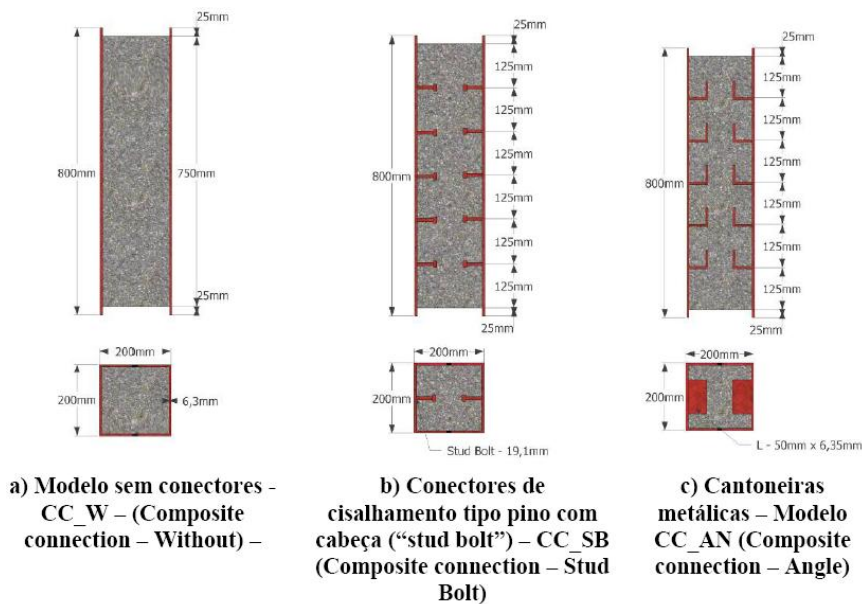


Figura 2.22 – Detalhes e dimensões do pilar misto estudado por Farias (2008)



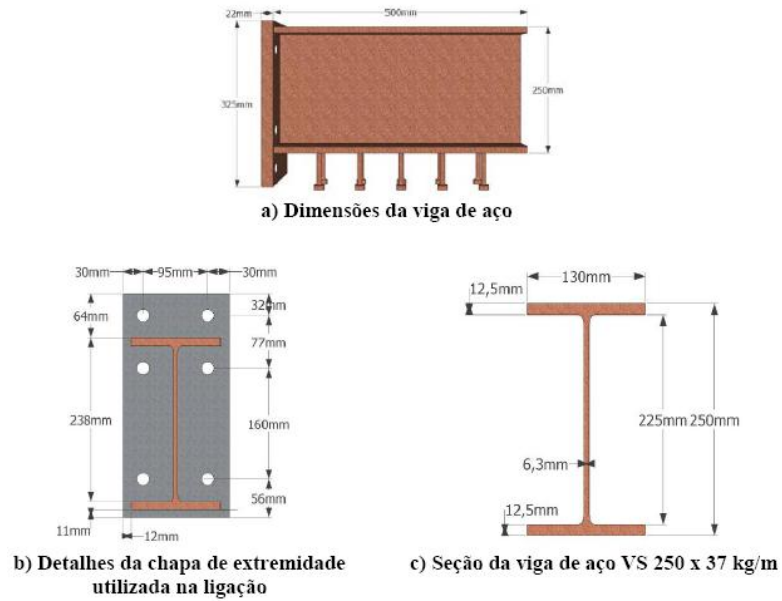


Figura 2.23-Detalhes da viga de aço. Farias (2008)

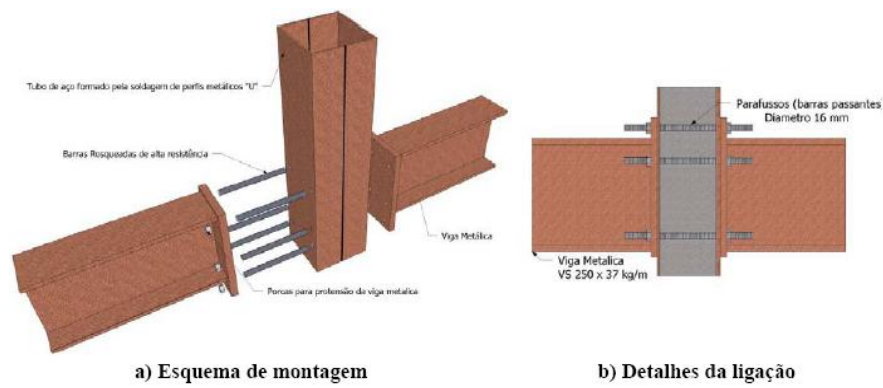


Figura 2.24-Detalhes da ligação viga-pilar misto. Farias (2008)

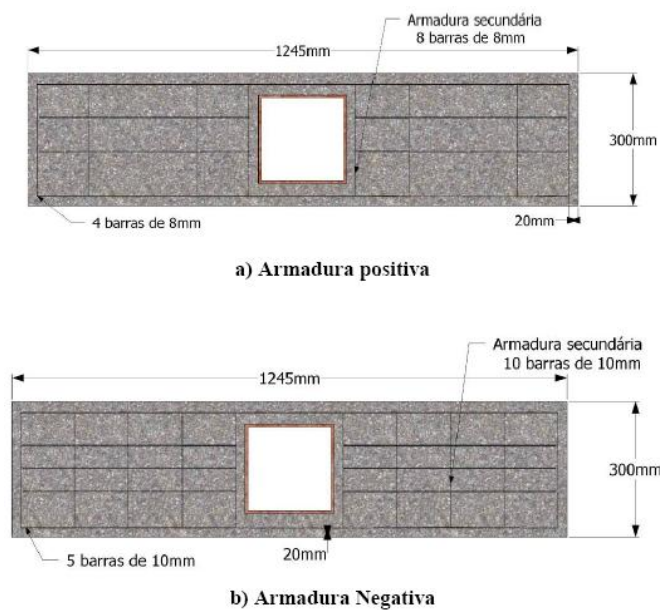


Figura 2.25 – Detalhes da laje de concreto armado. Farias (2008)

Dos resultados experimentais obtidos por Farias (2008) pode-se destacar que a presença da laje de concreto é primordial na influência do comportamento da ligação, principalmente na capacidade de transmissão de momento fletor. O fator predominante na resistência ou no modo de ruína é a armadura da laje. Já a presença de conectores de cisalhamento é importante quanto a capacidade de transferência força entre o concreto e o aço do pilar misto.

A conclusão obtida com o estudo numérico foi a mesma obtida com o estudo experimental, que a armadura da laje influencia no comportamento da ligação, sendo considerada o principal componente da ligação.

### 2.3.3 ARAÚJO (2009)

Araújo (2009) investigou o comportamento de ligações viga-pilar misto preenchido analisando o comportamento da transferência de forças de cisalhamento na região da ligação. Nesse trabalho foi desenvolvido um estudo experimental, com ensaios do tipo *push-out* com carregamento centrado no núcleo de concreto e, um estudo numérico com o objetivo de entender o comportamento do mecanismo de transferência de forças de cisalhamento, aplicado à região da ligação viga-pilar.

Araújo (2009) ensaiou três modelos de ligação utilizando chapas de extremidade e barras rosqueadas como mecanismos de ligação viga-pilar. Para os elementos de transferência de forças entre o tubo de aço e o núcleo de concreto foram usados conectores tipo pino com cabeça ou cantoneiras. Os elementos ensaiados se diferenciam pela ausência ou presença e o tipo de conector empregado na interface aço-concreto do pilar preenchido.

A figura 2.26 mostra os detalhes do modelo experimental desenvolvido por Araújo (2009).

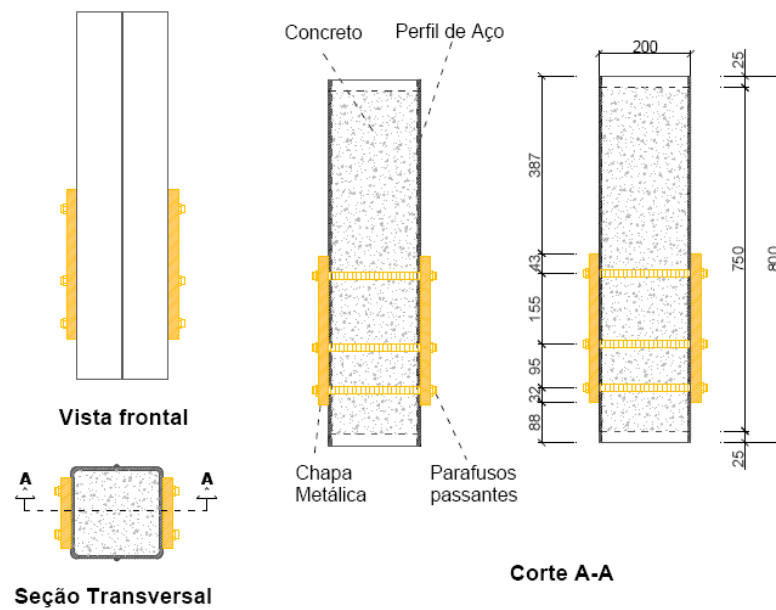


Figura 2.26 – Detalhes do modelo experimental de Araújo (2009)

Como resultado experimental Araújo (2009) concluiu que as barras roequeadas e os conectores de cisalhamento foram eficientes na transferência dos esforços de cisalhamento na ligação viga-pilar e na interface do perfil de aço e concreto. Dentre os conectores estudados por Araújo (2009) o que apresentou melhor resultado foi o conector do tipo pino com cabeça (*stud-bolt*) não somente na função de transferir os esforços de cisalhamento ao perfil de aço mas também na restrição ao escorregamento do núcleo de concreto. A associação cantoneiras-barra foi considerada positiva por Araújo (2009).

No estudo numérico Araújo (2009) chegou às mesmas conclusões do estudo experimental, porém esses resultados foram considerados um pouco mais conservativos do que os resultados experimentais.

## 2.4 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Os estudos sobre o comportamento das ligações entre pilar misto preenchido com concreto e viga metálica são incipientes. Os pesquisadores da área conhecem as vantagens da utilização do sistema misto aço-concreto, porém não entendem por completo o comportamento das ligações entre o pilar misto preenchido com concreto e viga de aço.

Com a revisão bibliográfica percebeu-se que existem várias concepções de ligação de viga de aço com pilar misto preenchido com concreto. Essas ligações são concebidas em função do tipo de ações e esforço predominantes, das características da região em que foram desenvolvidos e a sua facilidade de execução, sendo que em muitos casos foram utilizados detalhes de ligação de estruturas metálicas já consolidados como referência inicial.

Uma das grandes preocupações dos pesquisadores é entender o comportamento dessas ligações quando utilizadas em locais com grande probabilidade da ocorrência de abalos sísmicos, sendo a relação momento-rotação e a capacidade resistente das ligações os aspectos mais estudados.

Portanto, a ausência de normalização e de critérios de projeto consolidados, a complexidade das tipologias de ligação e a quantidade de variáveis que podem influenciar no seu comportamento dificulta a utilização desse sistema estrutural por engenheiros projetistas.

## 3 ESTUDO NUMÉRICO

---

### 3.1 APRESENTAÇÃO

Esta fase do trabalho foi dividida em duas etapas: a primeira foi a calibração do modelo numérico, com base nos resultados experimentais de ligação viga-pilar misto preenchido com concreto obtidos por De Nardin (2003). A segunda etapa foi um estudo paramétrico dessas ligações com o intuito de entender a influência de alguns parâmetros no comportamento das mesmas.

O objetivo principal deste capítulo é apresentar os conceitos utilizados para o desenvolvimento da simulação numérica e de algumas informações relacionadas ao programa DIANA<sup>®</sup>.

### 3.2 SIMULAÇÃO NUMÉRICA

A simulação numérica foi realizada no programa DIANA<sup>®</sup> versão 9.2. Esse pacote computacional foi desenvolvido por engenheiros da *TNO Building and Construction Research*, que é baseado no método dos elementos finitos.

#### 3.2.1 ASPECTOS GERAIS DO ESTUDO NUMÉRICO

Com o objetivo de diminuir o custo computacional e o tempo de processamento de todos os modelos estudados, a modelagem foi desenvolvida com um plano de simetria. Portanto apenas a **metade** do modelo físico foi modelada e analisada.

#### 3.2.2 DEFINIÇÃO DOS ELEMENTOS FINITOS

##### 3.2.2.1 CONCRETO

Para a modelagem do concreto foi utilizado o elemento sólido CHX60 que é um elemento isoparamétrico com 20 nós e função aproximadora quadrática para os deslocamentos. Esse elemento apresenta 3 graus de liberdade por nó:  $u_x$ ,  $u_y$  e  $u_z$ . A figura 3.1 mostra esse elemento. Os deslocamentos nodais geram deformações infinitesimais, resultando o vetor deformação. Na figura 3.2 observam-se os graus de liberdade do elemento sólido. A figura 3.3 mostra as deformações e a figura 3.4 as tensões de Cauchy desses elementos.

É importante ressaltar que os elementos sólidos, por apresentar um elevado custo computacional devem ser utilizados somente quando não existir a possibilidade de emprego de um elemento menos robusto. Isso acontece devido ao tamanho da matriz de rigidez dos elementos como a necessidade de um bom refinamento da malha de elementos finitos para a obtenção de resultados representativos.

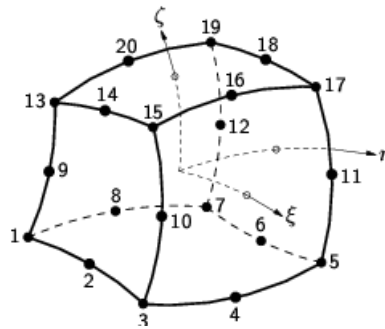


Figura 3.1-Elemento CHX60. Diana (2005a)

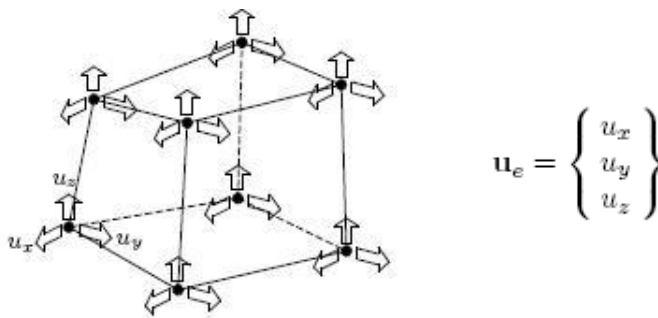


Figura 3.2-Deslocamentos como graus de liberdade do elemento CHX60. Diana (2005a)

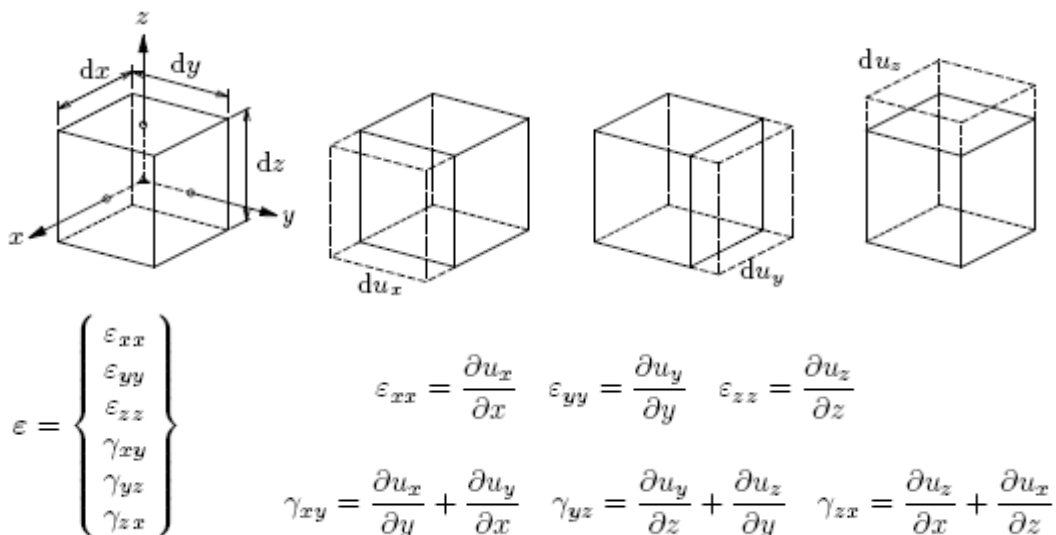


Figura 3.3-Deformações do elemento CHX60. Diana (2005a)

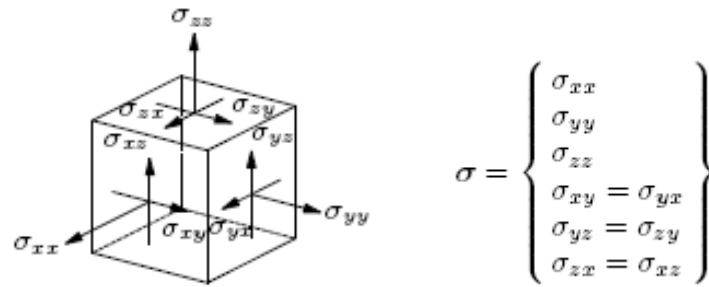


Figura 3.4-Tensões de Cauchy do elemento CHX60. Diana (2005a)

### 3.2.2.2 Aço

Para a modelagem do perfil de aço que reveste o núcleo de concreto, as mesas e a alma da viga metálica foi utilizado o elemento CQ40S. É um elemento de casca curvo, isoparamétrico, com 8 nós e 5 graus de liberdade, sendo 3 deslocamentos ( $u_x$ ,  $u_y$  e  $u_z$ ) e 2 rotações ( $\phi_x$  e  $\phi_y$ ). A espessura  $t$ , nesses elementos, tem que ser menor do que as outras duas dimensões do elemento. A configuração desse elemento pode ser vista na figura 3.5, os deslocamentos e rotações como graus de liberdade estão representados na figura 3.6, as deformações na figura 3.7 e as tensões de Cauchy na figura 3.8.

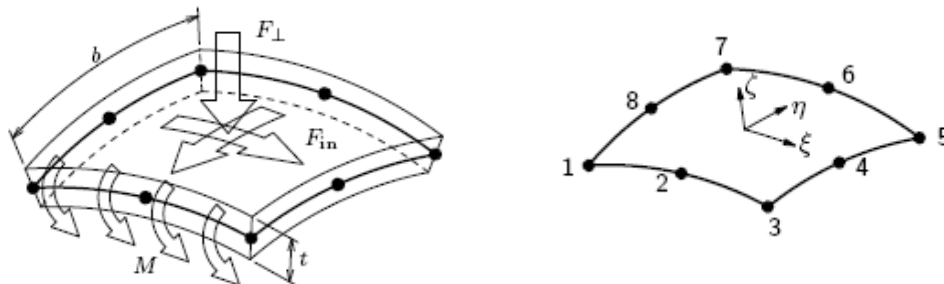


Figura 3.5-Elemento CQ40S. Diana (2005a)

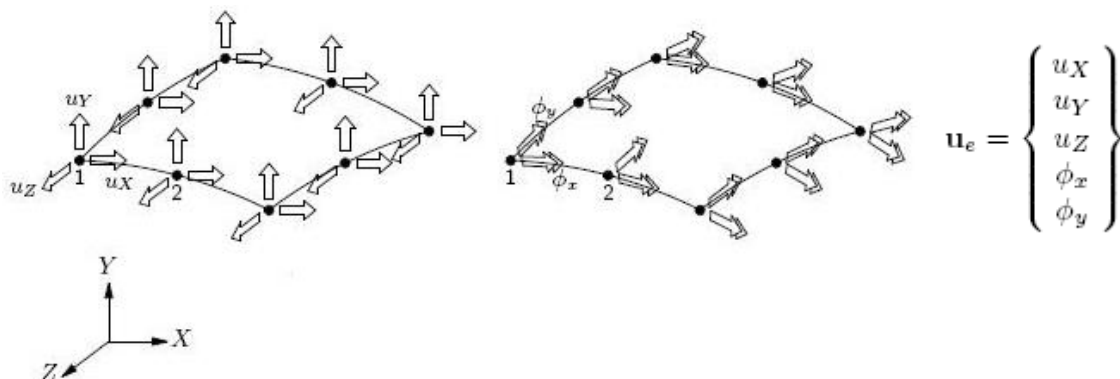


Figura 3.6-Deslocamentos e rotações como graus de liberdade do elemento CQ40S. Diana (2005a)

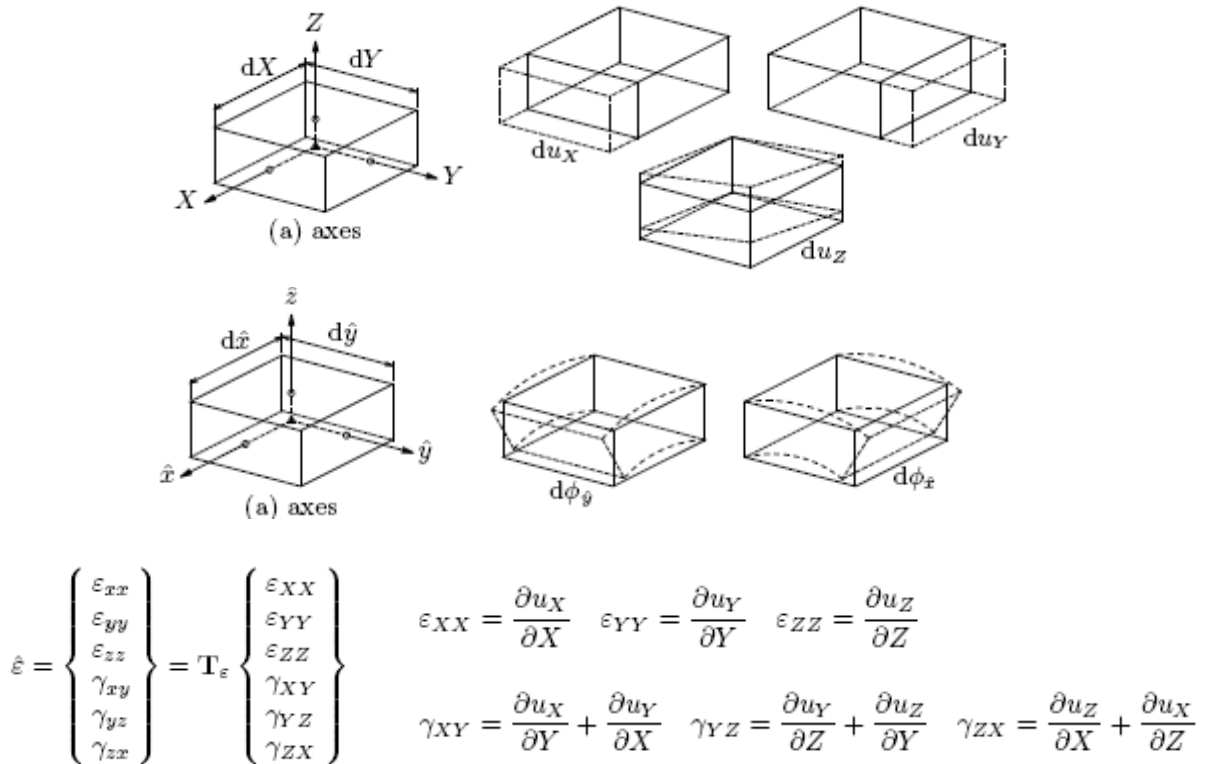


Figura 3.7-Deformações do elemento CQ40S. Diana (2005a)

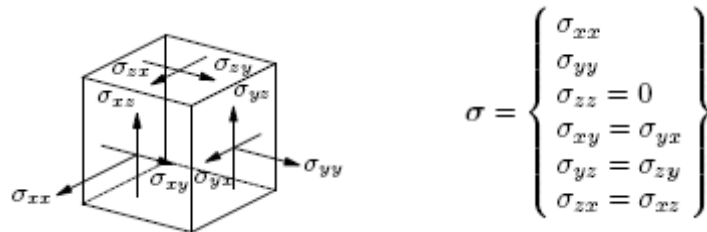


Figura 3.8-Tensões de Cauchy do elemento CQ40S. Diana (2005a)

Apesar do elemento de casca regular CQ40F apresentar um custo computacional menor do que o elemento CQ40S, o seu uso não foi possível devido ao fato de que esse elemento não suporta nenhuma não linearidade relacionada com o material. Em uma análise não linear o elemento CQ40F apresenta somente o comportamento linear.



### 3.2.2.3 INTERFACE

A interface foi modelada utilizando o elemento CQ48I que é um elemento que se situa entre dois planos em uma configuração tridimensional. É um elemento quadrilateral, plano e em cada uma das superfícies da interface apresenta 8 nós.

O comportamento do elemento estrutural de interface é descrito em função da relação entre as tensões normais e de cisalhamento e os seus respectivos deslocamentos relativos. A figura 3.9 representa as variáveis do elemento estrutural de interface e a figura 3.10 o elemento estrutural de interface CQ48I.

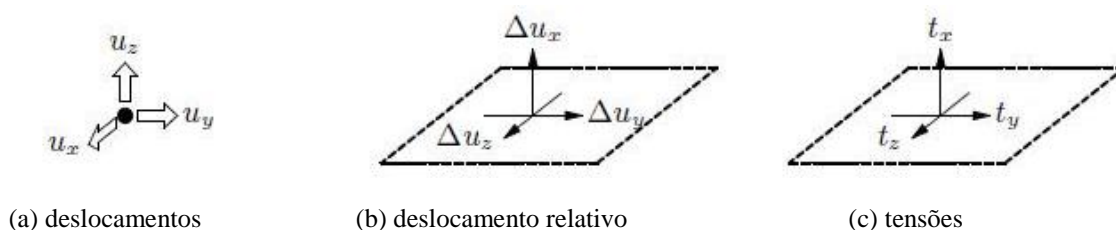


Figura 3.9-Variáveis do elemento estrutural de interface. Diana (2005a)

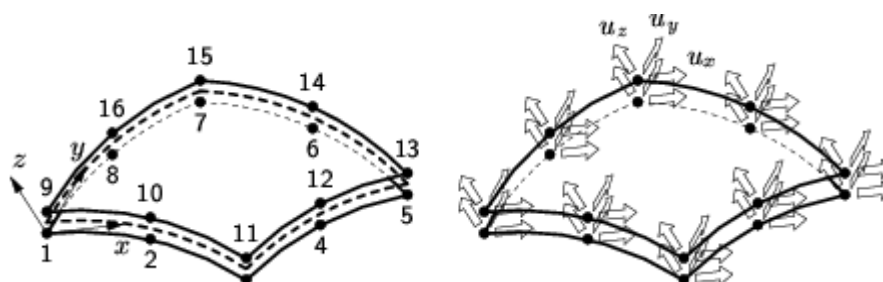


Figura 3.10-Elemento CQ48I. Diana (2005a)

### 3.2.2.4 EMBEDDED REINFORCEMENT

Para modelar os parafusos passantes da ligação, foi utilizado o “elemento” *embedded reinforcement* existente no programa DIANA<sup>®</sup>. Esse elemento tem a finalidade de enrijecer os elementos do modelo numérico e foi utilizado com o objetivo de simplificar a representação dos parafusos, facilitando a geração da rede de elementos finitos.

Esse “elemento” caracteriza-se por não possuir nenhum grau de liberdade. As suas deformações são obtidas a partir das deformações dos elementos em que se encontra inserido e por isso não pode ser considerado um elemento finito. O seu uso implica em aderência perfeita entre o “elemento” e o material envolvente.

Os seus dados de entrada no programa são a localização e as propriedades dos materiais e propriedades dimensionais.

### 3.2.3 RELAÇÕES CONSTITUTIVAS PARA OS MATERIAIS

#### 3.2.3.1 CONCRETO

A determinação do modelo constitutivo do concreto não é uma tarefa fácil, pois o concreto não é um material homogêneo. Portanto, durante a determinação do seu modelo constitutivo deve-se levar em consideração o seu comportamento à tração, compressão e cisalhamento.

Com relação ao seu comportamento à tração, sabe-se que em função da sua baixa resistência a esse tipo de esforço, ocorrem fissuras nas estruturas mesmo sendo submetidas a baixos níveis de carregamento. Essas fissuras provocam a redução da rigidez do concreto e consequente redistribuição interna de tensões. Nesse estágio a estrutura passa a ter um comportamento não linear. Para a tração existem modelos de fissuração que pode ser divididos em dois grupos: *smearred crack model* (modelo de fissuração distribuída) e o *discrete crack model* (modelo de fissuração discreta), que são os modelos adotados pelo programa DIANA<sup>®</sup> na versão 9.2. No modelo de fissuração discreta há uma re-definição da malha de elemento finito em cada ocorrência de danificação do elemento finito. No modelo de fissuração distribuída o material fissurado é considerado como contínuo e a sua descrição é feita em função da relação tensão-deformação. Nesse modelo as fissuras são representadas pela alteração das equações constitutivas.

O modelo utilizado nesse trabalho foi o modelo *Total strain crack model*, que é o modelo do programa DIANA<sup>®</sup> para fissuração distribuída. Esse modelo pode ser dividido em dois tipos: o *total strain fixed crack* e o *total strain rotate crack*. A diferença entre eles está relacionada com a propagação das fissuras. No modelo *rotate crack* ocorre mudança da direção das fissuras durante o sua propagação acompanhando as direções principais. O mesmo não ocorre com o modelo *fixed crack*.

As estruturas de concreto, quando atingem uma determinada intensidade de solicitação, apresentam uma diminuição de sua capacidade resistente com um significativo acréscimo de deformação. Esse comportamento é conhecido como *strain softening* ou amolecimento do material, que pode ocorrer tanto no comportamento à tração quanto no comportamento à compressão.

Por causa desse efeito, as deformações nessas estruturas se apresentam de forma mais acentuada em certas regiões, sendo que a discretização da malha de elementos finitos na estrutura tem um papel importante na qualidade dos resultados. Portanto, uma discretização mais refinada dos elementos finitos, nessas regiões, tendem aumentar o tempo e o custo

computacional para o processamento do modelo em questão. Com o objetivo de contornar esse problema na representação do fenômeno de amolecimento, o programa DIANA<sup>®</sup> utiliza parâmetros da mecânica da fratura, como a energia ao fraturamento na tração e na compressão ( $G_c$  e  $G_f$ ), resistência à tração e à compressão, coeficiente de retenção ao cisalhamento  $\beta$ , e o comprimento da banda de fissura (*crack bond*).

A energia de fraturamento, tanto à tração quanto à compressão, pode ser interpretada como a energia que é necessária para gerar um efeito irreversível de dano no material. O valor da energia de fraturamento à tração ( $G_f$ ) pode ser obtido a partir da realização do ensaio de deformação controlada com a medição da área do diagrama tensão versus abertura de fissura.

A figura 3.11 mostra graficamente esses conceitos.

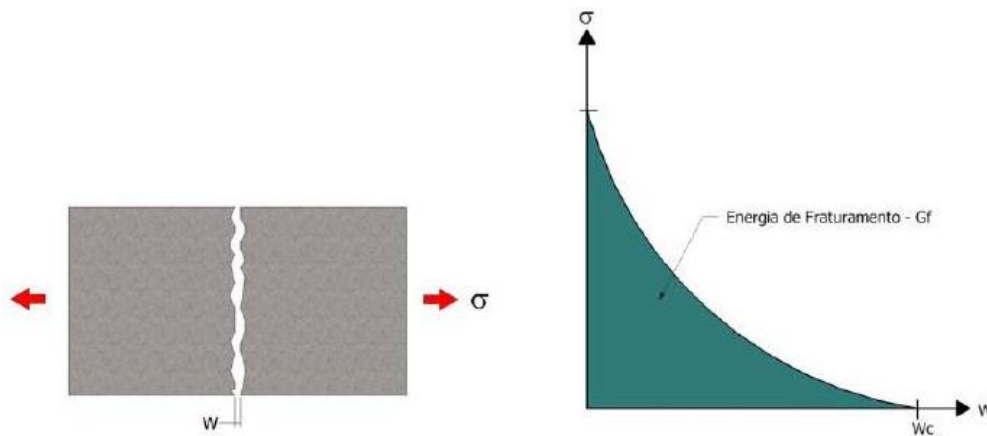


Figura 3.11-Energia de fraturamento na tração, Farias (2008)

Feenstra<sup>1</sup> (1993) apud Barros (2009), indica que em ensaios experimentais, o valor da energia de fraturamento na compressão ( $G_c$ ) é entre 50 e 100 vezes maior que o valor de energia de fraturamento à tração ( $G_f$ ).

A energia de fraturamento também pode ser considerada um parâmetro condicionado à resistência à compressão do concreto e o tamanho máximo do agregado ( $D_{m\acute{a}x}$ ). O CEB-FIB Model Code (1990) apresenta expressões para o cálculo de  $G_f$ , que são:

$$G_f = G_{f0} \left( \frac{f_{cm}}{f_{cm0}} \right)^{0,7} \quad \text{Equação 3.1}$$

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 \quad \text{Equação 3.2}$$

Onde:

- $G_f$  é a energia de fraturamento à tração (N.mm/mm<sup>2</sup>);
- $f_{cm0}$  tem valor fixo igual à 10N/mm<sup>2</sup>;
- $f_{ck}$  Resistência característica à compressão do concreto ( N/mm<sup>2</sup>)
- $G_{f0}$  Parâmetro dependente do tamanho máximo do agregado. A tabela 3.1 mostra os valores de  $G_{f0}$  em função do diâmetro máximo do agregado ( $D_{máx}$ ).

Tabela 3.1 – Valores de  $G_{f0}$  em função de  $D_{máx}$ 

$G_{f0}$ (N.mm/mm <sup>2</sup> )	$D_{máx}$
0,025	8
0,030	16
0,058	32

O parâmetro  $h$  é definido como a largura da banda de fissura do elemento finito. Ele é utilizado para suprir a dependência de falha do modelo e pode ser tanto fornecido pelo usuário como calculado pelo programa, em função do tipo de elemento finito utilizado. As equações 3.3, 3.4 e 3.5 mostram como o parâmetro  $h$  é calculado pelo DIANA<sup>®</sup>, onde  $A_e$  representa a área do elemento finito e  $V_e$  representa o volume do elemento finito.

$$h = \sqrt{2A_e} \text{ (elementos bidimensionais de ordem linear)} \quad \text{Equação 3.3}$$

$$h = \sqrt{A_e} \text{ (elementos bidimensionais de alta ordem)} \quad \text{Equação 3.4}$$

$$h = \sqrt[3]{V_e} \text{ (elementos tridimensionais)} \quad \text{Equação 3.5}$$

A equação 3.6 mostra como é realizada a conversão da energia de fraturamento que é calculada à partir da fissuração do concreto.

$$g_f = \frac{G_f}{h} \quad \text{Equação 3.6}$$

O parâmetro  $\beta$  é o fator de redução ao cisalhamento (*shear retention factor*) que tem a função de minorar a rigidez transversal do material e pode assumir valores entre 0 e 1. (MENIN, TRAUTWEIN, BITTENCOURT, 2009)

No programa DIANA<sup>®</sup> existe diversas leis constitutivas pré-definidas associadas ao modelo *total strain crack model*, tanto para o comportamento à tração quanto à compressão. As figuras 3.12 e 3.13 mostram esses modelos para a tração e compressão, respectivamente.

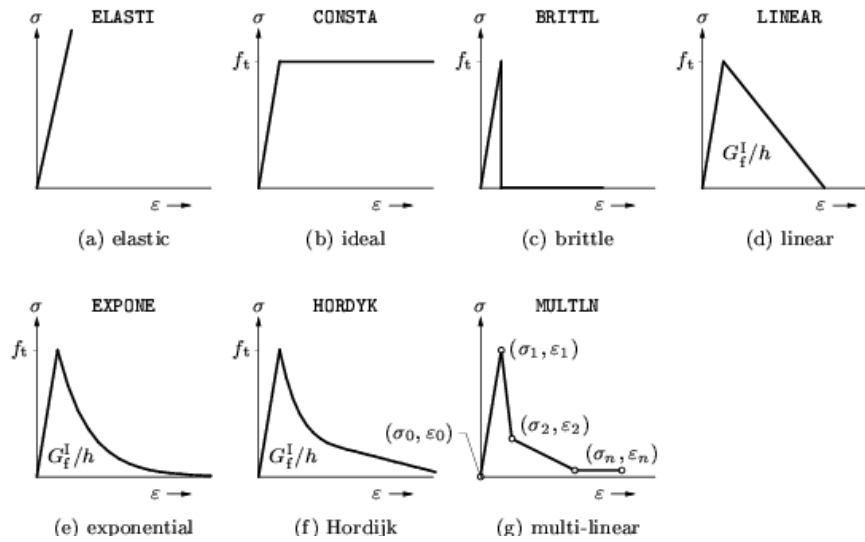


Figura 3.12-Modelos de tração pré-definidos para o *total strain crack model* (Diana,2005)

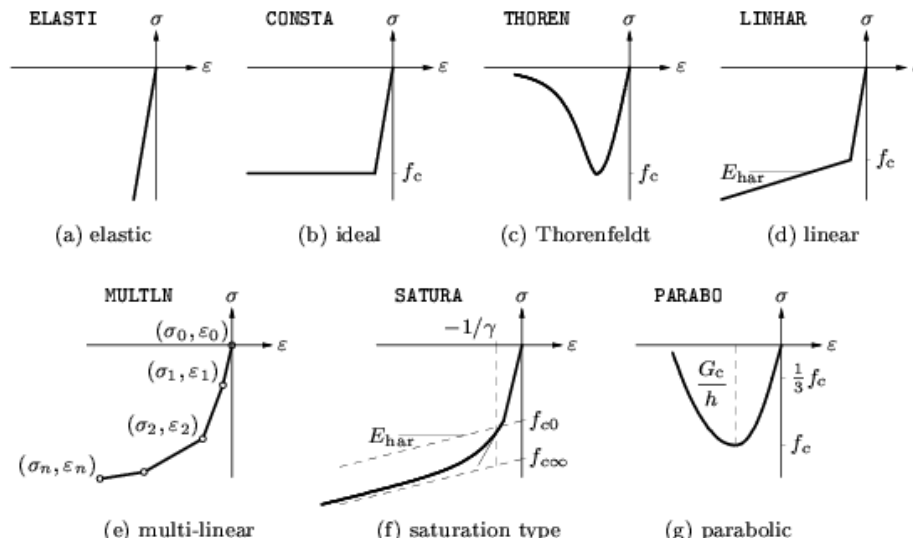


Figura 3.13-Modelos de compressão pré-definidos para o *total strain crack model* (Diana,2005-c)

O DIANA<sup>®</sup> também oferece as funções *REDCRV* e *CNFCRV* que estão relacionadas com os efeitos de fissuração lateral e confinamento do concreto. A função *REDCRV* permite que no concreto fissurado, as grandes deformações ocasionadas pela tração perpendicular às

direções principais de compressão reduzam a resistência à compressão do material. O modelo adotado foi o proposto por Vecchio e Collins<sup>2</sup> em 1993. O aumento da resistência à compressão do material é considerado em virtude do confinamento lateral, por meio da função *CNFCRV*.<sup>1</sup>

A figura 3.14 mostra, graficamente, como essa função é considerada pelo programa DIANA<sup>®</sup>. (ARAÚJO, 2009)

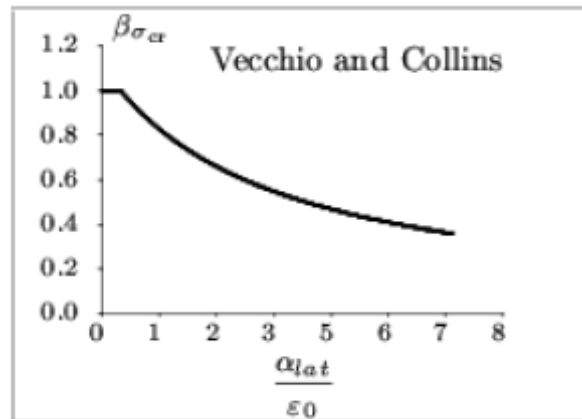


Figura 3.14 – Modelo proposto por Vecchio e Collins.

### 3.2.3.2 Aço

Para o aço foi utilizado o modelo constitutivo elasto-plástico perfeito como critério de plastificação de Von-Mises. As propriedades dos materiais utilizadas foram o módulo de elasticidade longitudinal, o coeficiente de Poisson e a tensão de escoamento do aço.

### 3.2.3.3 INTERFACE

Para a implementação da interface foram necessários o módulo de rigidez normal ( $D_{11}$ ) e o módulo de rigidez transversal ( $D_{22}$ ). Sendo o primeiro a relação entre a tração normal e o correspondente deslocamento e o segundo é a relação entre a tração por conta do cisalhamento e o deslocamento correspondente. A dimensão desses parâmetros é a força por área por comprimento ( $N/mm^3$ ).

<sup>1</sup> Vecchio, F. J., and Collins, M. P. Compression response of cracked reinforced concrete. *J. Str. Eng., ASCE* 119, 12 (1993), 3590–3610.

#### 3.2.3.4 EMBEDDED REINFORCEMENT

Para o *embedded reinforcement* foi utilizado o modelo constitutivo elasto-plástico perfeito como critério de plastificação de Von-Mises. As propriedades dos materiais utilizadas foram o módulo de elasticidade longitudinal, o coeficiente de Poisson e a tensão de escoamento do parafuso. A propriedade dimensional é área da seção transversal correspondente ao diâmetro do parafuso utilizado.

#### 3.2.4 PRÉ E PÓS PROCESSAMENTO

O modelo de uma estrutura analisada pode ser dividido em três grandes partes: discretização da geometria (malha de elementos finitos), detalhamento das propriedades físicas dos materiais e a modelagem dos efeitos na estrutura, como grandes deslocamentos ou o comportamento dependente do tempo. O objetivo desse item é explicar o funcionamento do programa DIANA<sup>®</sup>, passando pela criação do modelo até a interpretação dos resultados obtidos na análise computacional.

No pré-processador, que é identificado com **iDIANA**, definem-se a geometria, os carregamentos, as propriedades físicas, geométricas e mecânicas como também as condições de contorno. O iDIANA permite a utilização de *scripts*, onde o usuário fornece os comandos necessários para a geração do modelo numérico. Essa ferramenta é importante porque as alterações do modelo podem ser realizadas de uma maneira rápida, por meio de linhas de comando, como também acelera a criação do mesmo. Araújo (2009) mostra, graficamente, o processo de criação dos modelos numéricos no iDIANA, através da utilização dos *scripts*. Na figura 3.15 é possível ver esse esquema gráfico.

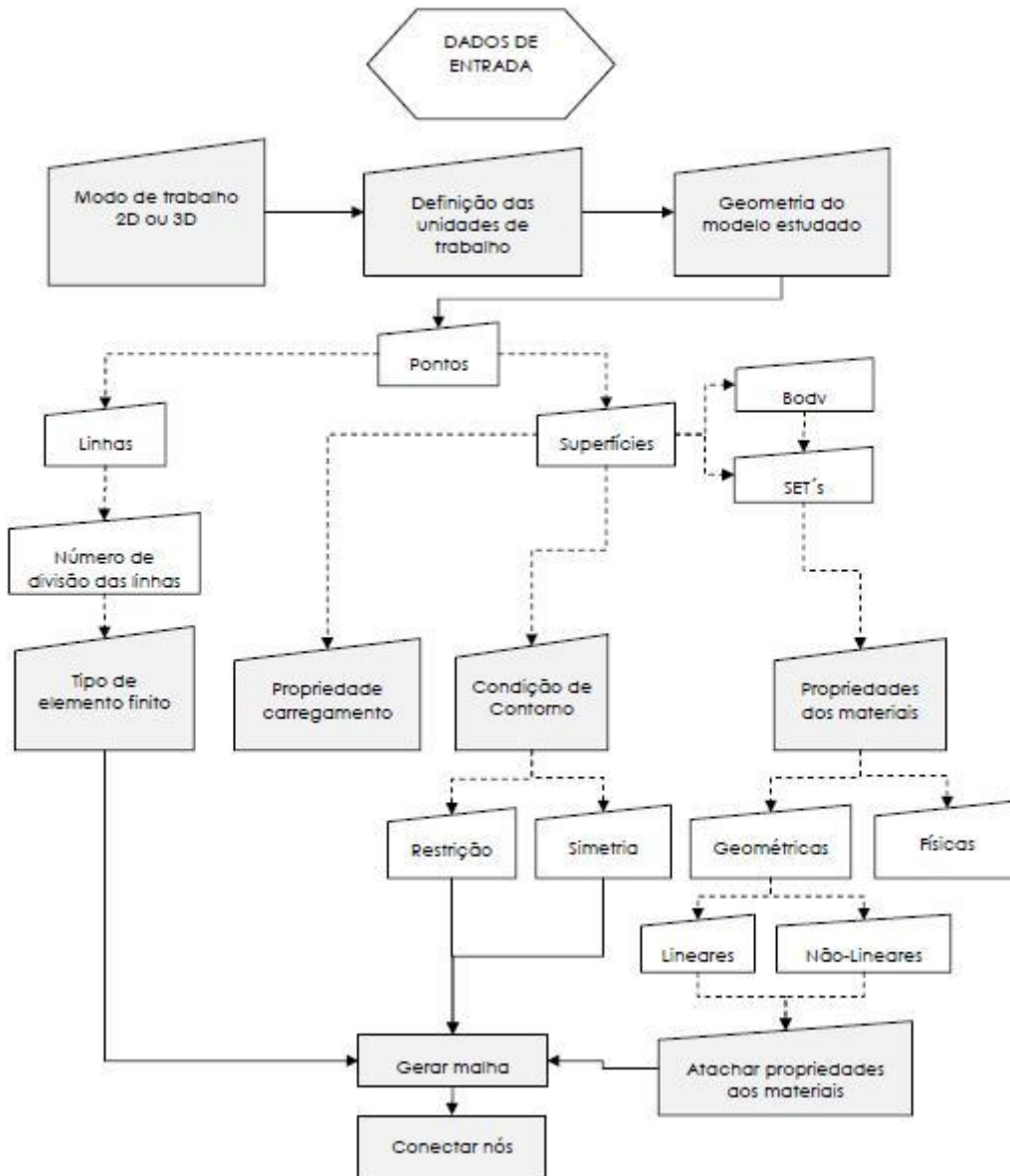


Figura 3.15-Esquema gráfico para a elaboração de *scripts* (Araújo,2009)

Após a etapa de pré-processamento, o usuário deve criar um arquivo com as informações do modelo construído, para ser lida no processador, o **DIANA**. Nessa fase as informações necessárias são as que dizem respeito ao tipo de análise a ser efetuada, que podem ser: análise estática, análise não linear física e geométrica, análise modal, análise tansiente entre outras. No presente trabalho o tipo de análise realizada foi a **análise não-linear física**.

Os parâmetros que devem ser escolhidos pelo usuário para a realização do processamento são:



- **Método de solução do sistema de equações não-linear:** Os métodos disponibilizados pelo programa DIANA para a solução de sistemas de equações não lineares são o método de Newton-Raphson regular, Newton-Raphson modificado, Quase-Newton (método secante) e o método da rigidez linear.

O método de Newton-Raphson calcula um incremento nos deslocamentos para cada etapa de carregamento realizada. Nesse método, a matriz de rigidez é atualizada em cada iteração, gerando um custo computacional muito alto. Porém esse método apresenta convergência em poucas iterações. Já o método de Newton-Raphson modificado avalia a rigidez no início do incremento sendo a matriz de rigidez calculada apenas na primeira iteração.

No método de Quase-Newton (método secante) a matriz de rigidez não necessita de atualização em cada iteração. Ele se baseia na solução prévia dos vetores de força não balanceados, para obter uma melhor aproximação durante a aplicação de elementos de carga.

Finalmente, o método da rigidez linear só deve ser utilizado se nenhum dos métodos descritos acima apresentarem boas soluções.

Durante a resolução de sistemas de equações não-lineares pode ocorrer problemas que dificultem a convergência de algumas soluções. Portanto, o programa DIANA<sup>®</sup> oferece os recursos *line search* e *arc length control*. O primeiro busca um multiplicador ótimo para os incrementos de deslocamento. Já o segundo é útil para o comportamento pós-pico das estruturas.

- **Tamanho máximo do passo de carga, número de passos da carga (incrementos) e número máximo de iterações:** Com relação às ações, o usuário pode aplicar passos de carga pré-definidos, cuja intensidade é determinada por uma porcentagem da carga total aplicada no modelo. Uma outra forma disponível para aplicar o carregamento é utilizando o *iteration based sizes*. Em tal procedimento o tamanho dos passos de carga é variável durante a análise. O usuário fornece o valor do passo de carga inicial e o tamanho máximo e mínimo de cada passo no transcorrer da análise.

- **Critério de convergência:** O programa DIANA<sup>®</sup> dispõe de quatro critérios de convergência, que são baseados em norma (módulo) de força, deslocamento, energia e resíduos. Cada um desses critérios é comparado com um valor máximo de erro que é fornecido pelo usuário. O critério de **energia** foi o utilizado nesse trabalho, que é baseado no trabalho das forças internas da estrutura.

### 3.3 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Após breve descrição dos principais aspectos e conceitos referentes à simulação numérica do programa DIANA<sup>®</sup>, torna-se possível a criação de um modelo numérico e posterior análise numérica. Tal análise tem como objetivo avaliar qual é a melhor combinação de parâmetros que representa o comportamento mais próximo de um modelo tido como modelo de referência.

# 4 MODELO NUMÉRICO

## 4.1 INTRODUÇÃO

Para a obtenção do modelo numérico que melhor represente um modelo físico existente é imprescindível a realização de análises preliminares, alterando parâmetros envolvidos na análise numérica que não apresentam um valor pré-determinado, procurando os que melhor se adequam ao problema analisado. Essa análise é realizada comparando os valores experimentais existentes com os valores numéricos obtidos na análise. Neste trabalho, os resultados experimentais utilizados como base foram os obtidos por De Nardin (2003).

Dos modelos analisados foi estabelecido um modelo base para cada uma das tipologias de ligação, a partir do qual foi realizado o processo de validação. A partir do modelo base, os parâmetros sem prévia referência experimental são alterados isoladamente, de modo a visualizar a sua influência no comportamento do modelo.

Portanto, esse capítulo tem como objetivo detalhar os modelos experimentais de ligação soldada e ligação parafusada com aderência desenvolvidos por De Nardin (2003) como também o modelo numérico e a validação dos mesmos.

## 4.2 DESCRIÇÃO DO TRABALHO DESENVOLVIDO POR DE NARDIN (2003)

### 4.2.1 GEOMETRIA DAS TIPOLOGIAS DE LIGAÇÃO

Aqui serão descritas as características geométricas da ligação soldada e da ligação parafusada com aderência investigadas experimentalmente por De Nardin (2003) e que foram utilizadas na simulação numérica. A tabela 4.1 mostra as principais características dessas duas tipologias

Tabela 4.1 - Características geométricas das ligações

Ligação	Características
Tipologia 1: Ligação parafusada com aderência	Chapa de extremidade mais parafusos passantes, <b>COM</b> aderência entre os parafusos e o núcleo de concreto do pilar preenchido.
Tipologia 3: Ligação soldada	Ligação viga-pilar preenchido soldada com solda de filete.

Para a composição do modelo numérico, as dimensões dos detalhes da viga da ligação viga-pilar são apresentadas na figura 4.1. Com relação ao pilar, o mesmo foi obtido a partir da soldagem de dois perfis U (200x100x6,3) mm, que forma um pilar de seção quadrada com 200 mm de lado e 1950 mm de altura.

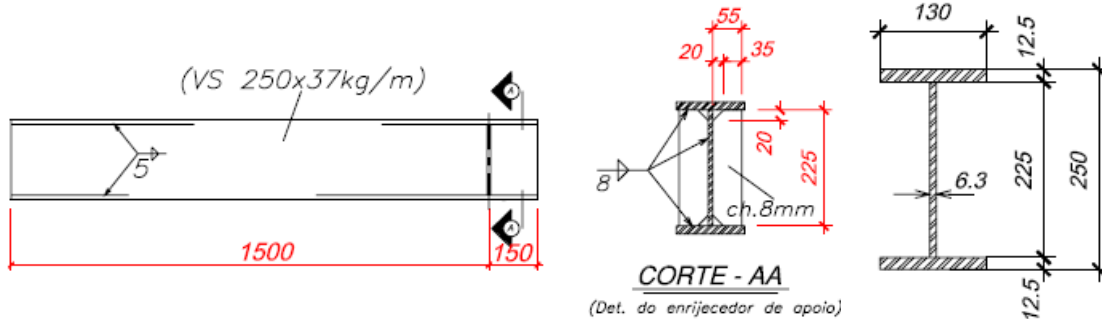


Figura 4.1-Dimensões da viga I de aço( medidas em mm)

### 4.2.1 TIPOLOGIAS 1 E 3

A tipologia 1 é composta por: chapas de extremidade e barras rosqueadas de 16 mm de diâmetro constituídas por aço de alta resistência (parafusos passantes), com aderência entre o núcleo de concreto e os mesmos. Já tipologia 3 é uma ligação viga-pilar soldada com solda de filete. As figuras 4.2 e 4.3 mostram a forma e as dimensões desses dois tipos de ligação.

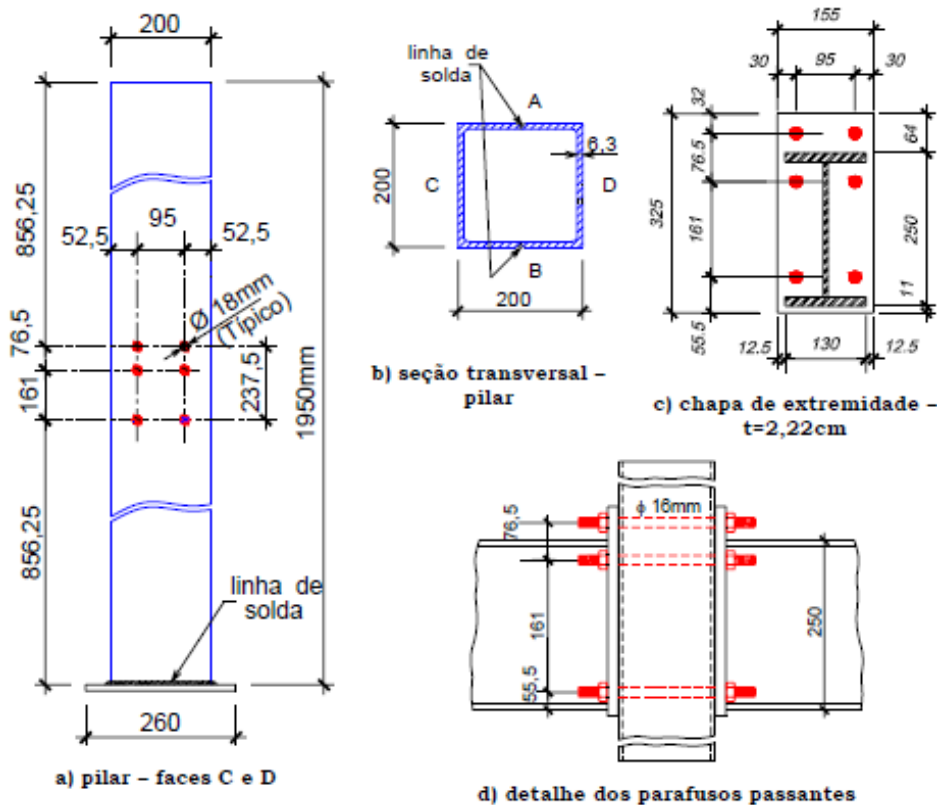


Figura 4.2 - Dimensões da Tipologia 1 (mm)

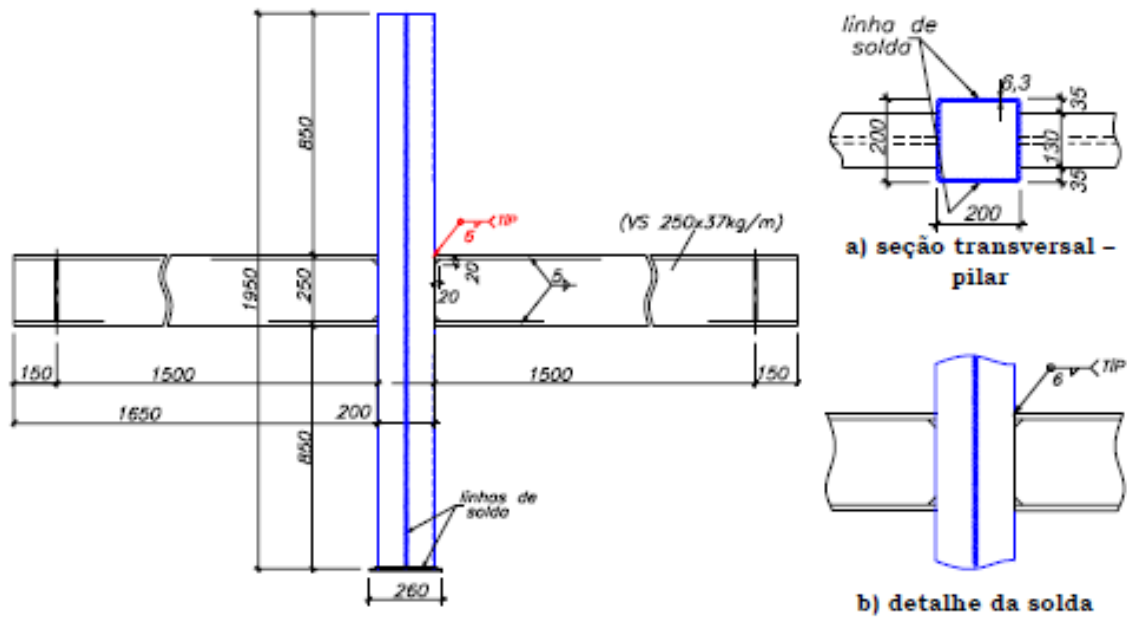


Figura 4.3 – Dimensões da tipologia 3 (mm)

#### 4.2.2 CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS NA INVESTIGAÇÃO EXPERIMENTAL

Para a composição dos modelos de ligação apresentados nas figuras 4.2 e 4.3 foram utilizados como materiais o aço e o concreto. De Nardin (2003) realizou ensaios para a determinação das propriedades mecânicas de todos os materiais utilizados em seu experimento. Para o aço foi determinada a resistência ao escoamento e a resistência última. Para o concreto foi determinada a resistência à compressão, tração por compressão diametral e o módulo de elasticidade. As tabelas 4.2, 4.3 e 4.4 mostram as propriedades mecânicas, obtidas através de ensaios por De Nardin (2003).

Tabela 4.2 - Caracterização mecânica dos materiais – Concreto

Ligação	Idade (dias)	Resistência à compressão (MPa)	Resistência à tração (MPa)	Módulo de elasticidade (MPa)
Tipologia 1	19	60,62 ± 4,41	4,61 ± 0,50	31.471 ± 4051
Tipologia 3	17	62,24 ± 2,47	4,42 ± 0,66	33.711 ± 2001

OBS: É apresentado o valor médio e o desvio padrão.

Tabela 4.3 - Caracterização mecânica dos materiais – Aço

	<b>Ligação</b>	<b>f<sub>y</sub> (MPa)</b>	<b>f<sub>u</sub> (MPa)</b>	<b>Alongamento (%)</b>
Tipologias 1	Perfil tubular	302,6±1,14	430,2±0,66	32,09±0,21
	Mesas	343,3±0,62	472,8±0,70	40,63±1,14
	Almas	327,8±0,86	468,7±0,89	36,73±1,46
	Chapa de extremidade	269,0±0,86	458,0±0,16	34,80±2,27
Tipologias 3	Mesas	286,9±0,19	439,2±0,12	42,58±1,48
	Almas	356,0±0,44	483,4±0,66	34,58±0,18
	Perfil tubular	269,3±1,04	416,3±1,20	28,02±5,49

OBS: É apresentado o valor médio e o desvio padrão.

Tabela 4.4 – Caracterização mecânica dos materiais – Parafusos passantes

<b>Parafusos</b>	<b>Resistência ao escoamento (kN)</b>	<b>Resistência à ruptura (kN)</b>
1 e 2	70,20±2,42	76,78±1,26
3 e 4	76,03±0,00	88,73±4,01

OBS: É apresentado o valor médio e o desvio padrão.

### 4.2.3 INSTRUMENTAÇÃO

Com o objetivo de conhecer os valores de deformações e deslocamentos em diversos pontos das duas tipologias de ligações estudadas, De Nardin (2003), em seu estudo experimental, utilizou extensômetros elétricos e transdutores de deslocamento. Para cada uma das tipologias foi programada uma instrumentação diferente, em função das particularidades de cada uma das ligações.

#### 4.2.3.1 TIPOLOGIA 1

Para a obtenção e registro das deformações decorrentes da aplicação dos carregamentos, De Nardin (2003), dispôs extensômetros elétricos nas vigas, no pilar preenchido, na chapa de extremidade e nos parafusos passantes. A localização desses extensômetros pode ser observada na figura 4.4.

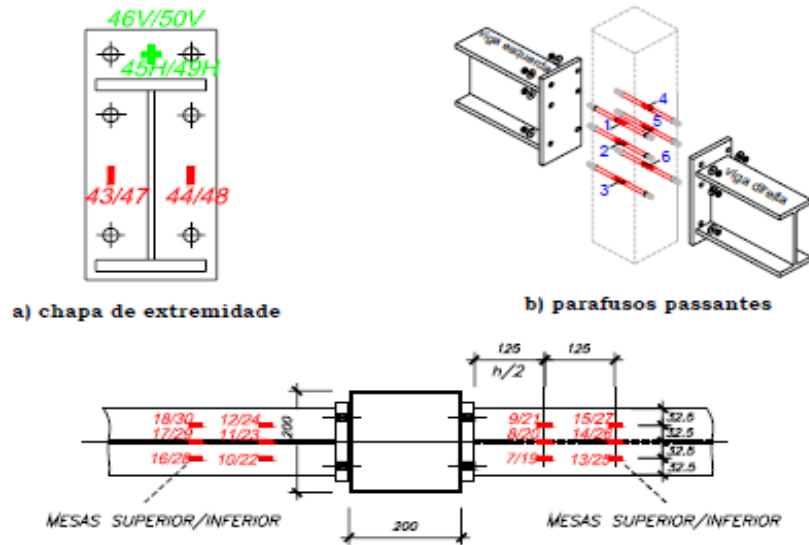


Figura 4.4 - Localização dos extensômetros na Tipologia 1

Os deslocamentos laterais e verticais foram medidos por transdutores de deslocamento posicionados de acordo com a figura 4.5.

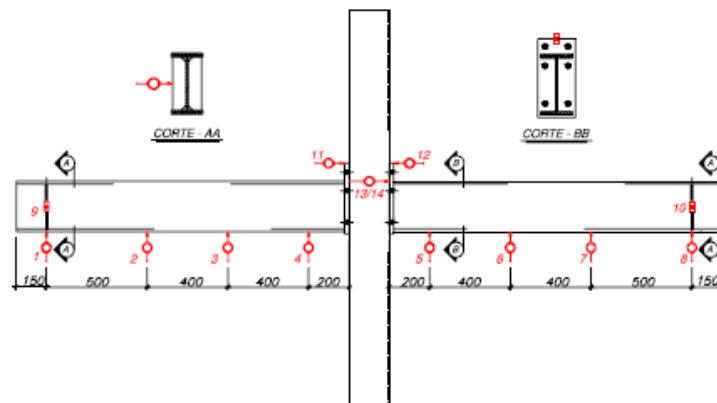


Figura 4.5 - Localização dos transdutores de deslocamento (mm)

#### 4.2.3.2 TIPOLOGIAS 3

A instrumentação da tipologia 3 é ilustrada na 4.6. A localização dos transdutores de deslocamento foi a mesma utilizada na tipologia 1.

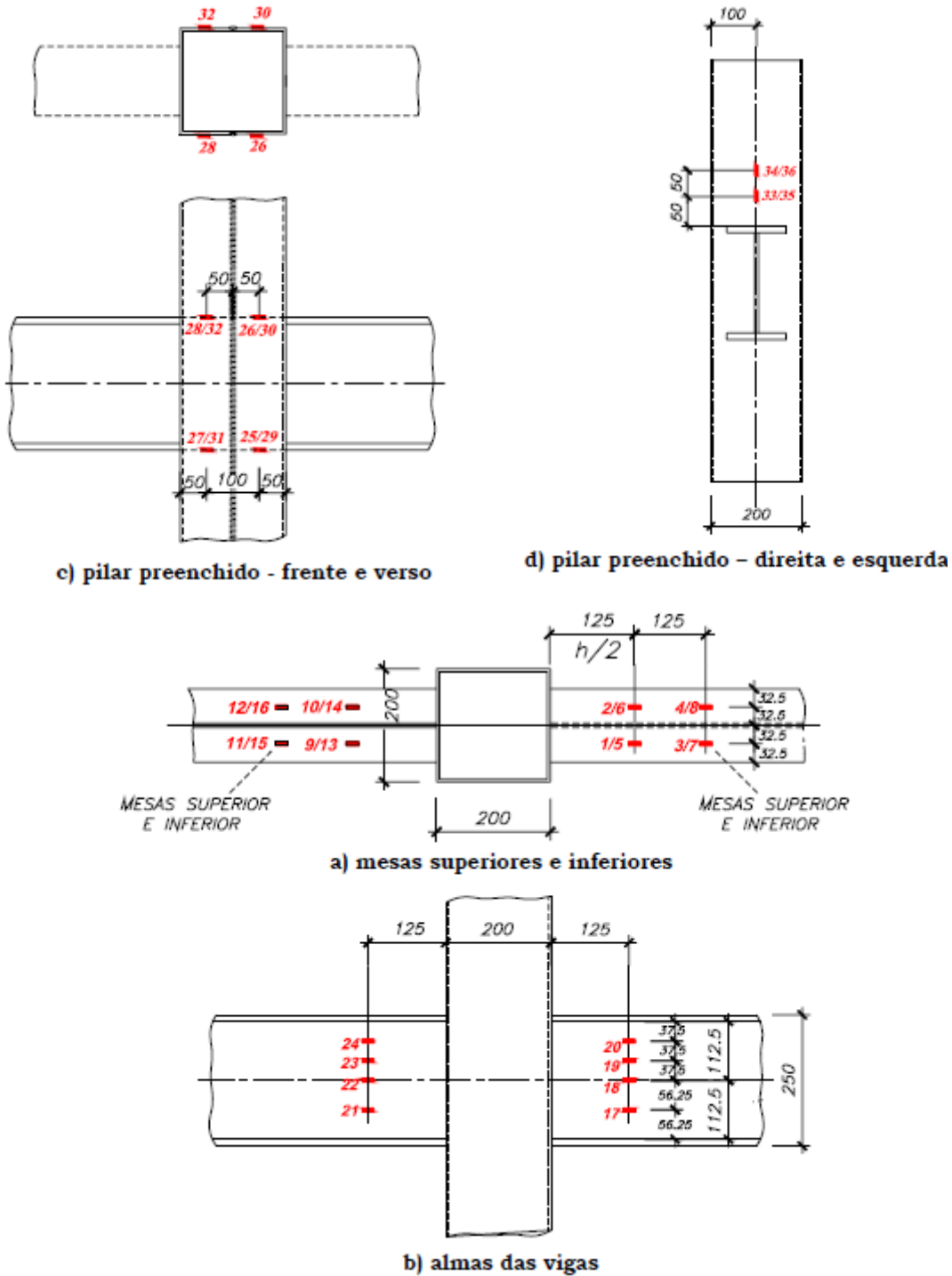


Figura 4.6 - Localização dos extensômetros na tipologia 3

#### 4.2.4 ESQUEMA DE ENSAIO

As duas tipologias de ligação foram submetidas à aplicação de forças estáticas, aplicadas no pilar preenchido e nas extremidades das vigas de aço. Nos pilares preenchidos foi aplicada uma força axial de compressão correspondente a cerca de 20% da capacidade resistente à compressão simples do pilar ou 500kN. Já as vigas foram submetidas à aplicação



de uma força vertical aplicada com controle de deslocamento. A figura 4.7 representa o carregamento aplicado no ensaio.

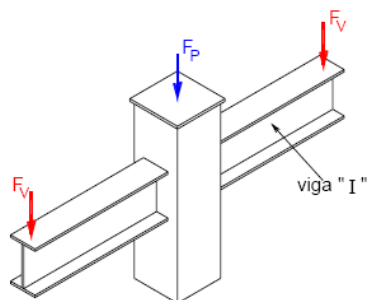


Figura 4.7-Esquema de aplicação das cargas no modelo experimental

## 4.3 MODELO NUMÉRICO

### 4.3.1 VALIDAÇÃO DO MODELO NUMÉRICO – TIPOLOGIA 1

O modelo numérico correspondente à tipologia 1 é composto por: perfil tubular (pilar), perfil tipo “I” (viga), núcleo de concreto, chapa metálica, parafusos passantes e a interface entre o perfil metálico correspondente ao pilar preenchido e a chapa metálica. O núcleo de concreto e a chapa de extremidade foram representados por elementos sólidos enquanto que a viga e perfil tubular foram representados por elementos de superfície (casca) e os parafusos passantes foram representados pelo *embedded reinforcement*. A extremidade da viga foi modelada como material rígido que, de acordo com a figura 4.8 é a região laranja. Essa região teve o objetivo de receber a carga aplicada como deslocamento (carga concentrada).

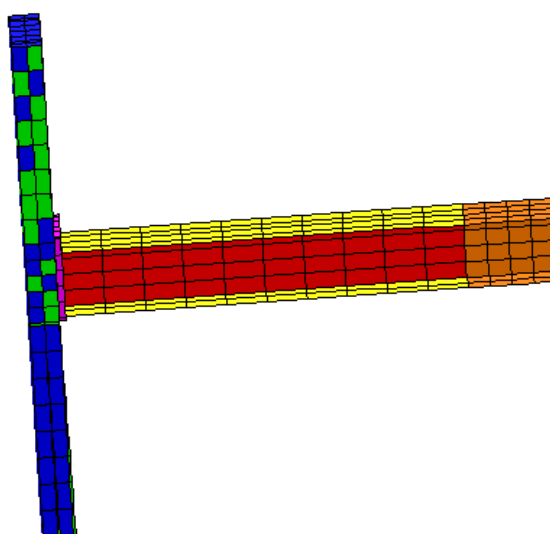


Figura 4.8 - Modelo total – Tipologia 1

Na modelagem foi considerado, de acordo com a estrutura ensaiada por De Nardin (2003), o aço do perfil tubular e da alma da viga com espessura  $t=6,3\text{mm}$ ; as mesas da viga com espessura  $t=12,5\text{mm}$ , espessura da chapa de extremidade  $t=22,2\text{mm}$  e diâmetro dos parafusos passantes  $\varnothing=16\text{mm}$ .

Com relação ao carregamento aplicado na estrutura, o mesmo foi dividido em duas partes, que seguiu a seguinte ordem, simulando as condições empregadas na experimentação do modelo físico:

1. Força de compressão distribuída em toda a seção transversal do pilar preenchido, com resultante igual a 500kN.
2. Deslocamentos com incrementos de carga de 0,25mm que foram aplicados na extremidade da viga a 150 cm da face externa do pilar misto preenchido.

Nesse modelo **não** foi aplicada força de protensão nos parafusos passantes.

Já as condições de contorno adotadas estão relacionadas com restrições às translações e às condições de simetria do modelo. Foram restringidas as condições de contorno em X, Y e Z na parte inferior do pilar e em X e Z na parte superior do mesmo. As rotações no modelo não foram restringidas. No elemento de viga aonde foi aplicada a carga concentrada referente ao deslocamento foi restringido o movimento de translação em Y (na mesma direção da aplicação dos deslocamentos).

Durante a modelagem, optou-se por utilizar somente a metade do modelo. Então nesse caso foi utilizada a simetria em relação ao eixo X.

A figura 4.9 mostra o modelo com as condições de contorno adotadas e os carregamentos aplicados na estrutura.

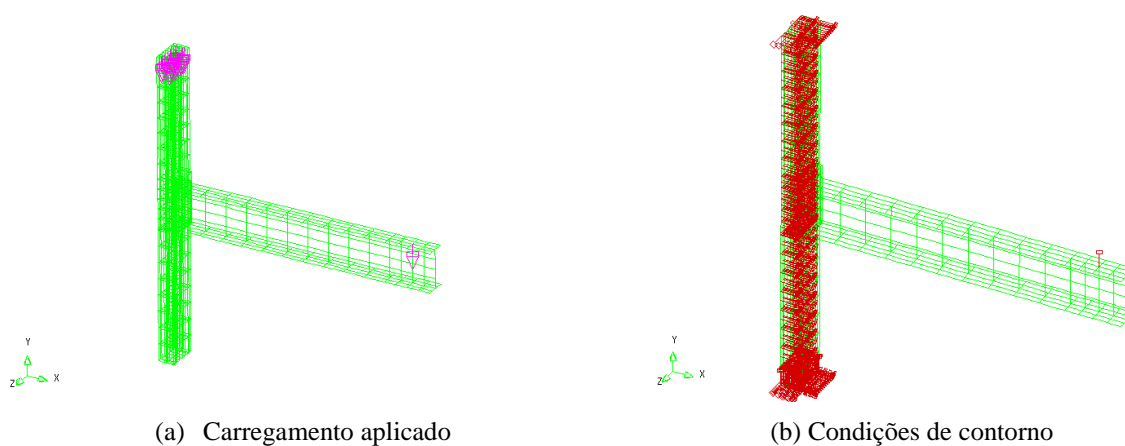


Figura 4.9 - (a) Carregamento aplicado na Tipologia 1 e (b) Condições de contorno da Tipologia 1

Os parâmetros escolhidos para a modelagem foram divididos em duas partes: os parâmetros relacionados com as propriedades físicas dos materiais e os parâmetros relacionados com o processamento. A combinação final dos parâmetros obtida na calibração do modelo numérico foi a que apresentou os melhores resultados quando comparados com o modelo experimental de De Nardin (2003).

As variáveis necessárias para a caracterização de cada um dos materiais no modelo numérico foram obtidas, em sua maior parte, pelos resultados de caracterização dos materiais realizada para o ensaio experimental desenvolvido por De Nardin (2003). Os parâmetros que não possuíam resultados experimentais foram calibrados em função dos resultados obtidos ou com base em formulações e dados literários.

Para a escolha final da malha de elementos finitos foram processados alguns modelos com diferentes graus de refinamento da malha com o objetivo de obter uma malha que fornecesse resultados adequados e com menor custo computacional. A malha final apresentou 856 elementos e 3053 nós.

As tabelas 4.5 e 4.6 mostram a configuração final dos parâmetros adotados para a calibração do modelo numérico.

Tabela 4.5- Configuração final dos parâmetros: Pós-processamento

<b>Parâmetro</b>		<b>Descrição</b>
Método de resolução de equações		Newton regular
Número de passos de carga	Carga distribuída	1
	Deslocamento	95
Incremento	Carga distribuída	12,5 N/mm <sup>2</sup>
	Deslocamento	0,25 mm
Critério de convergência		Energia
Tolerância		0,1%

Tabela 4.6-Configuração final dos parâmetros: Materiais

Parte da estrutura	Material	Propriedade	Descrição
Núcleo de concreto	Concreto	Módulo de elasticidade	31.741 MPa
		Coefficiente de Poisson	0,2
		Modelo constitutivo	<i>Total strain rotating crack model</i>
		Curva de tração	Exponencial
		Resistência à tração	3,20 MPa
		Energia à tração	0,065
		Curva de compressão	Parábola
		Resistência à compressão	60,62 MPa
		Energia à compressão	4,75
		Cisalhamento	Constante
Alma	Aço	Módulo de elasticidade	200.000 MPa
		Coefficiente de Poisson	0,3
		Critério de resistência	<i>Von Mises</i> (Elasto-plástico perfeito)
		fy	319,2 MPa
Mesa	Aço	Módulo de elasticidade	200.000 MPa
		Coefficiente de Poisson	0,3
		Critério de resistência	<i>Von Mises</i> (Elasto-plástico perfeito)
		fy	337,0 MPa
Perfil tubular	Aço	Módulo de elasticidade	200.000 MPa
		Coefficiente de Poisson	0,3
		Critério de resistência	<i>Von Mises</i> (Elasto-plástico perfeito)
		fy	291,2 MPa
Parafuso	Aço	Módulo de elasticidade	200000 MPa
		Coefficiente de Poisson	0,3
		Critério de resistência	<i>Von Mises</i> (Elasto-plástico perfeito)
		fy	600,0 MPa
Interface	-	Rigidez Normal	150 N/mm <sup>3</sup>
		Rigidez Tangencial	1N/mm <sup>3</sup>
Parte Rígida	-	Módulo de elasticidade	10000000 MPa
		Coefficiente de Poisson	0,1
Placa de extremidade	Aço	Módulo de elasticidade	200.000 MPa
		Coefficiente de Poisson	0,3
		Critério de resistência	<i>Von Mises</i> (Elasto-plástico perfeito)
		fy	269,0 MPa

#### 4.3.1.1 RESULTADOS OBTIDOS

A ruptura da estrutura, no modelo experimental, ocorreu pelo escorregamento entre as porcas e os parafusos passantes localizados na região tracionada da ligação. No modelo numérico pela distribuição de tensões nos parafusos, observa-se que os mesmos estão no início do escoamento, de acordo com a figura 4.10. Essa mesma figura mostra a distribuição de tensões final da estrutura. É importante ressaltar que não foi reproduzido o descarregamento no modelo numérico, diferente do ocorrido no modelo experimental. O objetivo maior deste trabalho foi observar a carga última da ligação.



Figura 4.10-Distribuição de tensões final na estrutura.

Considerando os resultados experimentais obtidos por De Nardin (2003) fez-se a comparação desses resultados com os resultados do modelo numérico. A figura 4.11 apresenta a variação da força vertical em função do deslocamento vertical da viga.

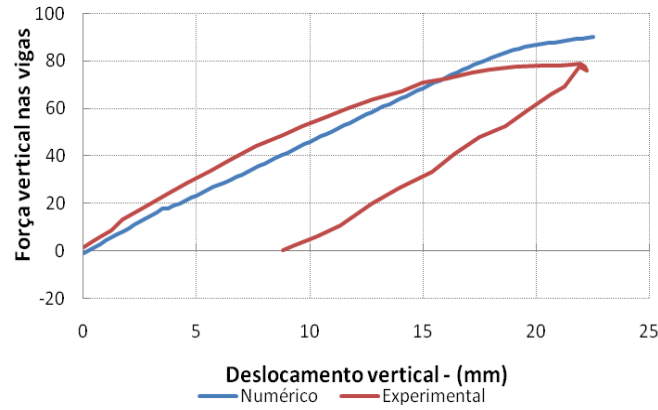


Figura 4.11-Variação da força em função do deslocamento vertical da viga

A força média última aplicada no ensaio (considerando a carga aplicada nas vigas da esquerda e da direita) foi de 77,7 kN que correspondeu a um deslocamento aproximado de 22,5 mm. No modelo numérico a força obtida para o deslocamento correspondente de 22,5 mm foi 90,2 kN, portanto a carga do modelo numérico é aproximadamente 16% superior à carga obtida no modelo experimental.

Analisando a deformação axial dos parafusos passantes, a figura 4.12 mostra esse comportamento.

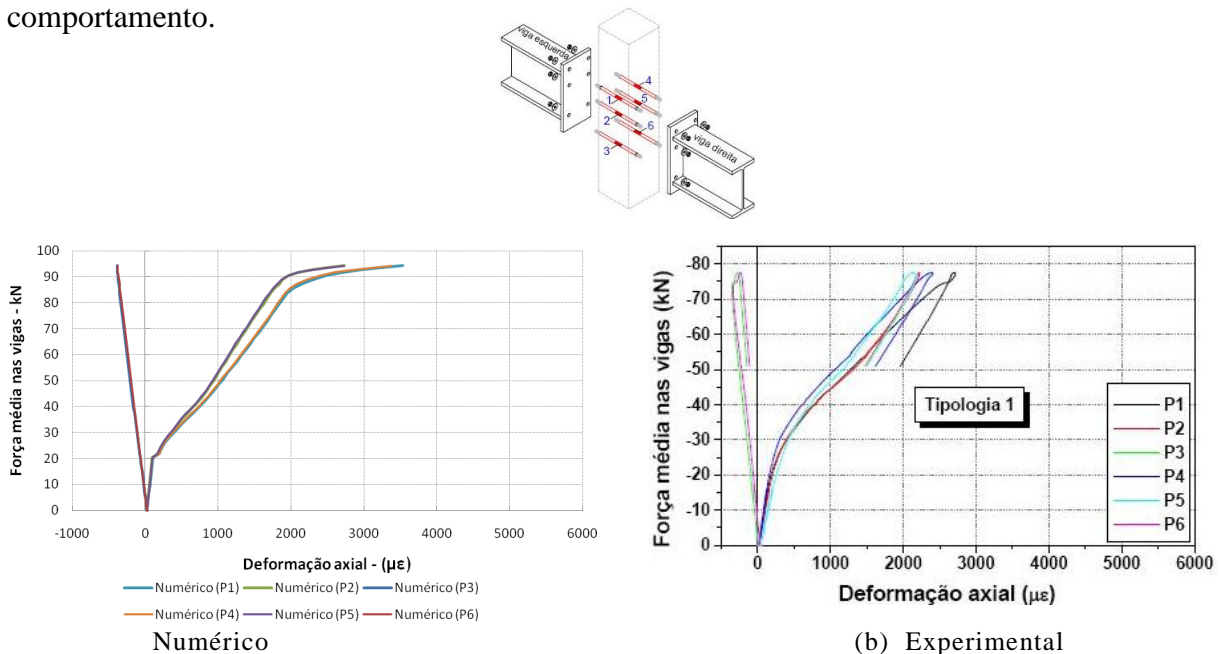


Figura 4.12-Deformação axial dos parafusos. (a) Modelo numérico, (b) modelo experimental

A norma NBR 8800:2008 determina que a força resistente de cálculo de um parafuso tracionado e considerando o aço utilizado para os parafusos ASTM A325 com  $f_y=635$  MPa e  $f_u=825$  MPa é dada por:

$$F_{Rd,t} = \frac{A_{be} f_{ub}}{\gamma_{a2}} \quad A_{be} = 0,75A_b \quad A_b = 0,25\pi d_b^2 \quad \text{Equação 4.1}$$

Onde:  $f_{ub}$  é a resistência à ruptura do material do parafuso ou barra redonda rosqueada à tração e  $A_{be}$  é a área efetiva. O valor obtido considerando essa formulação foi 124,41kN, que deve ser menor que:

$$F_{Rd,t} = \frac{A_b f_y}{\gamma_{a1}} \quad \text{Equação 4.2}$$

O valor obtido com a equação 4.2 foi de 127,57 kN.

A partir da força vertical aplicada na extremidade da viga, De Nardin (2003) estimou uma força axial atuante em cada um dos parafusos e a força aplicada no parafuso mais solicitado foi 112 kN, sendo considerado que cada parafuso situado em linhas diferentes recebeu a mesma parcela de força.

A força estimada para o modelo numérico foi 120,63 kN. Esse valor foi obtido através da tensão axial do parafuso mais solicitado. Observa-se que os valores da força, tanto no modelo numérico quanto no modelo experimental estão próximos do valor da força calculado pelo equacionamento da norma NBR 8800:2008.

A variação das deformações foi avaliada na viga (mesa e alma) e em vários pontos no perfil tubular. Nas mesas da viga a variação das deformações foi dividida em função da linha de disposição dos extensômetros. A linha 1 dista 125 mm da face da chapa de extremidade enquanto a linha 2 dista 250 mm da mesma face. As figuras 4.13 e 4.14 mostram a deformação média nas mesas superior e inferior nas linhas 1 e 2

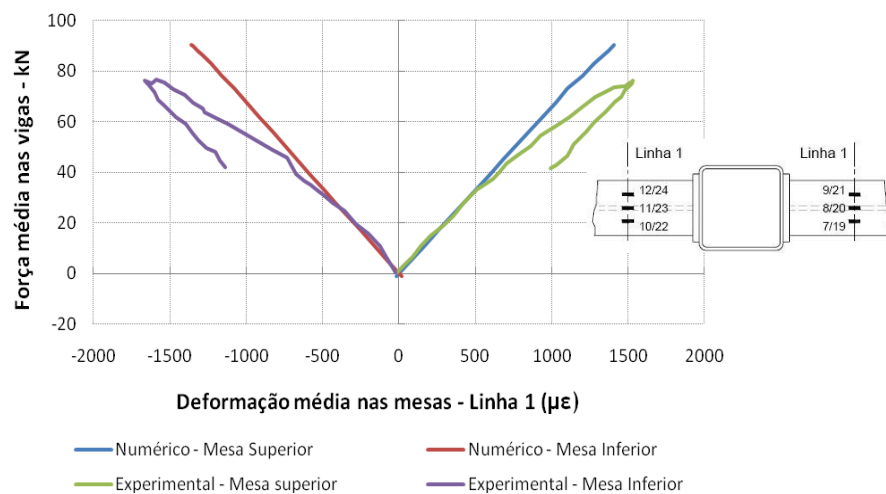


Figura 4.13-Deformação média das mesas – Linha 1

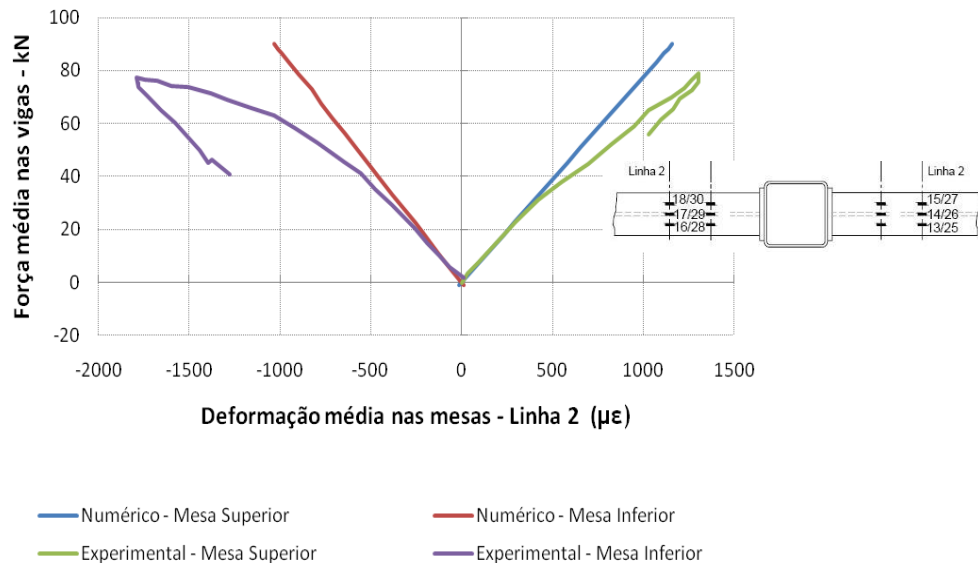


Figura 4.14-Deformação média das mesas – linha 2

Observa-se que inicialmente as curvas do modelo numérico e experimental são semelhantes, porém a partir de 30kN o comportamento dos dois modelos é diferente. Isso acontece devido às instabilidades que possam ter ocorrido durante a realização do ensaio e que não foram incorporadas no modelo numérico.

A partir desses resultados é possível calcular a força horizontal correspondente nas mesas da viga. Uma maneira é dada pela formulação  $F_h = E_s \cdot \varepsilon \cdot A_m$  onde  $A_m$  é a área da seção transversal da mesa ( $13,0 \cdot 1,25 = 16,25 \text{ cm}^2$ ) e  $E=20.000 \text{ kN/cm}^2$ . Outra forma de avaliar a força horizontal na mesa  $F_h$  é a partir da decomposição do momento produzido pela força vertical em um binário  $F_h = \frac{\text{braço de alavanca}}{(H - t_f)} \cdot F_u$ . Nesse caso  $F_u$  é a média das forças aplicada na extremidade das vigas com o braço de alavanca igual a 150 cm.

Considerando inicialmente os valores da mesa tracionada obteve-se: no modelo experimental, a força horizontal igual a 462,0 kN (linha 1) e 515,0 kN (linha 2), enquanto que no modelo numérico os valores calculados foram 458,3 kN (linha 1) e 375,9 kN (linha 2).

Na mesa comprimida, os valores obtidos no modelo experimental foram 427,0 kN (linha 1) e 452,0 kN (linha 2). No modelo numérico os valores calculados foram 442,0 kN (linha 1) e 334,8 kN (linha 2).

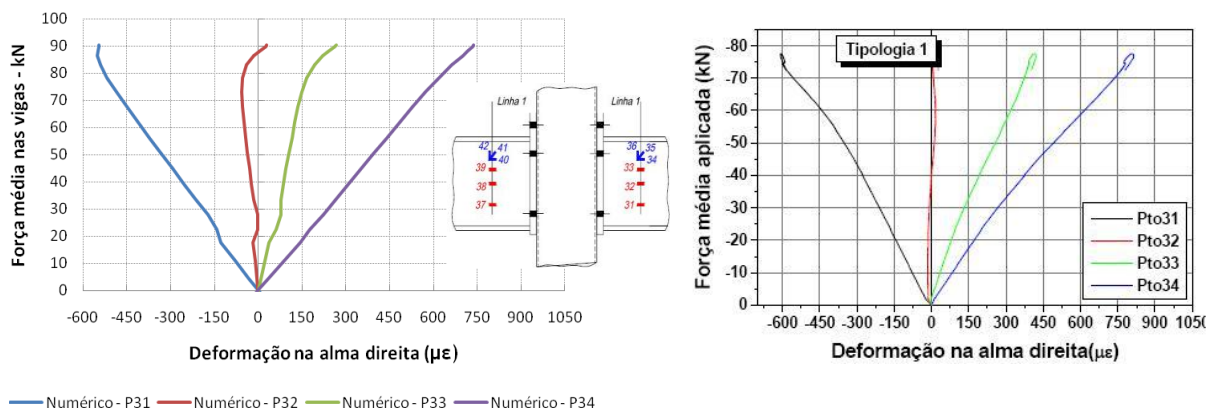


Com a formulação  $F_h = \frac{\text{braço de alavanca}}{(H - t_f)} \cdot F_u$  o valor da força horizontal calculada

para o modelo experimental foi 471,0 kN enquanto que para o modelo numérico foi 569,8 kN.

Verificando o escoamento das mesas da viga e considerando o valor da resistência ao escoamento do aço igual à  $f_y=34,33 \text{ kN/cm}^2$  (valor experimental) temos que o valor da força horizontal calculada à partir do binário é menor do que do que a força correspondente ao escoamento, que é  $F_h=557,86 \text{ kN}$ . Portanto não ocorre o escoamento das mesas da viga. O mesmo ocorre no modelo experimental.

A figura 4.15 mostra o comportamento da alma da viga nos modelos numérico e experimental.



(a) Modelo numérico

(b) Modelo experimental

Figura 4.15-Deformação na alma. (a) Modelo numérico, (b) Modelo experimental.

De acordo com a teoria, as deformações no ponto 32 deveriam ser nulas, pois a linha neutra da viga se situa na sua altura média ( $h=125 \text{ mm}$ ). Porém tal fato não ocorre. Nesse ponto elas existem e são pequenas. A figura 4.16 mostra a estimativa da posição da linha neutra nos modelos numérico e experimental.

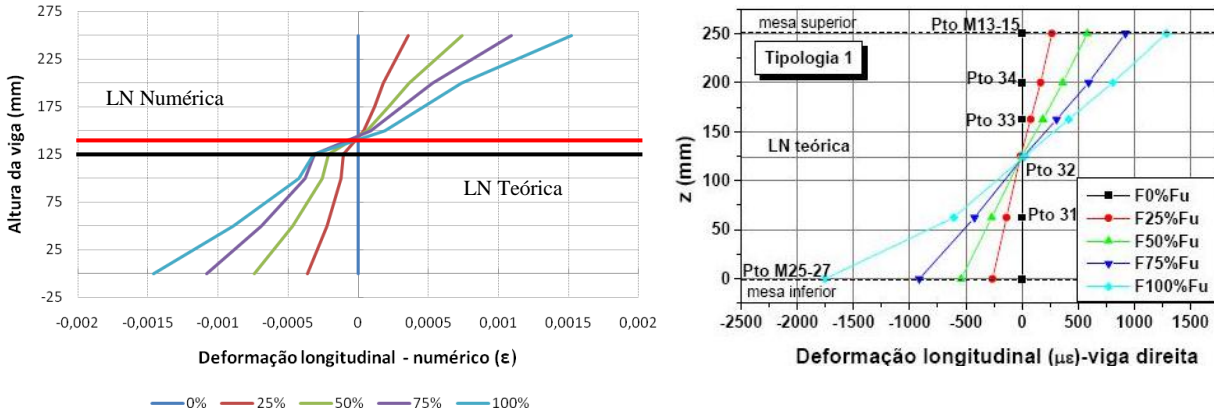


Figura 4.16-Estimativa da linha neutra nos modelos numérico e experimental

Observa-se que no modelo numérico a linha neutra está posicionada um pouco acima da linha neutra teórica, sendo que o mesmo não ocorre no modelo experimental (a linha neutra teórica coincide com a linha neutra numérica). A justificativa para tal fato é que a aderência entre os parafusos e núcleo de concreto comprimido, no modelo numérico, não foi suficiente para “equilibrar” a rigidez entre as porções equilibrada e comprimida.

Na figura 4.17 é possível analisar o comportamento das deformações na chapa de extremidade em diversos pontos.

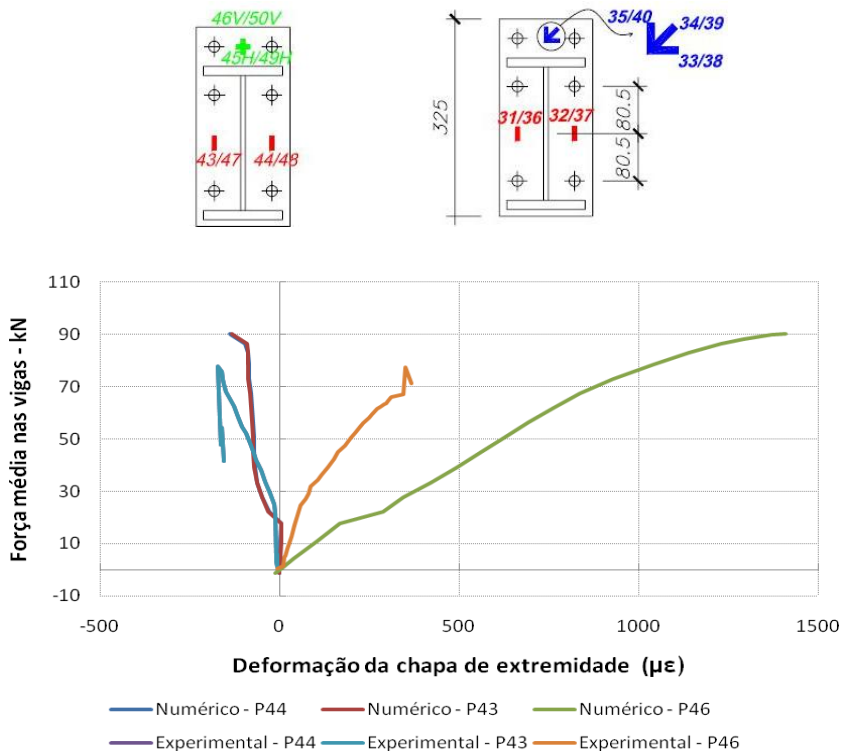


Figura 4.17-Deformações na chapa de extremidade

Nesse caso, observa-se que a deformação no modelo numérico, principalmente na parte tracionada difere do modelo experimental. Uma possível razão para essa diferença de comportamento é a ausência de uma força protensão nos parafusos no modelo numérico, já que no modelo experimental foi aplicada uma força de protensão nos parafusos.

#### 4.3.2 VALIDAÇÃO DO MODELO NUMÉRICO – TIPOLOGIA 3

O modelo numérico correspondente à tipologia 3 é um modelo tridimensional composto por, de acordo com a figura 4.18: perfil tubular (pilar), perfil tipo “I” (viga), núcleo de concreto e a interface entre o perfil metálico correspondente ao pilar e o núcleo de concreto. A modelagem ocorreu considerando a simetria em relação ao eixo X e foi modelado somente o lado direito da estrutura. O núcleo de concreto foi representado por elementos sólidos enquanto que a parte metálica foi representada por elementos de superfície (casca). Também há uma parte da viga que foi modelada como material rígido – de acordo com a figura 4.18 a região de cor rosa. Essa região tem o objetivo de receber a carga aplicada como deslocamento (carga concentrada).

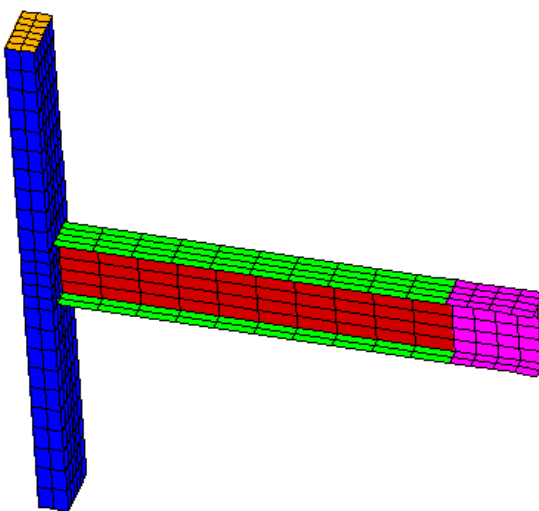


Figura 4.18-Modelo total – Tipologia 3

De acordo com a estrutura ensaiada por De Nardin (2003), o aço do perfil tubular e da alma da viga foi modelada com espessura  $t=6,3\text{mm}$  enquanto que as mesas da viga com espessura  $t=12,5\text{mm}$ .

Já na região soldada foi considerada que a viga e o pilar tivessem o mesmo deslocamento, à partir da utilização do comando *meshing merge*. Essa escolha ocorreu em

função da dificuldade de conseguir representar o comportamento da solda no modelo numérico.

Com relação ao carregamento aplicado na estrutura, o mesmo foi dividido em duas partes, que seguiu a seguinte ordem, simulando as condições empregadas na experimentação do modelo físico:

1. Força de compressão distribuída em toda a seção transversal do pilar preenchido, com resultante igual a 500kN.
2. Deslocamentos com incrementos de carga de 0,5mm que foram aplicados na extremidade da viga a 150 cm da face externa do pilar preenchido.

Já as condições de contorno adotadas estão relacionadas com restrições às translações e às condições de simetria do modelo. Foram restringidas as condições de contorno em X, Y e Z na parte inferior do pilar e em X e Z na parte superior do mesmo. As rotações no modelo não foram restringidas. O elemento de viga que serviu de reação de apoio foi restringido o movimento de translação em Y (na mesma direção da aplicação dos deslocamentos).

A figura 4.19 mostra o modelo com as condições de contorno adotadas e os carregamentos aplicados na estrutura.

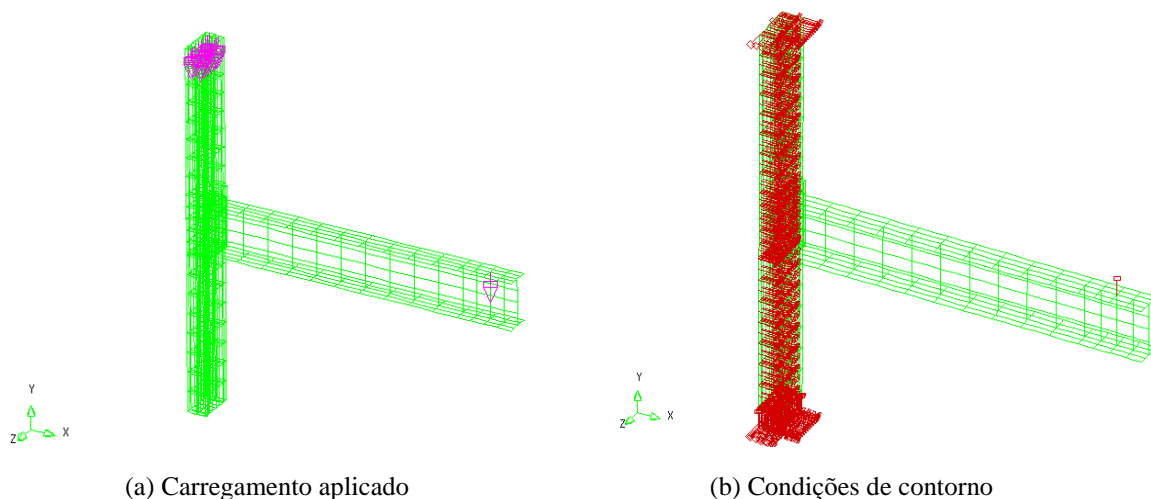


Figura 4.19 - (a) Carregamento aplicado na Tipologia 3 e (b) Condições de contorno da Tipologia 3

Os parâmetros escolhidos para a modelagem foram divididos em duas partes: os parâmetros relacionados com as propriedades físicas dos materiais e os parâmetros relacionados com o processamento. A combinação final dos parâmetros obtida na calibração

do modelo numérico foi a que apresentou os melhores resultados quando comparados com o modelo experimental de De Nardin (2003).

As variáveis necessárias para a caracterização de cada um dos materiais no modelo numérico foram obtidas, em sua maior parte, pelos resultados de caracterização dos materiais realizada para o ensaio experimental desenvolvido por De Nardin (2003). Os parâmetros que não possuíam resultados experimentais foram calibrados em função dos resultados obtidos ou com base em formulações e dados literários.

Para a escolha final da malha de elementos finitos foram processados alguns modelos com diferentes graus de refinamento da malha com o objetivo de obter uma malha que fornecesse resultados adequados e com menor custo computacional. A malha final apresentou 982 elementos e 3298 nós.

As tabelas 4.7 e 4.8 mostram a configuração final dos parâmetros adotados para a calibração do modelo numérico.

Tabela 4.7-Configuração final dos parâmetros: Pós-processamento

<b>Parâmetro</b>		<b>Descrição</b>
Método de resolução de equações		Newton regular
Número de passos de carga	Carga distribuída	1
	Deslocamento	95
Incremento	Carga distribuída	12,5 N/mm <sup>2</sup>
	Deslocamento	0,5 mm
Critério de convergência		Energia
Tolerância		0,1%

Tabela 4.8-Configuração final dos parâmetros: Materiais

Parte da estrutura	Material	Propriedade	Descrição
Núcleo de concreto	Concreto	Módulo de elasticidade	31.710 MPa
		Coefficiente de Poisson	0,2
		Modelo constitutivo	<i>Total strain fixed crack model</i>
		Curva de tração	<i>fixed</i>
		Resistência à tração	3,623 MPa
		Energia à tração	0,071
		Curva de compressão	Parábola
		Resistência à compressão	64,24 MPa
		Energia à compressão	5,0
		Cisalhamento	Constante
		$\beta$	0,99
		Confinamento	Vecchio 1993
Alma	Aço	Módulo de elasticidade	200.000 MPa
		Coefficiente de Poisson	0,3
		Crítério de resistência	<i>Von Mises</i> (Elasto-plástico perfeito)
		$f_y$	250,00 MPa
Mesa	Aço	Módulo de elasticidade	200000 MPa
		Coefficiente de Poisson	0,3
		Crítério de resistência	<i>Von Mises</i> (Elasto-plástico perfeito)
		$f_y$	250,00 MPa
Perfil tubular	Aço	Módulo de elasticidade	200.000 MPa
		Coefficiente de Poisson	0,3
		Crítério de resistência	<i>Von Mises</i> (Elasto-plástico perfeito)
		$f_y$	250,00 MPa
Interface	-	Rigidez Normal	150 (N/mm <sup>3</sup> )
		Rigidez Tangencial	75 (N/mm <sup>3</sup> )
Parte Rígida	-	Módulo de elasticidade	1.000.0000 MPa
		Coefficiente de Poisson	0,1

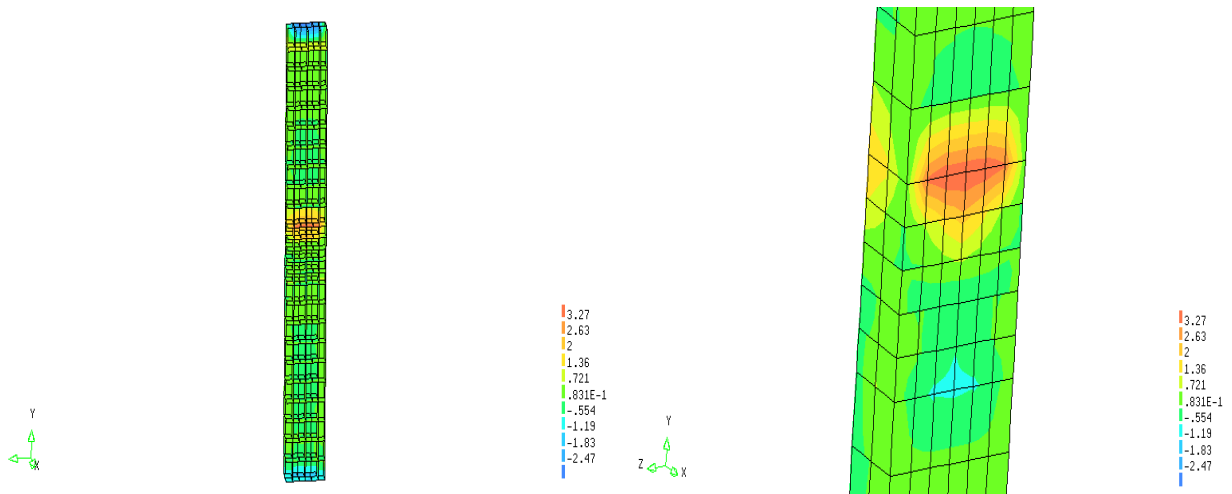
#### 4.3.2.1 RESULTADOS OBTIDOS

Analisando inicialmente o comportamento global da estrutura durante a realização do ensaio observa-se que ocorreu o escoamento do metal base próximo à solda (perfil tubular do pilar preenchido), comandando a capacidade resistente da ligação. As tensões existentes entre

o núcleo de concreto e o perfil tubular são tensões de aderência e uma vez vencida a resistência não existe mais a restrição para a separação dos dois materiais. O ensaio foi interrompido quando a capacidade de absorver mais carga da estrutura se esgotou, porém sem a ruptura da mesma. É importante ressaltar que não foi reproduzido o descarregamento no modelo numérico, diferente do ocorrido no modelo experimental. O objetivo maior deste trabalho foi observar a carga última da ligação.

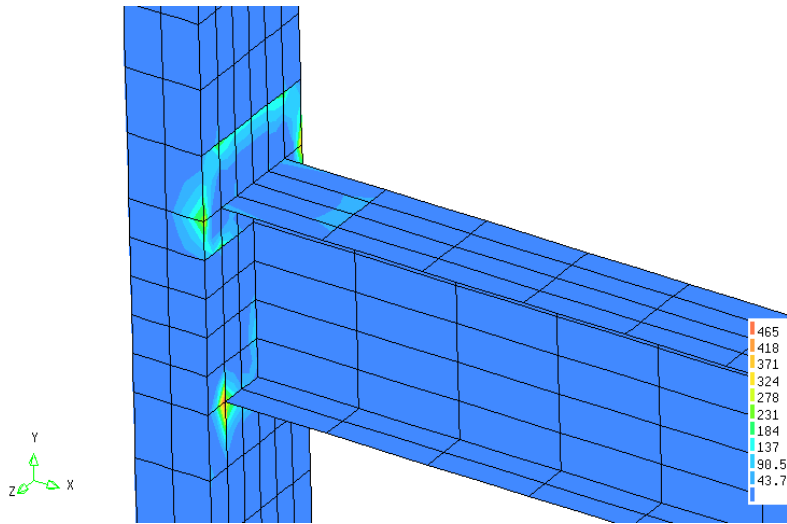
Uma dificuldade encontrada para a elaboração do modelo numérico referente à essa tipologia de ligação foi a representação da solda. Como estratégia optou-se que na região da ligação a viga e o perfil tubular teriam o mesmo deslocamento.

No modelo numérico ocorreu a ruptura do concreto à tração e a plastificação do aço referente ao perfil tubular na região tracionada (na altura da mesa superior da viga) e a separação do núcleo de concreto do perfil tubular. Tal fato pode ser observado na figura 4.20, como também tensões no aço e o comportamento global da estrutura.

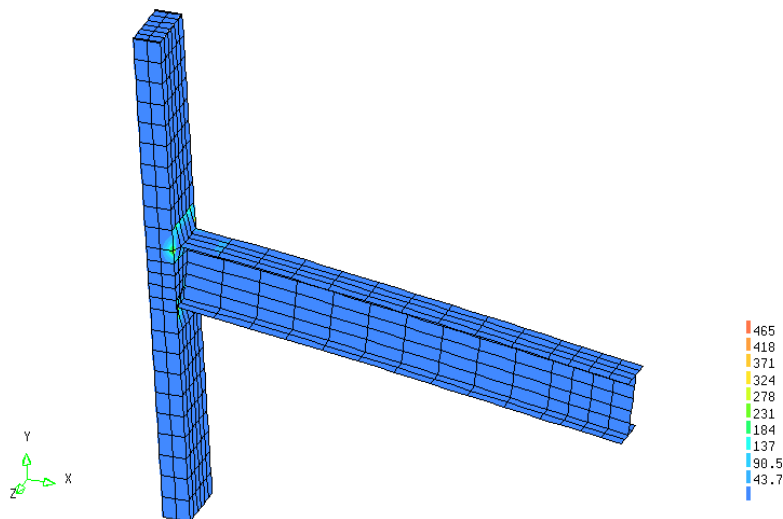


(a) Tensões principais no concreto

(b) Tensões principais no concreto



(c) Tensões principais no aço



(d) Comportamento global da estrutura

Figura 4.20 – (a) e (b) Tensões no concreto, (c) Tensões no aço e (d) Comportamento global da estrutura

A segunda parte da análise consistiu na comparação dos resultados obtidos a partir do modelo numérico com os resultados experimentais obtidos por De Nardin (2003). A figura 4.21 apresenta a variação da força vertical em função do deslocamento vertical da viga.



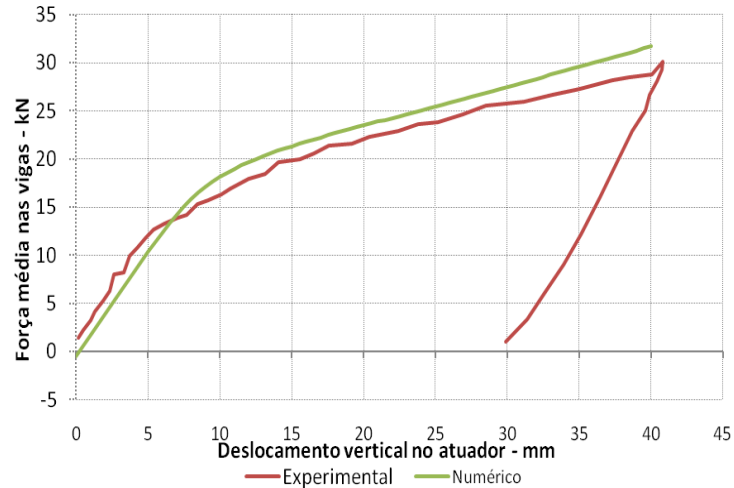


Figura 4.21 – Variação da força em função do deslocamento vertical da viga

A força média última aplicada no ensaio (considerando a carga aplicada nas vigas da esquerda e da direita) foi de 28,95 kN que correspondeu a um deslocamento aproximado de 40 mm. No modelo numérico a força obtida para o deslocamento correspondente de 40 mm foi 31,69 kN. A força obtida no modelo numérico é aproximadamente 9% maior do que a força obtida com o modelo experimental.

A variação das deformações foi avaliada na viga (mesa e alma) e em vários pontos no perfil tubular. Nas mesas da viga a variação das deformações foi dividida em função da linha de disposição dos extensômetros. A linha 1 dista 125 mm da face externa do pilar misto preenchido enquanto que a linha 2 dista 250 mm da mesma face. As figuras 4.22 e 4.23 mostram a deformação média nas mesas superior e inferior nas linhas 1 e 2.

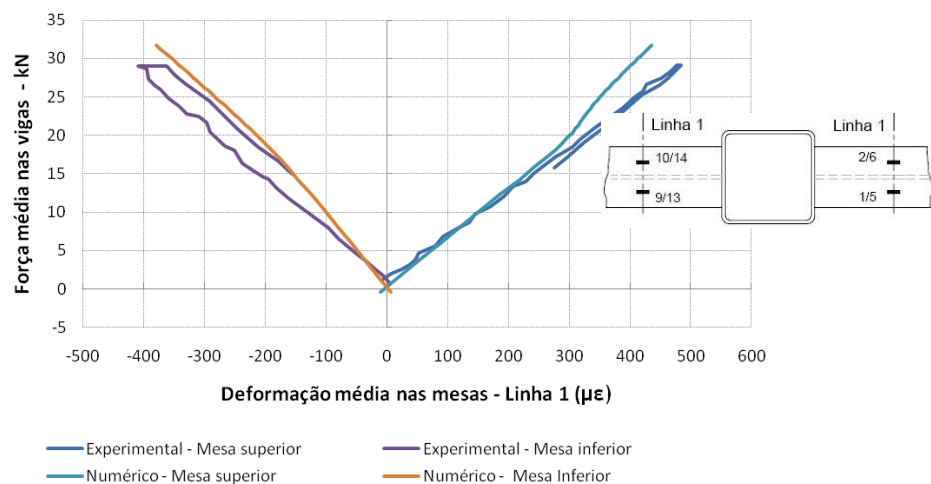


Figura 4.22 – Deformação média nas mesas - Linha 1

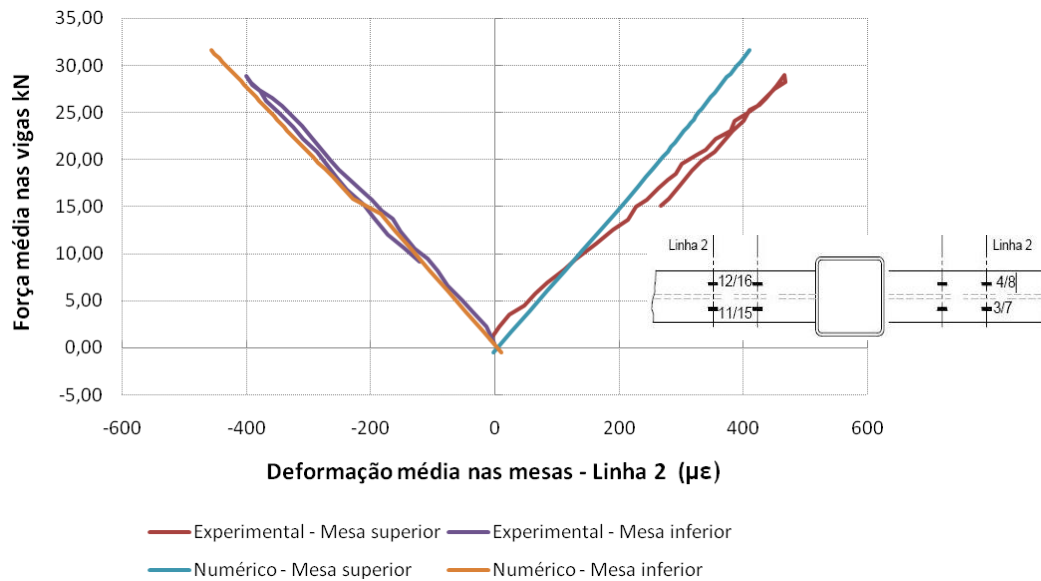


Figura 4.22- Deformação média nas mesas – Linha 2

A partir desses resultados é possível calcular a força horizontal correspondente nas mesas da viga. Uma maneira é dada pela formulação  $F_h = E_s \cdot \varepsilon \cdot A_m$  onde  $A_m$  é a área da seção transversal da mesa ( $13,0 \cdot 1,25 = 16,25 \text{ cm}^2$ ) e  $E=20.000 \text{ kN/cm}^2$ . Outra forma de avaliar a força horizontal na mesa  $F_h$  é a partir da decomposição do momento produzido pela força vertical em um binário  $F_h = \frac{\text{braço de alavanca}}{(H - t_f)} \cdot F_u$ . Nesse caso  $F_u$  é a média das forças aplicada na extremidade das vigas com o braço de alavanca igual a 150 cm.

Considerando inicialmente os valores da mesa tracionada obteve-se no modelo experimental a força horizontal igual a 160,0 kN (linha 1) e 156,0 kN (linha 2), enquanto que no modelo numérico os valores calculados foram 141,7 kN (linha 1) e 133,2 kN (linha 2).

Na mesa comprimida, os valores obtidos no modelo experimental foram 135,0 kN (linha 1) e 136,0 kN (linha 2). No modelo numérico os valores calculados foram 123,7 kN (linha 1) e 148,5 kN (linha 2)

Pode-se observar que na região tracionada da mesa os valores das forças na linha 1 são maiores do que as forças na linha 2, ocorrendo o contrário na região comprimida; os valores da linha 2 são maiores do que os valores da linha 1.

Com a formulação  $F_h = \frac{\text{braço de alavanca}}{(H - t_f)} \cdot F_u$  o valor da força horizontal calculada para o modelo experimental foi 183 kN enquanto que para o modelo numérico foi 200,2 kN.

A figura 4.24 mostra o comportamento da alma da viga nos modelos numérico e experimental.

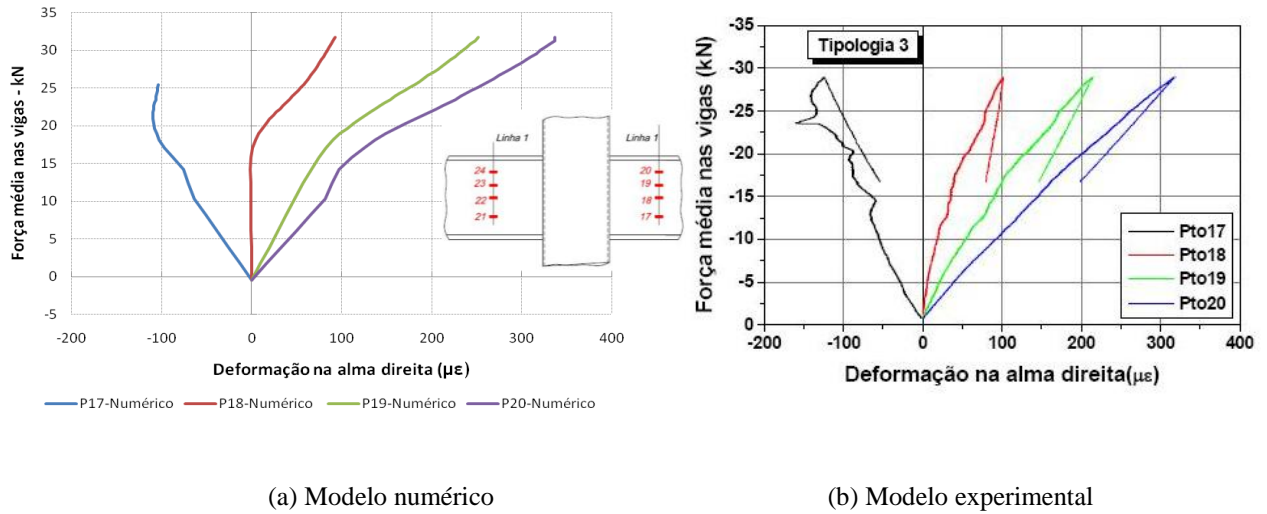


Figura 4.23 – Comportamento da alma da viga. (a) Modelo numérico, (b) Modelo experimental

De acordo com a teoria, as deformações no ponto 18 deveriam ser nulas, pois a linha neutra da viga se situa na sua altura média ( $h=125$  mm). Porém tal fato não ocorre. A linha neutra, nos dois modelos, se situa abaixo da altura média da viga. Isso expressa a diferença de rigidez existente entre as porções localizadas nas regiões tracionadas e comprimidas na viga que foi originada pela contribuição do concreto comprimido.

A linha neutra do modelo numérico é próxima de 110 mm enquanto que a linha neutra do modelo experimental foi estimada em 100 mm. A figura 4.25 mostra claramente o fato explicado anteriormente.

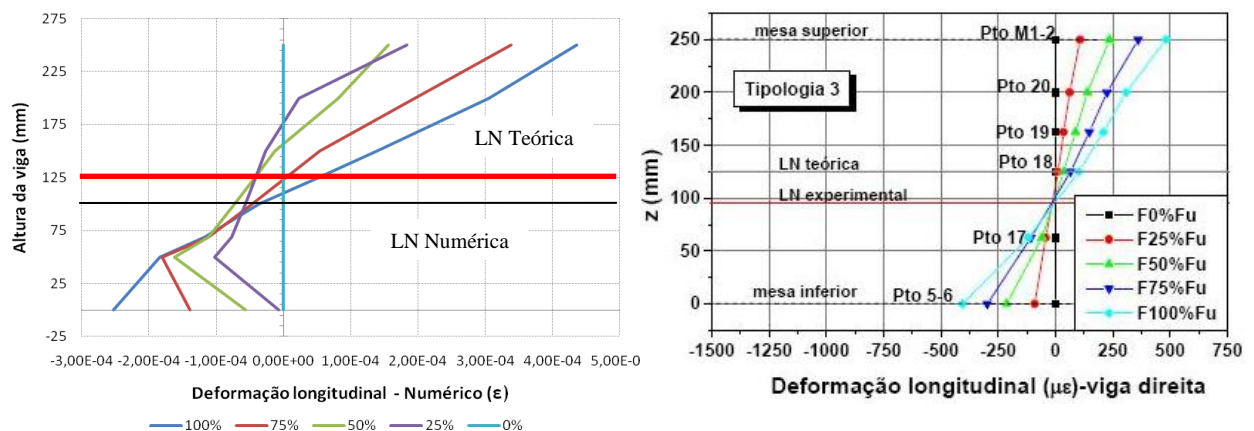


Figura 4.24 – Estimativa da posição da linha neutra

As deformações no pilar foram avaliadas em vários pontos do perfil tubular. A figura 4.26 mostra as deformações do pilar misto preenchido na altura correspondente à mesa superior e inferior considerando a frente e o verso do perfil metálico. Ela também mostra a deformação no núcleo de concreto na região comprimida (mesa inferior).

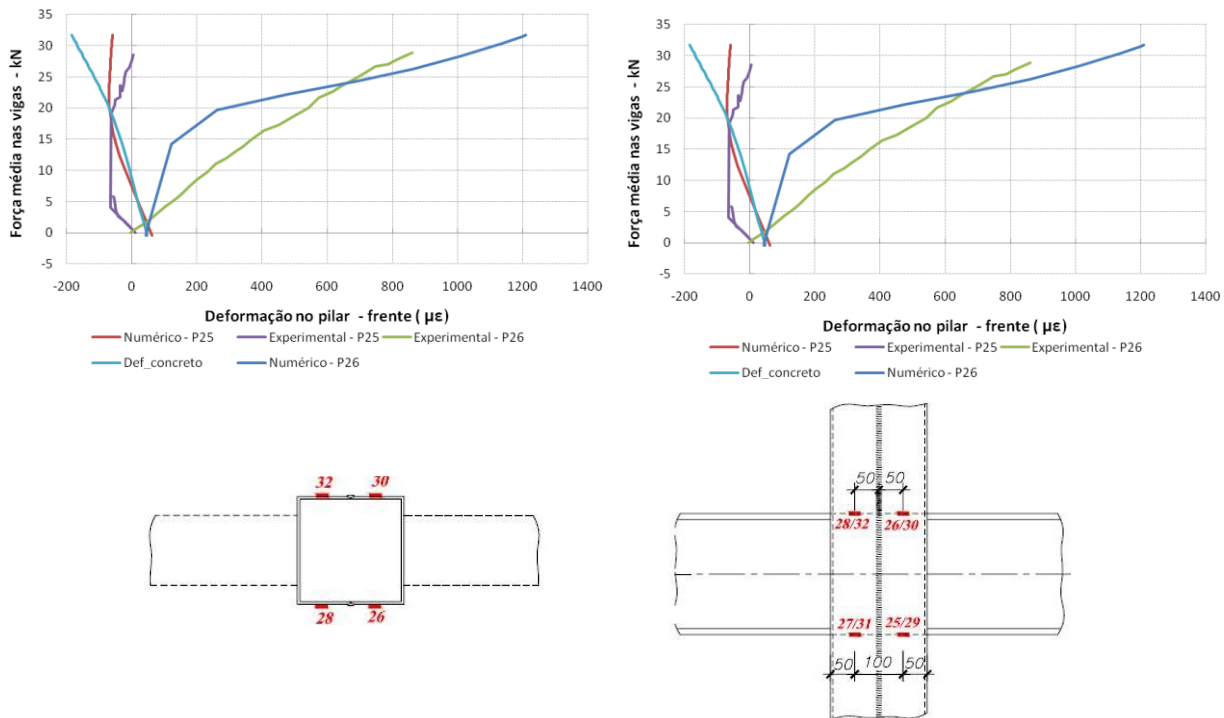


Figura 4.25 – Deformações no pilar (frente e verso)

As deformações na frente e verso do pilar apresentam o mesmo comportamento, o que era esperado. Na altura correspondente à região tracionada as deformações apresentam valores expressivos. Nessa região, entre o aço e o concreto do pilar, existe somente tensão de aderência e uma vez vencida essa resistência ocorre a separação dos dois materiais. Já na região de compressão as deformações são baixas, o que mostra a influência do concreto na absorção das forças horizontais de compressão oriundas das mesas inferiores (comprimidas). Avaliando as deformações do concreto nesse ponto, na figura 4.26 observa-se que elas apresentam valores maiores do que as deformações do aço no mesmo ponto, o que confirma o comportamento.

Na figura 4.27 é possível observar o comportamento das deformações verticais do pilar na lateral, que corresponde à região aonde a viga é soldada no perfil tubular.

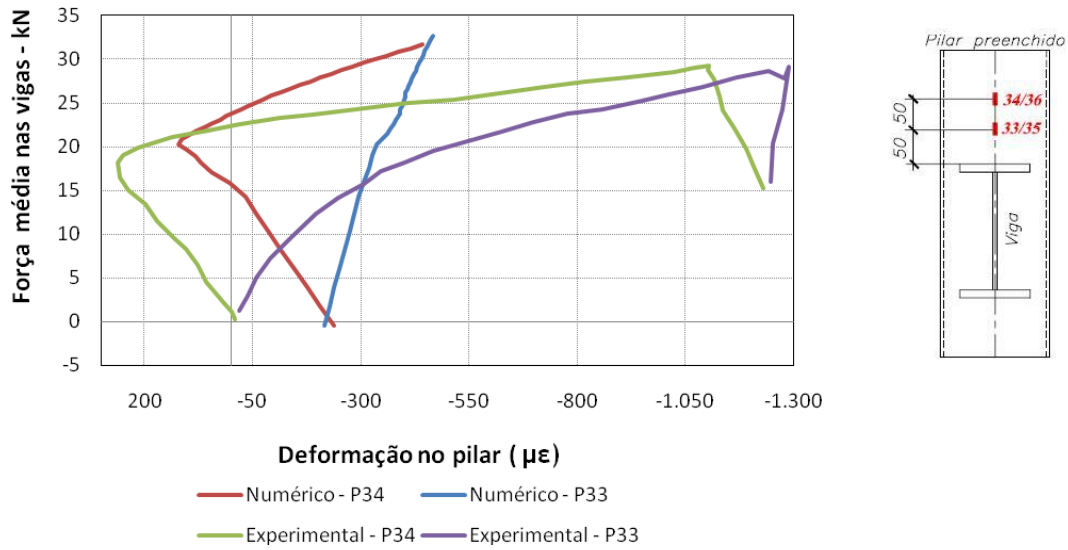


Figura 4.26 – Deformação no pilar (lateral)

Percebe-se que nesse gráfico, na região próxima da ligação, existem tensões de tração. No modelo numérico é um pouco mais difícil de perceber esse comportamento, pois as deformações são menores do que no modelo experimental. A inversão de tensões ocorre devido ao afastamento entre o perfil tubular e o núcleo de concreto. Em pontos mais afastados da região da ligação ocorrem tensões de compressão, conforme a figura 4.28.

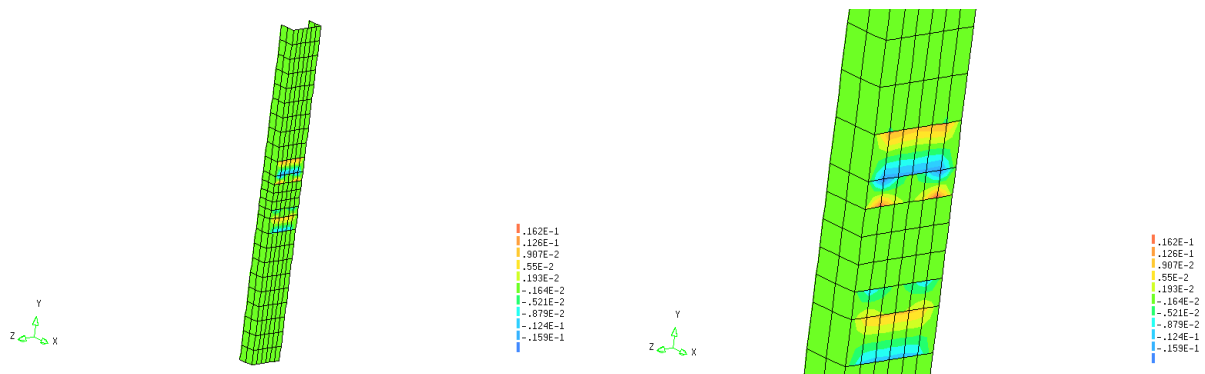


Figura 4.27 – Tensões no perfil metálico tubular

## 4.4 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Os resultados obtidos com o modelo numérico foram considerados satisfatórios na medida em que foram atendidas as propostas da modelagem, apesar das simplificações adotadas. Uma observação a ser feita está relacionada com algumas diferenças de comportamento do modelo numérico da tipologia 1 (ligação parafusada) quando comparadas

com o comportamento do modelo experimental. Uma possível explicação são as possíveis instabilidades que possam ter ocorrido durante a realização do ensaio e que não foram incorporadas no modelo numérico. Já o modelo numérico da tipologia 3 (ligação soldada) conseguiu representar melhor o comportamento do modelo experimental.

A ruptura na tipologia 1 ocorreu pelo escoamento dos parafusos passantes enquanto que na tipologia 3 ocorreu a ruptura do concreto e a plastificação do aço na região tracionada da ligação com separação do aço do perfil tubular e do concreto.

Analisando a figura 4.29 é possível comparar o comportamento das duas tipologias de ligação, a partir da curva momento x rotação da viga.

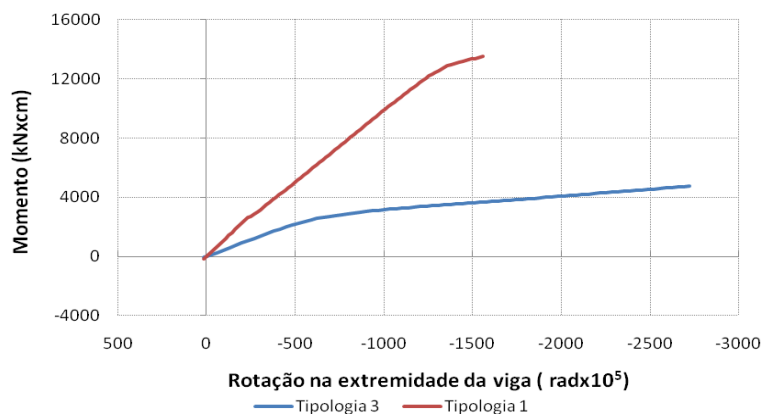


Figura 4.28-Momento x rotação das tipologias 1 e 3

Em uma ligação, quando a barra está submetida a cargas transversais externas a mesma transporta estas cargas para os apoios por meio de esforços solicitantes internos (momento fletor e esforço cortante). No caso da barra submetida a um esforço axial externo, surgirá o esforço solicitante interno (força normal de tração ou de compressão). Por simplificação, admite-se que o binário formado atue nas mesas da viga. Portanto, para questões de dimensionamento, a ligação pode ser considerada rígida ou flexível. A ligação rígida deve garantir a manutenção do ângulo original entre os eixos das barras conectadas; já a ligação flexível deve garantir que as reações sejam transmitidas às peças de apoio e permitir a rotação de uma peça em relação à outra.

Observa-se que a ligação da tipologia 1 é uma ligação que apresenta um comportamento rígido, enquanto que a ligação da tipologia 3 é uma ligação que apresenta um comportamento flexível.

## 5 ANÁLISE PARAMÉTRICA

---

A partir dos resultados obtidos com a calibração do modelo numérico, concluiu-se que os modelos numéricos desenvolvidos apresentaram resultados satisfatórios e, portanto, podem ser utilizados para representar o modelo experimental desenvolvido por De Nardin (2003), tornando possível o desenvolvimento da análise paramétrica.

Essa análise tem como objetivo ampliar o entendimento dos modelos estudados alterando alguns parâmetros que influenciam no comportamento da estrutura.

Os parâmetros escolhidos para a análise paramétrica das ligações foram: resistência à compressão do concreto, espessura do perfil tubular e perfil  $f_b$  da viga.

Ao final da análise paramétrica foi realizada uma comparação dos resultados obtidos para as duas tipologias de ligação estudadas a partir da curva momento x rotação.

### 5.1 TIPOLOGIA 1

#### 5.1.1 INFLUÊNCIA DA RESISTÊNCIA DO CONCRETO

Para avaliar a influência da resistência do concreto no comportamento global da estrutura, foram avaliados modelos com resistência à compressão igual a:  $f_{ck}=30\text{MPa}$ ,  $f_{ck}=40\text{MPa}$ ,  $f_{ck}=50\text{MPa}$  e  $f_{ck}=60\text{MPa}$ . Em função da variação da resistência à compressão do concreto também foram alterados os parâmetros referentes ao modelo de fissuração (energia de fratura à compressão e energia de fratura à tração). Outros parâmetros que também sofreram alteração foram: a resistência à tração do concreto e o módulo de elasticidade.

De acordo com a NBR 6118:2003 na falta de ensaios para obter a resistência à tração do concreto, a mesma pode ter o seu valor médio ou característico determinado por meio da expressão  $f_{ct,m} = 0,3f_{ck}^{2/3}$ . Com relação ao módulo de elasticidade, de acordo com a mesma norma, quando não forem feitos ensaios e não existirem dados mais precisos sobre o concreto utilizado com idade igual a 28 dias, pode-se estimar o módulo de elasticidade inicial por  $E_{ci} = 5600\sqrt{f_{ck}}$ .

Já a energia de fraturamento à tração e a energia de fraturamento à compressão foram determinados de acordo com as formulações presente no CEB-FIB Model Code (1990) e descritas no item 3.2.3.1 deste trabalho.

A tabela 5.1 mostra os valores adotados com relação ao concreto no modelo de referência, enquanto que a tabela 5.2 resume os valores adotados para cada mudança da resistência à compressão do concreto.

Tabela 5.1 – Parâmetros do concreto – Modelo de referência

<b>Parâmetro</b>	<b>Modelo de referência</b>
Resistência à compressão - $f_{ck}$ (MPa)	60,62
Resistência à tração - $f_{ct}$ (MPa)	3,20
Módulo de Elasticidade - E (MPa)	31.741
Energia de fraturamento à tração (N/mm <sup>2</sup> )	0,065
Energia de fraturamento à compressão (N/mm <sup>2</sup> )	4,75

Tabela 5.2 – Parâmetros modificados em função da resistência à compressão do concreto

<b>Parâmetro</b>	<b>Resistência à compressão do concreto (MPa)</b>			
Resistência à compressão - $f_{ck}$ (MPa)	30	40	50	60
Resistência à tração - $f_{ct}$ (MPa)	2,89	3,51	4,07	4,60
Módulo de Elasticidade - E (MPa)	30.672	35.417	39.597	43.377
Energia de fraturamento à tração (N/mm <sup>2</sup> )	0,0636	0,0750	0,0856	0,0957
Energia de fraturamento à compressão (N/mm <sup>2</sup> )	3,18	3,74	4,28	4,78



A figura 5.1 mostra a variação do deslocamento vertical da viga em função da força média na viga.

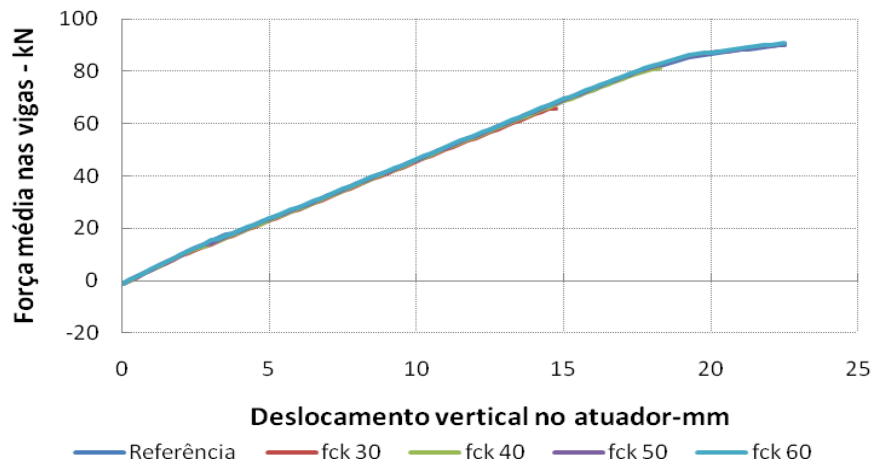


Figura 5.1- Variação da força em função do deslocamento vertical da viga

Nesse caso observa-se que a variação da resistência do concreto, nesse caso, não influenciou no deslocamento vertical da viga, apresentando a mesma curva para todos os modelos. Os modelos com resistência à compressão do concreto igual à  $fck=30\text{MPa}$ ,  $fck=40\text{MPa}$  não convergiram. Nesse caso observa-se que o concreto não contribuiu da forma significativa no comportamento da estrutura.

As deformações das mesas das vigas foram analisadas em função da variação da disposição dos extensômetros. A primeira avaliação ocorreu com os extensômetros distantes de 125 mm da chapa de extremidade, enquanto que uma segunda avaliação foi realizada com a distância dos extensômetros igual a 250 mm em relação à chapa de extremidade. A figura 5.2 mostra a variação das deformações para a distância igual a 125 mm enquanto que a figura 5.3 mostra a variação das deformações para a distância igual a 250 mm.

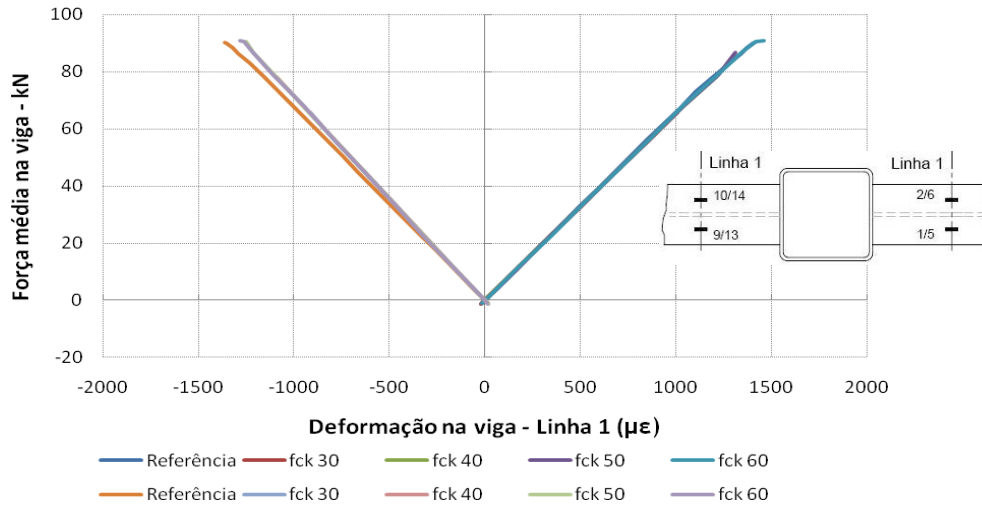


Figura 5.2-Deformação média nas mesas - Linha 1

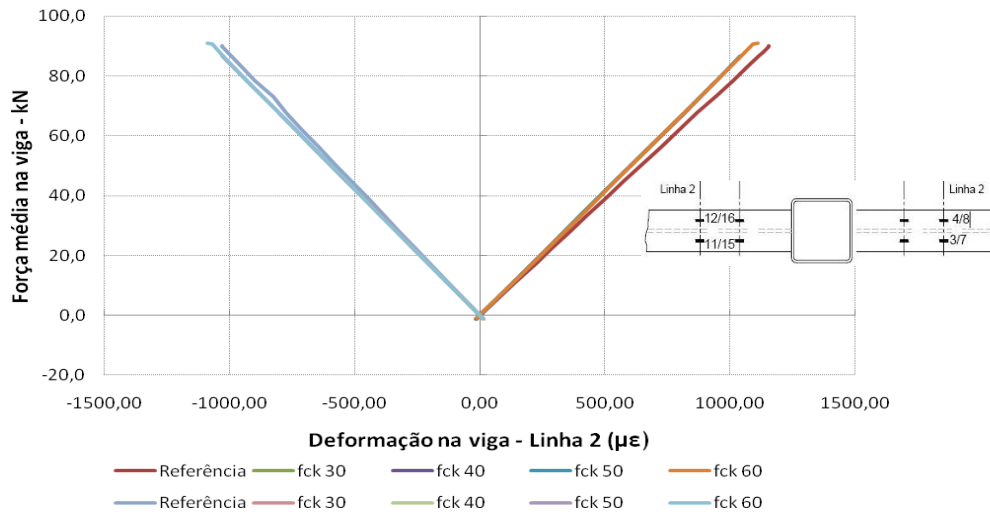


Figura 5.3-Deformação média nas mesas – Linha 2

Aqui também, nesse caso observa-se que a variação da resistência à compressão do concreto não influenciou no comportamento das mesas da viga.

A partir dos resultados obtidos e fazendo o mesmo raciocínio utilizado para a calibração do modelo numérico é possível calcular a força horizontal correspondente na viga a partir da formulação  $F_h = E \cdot \epsilon \cdot A_m$ , onde  $A_m$  é a área da seção transversal da mesa e é igual a  $16,25 \text{ cm}^2$  e  $E=20.000 \text{ kN/cm}^2$ .

Outra maneira de avaliar a força horizontal  $F_h$  é a partir da decomposição do momento produzido pela força vertical em um binário  $F_h = \frac{\text{braço de alavanca}}{(H - t_f)} \cdot F_u$ , onde  $F_u$  é a força vertical média aplicada na extremidade da viga e o braço da alavanca igual a 150 cm.

As tabelas 5.3 a 5.5 mostram os valores da força horizontal, nas mesas tracionada e comprimida em função da posição dos extensômetros, para cada um dos modelos.

Tabela 5.3 – Força horizontal nas mesas – Linha 1 (kN)  $F_h = E.\varepsilon.A_m$

	Referência	fck=30MPa	fck=40MPa	fck=50MPa	fck=60MPa
Mesa superior	458,3	328,3	393,3	425,6	474,5
Mesa inferior	442,0	297,1	354,3	406,3	416,0

Tabela 5.4– Força horizontal nas mesas – Linha 2 (kN)  $F_h = E.\varepsilon.A_m$

	Referência	fck=30MPa	fck=40MPa	fck=50MPa	fck=60MPa
Mesa superior	375,9	257,4	306,2	338,0	360,8
Mesa inferior	334,8	253,2	301,3	334,8	354,3

Tabela 5.5 – Força média nas mesas (kN)  $F_h = \frac{\text{braço de avanço}}{(H - t_f)} \cdot F_u$

	Referência	fck=30MPa	fck=40MPa	fck=50MPa	fck=60MPa
Força	569,7	414,9	493,6	571,8	574,2

Ainda analisando o comportamento das vigas, o interesse agora é a variação da posição da linha neutra (LN) nos modelos estudados. A figura 5.4 mostra a estimativa da posição da linha neutra para o modelo considerado como referência (modelo calibrado) enquanto que a figura 5.5 mostra a posição da linha neutra para as resistências do concreto à compressão igual a:  $fck=30\text{MPa}$ ,  $fck=40\text{MPa}$ ,  $fck=50\text{MPa}$  e  $fck=60\text{MPa}$

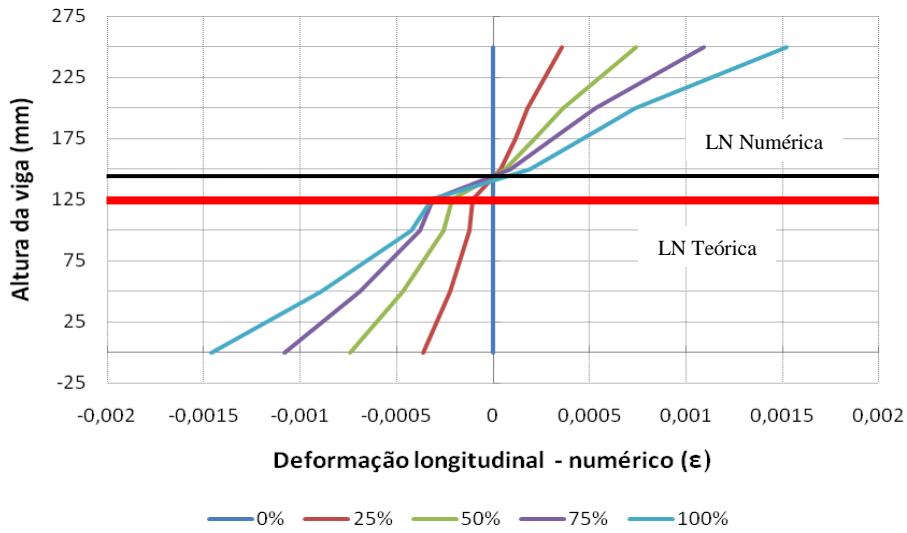


Figura 5.4-Estimativa da linha neutra – modelo de referência

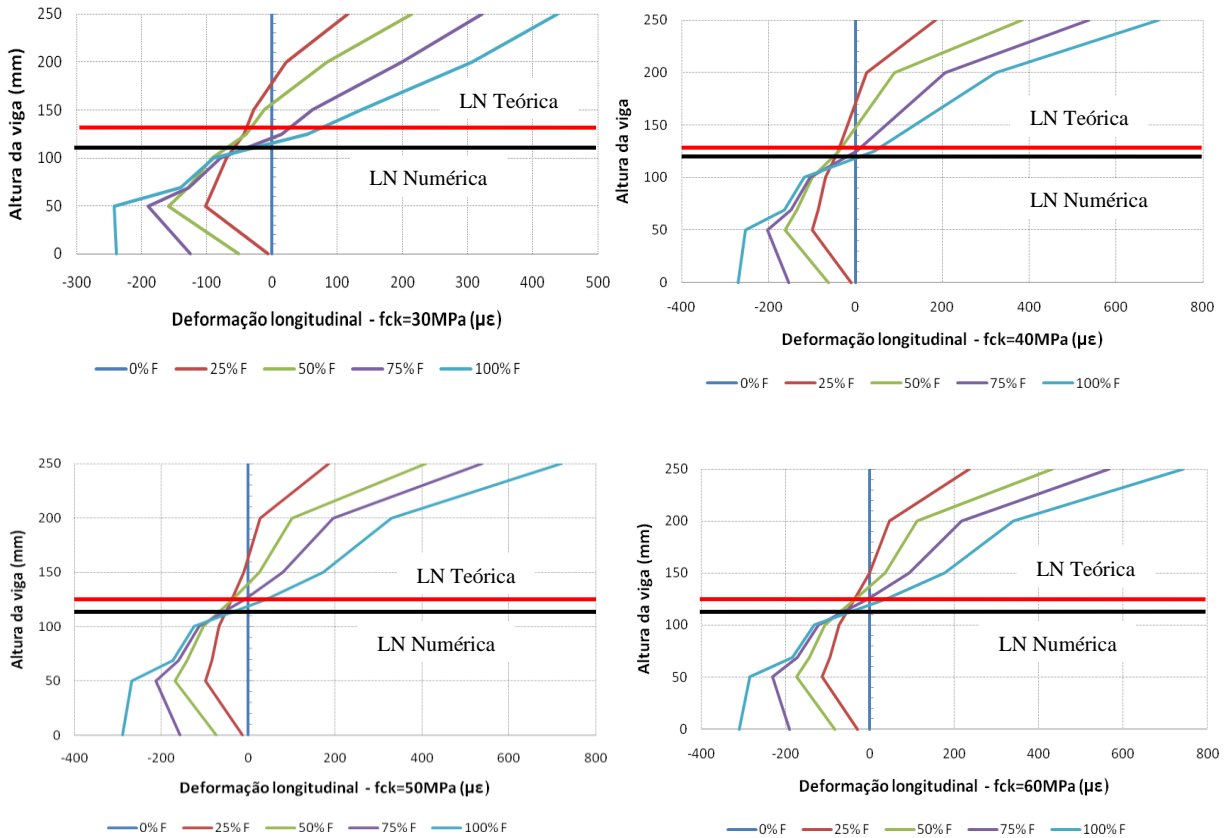


Figura 5.5-Estimativa da posição da linha neutra para modelos com fck=30MPa, fck=40MPa, fck=50MPa e fck=60MPa

De acordo com a teoria, as deformações na altura média da viga deveriam ser nulas. Porém não é o que ocorre em nenhuma das situações analisadas. Com a variação da

resistência à compressão do concreto ocorre mudança na posição da linha neutra da estrutura, e conseqüente variação na rigidez das porções tracionadas e comprimidas da estrutura.

O comportamento da chapa da extremidade pode ser observado na figura 5.6 e o comportamento dos parafusos nas figuras 5.7 e 5.8.

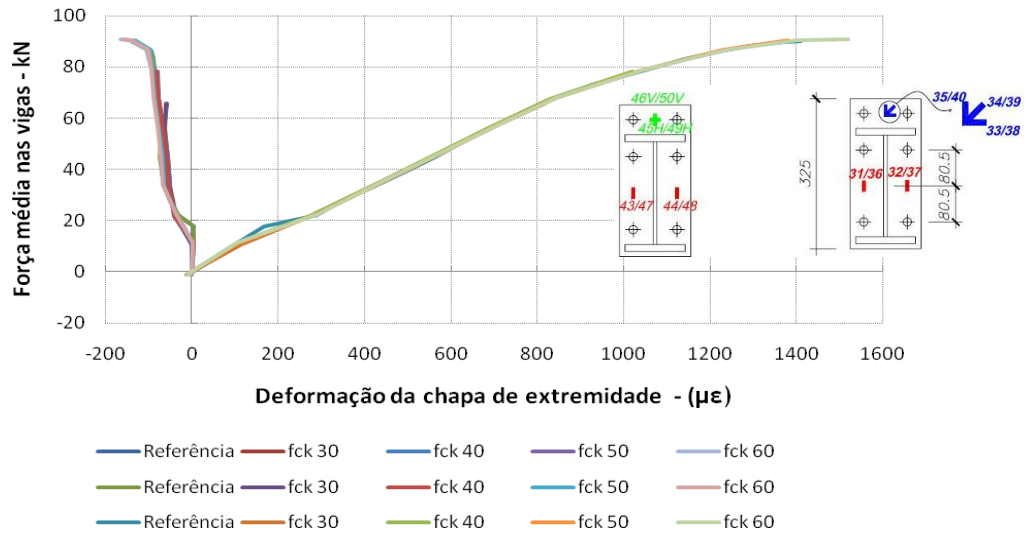


Figura 5.6-Deformações na chapa de extremidade

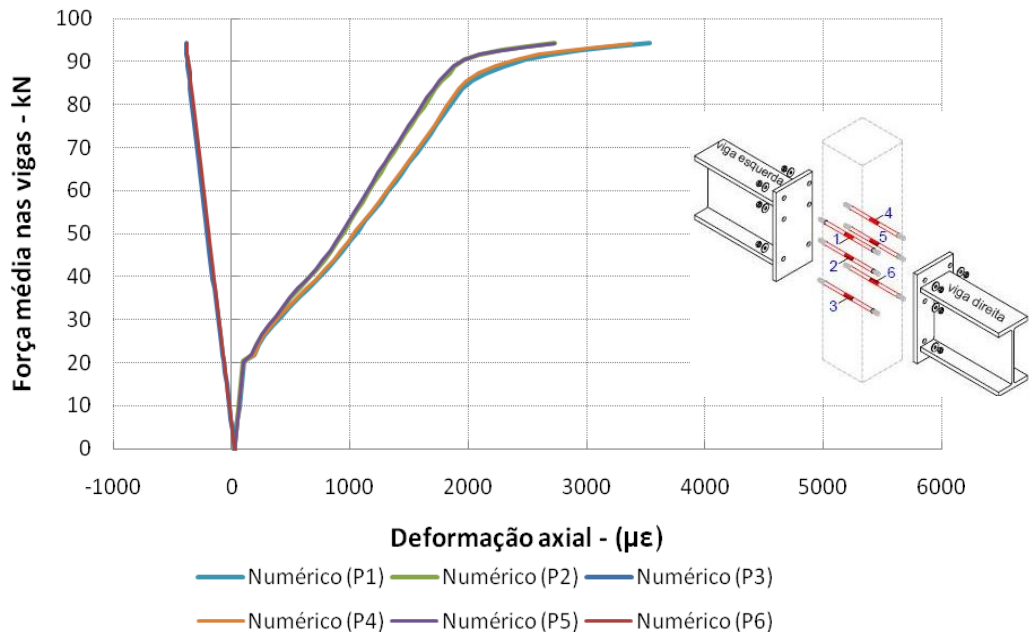


Figura 5.7-Deformações axial dos parafusos – modelo de referência

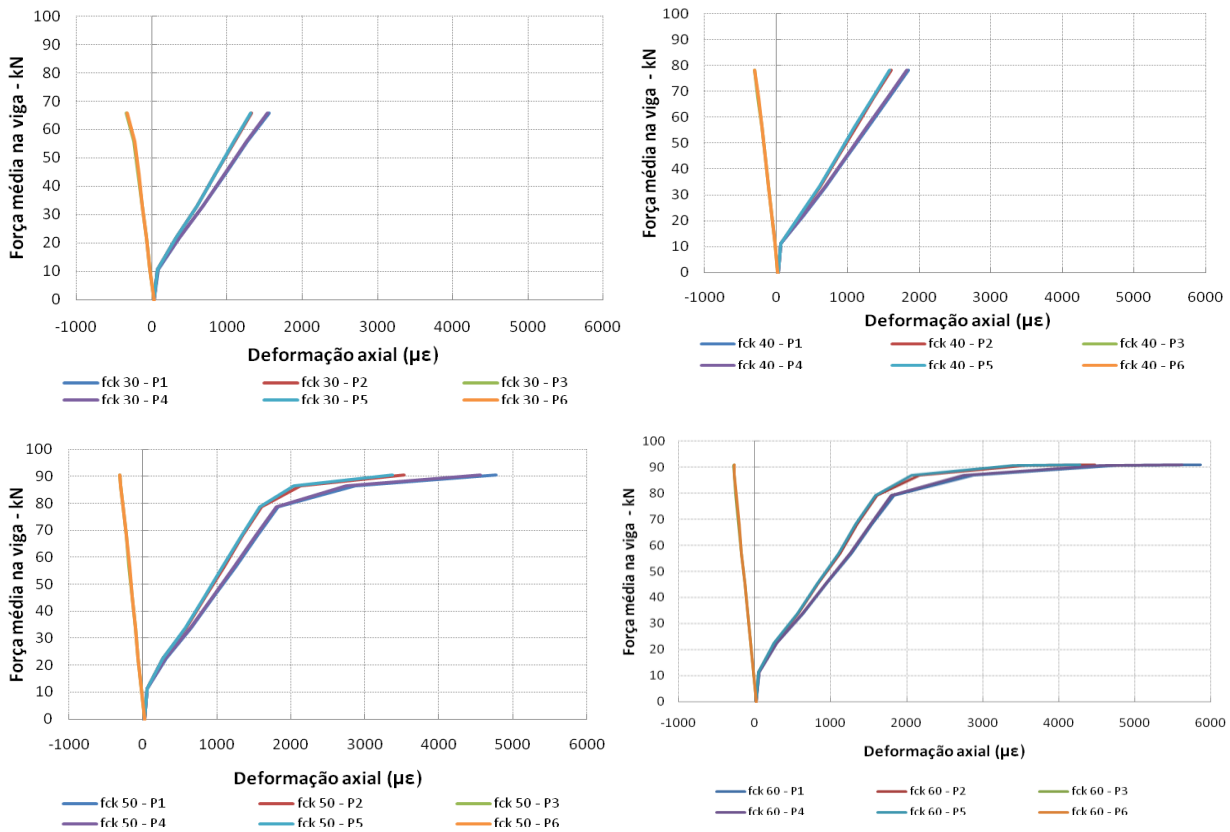


Figura 5.8-Deformações axial dos parafusos –  $f_{ck}=30\text{MPa}$ ,  $f_{ck}=40\text{MPa}$ ,  $f_{ck}=50\text{MPa}$  e  $f_{ck}=60\text{MPa}$

Com relação ao comportamento da chapa de extremidade, observa-se que não houve mudança de comportamento com a variação da resistência à compressão do concreto, o mesmo não ocorrendo com a deformação axial dos parafusos. Com a modificação da resistência à compressão do concreto ocorreu um aumento da deformação dos parafusos.

A diferença do comportamento da deformação axial dos parafusos para as diferentes resistências à compressão do concreto tem relação com o fato dos modelos de resistência à compressão do concreto igual a  $f_{ck}=30\text{MPa}$  e  $f_{ck}=40\text{MPa}$  não terem convergido. Nesses casos não foi possível observar a fase relacionada com o escoamento dos parafusos.

Observa-se que a variação da resistência à compressão do concreto, nesse caso, não influenciou no comportamento final da estrutura, pois, nesse modelo, a ruptura do concreto não é o modo de falha dominante na estrutura. A baixa resistência à compressão do concreto fez com que a estrutura analisada não apresentasse um comportamento adequado.

### 5.1.2 INFLUÊNCIA DA ESPESSURA DO PERFIL

Com o objetivo de avaliar a influência da espessura do perfil tubular do pilar misto preenchido no comportamento global da estrutura foram avaliadas as seguintes espessuras:  $t=8,0\text{mm}$ ,  $t=9,5\text{mm}$  e  $t=12,5\text{mm}$ , lembrando que no modelo considerado de referência a espessura considerada para o perfil tubular foi  $6,3\text{mm}$ .

Na figura 5.9 é possível observar o deslocamento vertical do atuador em função da força média aplicada na viga.

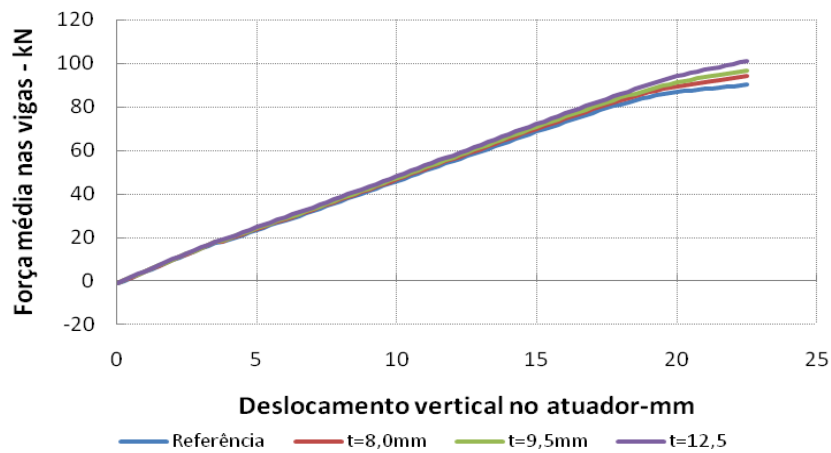


Figura 5.9-Variação da força média em função do deslocamento da viga

Com a variação da espessura do perfil tubular percebe-se que a mesma, para esse caso não influenciou, de maneira significativa, a capacidade resistente da estrutura, pois não é o modo de ruptura da estrutura. A ruptura do modelo utilizado na calibração e, conseqüentemente como referência para a análise numérica, foi por causa do escoamento dos parafusos.

A tabela 5.6 mostra o valor da força obtida para cada modelo em função do deslocamento (deslocamento considerado igual a  $22,5\text{mm}$ ).

Tabela 5.6 – Força última obtida em função do deslocamento ( deslocamento igual a  $22,5\text{mm}$ )

Modelo	Referência	t=8mm	t=9,5mm	t=12,5mm
Força (kN)	90,22	94,11	96,87	100,9
Diferença percentual	1	1,04	1,07	1,11

As deformações das mesas das vigas foram analisadas em função da variação da disposição dos extensômetros. A primeira avaliação ocorreu com os extensômetros distantes de 125 mm da chapa de extremidade, enquanto que uma segunda avaliação foi realizada com uma distância dos extensômetros igual a 250 mm em relação à chapa de extremidade. A figura 5.10 mostra a variação das deformações para a distância igual a 125 mm enquanto que a figura 5.11 mostra a variação das deformações para a distância igual a 250 mm.

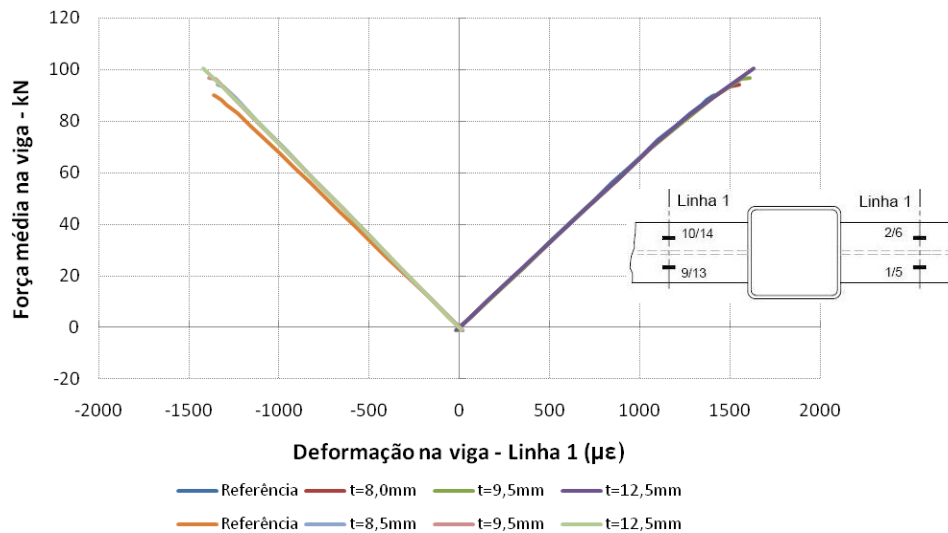


Figura 5.10 - Deformação média nas mesas - Linha 1

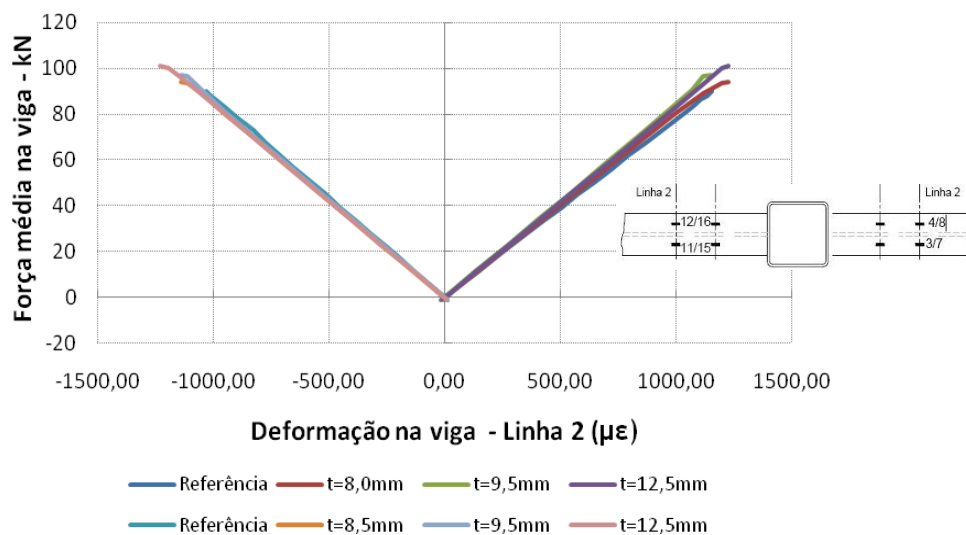


Figura 5.11 - Deformação média nas mesas - Linha 2

A partir dos resultados obtidos e fazendo o mesmo raciocínio utilizado para a calibração do modelo numérico é possível calcular a força horizontal correspondente na viga a partir da formulação  $F_h = E \cdot \epsilon \cdot A_m$ , onde  $A_m$  é a área da seção transversal da mesa e é igual a 16,25 cm<sup>2</sup> e  $E=20.000$  kN/cm<sup>2</sup>.



Outra maneira de avaliar a força horizontal  $F_h$  é a partir da decomposição do momento produzido pela força vertical em um binário  $F_h = \frac{\text{braço de alavanca}}{(H - t_f)} \cdot F_u$ , onde  $F_u$  é a força vertical média paliçada na extremidade da viga e o braço da alavanca igual a 150 cm.

As tabelas 5.7 a 5.9 mostram os valores da força horizontal, nas mesas tracionada e comprimida em função da posição dos extensômetros, para cada um dos modelos.

Tabela 5.7 – Força horizontal nas mesas – Linha 1 (kN)  $F_h = E \cdot \varepsilon \cdot A_m$

	Referência	t=8mm	t=9,5mm	t=12,5mm
Mesa superior	458,3	487,5	507,0	529,8
Mesa inferior	442,0	425,6	438,8	461,5

Tabela 5.8– Força horizontal nas mesas – Linha 2 (kN)  $F_h = E \cdot \varepsilon \cdot A_m$

	Referência	t=8mm	t=9,5mm	t=12,5mm
Mesa superior	375,9	399,8	373,8	399,8
Mesa inferior	334,8	370,5	370,5	399,8

Tabela 5.9 – Força média nas mesas  $F_h = \frac{\text{braço de alavanca}}{(H - t_f)} \cdot F_u$

	Referência	t=8mm	t=9,5mm	t=12,5mm
Força	569,8	594,4	611,8	637,3

Nesse modelo percebe-se que as deformações da linha 1, tanto na mesa tracionada quanto na mesa comprimida, são maiores do que as deformações da linha 2.

Ainda analisando o comportamento das vigas, o interesse agora é a variação da posição da linha neutra (LN) nos modelos estudados. A figura 5.12 mostra a estimativa da posição da linha neutra para o modelo considerado como referência (modelo calibrado) e a posição da linha neutra para as espessuras do perfil tubular do pilar misto preenchido igual a 8,0mm 9,5mm e 12,5mm.

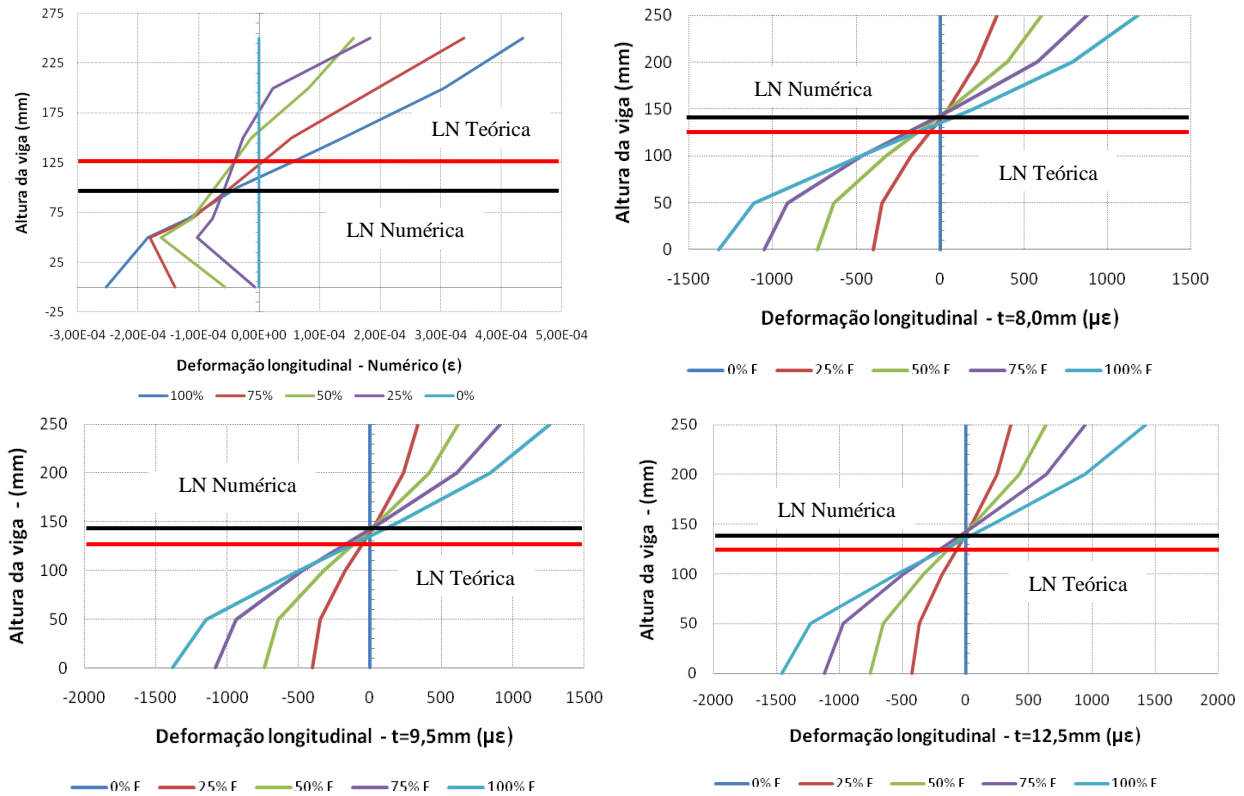


Figura 5.12 – Estimativa da posição da linha neutra para modelos de referência e com  $t=8,0\text{mm}$ ,  $t=9,5\text{mm}$  e  $t=12,5\text{mm}$

De acordo com a teoria, as deformações na altura média da viga deveriam ser nulas. Porém não é o que ocorre em nenhuma das situações analisadas. Com a variação da espessura ocorre mudança na posição da linha neutra da estrutura, no caso ela fica acima da linha neutra teórica, indicando um acréscimo de rigidez na parte comprimida da estrutura.

Analisando o comportamento do pilar, avaliou-se o seu comportamento na frente e no verso do pilar misto preenchido. A figura 5.13 mostra o seu comportamento na frente e no verso para as várias espessuras do perfil tubular.

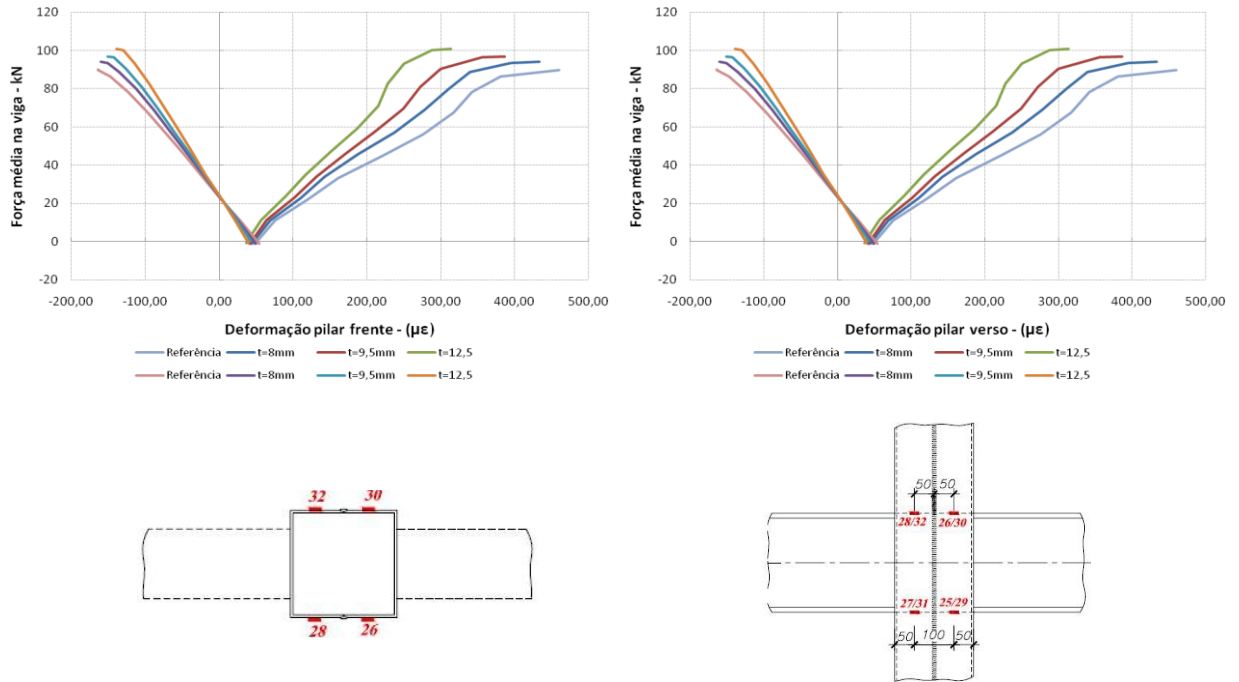


Figura 5.13-Deformação do pilar frente e verso

Nesse caso, a variação da espessura do perfil tubular não influenciou de maneira significativa as deformações no pilar na parte inferior – mesa inferior, que é a região comprimida. Já na região tracionada percebe-se que a variação da espessura influencia consideravelmente nas deformações da região tracionada. Nesse caso quanto maior a espessura do perfil menor a deformação.

O comportamento da chapa da extremidade pode ser observado na figura 5.14 e o comportamento dos parafusos nas figuras 5.15 e 5.16.

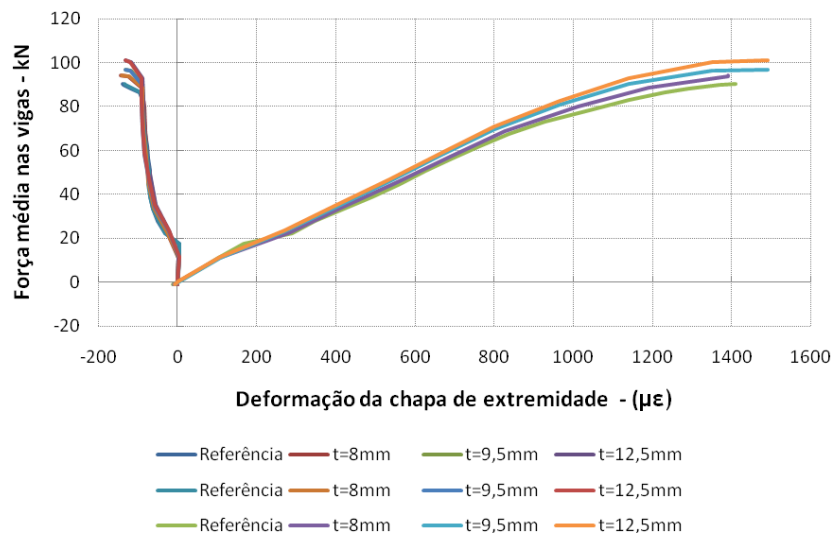


Figura 5.14-Deformações axial dos parafusos – modelo de referência

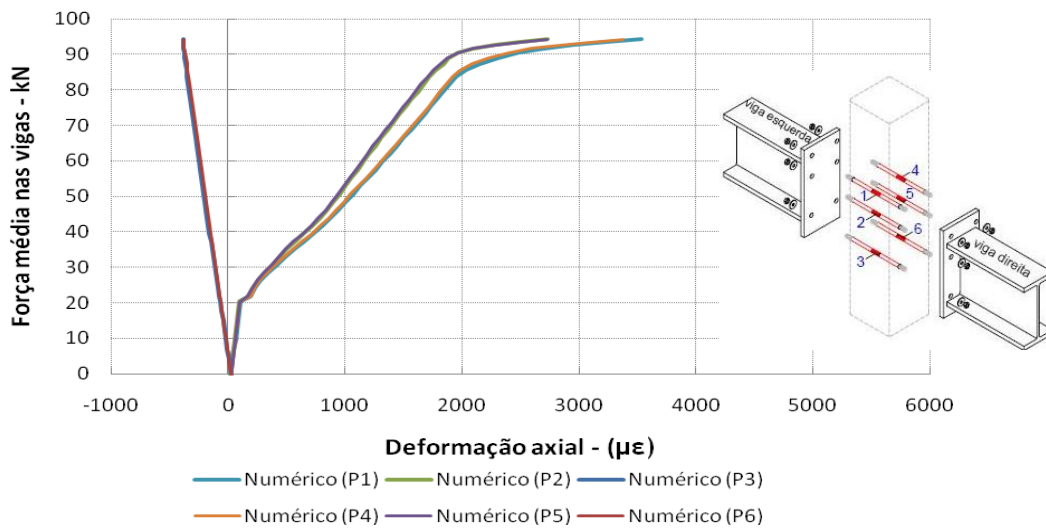


Figura 5.15-Deformações axial dos parafusos – modelo de referência

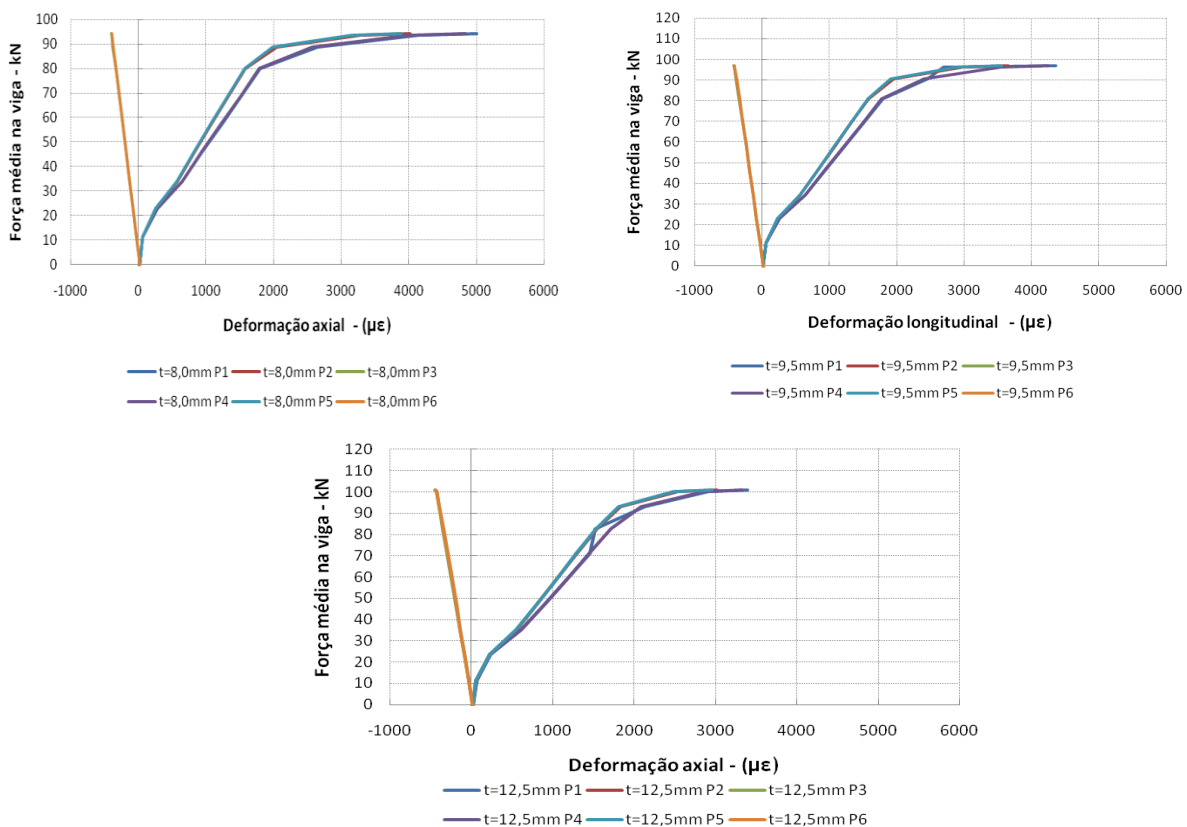


Figura 5.16-Deformações axial dos parafusos –  $t=8,0\text{mm}$ ;  $t=9,5\text{mm}$  e  $t=12,5\text{mm}$

Com relação ao comportamento da chapa de extremidade, observa-se que não houve mudança significativa de comportamento com a variação da espessura do perfil tubular. Já as deformações dos parafusos diminuíram em função do aumento da espessura do perfil tubular. Relacionando o comportamento dos parafusos e do pilar observa-se que com o aumento da

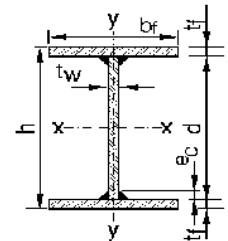
espessura do perfil tubular o mesmo apresenta um comportamento mais rígido e, conseqüentemente, faz com que os parafusos da ligação sejam menos solicitados.

### 5.1.3 INFLUÊNCIA DO PERFIL DA VIGA

Para observar a influência da viga no comportamento global da estrutura foram escolhidos perfis soldados da série VS. As características de cada um dos perfis escolhidos estão descritas na tabela 5.10.

Tabela 5.10 - Características dos perfis da série VS

Perfil	h (mm)	bf (mm)	tf (mm)	tw (mm)	d (mm)	A (cm <sup>2</sup> )	I <sub>x</sub> (cm <sup>4</sup> )
<b>Referência</b>	<b>250</b>	<b>130</b>	<b>12,5</b>	<b>6,3</b>	<b>225</b>	<b>46,67</b>	<b>5185</b>
150x19	150	100	8,0	6,3	134	24,4	934
200x20	200	130	6,3	4,75	187,4	25,3	1797
250x21	250	120	6,3	4,75	237,4	26,4	2775
300x28	300	120	9,5	4,75	281	36,1	5683



Na figura 5.17 é possível observar o deslocamento vertical do atuador em função da força média aplicada na viga.

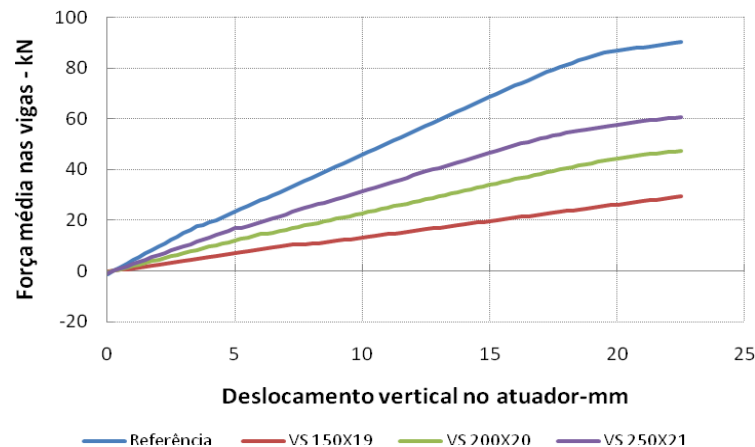


Figura 5.17– Variação da força média em função do deslocamento da viga

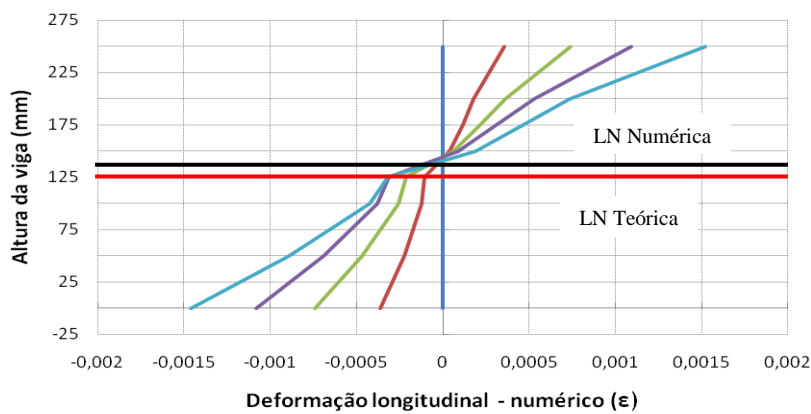
Nesse gráfico é possível perceber que a mudança do perfil da viga influencia diretamente na capacidade resistente da estrutura estudada como um todo. A tabela 5.11

mostra o valor da força obtida para cada modelo em função do deslocamento (deslocamento considerado igual à 22,5 mm)

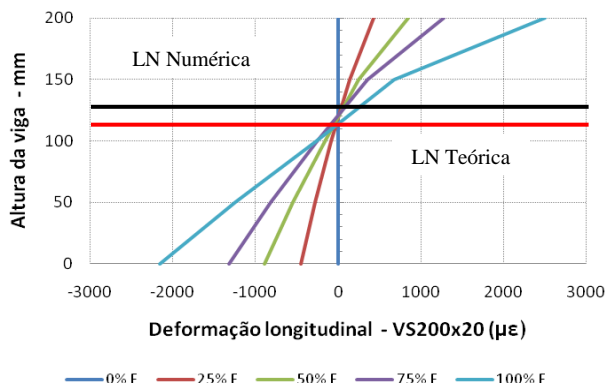
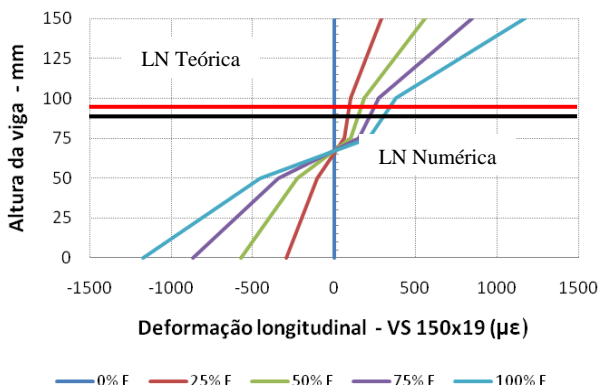
Tabela 5.11 – Força última obtida em função do deslocamento (deslocamento =22,5 mm)

Modelo	Referência	VS 150 X 19	VS 200 X 20	VS 250 X 21
Força (kN)	90,22	29,3	47,3	60,5
Diferença percentual (%)	1	0,32	0,52	0,67

Analisando a variação da posição da linha neutra, a figura 5.18 mostra a estimativa da posição da linha neutra para o modelo considerado como referência (modelo calibrado) enquanto que a figura 5.19 mostra a posição da linha neutra para os diferentes perfis da série VS utilizados.



5.18 – Estimativa da posição da linha neutra para o modelo de referência



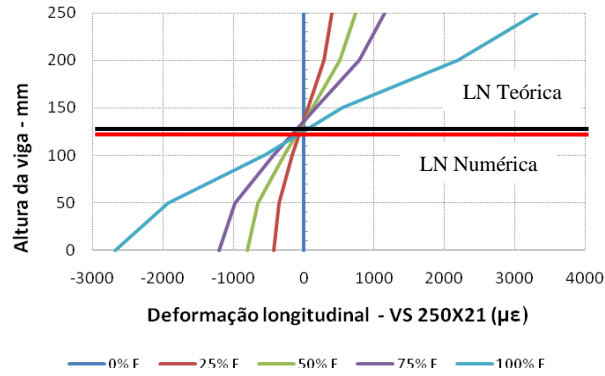


Figura 5.19- Estimativa da posição da linha neutra para os modelos com o perfil VS 150x19, VS 200x20 e VS 250x21

De acordo com a teoria, as deformações na altura média da viga deveriam ser nulas. Porém não é o que ocorre em todas as situações analisadas. O único perfil que atende a essa condição é o VS 250x21. Nos outros modelos a linha neutra está localizada acima ou abaixo da metade da altura.

Analisando o comportamento do pilar, avaliou-se o seu comportamento na frente e no verso do pilar misto preenchido. A figura 5.20 mostra o seu comportamento na frente para os perfis da série VS utilizados.

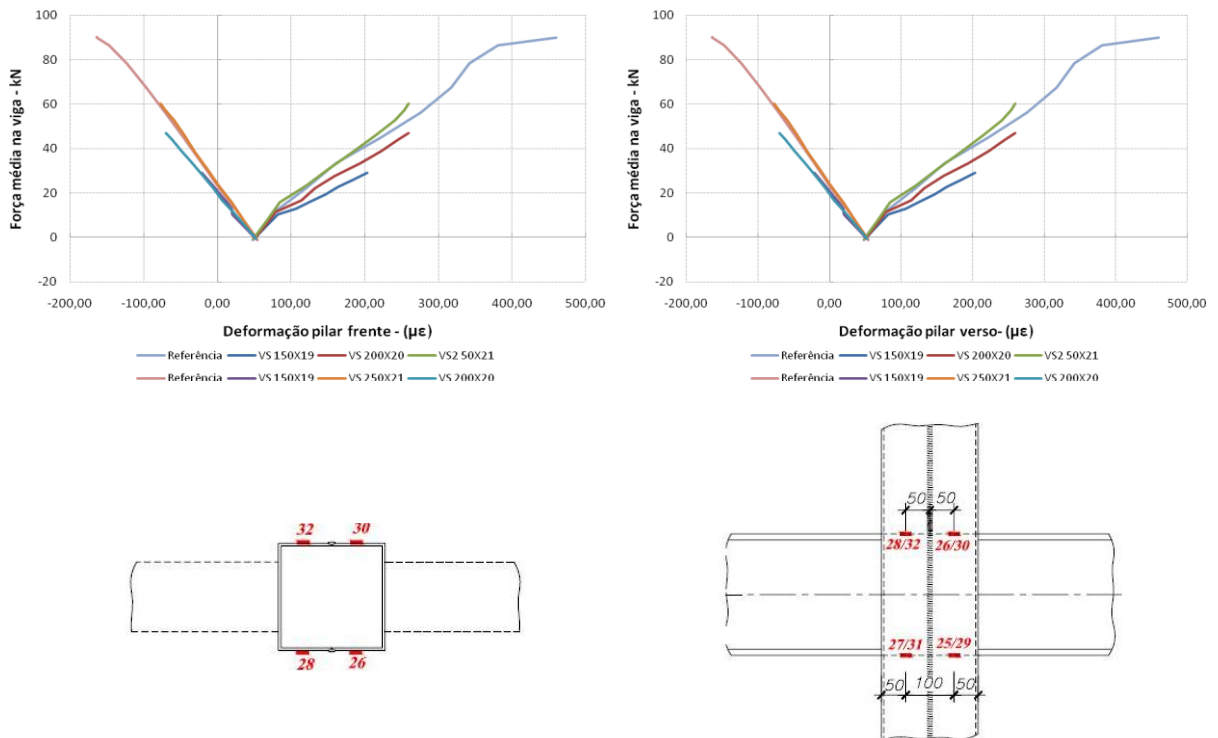


Figura 5.20-Deformação do pilar frente e verso

Nesse caso a mudança do perfil da viga também influenciou no comportamento do pilar, principalmente na região tracionada, onde as deformações são mais significativas.

A figura 5.21 mostra as deformações dos parafusos para o modelo de referência e a figura 5.22 mostra as deformações dos parafusos para os perfis VS 150x19, VS 200x20 e VS 250x21.

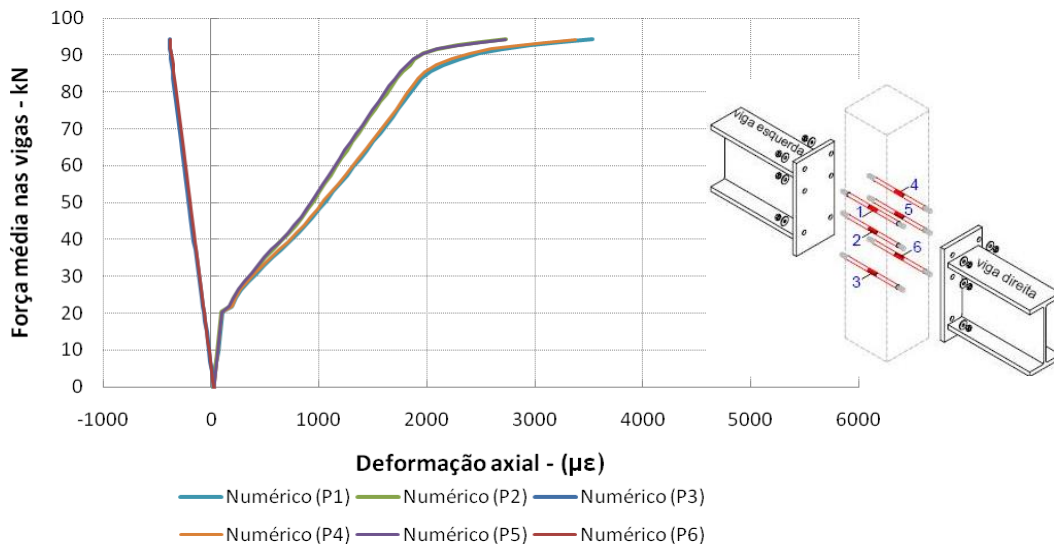


Figura 5.21-Deformação axial dos parafusos – modelo de referência

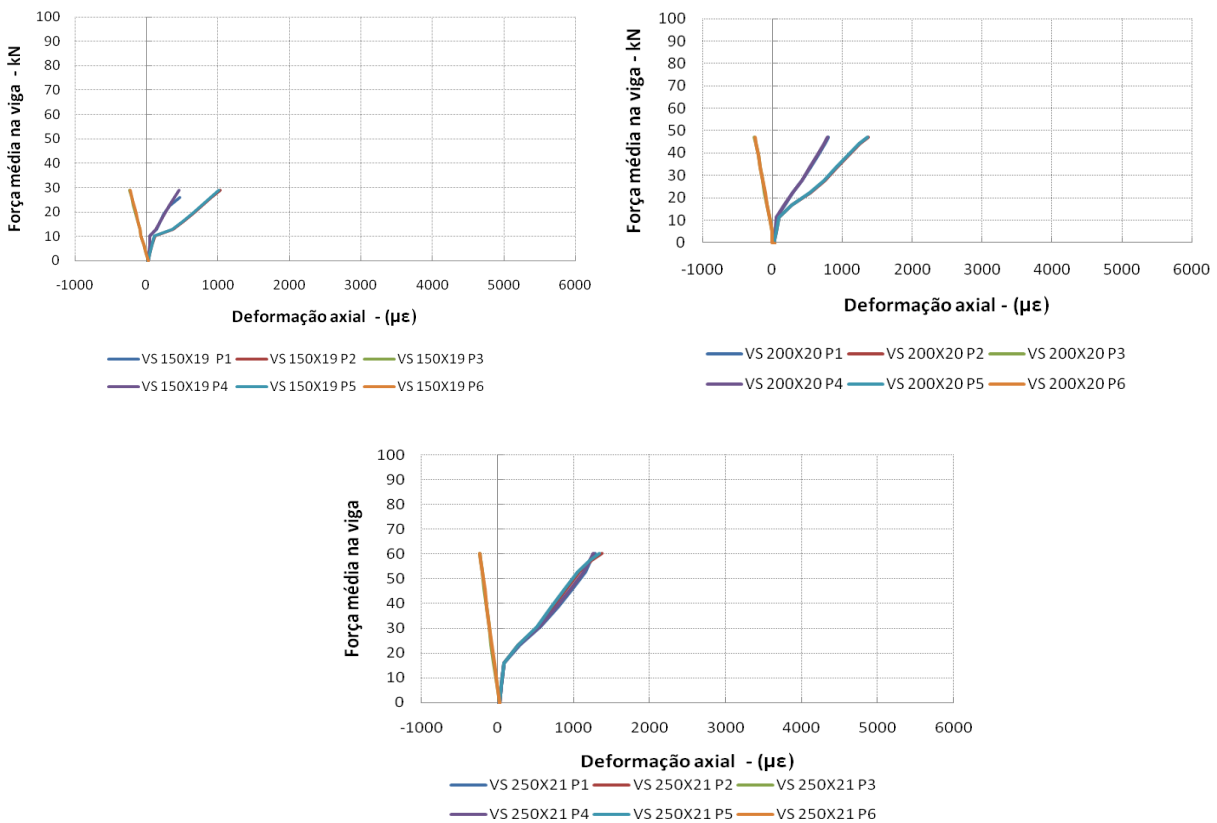


Figura 5.22-Deformação axial dos parafusos – VS 150x19, VS200x20 e VS250x21



Nesse caso é possível observar que a mudança do perfil da viga influencia diretamente na deformação dos parafusos, tanto no valor quanto no seu comportamento.

Na figura 5.23 é possível observar como a mudança do perfil influencia no comportamento da rigidez da ligação, tornando a mesma mais ou menos flexível.

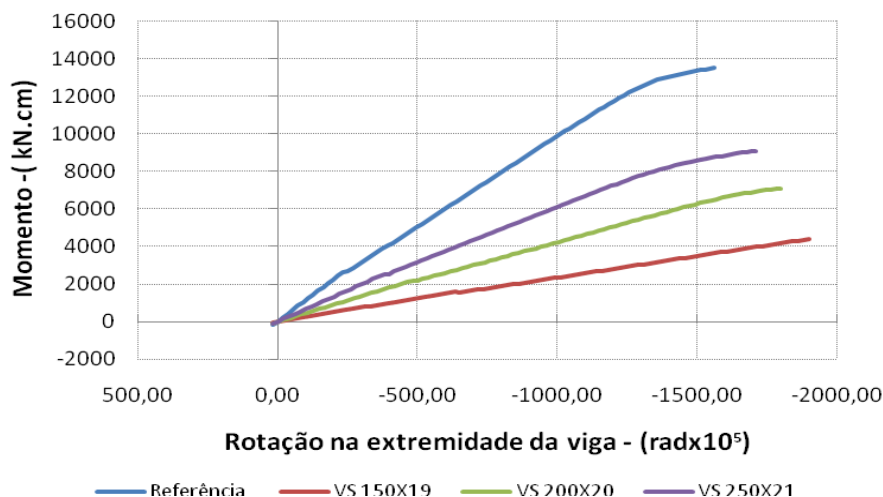


Figura 5.23- Curva momento x rotação da viga

Observa-se que com o perfil VS 150x19 a ligação é mais flexível enquanto que com o perfil VS 250x21 a ligação é menos flexível, isto é ela apresenta maior capacidade para a transmissão de momento. Isso dentro do comportamento esperado para essa tipologia de ligação.

Com a variação do perfil da viga foi possível perceber que ela tem uma grande influência no comportamento global da estrutura.

## 5.2 TIPOLOGIA 3

### 5.2.1 INFLUÊNCIA DA RESISTÊNCIA DO CONCRETO

Para avaliar a influência da resistência do concreto no comportamento global da estrutura, foram avaliados modelos com resistência à compressão igual a:  $f_{ck}=30\text{MPa}$ ,  $f_{ck}=40\text{MPa}$ ,  $f_{ck}=50\text{MPa}$  e  $f_{ck}=60\text{MPa}$ . Em função da variação da resistência à compressão do concreto também foram alterados os parâmetros referentes ao modelo de fissuração (energia de fratura à compressão e energia de fratura à tração). Outros parâmetros que também sofreram alteração foram: a resistência à tração do concreto e o módulo de elasticidade.

De acordo com a NBR 6118:2003 na falta de ensaios para se obter a resistência à tração do concreto, a mesma pode ter o seu valor médio ou característico determinado por meio da expressão  $f_{ct,m} = 0,3f_{ck}^{2/3}$ . Com relação ao módulo de elasticidade, de acordo com a mesma norma, quando não forem feitos ensaios e não existirem dados mais precisos sobre o concreto utilizado com idade igual a 28 dias, pode-se estimar o módulo de elasticidade inicial por  $E_{ci} = 5600\sqrt{f_{ck}}$ .

Já a energia de fraturamento à tração e a energia de fraturamento à compressão foram determinados de acordo com as formulações presente no CEB-FIB Model Code (1990) e descritas no item 3.2.3.1 deste trabalho.

A tabela 5.12 mostra os valores adotados com relação ao concreto no modelo de referência, enquanto que a tabela 5.13 resume os valores adotados para cada mudança da resistência à compressão do concreto.

Tabela 5.12 – Parâmetros do concreto – Modelo de referência

Parâmetro	Modelo de referência
Resistência à compressão - $f_{ck}$ (MPa)	64,24
Resistência à tração - $f_{ct}$ (MPa)	3,623
Módulo de Elasticidade - E (MPa)	31.710
Energia de fraturamento à tração (N/mm <sup>2</sup> )	0,071
Energia de fraturamento à compressão (N/mm <sup>2</sup> )	5,0

Tabela 5.13 – Parâmetros modificados em função da resistência à compressão do concreto

Parâmetro	Resistência à compressão do concreto (MPa)			
Resistência à compressão - $f_{ck}$ (MPa)	30	40	50	60
Resistência à tração - $f_{ct}$ (MPa)	2,89	3,51	4,07	4,60
Módulo de Elasticidade - E (MPa)	30.672	35.417	39.597	43.377
Energia de fraturamento à tração (N/mm <sup>2</sup> )	0,0636	0,0750	0,0856	0,0957
Energia de fraturamento à compressão (N/mm <sup>2</sup> )	3,18	3,74	4,28	4,78

A figura 5.24 mostra a variação do deslocamento vertical da viga em função da força média na viga.

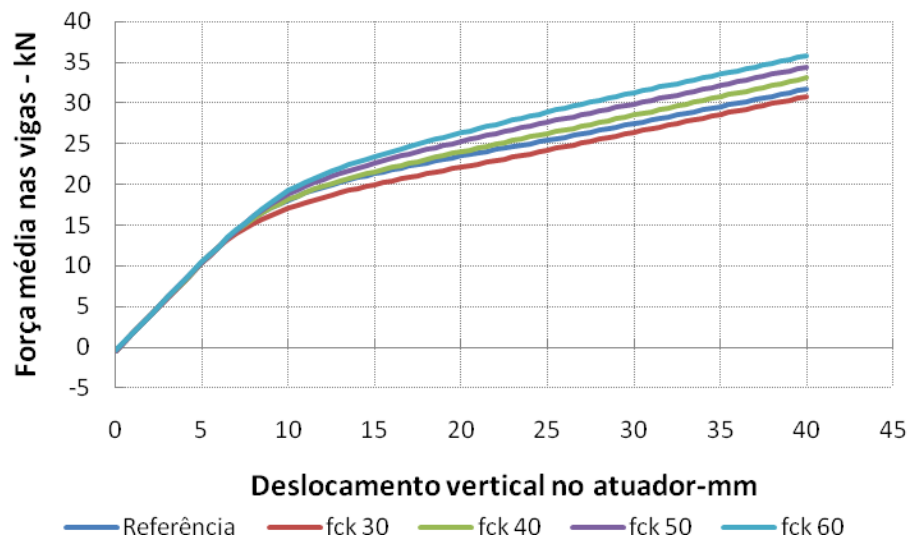


Figura 5.24 – Variação da força em função do deslocamento vertical da viga

Em todos os modelos ocorreu a ruptura do concreto à tração e a plastificação do aço referente ao perfil tubular na região tracionada (na altura da mesa superior da viga) e a separação do núcleo de concreto do perfil tubular. A diferença de comportamento entre os modelos ocorreu, justamente, em função da resistência à tração do concreto. Quanto menor a resistência à tração do concreto menor a força necessária para romper o mesmo.

A tabela 5.14 mostra o valor da força obtida para cada modelo em função do deslocamento (deslocamento considerado igual à 40mm).

Tabela 5.14 – Força última obtida em função do deslocamento ( deslocamento =40mm)

Modelo	Referência	fck=30MPa	fck=40MPa	fck=50MPa	fck=60MPa
Força (kN)	31,69	30,82	33,04	34,42	35,81
Diferença percentual (%)	1	0,97	1,04	1,09	1,13

As deformações das mesas das vigas foram analisadas em função da variação da disposição dos extensômetros. A primeira avaliação ocorreu com os extensômetros distantes de 125 mm da face externa do pilar preenchido, enquanto que uma segunda avaliação foi realizada com a distância dos extensômetros igual a 250 mm em relação à face externa do pilar preenchido. A figura 5.25 mostra a variação das deformações para a distância igual a 125 mm enquanto que a figura 5.26 mostra a variação das deformações para a distância igual a 250 mm.

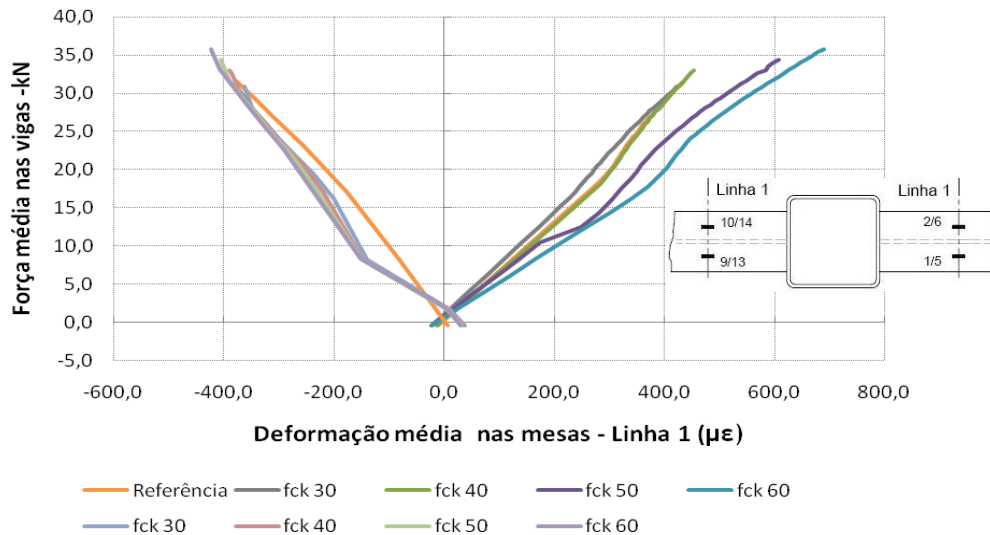


Figura 5.25- Deformação média nas mesas - Linha 1

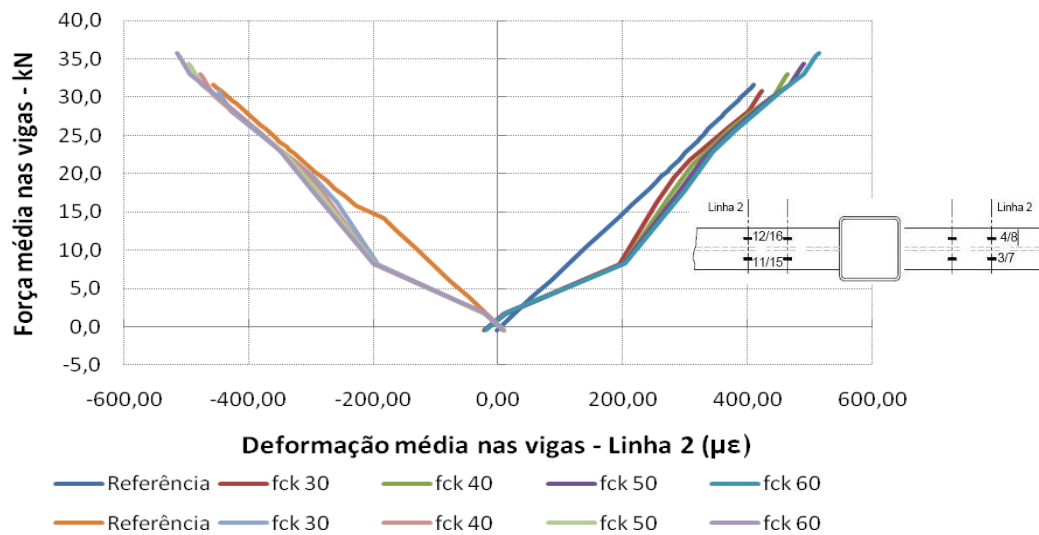


Figura 5.26 – Deformação média nas mesas – Linha 2

A partir dos resultados obtidos e fazendo o mesmo raciocínio utilizado para a calibração do modelo numérico é possível calcular a força horizontal correspondente na viga a partir da formulação  $F_h = E \cdot \varepsilon \cdot A_m$ , onde  $A_m$  é a área da seção transversal da mesa igual a 16,25 cm<sup>2</sup> e  $E=20.000$  kN/cm<sup>2</sup>.

Outra maneira de avaliar a força horizontal  $F_h$  é a partir da decomposição do momento produzido pela força vertical em um binário  $F_h = \frac{\text{braço de alavanca}}{(H - t_f)} \cdot F_u$ , onde  $F_u$  é a força vertical média paliçada na extremidade da viga e o braço da alavanca igual a 150 cm.

As tabelas 5.15 a 5.17 mostram os valores da força horizontal, nas mesas tracionada e comprimida em função da posição dos extensômetros, para cada um dos modelos.

Tabela 5.15 – Força horizontal nas mesas – Linha 1 (kN)  $F_h = E \cdot \varepsilon \cdot A_m$

	Referência	fck=30MPa	fck=40MPa	fck=50MPa	fck=60MPa
Mesa superior	141,7	137,5	147,6	197,6	223,9
Mesa inferior	123,2	117,9	126,4	132,0	137,8

Tabela 5.16– Força horizontal nas mesas – Linha 2 (kN)  $F_h = E \cdot \varepsilon \cdot A_m$

	Referência	fck=30MPa	fck=40MPa	fck=50MPa	fck=60MPa
Mesa superior	133,6	137,5	151,1	159,3	167,05
Mesa inferior	148,5	145,6	155,0	160,9	167,1

Tabela 5.17 – Força média nas mesas  $F_h = \frac{\text{braço de alavanca}}{(H - t_f)} \cdot F_u$

	Referência	fck=30MPa	fck=40MPa	fck=50MPa	fck=60MPa
Força	200,2	194,7	208,7	217,4	226,2

Pode-se observar que na região tracionada da mesa os valores das forças na linha 1 são maiores do que as forças na linha 2, ocorrendo o contrário na região comprimida; os valores da linha 2 são maiores do que os valores a da linha 1. Essa conclusão foi a mesma obtida durante a calibração do modelo numérico.

Ainda analisando o comportamento das vigas, o interesse agora é a variação da posição da linha neutra (LN) nos modelos estudados. A figura 5.27 mostra a estimativa da posição da linha neutra para o modelo considerado como referência (modelo calibrado) enquanto que a figura 5.28 mostra a posição da linha neutra para as resistências do concreto à compressão igual a:  $fck=30\text{MPa}$ ,  $fck=40\text{MPa}$ ,  $fck=50\text{MPa}$  e  $fck=60\text{MPa}$

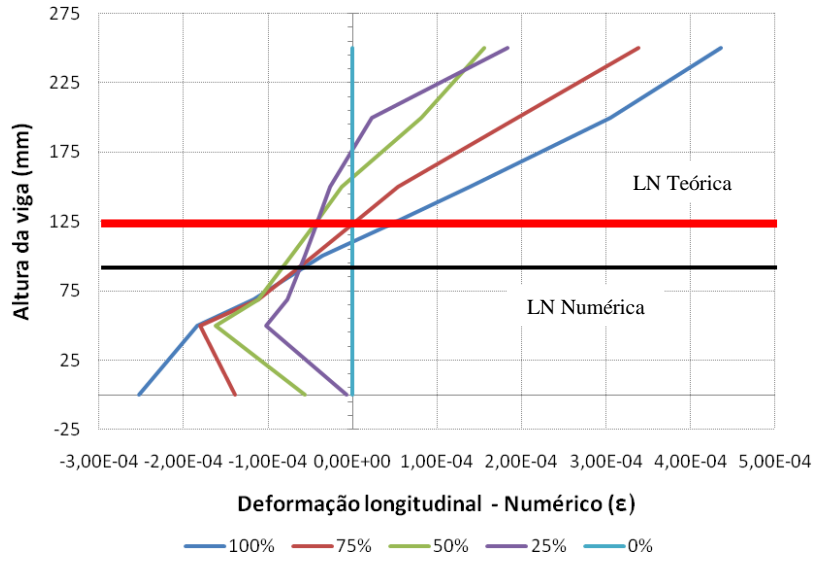


Figura 5.27 – Estimativa da linha neutra – modelo de referência

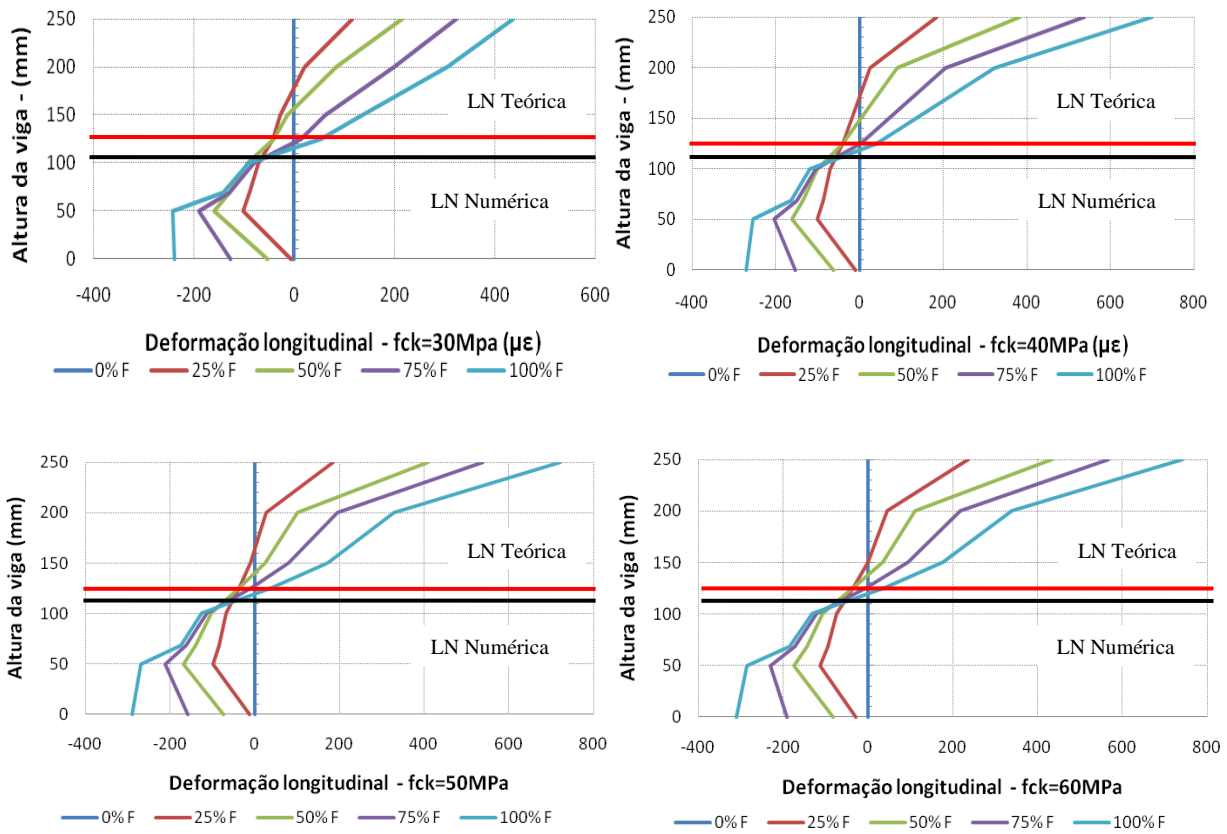
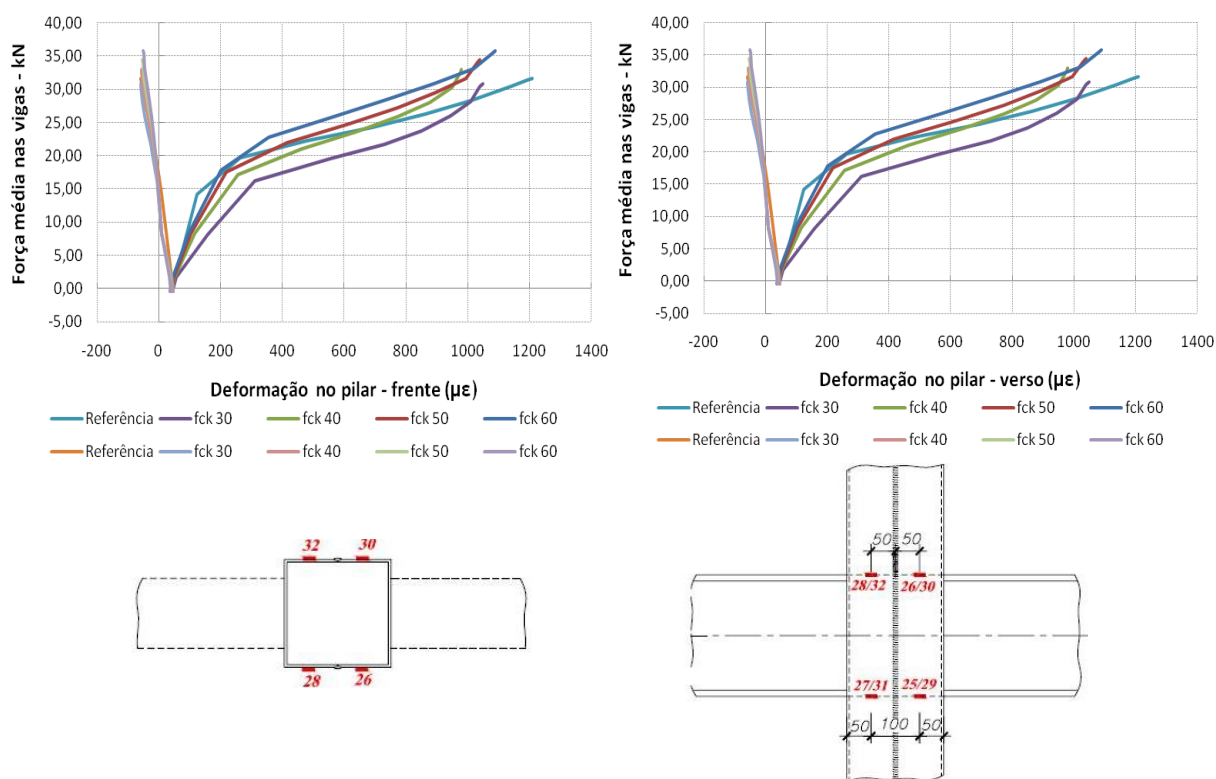


Figura 5.28 – Estimativa da posição da linha neutra para modelos com fck=30MPa, fck=40MPa, fck=50MPa e fck=60MPa

O que se pode concluir é que o aumento da resistência do concreto à compressão não influencia na posição da linha neutra, permanecendo a diferença de rigidez entre as porções tracionadas e comprimidas. A linha neutra do modelo de referência é próxima de 110 mm assim como para os modelos com resistência à compressão do concreto igual a 30MPa, 40MPa, 50MPa e 60MPa.

Analisando o comportamento do pilar, avaliou-se o seu comportamento na frente e no verso do pilar misto preenchido. A figura 5.29 mostra o seu comportamento na frente e no verso para os vários tipos de resistência à compressão do concreto.



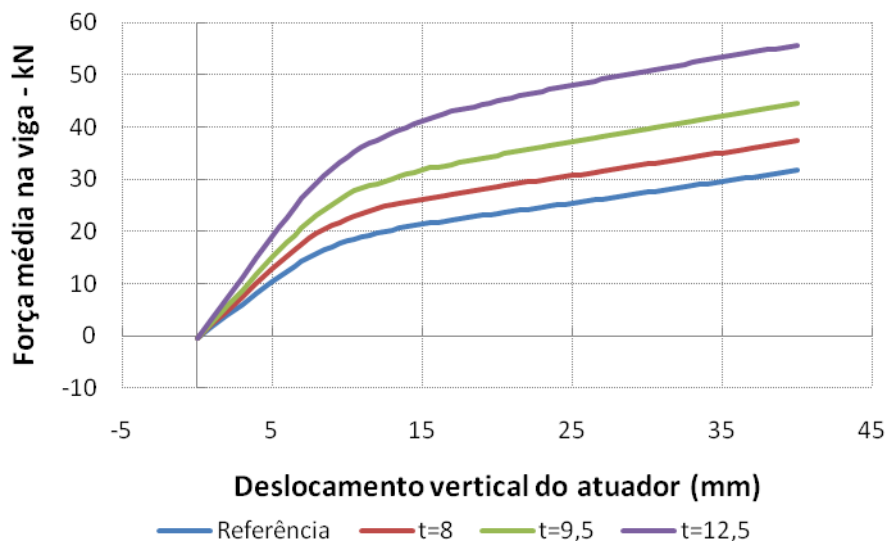
5.29 – Deformação do pilar frente e verso

Nesse caso, a variação da resistência à compressão do concreto influenciou no comportamento das deformações no pilar, exceto na parte inferior na região comprimida (altura igual a mesa inferior). Na região tracionada a resistência à compressão do concreto igual a 30 MPa apresentou uma diferença maior nas deformações em relação às resistências à compressão igual a 40MPa, 50MPa e 60MPa, quando comparadas com o modelo de referência.

### 5.2.2 INFLUÊNCIA DA ESPESSURA DO PERFIL

Com o objetivo de avaliar a influência da espessura do perfil tubular do pilar misto preenchido no comportamento global da estrutura foram avaliadas as seguintes espessuras:  $t=8,0\text{mm}$ ,  $t=9,5\text{mm}$  e  $t=12,5\text{mm}$ , lembrando que no modelo considerado de referência a espessura considerada para o perfil tubular foi  $6,3\text{mm}$ .

Na figura 5.30 é possível observar o deslocamento vertical do atuador em função da força média aplicada na viga.



5.30 – Variação da força média em função do deslocamento da viga

Com a variação da espessura do perfil tubular percebe-se que quanto maior a espessura do perfil tubular maior é a sua capacidade resistente. O aumento da espessura do pilar misto preenchido está relacionado com o aumento da ductilidade do mesmo.

A tabela 5.18 mostra o valor da força obtida para cada modelo em função do deslocamento (deslocamento considerado igual a  $40\text{mm}$ ).

Tabela 5.18 – Força última obtida em função do deslocamento ( deslocamento igual a  $40\text{mm}$ )

Modelo	Referência	t=8mm	t=9,5mm	t=12,5mm
Força (kN)	31,69	37,3	44,6	55,7
Diferença percentual	1	1,17	1,40	1,75

As deformações das mesas das vigas foram analisadas em função da variação da disposição dos extensômetros. A primeira avaliação ocorreu com os extensômetros distantes



de 125 mm da face externa do pilar preenchido, enquanto que uma segunda avaliação foi realizada com a distância dos extensômetros igual a 250 mm em relação à face externa do pilar preenchido. A figura 5.31 mostra a variação das deformações para a distância igual a 125 mm enquanto que a figura 5.32 mostra a variação das deformações para a distância igual a 250 mm.

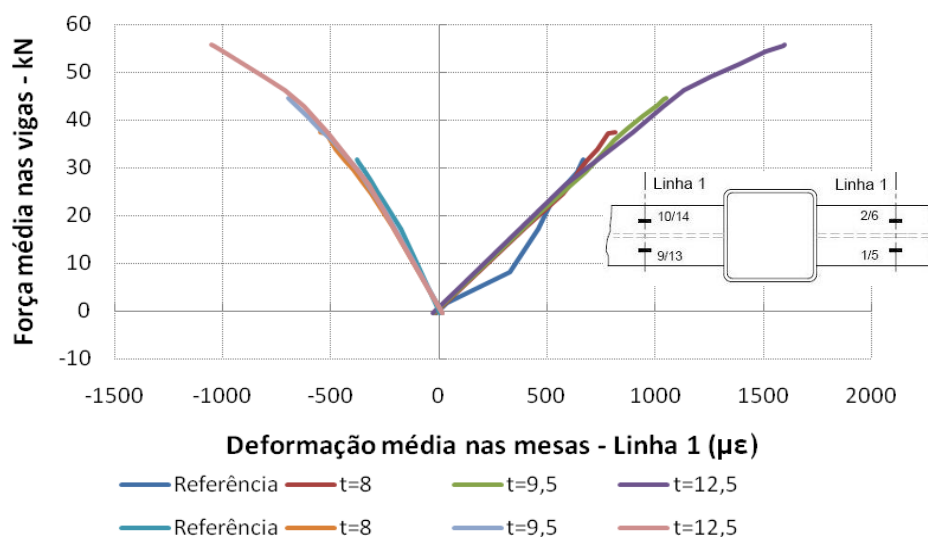


Figura 5.31 - Deformação média nas mesas - Linha 1

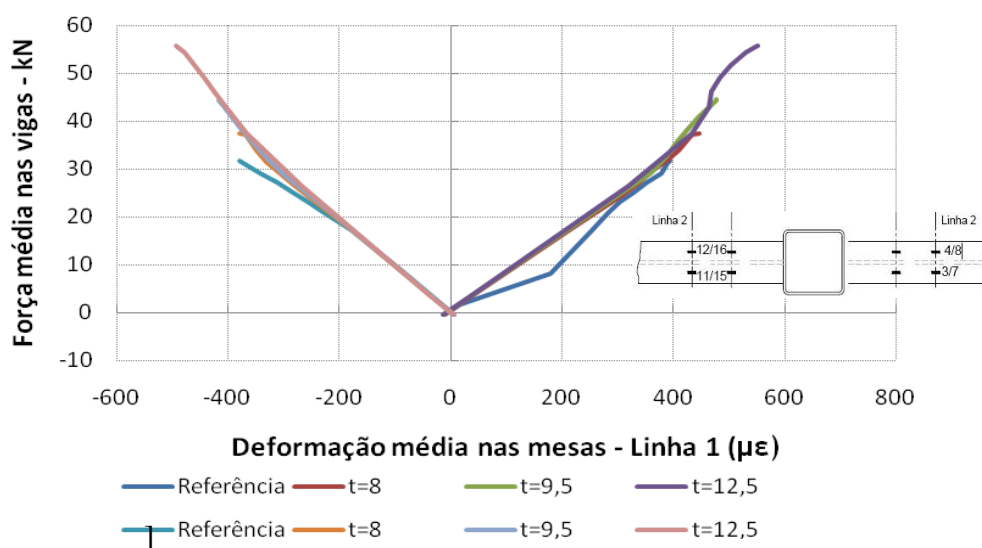


Figura 5.32 - Deformação média nas mesas - Linha 2

A partir dos resultados obtidos e fazendo o mesmo raciocínio utilizado para a calibração do modelo numérico é possível calcular a força horizontal correspondente na viga a partir da formulação  $F_h = E \cdot \epsilon \cdot A_m$ , onde  $A_m$  é a área da seção transversal da mesa igual a  $16,25\text{cm}^2$  e  $E=20.000\text{ kN/cm}^2$ .

Outra maneira de avaliar a força horizontal  $F_h$  é a partir da decomposição do momento produzido pela força vertical em um binário  $F_h = \frac{\text{braço de alavanca}}{(H - t_f)} \cdot F_u$ , onde  $F_u$  é a força vertical média aplicada na extremidade da viga e o braço da alavanca igual a 150 cm.

As tabelas 5.19 a 5.21 mostram os valores da força horizontal, nas mesas tracionada e comprimida em função da posição dos extensômetros, para cada um dos modelos.

Tabela 5.19 – Força horizontal nas mesas – Linha 1 (kN)  $F_h = E.\varepsilon.A_m$

	Referência	t=8mm	t=9,5mm	t=12,5mm
Mesa superior	141,7	264,6	341,3	520,0
Mesa inferior	123,2	177,8	226,2	341,3

Tabela 5.20– Força horizontal nas mesas – Linha 2 (kN)  $F_h = E.\varepsilon.A_m$

	Referência	t=8mm	t=9,5mm	t=12,5mm
Mesa superior	133,6	145,3	155,4	179,1
Mesa inferior	148,5	123,2	135,8	159,9

Tabela 5.21 – Força média nas mesas  $F_h = \frac{\text{braço de alavanca}}{(H - t_f)} \cdot F_u$

	Referência	t=8mm	t=9,5mm	t=12,5mm
Força	200,2	235,6	281,7	351,8

Pode-se observar que na região tracionada e comprimida da mesa os valores das forças na linha 1 são maiores do que as forças na linha 2. Essa situação é diferente quando comparada com a conclusão obtida com o modelo de referência (o modelo usado para a calibração).

Ainda analisando o comportamento das vigas, o interesse agora é a variação da posição da linha neutra (LN) nos modelos estudados. A figura 5.26 mostra a estimativa da posição da linha neutra para o modelo considerado como referência (modelo calibrado) e para as espessuras do perfil tubular do pilar misto preenchido igual a 8,0mm 9,5mm e 12,5mm.

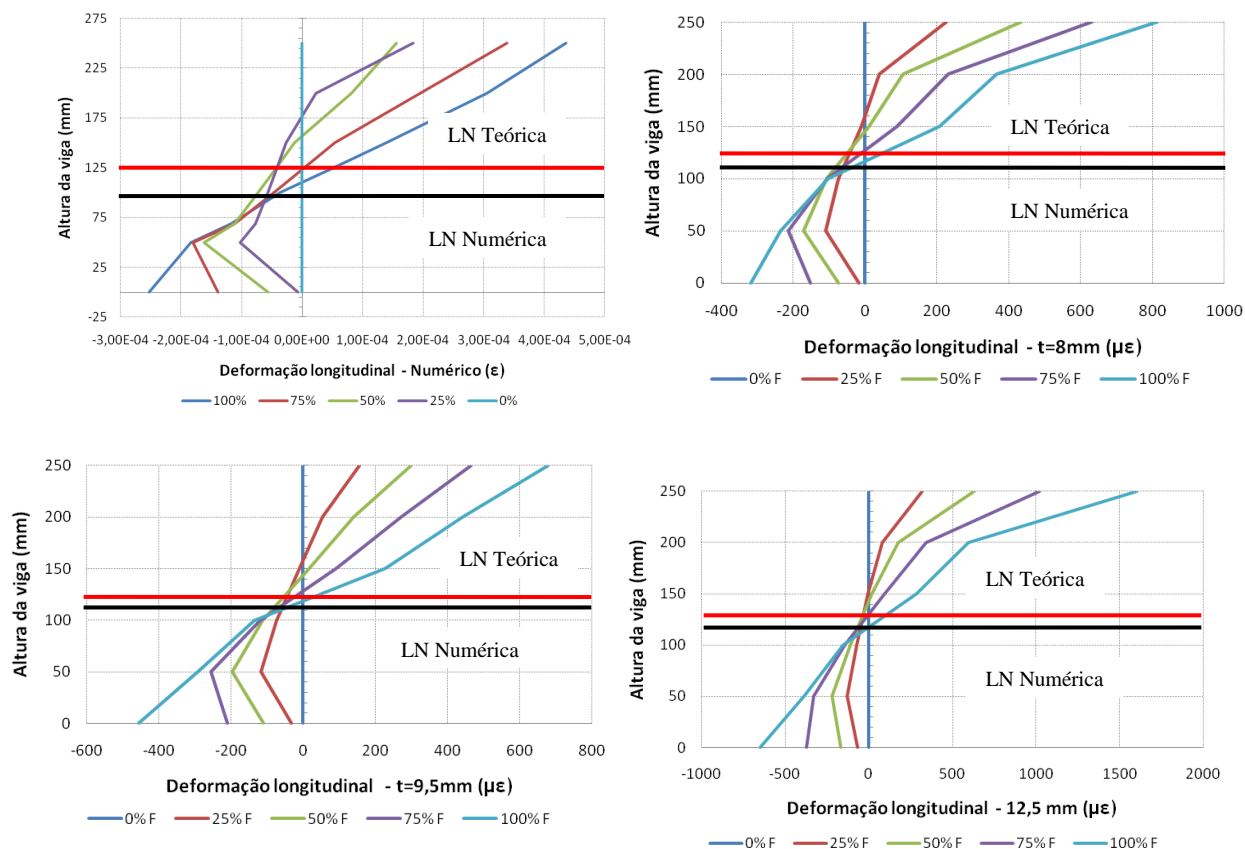
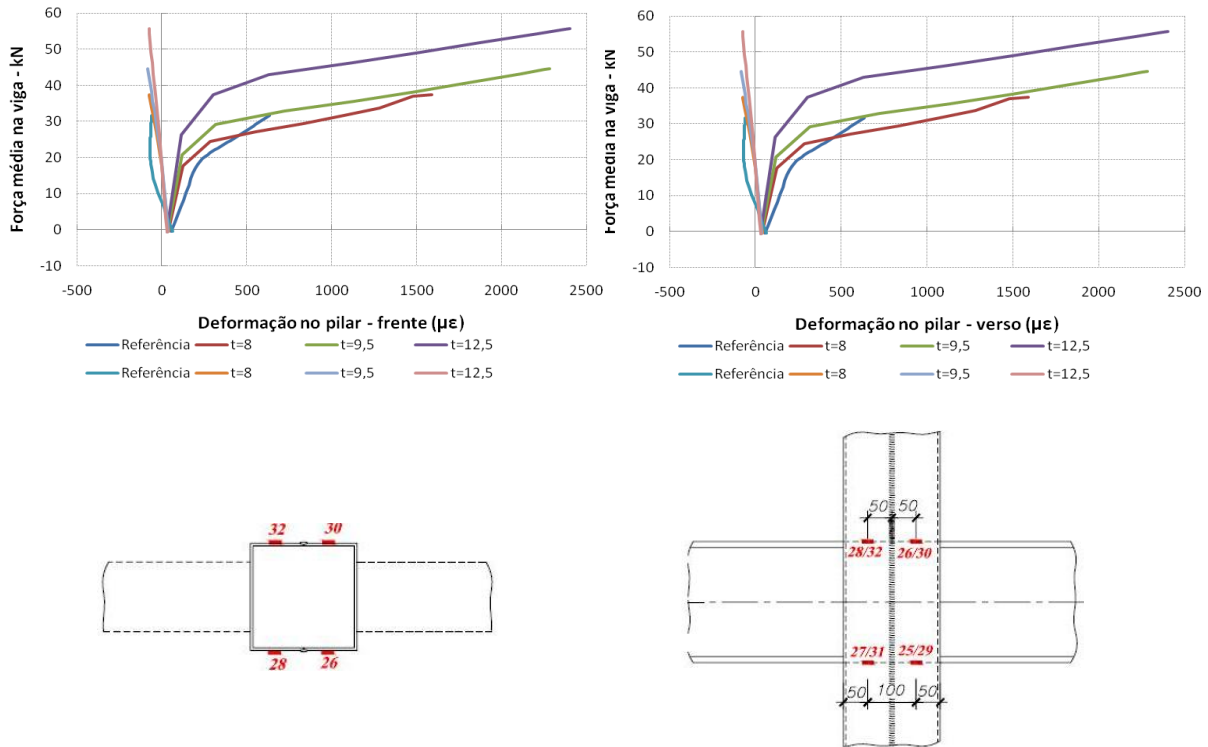


Figura 5.33 – Estimativa da posição da linha neutra para modelos de referência e com  $t=8,0\text{mm}$ ,  $t=9,5\text{mm}$  e  $t=12,5\text{mm}$

Para esses casos, como conclusão, tem-se que o aumento da espessura do perfil tubular não altera a posição da linha neutra quando comparado com o modelo de referência. A linha neutra do modelo de referência é próxima de 110 mm, assim como para os modelos com espessura do perfil tubular do pilar misto preenchido iguais a 8,0 mm, 9,5 mm e 12,5 mm.

Analisando o comportamento do pilar, avaliou-se o seu comportamento na frente e no verso do pilar misto preenchido. A figura 5.34 mostra o seu comportamento na frente e no verso para os vários tipos de espessuras do perfil tubular.



5.34 – Deformação do pilar frente e verso

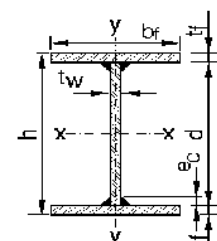
Nesse caso, a variação da espessura do perfil tubular não influenciou as deformações no pilar na região comprimida. Já na região tracionada percebe-se que a espessura influencia consideravelmente o valor das deformações. O valor das deformações nessa região é tão maior quanto maior a espessura do perfil tubular do pilar misto preenchido.

### 5.2.3 INFLUÊNCIA DO PERFIL DA VIGA

Para observar a influência da viga no comportamento global da estrutura foram escolhidos perfis soldados da série VS. As características de cada um dos perfis escolhidos estão descritas na tabela 5.22.

Tabela 5.22 - Características dos perfis da série VS

Perfil	h (mm)	bf (mm)	tf (mm)	tw (mm)	d (mm)	A (cm <sup>2</sup> )	I <sub>x</sub> (cm <sup>4</sup> )
<b>Referência</b>	<b>250</b>	<b>130</b>	<b>12,5</b>	<b>6,3</b>	<b>225</b>	<b>46,67</b>	<b>5185</b>
150x19	150	100	8,0	6,3	134	24,4	934
200x20	200	130	6,3	4,75	187,4	25,3	1797
250x21	250	120	6,3	4,75	237,4	26,4	2775
300x28	300	120	9,5	4,75	281	36,1	5683



Na figura 5.35 é possível observar o deslocamento vertical do atuador em função da força média aplicada na viga.

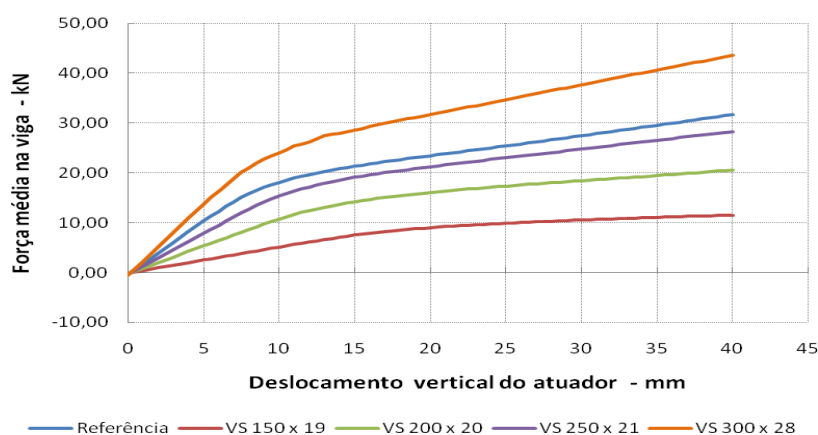


Figura 5.35– Variação da força média em função do deslocamento da viga

Nesse gráfico é possível perceber que a mudança do perfil da viga influencia diretamente na capacidade resistente da estrutura estudada.

A tabela 5.23 mostra o valor da força obtida para cada modelo em função do deslocamento (deslocamento considerado igual a 40mm).

Tabela 5.23 – Força última obtida em função do deslocamento ( deslocamento igual a 40mm)

Modelo	Referência	VS 150 X 19	VS 200 X 20	VS 250 X 21	VS 300 X 28
Força (kN)	31,69	11,54	20,58	28,31	43,58
Diferença percentual	1	0,36	0,65	0,89	1,36

Analisando a variação da posição da linha neutra, a figura 5.36 mostra a estimativa da posição da linha neutra para o modelo considerado como referência (modelo calibrado) enquanto que a figura 5.37 mostra a posição da linha neutra para os diferentes perfis da série VS utilizados.

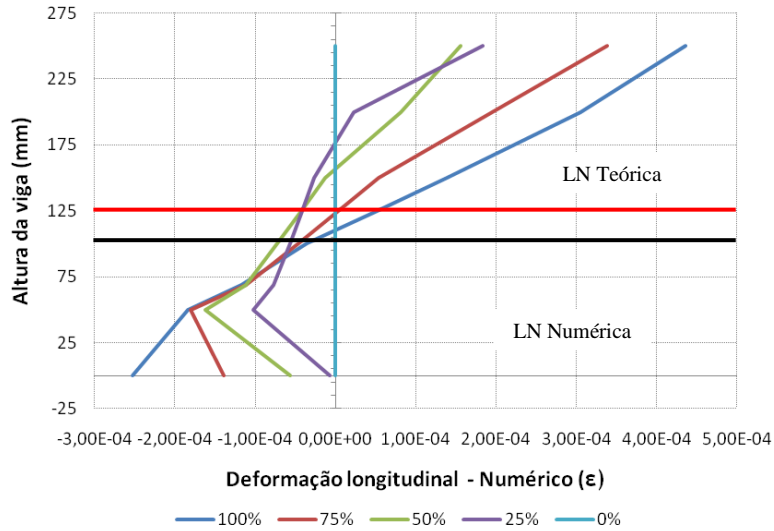


Figura 5.36-Estimativa da posição da linha neutra para o modelo de referência

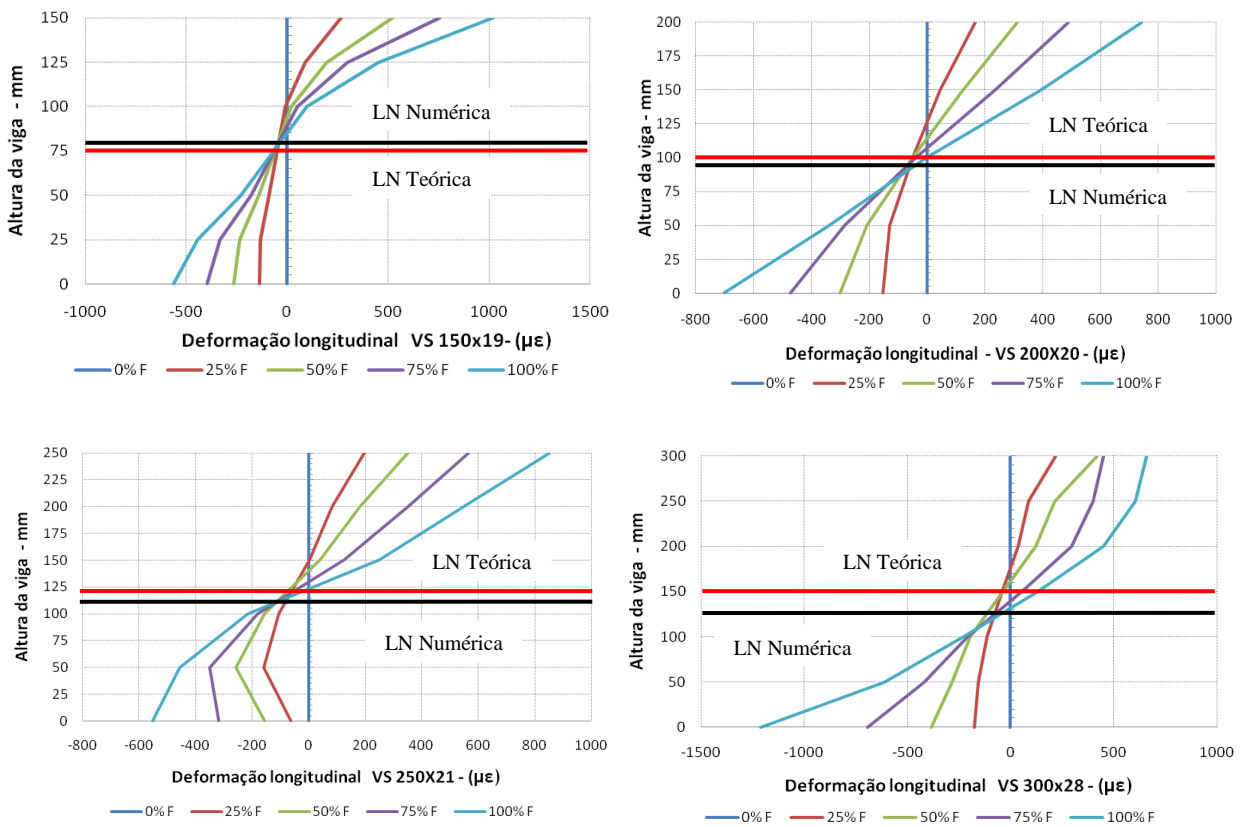
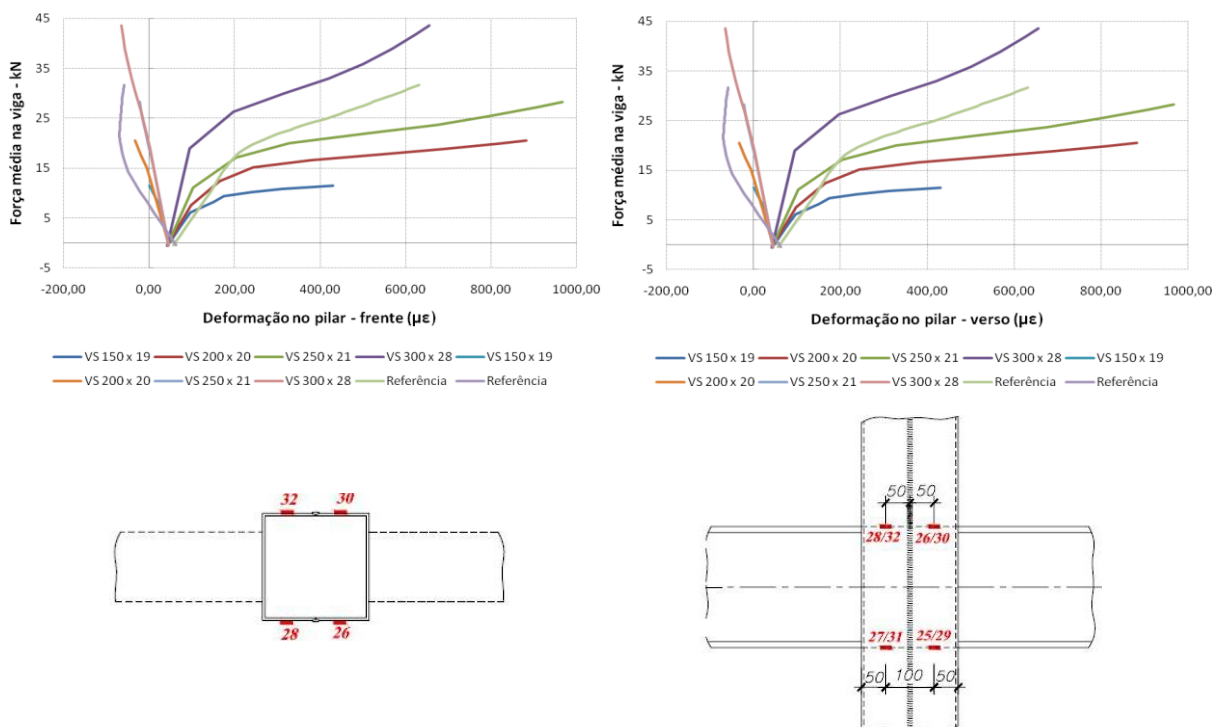


Figura 5.37- Estimativa da posição da linha neutra para os modelos com o perfil VS 150x19, VS 200x20, VS 250x21e VS 300x28

De acordo com a teoria, as deformações na altura média da viga deveriam ser nulas. Porém não é o que ocorre nas situações analisadas. A linha neutra, com exceção do modelo referente ao perfil VS 150X19, se localiza abaixo da altura média da viga.

Analisando o comportamento do pilar, avaliou-se o seu comportamento na frente e no verso do pilar misto preenchido. A figura 5.38 mostra o seu comportamento na frente e no verso para os vários tipos de perfis VS utilizados.



5.38 – Deformação do pilar frente e verso

Nesse caso a mudança do perfil da viga também influenciou no comportamento do pilar, principalmente na região tracionada, onde as deformações são significativas.

Na figura 5.39 é possível observar como a mudança do perfil influencia no comportamento da rigidez da ligação, tornando a mesma mais ou menos flexível, dentro do seu padrão de comportamento.

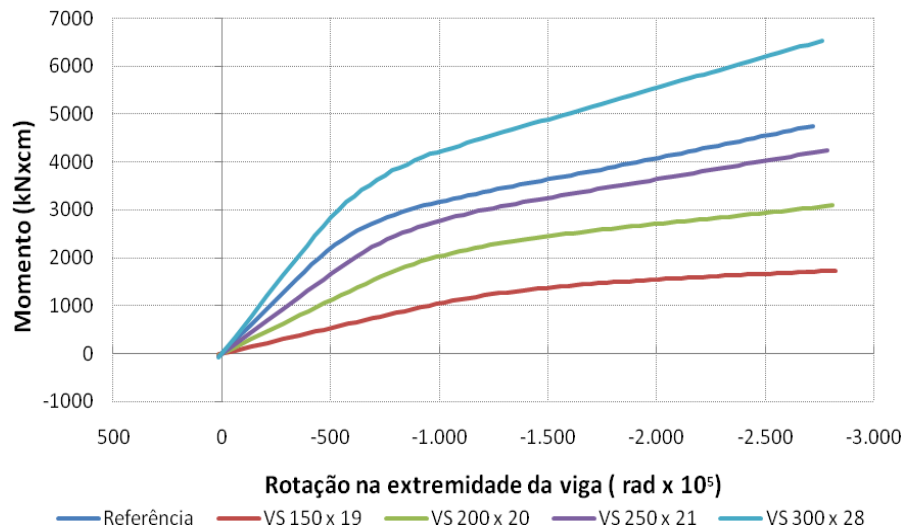


Figura 5.39 - Curva momento x rotação da viga

Observa-se que com o perfil VS 300x21 a ligação é menos flexível enquanto que com o perfil VS 150x19 a ligação é mais flexível.

### 5.3 COMPARAÇÃO ENTRE OS RESULTADOS DAS LIGAÇÕES SOLDADAS E PARAFUSADAS

Analisando isoladamente o comportamento das ligações parafusadas e soldadas temos:

- Ligação parafusada:** Com o estudo paramétrico foi possível perceber que a variação da resistência à compressão do concreto, nesse caso, não influenciou no comportamento da ligação. Isso ocorre pelo fato de a ruptura do concreto não ser o modo de falha dominante nesse tipo de ligação. Observou-se que, nesse caso, para baixas resistências à compressão do concreto, o modelo, a partir de um determinado deslocamento, não convergiu. Com relação à variação da espessura do perfil tubular observa-se também que não influencia significativamente o comportamento global da estrutura. As mudanças de comportamento ocorrem no pilar e nos parafusos passantes. No pilar, o aumento da espessura do perfil tubular do pilar misto preenchido faz com a sua deformação seja menor quando comparada com os outros modelos (a estrutura torna mais rígida). Nesse mesmo caso é possível ver que os parafusos também apresentam uma menor deformação axial com o aumento da espessura do perfil tubular. Isso ocorre devido ao aumento da rigidez do pilar, que acaba



solicitando menos os parafusos da ligação. Já a variação do perfil da viga foi o que gerou uma maior mudança no comportamento da ligação, principalmente na sua capacidade resistente a na deformação dos parafusos. A variação de comportamento, nesse caso, ocorreu basicamente pela variação da inércia do perfil da viga. Vale ressaltar que o modo de ruptura obtido pelo modelo numérico, na calibração, foi o escorregamento entre as porcas e os parafusos passantes localizados na região tracionada da ligação.

- **Ligação soldada:** Nesse tipo de ligação, a variação da resistência à compressão do concreto influencia na capacidade resistente da ligação. A maior mudança, nesse caso, ocorre na região tracionada da ligação (altura correspondente à mesa superior da viga), onde há variação nas deformações do pilar. A variação da espessura do perfil tubular altera, de maneira mais significativa, o comportamento da estrutura quando comparada com a variação da resistência à compressão do concreto. Com essa variação observa-se que há um aumento da ductilidade do pilar, isto é, o aumento da capacidade do pilar de apresentar grandes deformações quando submetido a um carregamento. A variação do perfil da viga também influencia de maneira significativa o comportamento da estrutura. Possivelmente tal comportamento está relacionado com a inércia do perfil utilizado. Nesse tipo de ligação, vale ressaltar, que o modo de ruptura, durante o ensaio foi o escoamento do metal base próxima à solda (perfil tubular do pilar preenchido), comandando a capacidade resistente da ligação. As tensões existentes entre o núcleo de concreto e o perfil tubular são tensões de aderência e uma vez vencida a resistência não existe restrição para a separação dos dois materiais. No modelo numérico, ocorreu a ruptura do concreto à tração e a plastificação do aço referente ao perfil tubular na região tracionada (na altura da mesa superior da viga) e a separação do núcleo de concreto do perfil tubular.

Observa-se que as ligações parafusadas e soldadas apresentam comportamento distinto. Para efeito de comparação das ligações serão realizadas as seguintes análises, de acordo com a figura 5.40, considerando o seu comportamento no gráfico momento x rotação da extremidade da viga.

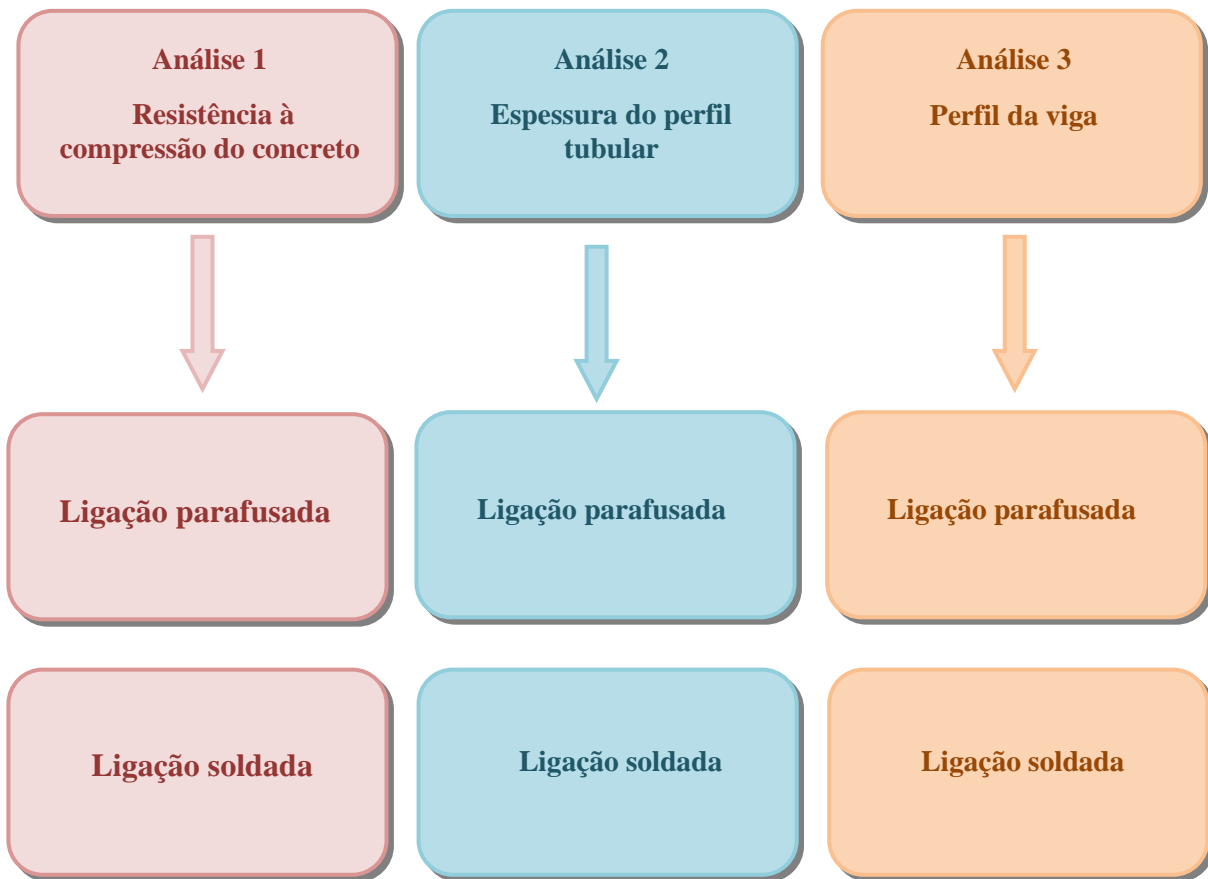


Figura 5.40 – Combinação das análises momento x rotação

Deve-se levar em consideração, para essa análise o comportamento de uma ligação como rígido ou flexível. Conforme já explicado anteriormente, uma ligação rígida deve garantir a manutenção do ângulo original entre os eixos das barras conectadas; já a ligação flexível deve garantir que as reações sejam transmitidas às peças de apoio e permitir a rotação de uma peça em relação à outra.

### 5.3.1 ANÁLISE 1

Analisando o comportamento momento x rotação das ligações parafusadas e soldadas quando ocorre a variação da resistência à compressão do concreto, temos, de acordo com a figura 5.40.

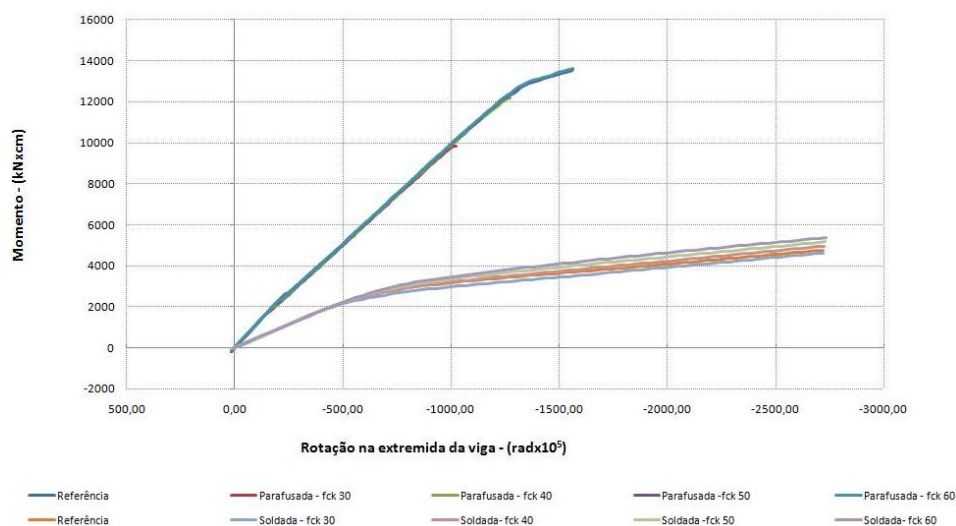


Figura 5.40- Curva momento x rotação – Resistência à compressão do concreto

Observa-se que o comportamento da ligação parafusada é referente ao comportamento de uma ligação rígida enquanto que o comportamento da ligação soldada é correspondente ao comportamento de uma ligação flexível. Observa-se que com a variação da resistência à compressão do concreto, na ligação soldada, há uma pequena variação da curva momento x rotação, o que já era de se esperar pelos resultados obtidos anteriormente.

### 5.3.2 ANÁLISE 2

Analisando o comportamento momento x rotação das ligações parafusadas e soldadas quando ocorre variação da espessura do perfil tubular, temos, de acordo com a figura 5.41.

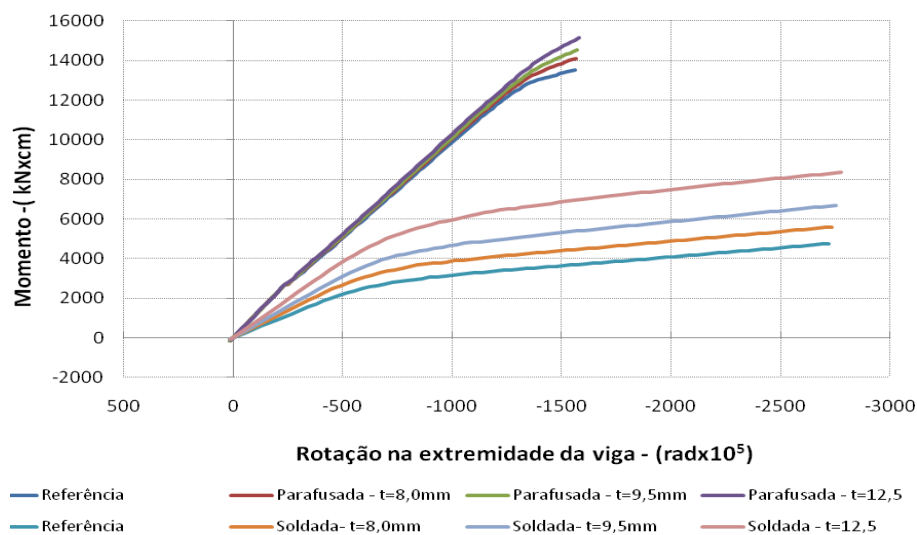


Figura 5.41-Curva momento x rotação – Espessura do perfil tubular

O aumento da espessura do perfil tubular na ligação soldada faz com a mesma tenha um comportamento mais rígido, quando comparada isoladamente; mas quando comparada com o comportamento da ligação parafusada, a ligação soldada apresenta o comportamento típico de uma ligação flexível.

### 5.3.3 ANÁLISE 3

Analisando o comportamento momento x rotação das ligações parafusadas e soldadas com a mudança do perfil da viga, temos, de acordo com a figura 5.42.

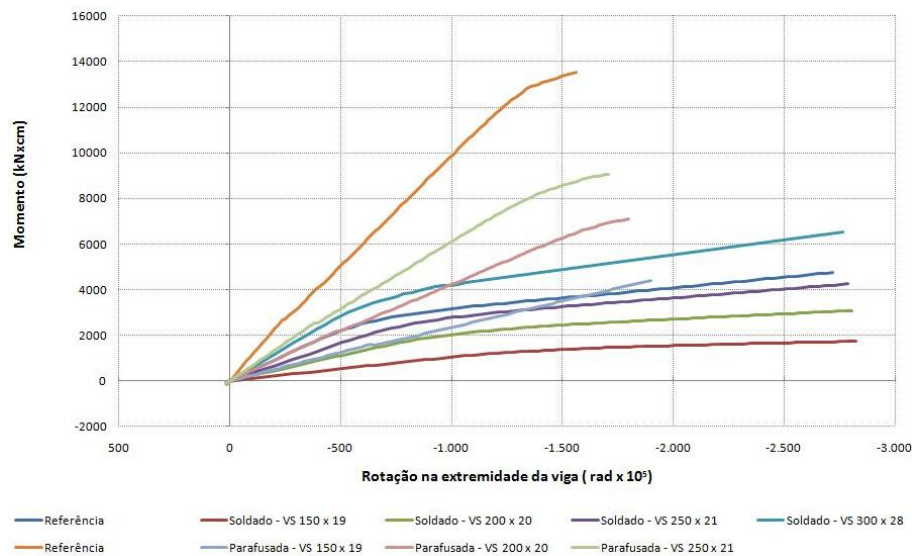


Figura 5.42- Curva momento x rotação – Perfil da viga

A mudança do perfil da viga faz com que haja uma mudança significativa do comportamento da rigidez da ligação, tanto para a ligação parafusada quanto para a ligação soldada. Mas, de qualquer forma, é possível observar que a ligação parafusada apresenta um comportamento mais rígido quando comparada com a ligação soldada, que é mais flexível.

## 6 CONCLUSÃO

---

### 6.1 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Atualmente sabe-se da grande eficiência dos sistemas obtidos da associação de pilares mistos, preenchidos com concreto, às vigas de aço. Dentre as muitas vantagens existentes, pode-se destacar a combinação da ductilidade do aço com a rigidez do concreto, resultando num sistema ao mesmo tempo dúctil e pouco sujeito às instabilidades localizadas. O perfil tubular, nesse caso, não atua somente como reforço longitudinal, mas também no confinamento do concreto, além de minimizar o uso de armadura de reforço, enquanto que o concreto além de contribuir na resistência do conjunto, ainda trabalha no sentido de impedir a flambagem local na parede do tubo.

Porém, a falta de aspectos normativos referentes ao cálculo, o pouco conhecimento acerca do seu comportamento e a complexidade e variedade dos detalhes dessas ligações, fazem com que o uso dos sistemas envolvendo pilar misto preenchido e viga de aço seja incipiente, tornando necessário o desenvolvimento de novas pesquisas para sanar essas dificuldades.

Desta forma, a proposta deste trabalho foi criar modelos numéricos que permitissem a investigação do comportamento de algumas tipologias de ligações envolvendo os pilares mistos preenchidos e as vigas metálicas, para que se pudesse investigar a influência de alguns parâmetros em seu comportamento, sem que modelos físicos de difícil execução fossem necessários.

Para isso, modelos numéricos utilizando o *software* Diana<sup>®</sup>, baseado no método dos elementos finitos, foram desenvolvidos. Resultados experimentais previamente obtidos foram usados para o ajuste dos modelos numéricos, produzindo um modelo bastante consistente e de custo computacional compatível. Com essa ferramenta disponível, foram efetuadas análises paramétricas cujos resultados foram analisados em detalhe anteriormente.

A seguir, apresentam-se as principais conclusões que puderam ser tiradas do estudo do modelo numérico das tipologias de ligação tipo 1 (ligação parafusada) e tipo 3 (ligação soldada), com relação ao seu comportamento, além de algumas sugestões para a continuidade deste trabalho.

## 6.2 ANÁLISE DAS LIGAÇÕES ESTUDADAS

A ideia inicial para a tipologia 1 de ligação foi o desenvolvimento de um modelo numérico bidimensional, mas devido ao fato das linhas de parafusos passantes não estarem localizadas no mesmo plano de aplicação da carga da viga optou-se por desenvolver um modelo numérico tridimensional.

Os resultados obtidos com esse modelo foram satisfatórios apesar de algumas simplificações terem sido adotadas durante o desenvolvimento numérico, como a não aplicação de uma força de protensão nos parafusos passantes, a existência de interface somente entre a chapa metálica e o perfil tubular, a não simulação do descarregamento da estrutura, como também o fato de ter utilizado o “elemento” *embedded reinforcement*, existente na biblioteca do programa DIANA<sup>®</sup> para representar o comportamento dos parafusos passantes.

Do estudo paramétrico, observou-se que as variações da resistência do concreto e da espessura do perfil tubular do pilar misto preenchido, neste caso, não influenciaram de forma significativa no comportamento da estrutura, visualizado no gráfico *força média aplicada nas vigas x deslocamento do atuador*, diferentemente do que ocorreu quando analisou a influência da variação do perfil da viga. O comportamento final obtido com o modelo numérico, quando analisado o gráfico *momento x rotação* da extremidade da viga, está de acordo com o comportamento teórico de uma ligação rígida.

Analisando a tipologia de ligação 3 os resultados obtidos com esse modelo foram satisfatórios quando comparados com o modelo experimental desenvolvido por De Nardin (2003), apesar de algumas simplificações. A maior dificuldade encontrada nesse modelo foi conseguir representar numericamente o comportamento da solda. Como estratégia, a interface foi localizada entre o núcleo de concreto e o perfil tubular, pois no modelo experimental ocorreu a separação entre os dois materiais. Já na ligação entre a viga e o perfil tubular adotou-se o mesmo deslocamento para as duas partes. Nesse modelo também não foi simulado o descarregamento da estrutura.

Analisando os resultados do estudo paramétrico, observou-se que em todas as análises houve uma mudança no comportamento da estrutura, sendo que a maior diferença de comportamento ocorreu com a mudança do perfil da viga. O comportamento obtido com a análise da *curva momento x rotação* da extremidade da viga está de acordo com o de uma ligação flexível.

Portanto, observa-se que os modelos numéricos desenvolvidos conseguiram representar o comportamento obtido experimentalmente por De Nardin (2003), apesar das simplificações adotadas. Este trabalho contribuiu para o entendimento de como ocorre e quais são as variações no comportamento das ligações quando da mudança de alguns parâmetros da estrutura. Também permitiu entender como é o comportamento das ligações quando analisada a relação momento-rotação, que é um dos principais requisitos necessários para a correta concepção e utilização de uma ligação.

### **6.3 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS**

Como neste trabalho foram analisadas duas tipologias de ligação com comportamentos diferentes, uma primeira sugestão é estudar variações de configuração de uma ligação dentro da mesma tipologia. Por exemplo, estudar o comportamento de uma ligação parafusada com e sem aderência entre os parafusos passantes e o núcleo de concreto. Outro estudo possível é a análise do comportamento de uma ligação soldada com e sem enrijecedores.

Outra sugestão diz respeito à aplicação da carga na extremidade da viga. Pode-se avaliar a influência da excentricidade da aplicação do carregamento na viga, gerando momento torçor, da ligação como também a variação posição da aplicação do carregamento ao longo do comprimento da viga, aproximando a mesma do pilar. Também é possível analisar o comportamento dessas ligações com a aplicação de carregamentos cíclicos, visto a sua importância e preocupação atual.

Para efeito de um estudo comparativo, os elementos que foram variados na ligação soldada foram os mesmos alterados na ligação parafusada. Porém isso não impede a variação de outros parâmetros como o diâmetro dos parafusos passantes e a espessura e o tamanho da chapa.

Também, em trabalhos futuros, pode-se aprimorar a representatividade de alguns parâmetros que sofreram simplificações durante o desenvolvimento do modelo numérico. Por exemplo, a aplicação de uma força de protensão nos parafusos passantes, a simulação do processo de descarregamento da estrutura, a introdução de leis constitutivas não-linear no comportamento da interface e o comportamento da solda entre a viga e o perfil tubular do pilar misto preenchido.





## REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

---

- ALOSTAZ, Y. M.; SCHNEIDER, S. P. (1996). Analytical behavior of connections to concrete-filled steel tubes. **Journal of constructional steel research**. vol.40, nº2,p.95-127.
- ALOSTAZ, Y. M.; SCHNEIDER, S. P. (1998). Experimental behavior of connections to concrete-filled steel tubes. **Journal of constructional steel research**. vol.45, nº3,p.321-352.
- ARAÚJO, C. M. S. (2009) **Estudo da transferência de forças de cisalhamento na ligação entre pilares mistos preenchidos e vigas**. 166f. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2009.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2003). NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto – procedimentos. Rio de Janeiro.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2008). NBR 8800: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios – procedimento. Rio de Janeiro.
- AZIZINAMINI, A.; PRAKASH, B, (1993) A tentative design guideline for a new steel beam connection detail to composite tube columns. **AISC Engineering journal**. vol.30, nº3, p.108-115.
- BARROS, R. (2009) **Análise de blocos de concreto armado sobre duas estacas com cálice totalmente embutido mediante presença de viga de travamento**. 196p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2009.
- BEUTEL, J.; THAMBIRATNAM, D.; PERERA, N. (2001). Monotonic behaviour of composite column to beam connections. **Engineering Structures**. vol.23, p.1152-1161.
- CHIEW, S.P.; LIE, S. T.; DAI, C. W. (2001) Moment resistance of steel I-beam to CFT column connections. **Journal of structural engineering**. Vol.127, nº10, p.1164-1172.
- CHOI, S. M. et al. (2006). Modeling analytical moment-rotation curves of semi-rigid connections for CFT square columns and steel beams. **Advances in Structural Engineering**, vol.9, nº5, p.697-706.

COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON (1993). CEB-FIP Model Code 1990. London, 1993.

DE NARDIN, S. (2003). **Pilares mistos preenchidos: estudo da flexo-compressão e de ligações viga-pilar**. 339p. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2003.

DE NARDIN, S.; SOUZA, A. S. C.; EL DEBS, A. L. H. C. (2007). Detalhes de ligação entre pilares mistos preenchidos e vigas de aço. **Construção Metálica**, v. 79, p. 23-26.

DIANA (2005-a). Finite Element Analysis: Users Manual release 9 – Element Library. Delft, Netherlands: TNO DIANA, 662 p.

ELREMAILY, A.; AZIZINAMINI, A. (2001-a). Design provisions for connection between steel beams and concrete filled tube columns. **Journal of constructional steel research**, vol.57, p.971-995.

ELREMAILY, A.; AZIZINAMINI, A. (2001-b). Experimental behavior of steel beam to CFT column connections. **Journal of constructional steel research**, vol.57, p.1099-1119.

FARIAS, R. S. (2008). **Estudo teórico-experimental do efeito da laje na transferência de forças em ligações viga-pilar misto preenchido**. 203p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2008.

FIGUEIREDO, L. M. B.; CONÇALVES, R. M. (2007). Comportamento de ligações mistas viga-pilar. **Caderno de Engenharia de Estruturas**, vol.9, nº36, p. 95-116.

FRANCE, J. E.; DAVISON, J. B.; KIRBY, P.A.(1999-a). Strength and rotational response of moment connections to tubular columns using flowdrill connectors. **Journal of constructional steel research**, vol.50, p.1-14.

FRANCE, J. E.; DAVISON, J. B.; KIRBY, P.A.(1999-b). Strength and rotational stiffness of simple connections to tubular columns using flowdrill connectors. **Journal of constructional steel research**, vol.50, p.15-34.

FRANCE, J. E.; DAVISON, J. B.; KIRBY, P.A. (1999-c). Moment-capacity and rotational stiffness of endplate connections to concrete-filled tubular columns with flowdrilled connectors. **Journal of constructional steel research**, vol.50, p.35-48.

GARDNER, A. P.; GOLDSWORTHY, H. M. (2005). Experimental investigation of the stiffness of critical components in a moment-resisting composite connection. **Journal of constructional steel research**. vol.61, p. 709-726.

MENIN, R. C. G.; TRAUTWEIN, L. M.; BITTENCOURT, T. N. (2009). Modelos de fissuração distribuída em vigas de concreto armado pelo método dos elementos finitos. **Revista Ibracon de Estruturas e Materiais**. Vol.2, nº2, p.166-200.

OH, Y.; SHIN, K.; LEE, M.; MOON, T. (1995). A study on the bending behavior of connections for empty and concrete-filled box steel column and h beam by stiffened triangular plates. In: PACIFIC STRUCTURAL STEEL CONFERENCE, 4th, PSSC'95, Singapore, 1995. Proceedings. Oxford, Elsevier. V.2: Structural Connections, p. 57-64. (ISBN: 0 08 042265 9).

PRION, H. G. L.; McLELLAN, A. B. (1994). Through-bolt connections for concrete-filled hollow structural steel sections. In: ANNUAL TASK GROUP TECHNICAL SESSION 1994. Proceedings. Bethlehem. p.239-250.

QUEIROZ, G.; PIMENTA, R. J.; da MATA, L.A. (2001). **Elementos das estruturas mistas de aço e concreto**. Belo Horizonte, Ed. O Lutador.

RICLES, et. al. (2004). Seismic behavior of composite concrete filled steel tube column-wide flange beam moment connections. **Journal of structural engineering**. vol.130, nº2, p.223-232.

SHIN et. al. (2004). Behavior of welded CFT column to H-beam connections with external stiffeners. **Engineering structures**. vol.26, p.1877-1887.

YAO, H.; GOLDSWORTHY, H.; GAD, E. (2008). Experimental and numerical investigation of the tensile behavior of blind-bolted T-stub connections to concrete-filled circular columns. **Journal of structural engineering**, vol.124, nº2, p.198-208.



## REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA COMPLEMENTAR

---

AZIZINAMINI, A.; SCHNEIDER, S. P. (2004). Moment connections to circular concrete-filled steel tube columns. **Journal of structural engineering**, vol.130, nº2, p.213-222.

BEUTEL, J.; THAMBIRATNAM, D.; PERERA, N. (2002). Cyclic behaviour of concrete filled steel tubular column to steel beam connections. **Engineering Structures**. vol. 24, p. 29-38.

BRAGA, A. C. G. (2006) **Estudo de pilares mistos aço-concreto com comparações entre soluções em aço e em concreto armado**. 242p. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal do Espírito Santo, Vitória, 2006.

CHOI, S. M. et al. (2010). A study on the seismic performance of concrete-filled square steel tube column-to-beam connections reinforced with asymmetric lower diaphragms. **Journal of Constructional Steel Research**, vol.66, p.962-970.

DE NARDIN, S.; SOUZA, A. S. C.; EL DEBS, A. L. H. C. (2004). An experimental study of connections between I-beams and concrete-filled steel tubular columns. **Steel and composite structures**. vol.4, nº4, p.303-315.

DE NARDIN et al. (2005). Estruturas mistas aço-concreto: origem, desenvolvimento e perspectivas. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE CONCRETO, 47. 2005, Olinda. Resumo. IBRACON. p. 76-76

DE NARDIN, S.; EL DEBS, A. L. H. C. (2006). Estudo de ligações mistas viga-pilar. **Caderno de Engenharia de Estruturas**, vol.8, nº32, p.57-60.

DE NARDIN, S.; EL DEBS, A. L. H. C. (2007). Detalhes de ligação entre pilares mistos preenchidos e viga de aço: estudo experimental. **Caderno de Engenharia de Estruturas**. vol.9; nº36, p.65-94.

DIANA (2005-b). Finite Element Analysis: Users Manual release 9 – Analysis Procedures. Delft, Netherlands: TNO DIANA, 636 p.

DIANA (2005-c). Finite Element Analysis: Users Manual release 9 – Material Library. Delft, Netherlands: TNO DIANA, 534 p.

ELREMAIL, A. F. (2000). **Connections between steel beams and concrete-filled steel tube columns**. 352f. Tese (Doutorado) – University of Nebraska, Lincoln, Nebraska, (2000).

HASAN et al. (1997). Study of eurocode 3 steel connection classification. **Engineering Structures**, vol.19, nº9, p.772-779.

LEE, C. (2006). Review of force transfer mechanism of welded steel moment connections. **Journal of constructional steel research**, vol. 62, p.695-705.

MAGGI, Y. I.; Gonçalves, R. M. (2005). Análise do comportamento de ligações metálicas parafusadas viga-pilar com chapa de topo utilizando elementos finitos. **Caderno de Engenharia de Estruturas**, vol.7, nº28, p.21-52.

MAGGI et. al. (2005). Parametric analysis of steel bolted end plate connections using finite element modeling. **Journal of constructional steel research**, vol.61, p.689-708.

MORITA, K.; FU, G.; TERAOKA, M.; YOKOYAMA, Y. (1995). Experimental study on connections with eccentricity between concrete filled square tubular steel column and steel beam. In: PACIFIC STRUCTURAL STEEL CONFERENCE, 4th, PSSC'95, Singapore, 1995. Proceedings. Oxford, Elsevier. V.2: Structural Connections, p. 25-32 (ISBN: 0 08 042265 9).

OLIVEIRA, W. L. A. (2008). **Análise teórico-experimental de pilares mistos preenchidos de seção circular**. 251p. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2008.

PLUMIER, A.(1994). Behavior of connections. **Journal of constructional steel research**, vol.29, p.95-119.

RAMOS, A. L. (2010). **Análise numérica de pisos mistos aço-concreto de pequena altura**. 120f. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2010.

ROTS, J. G.; BLAAUWENDRAAD, J. (1989). Crack models for concrete: discrete or smeared? Fixed, multi-direcional or rotating? **Heron**, vol34, nº1, p.3-56.

SCHNEIDER, S. P.; ALOSTAZ, Y. M. (1998). Experimental behavior of connections to concrete-filled steel tubes. **Journal of constructional steel research**, vol.45, nº3, p.321-352.

SPACONE, E. A. M.; TAWIL, S. E. (2004). Nonlinear Analysis of steel-concrete composite structures: state of the art. **Journal of structural engineering**, vol.130, nº2, p.159-168.

UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO, ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS (2005), **Ligações em estruturas metálicas**. Reimpressão, São Carlos, 2005.

WANG, W.; HAN, L. H.; UY, B. (2008). Experimental behavior of steel reduced beam section to concrete-filled circular hollow section column connections. **Journal of constructional steel research**. vol.64, p.493-504.

WANG, W.; HAN, L. H.; UY, B. (2009). Behaviour of flush end plate joints to concrete-filled steel tubular columns. **Journal of constructional steel research**. vol. 65, p.925-939.





## ANEXO A - LIGAÇÕES PARAFUSADAS

As conexões parafusadas podem ser classificadas de duas maneiras: conexão do tipo contato (*bearing type*) e conexão do tipo atrito (*friction type*).

Para as ligações parafusadas do tipo contato pode ser utilizados parafusos normais ou de alta resistência. Nessa situação os parafusos são solicitados ao corte (cisalhamento) e/ou à tração. A transmissão dos esforços no parafuso comum pode ser visto na figura 8.1. Nesse tipo de parafuso a tração é transmitida diretamente no corpo do parafuso e o esforço de cisalhamento é transmitido pelo cisalhamento do corpo do parafuso e pelo contato de sua superfície lateral com a face do furo por causa do deslizamento entre as chapas ligadas.

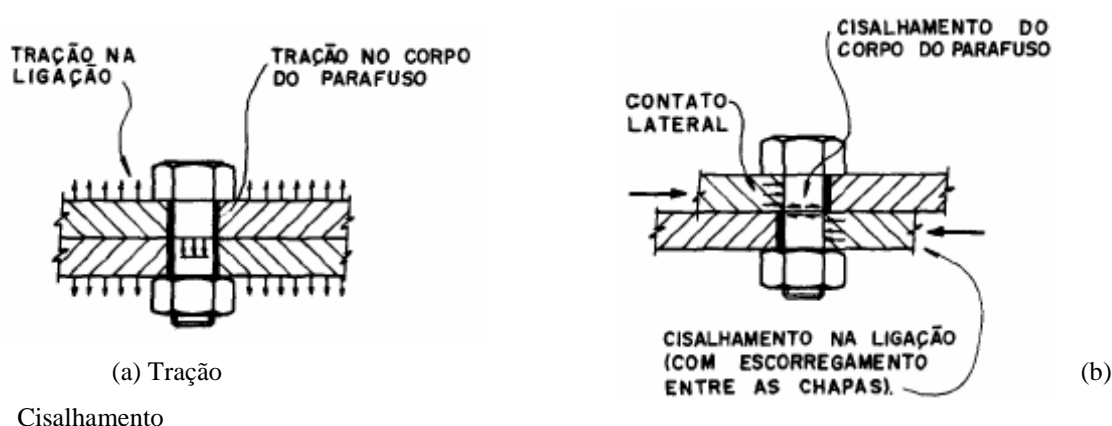


Figura 0.1 Transmissão dos esforços em parafusos comuns

Com relação às ligações parafusadas do tipo atrito, só pode ser utilizado parafuso de alta resistência, uma vez que a resistência ao deslizamento está relacionada com a protensão que é aplicada no parafuso.

Com a aplicação do torque nos parafusos de alta resistência, impõe-se uma maior resistência e conseqüentemente, também, uma maior resistência ao deslizamento, pois o mesmo aumenta a mobilização da força de atrito.

Portanto, para que uma ligação seja do tipo atrito, não deve existir o deslizamento entre as partes componentes da ligação, e tal fato ocorre quando a força cortante que atua no

parafuso não seja maior do que a resistência ao deslizamento. Caso contrário, a ligação deixa de ser do tipo atrito e passa a ser uma ligação do tipo contato.

A figura 8.2 representa, de uma forma simples, o comportamento de uma ligação parafusada por atrito, de acordo com o gráfico força x deslocamento. Nesse gráfico observa-se a existência de quatro fases no comportamento desse tipo de ligação.

**Fase A:** A força  $F$  aplicada é menor do que a resistência ao deslizamento, somente ocorrem deslocamentos referentes à deformação elástica das placas.

**Fase B:** A força  $F$  aplicada supera a resistência ao deslizamento, o deslocamento que ocorre é proveniente da acomodação dos parafusos.

**Fase C:** Deformação do conjunto na fase elástica.

**Fase D:** Deformação do conjunto na fase inelástica. Falha da conexão.

A fase A no gráfico corresponde à conexão do tipo por atrito, e, portanto a resistência ao deslizamento ainda não foi superada. Na fase B em diante, a conexão já apresenta o comportamento de uma ligação do tipo contato.

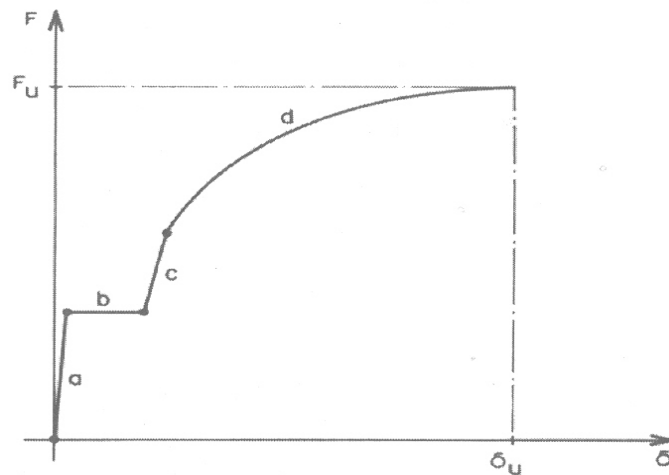


Figura 0.2-Comportamento força x deslocamento relativo em conexão.

## ANEXO B – EFEITO ALAVANCA

Para as ligações parafusadas, deve ser feita a verificação do efeito alavanca (*prying action*). Esse efeito é o acréscimo da força de tração no parafuso e um efeito adicional de flexão na chapa de extremidade, devido à restrição da deformação da chapa, diminuindo a rigidez da ligação. (De Nardin, 2003).

A figura 8.3 mostra a condições possíveis, conforme De Nardin (2003):

- Quando a chapa de extremidade é espessa, as deformações por flexão sob a atuação da força são pequenas.
- Chapa de menor espessura se deforma sob a atuação da força.
- Se a deformação da chapa é impedida ocorre uma força adicional  $Q$  de tração nos parafusos que provoca a flexão na chapa de extremidade.

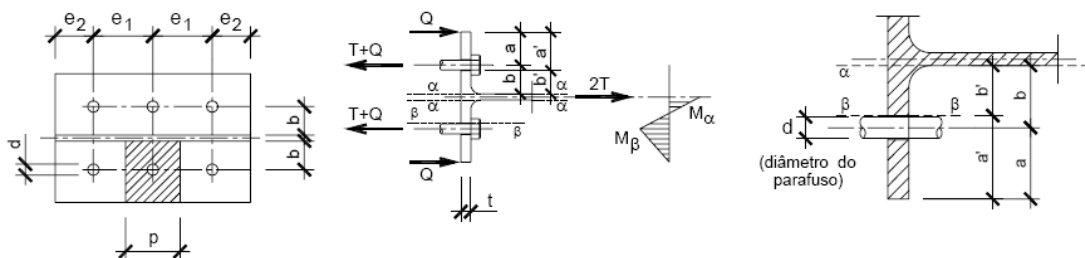


Figura 0.3 - Efeito alavanca ( De Nardin, 2003)

De acordo com a NBR 8800:2008 essa verificação tem por objetivo determinar a força de tração solicitante de cálculo em parafusos e barras redondas rosqueadas. Esse efeito é produzido pela deformação das partes ligadas. Na figura 8.4 é possível ver o efeito alavanca.

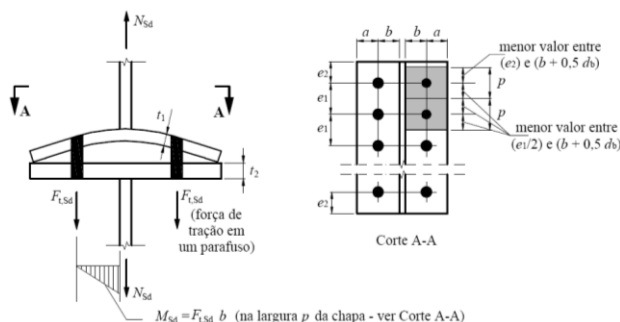


Figura 0.4 - Efeito alavanca (NBR 8800:2008)

## **ANEXO C - LIGAÇÕES SOLDADAS**

A soldagem é uma técnica utilizada para a união de dois ou mais componentes da uma peça estrutural que possibilita a conservação da continuidade e das propriedades mecânicas. As vantagens para a utilização da solda são: redução dos custos de fabricação com a eliminação dos furos, redução da quantidade de aço utilizada. Como desvantagens apresentam a dificuldade de uma possível desmontagem, o controle de qualidade da solda e maior tempo de fabricação e montagem das peças.

A resistência de cálculo das soldas é determinada como base em dois estados limites últimos: a ruptura da solda na seção efetiva e o escoamento do metal base na face de fusão, não sendo permitida que a resistência da solda seja maior do que a resistência do metal base na ligação.

As soldas podem ser de: filete, entalhe ou chanfro, ranhura e tampão. A solda mais utilizada é a solda filete, que é a mais econômica para cargas de pouca intensidade devido à pouca preparação do material.

## ANEXO D – CONSIDERAÇÕES SOBRE O DIMENSIONAMENTO DAS LIGAÇÕES – NBR 8800:2008

Atualmente não existem recomendações normativas específicas para os elementos de ligação (enrijecedores e cantoneiras) e meios de ligação (solda e parafuso) utilizados para a concepção da ligação entre vigas de aço e pilar misto preenchido com concreto.

Portanto, para o dimensionamento e a verificação dessas ligações são utilizadas as recomendações normativas de dimensionamento e verificação relacionadas com as ligações entre elementos de aço.

A seguir são descritas as recomendações normativas presentes na NBR 8800:2008 para a ligação parafusada com chapa de extremidade (os parafusos na realidade são barras rosqueadas) e para a ligação soldada.

### LIGAÇÃO SOLDADA

Nesse item é apresentada a formulação para cálculo da ligação soldada com solda de filete de acordo com a NBR 8800:2008, de acordo com a tabela 8.1.

Tabela 0.1 – Critérios de dimensionamento de ligação soldada com solda tipo filete segundo a NBR 8800:2008

Tração ou compressão paralela ao eixo da solda	Cisalhamento na seção efetiva	
Não precisa ser considerado	Metal base:	ELU – escoamento: $F_{R,d} = 0,60f_y A_g / \gamma_{a1}$
	(menor valor)	ELU – ruptura: $F_{R,d} = 0,60f_u A_{nv} / \gamma_{a2}$
	Metal da solda: $F_{w,Rd} = 0,60A_w f_w / \gamma_{w2}$	

- $F_{w,Rd}$  Força resistente de cálculo;
- $A_w$  Área efetiva da solda ( produto do comprimento efetivo da solda pela espessura da garganta efetiva)
- $f_w$  resistência mínima à tração do metal da solda
- $\gamma_{w2}$  é igual a 1,35 para combinações normais, especiais ou de construção e igual a 1,15 para combinações excepcionais
- $A_{nv}$  Área líquida sujeita ao cisalhamento

## LIGAÇÃO PARAFUSADA

Nesse item é apresentada a formulação para cálculo da ligação parafusada de acordo com a NBR 8800:2008, de acordo com a tabela 8.2.

Tabela 0.2 – Critérios de dimensionamento de ligação parafusada – NBR 8800:2008

Ligação parafusada	
Área efetiva do parafuso ou barra rosqueada para tração: $A_{be} = 0,75(0,25\pi d_b^2)$	
Força resistente de cálculo - Tração	Força resistente de cálculo - Cisalhamento
$F_{t,Rd} = \frac{A_{be}f_{ub}}{\gamma_{a2}} \leq \frac{A_b f_y}{\gamma_{a1}}$	Plano de corte passa pela rosca e parafusos comum
	$F_{v,Rd} = \frac{0,4A_b f_{ub}}{\gamma_{a2}}$
	Plano de corte não passa pela rosca
	$F_{v,Rd} = \frac{0,5A_b f_{ub}}{\gamma_{a2}}$
<ul style="list-style-type: none"> <li>• <math>f_{ub}</math> é a resistência à ruptura do material do parafuso ou barra redonda rosqueada à tração</li> </ul>	