

Leonardo Melo Bezerra

**Estudo teórico-experimental da ligação entre pilares mistos
preenchidos e vigas pré-moldadas de concreto**

(VERSÃO CORRIGIDA)

O exemplar de defesa encontra-se disponível no Serviço de Pós-Graduação da EESC

Tese apresentada à Escola de Engenharia
de São Carlos, da Universidade de São
Paulo, como parte integrante dos
requisitos para obtenção do título de
Doutor em Engenharia de Estruturas.

Orientadora: **Prof^a. Ana Lúcia H. de C. El Debs**

São Carlos

2011

AUTORIZO A REPRODUÇÃO E DIVULGAÇÃO TOTAL OU PARCIAL DESTES TRABALHOS, 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

B574e Bezerra, Leonardo Melo
Estudo teórico-experimental da ligação entre pilares mistos preenchidos e vigas pré-moldadas de concreto / Leonardo Melo Bezerra ; orientador Ana Lúcia Honce de C. El Debs. -- São Carlos, 2011.

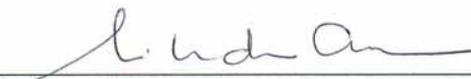
Tese (Doutorado-Programa de Pós-Graduação e Área de Concentração em Engenharia de Estruturas) -- Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, 2011.

1. Concreto. 2. Ligação. 3. Pilar misto preenchido. 4. Viga pré-moldada. 5. Estruturas híbridas. I. Título.

FOLHA DE JULGAMENTO

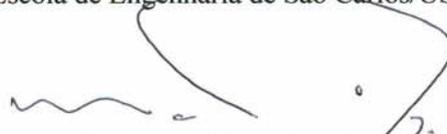
Candidato: Engenheiro LEONARDO MELO BEZERRA.

Tese defendida e julgada em 27/05/2011 perante a Comissão Julgadora:



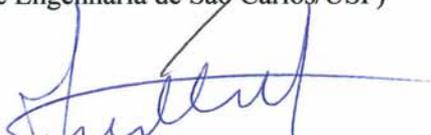
Prof.^a. Associada **ANA LUCIA HOMCE DE CRESCER EL DEBS – (Orientadora)**
(Escola de Engenharia de São Carlos/USP)

APROVADO



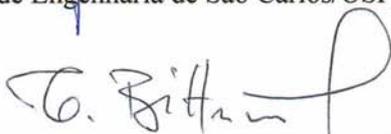
Prof. Associado **MAXIMILIANO MALITE**
(Escola de Engenharia de São Carlos/USP)

APROVADO



Prof. Dr. **JORGE MUNAIAR NETO**
(Escola de Engenharia de São Carlos/USP)

APROVADO



Prof. Associado **TULIO NOGUEIRA BITTENCOURT**
(Escola Politécnica/USP)

APROVADO



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

APROVADO



Prof.^a. Associada **ANA LUCIA 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

Tudo ficou mais leve...

mais fácil...

mais iluminado...

Dedico este trabalho à minha

esposa Danielle.

AGRADECIMENTOS

A Deus, por tudo que me concedeu e por ter me colocado no caminho que me trouxe até aqui.

A professora Ana Lúcia pela orientação, dedicação e paciência durante esses quatro anos.

Ao professor Mounir Kalil pelas sugestões.

Aos meus pais, Maria Socorro e Luiz Bezerra; meus irmãos: Arthur, Lia e Regyram.

Aos meus sogros, Bartolomeu (In memorian) e Regina, pelos incentivos e confiança em mim depositada.

Aos demais parentes: Nivardo, Ismênia, Emerson, Mardônio, Luci, Luciana...

Aos funcionários do laboratório do Departamento de Estruturas da EESC, em especial ao Amauri, Luiz Vareda, Mauri, Valdir e Fabiano, sem os quais não seria possível a realização deste trabalho.

Aos amigos do departamento de estruturas da EESC: Wanderson, Ronaldo, Luiz Álvaro, Ellen, Hidelbrando, Rodrigo (goiano), Silvana e seu marido Alex, Jefferson, Eduardo Aguiar, Ana Paula, e a Rodrigo Barros (companheiro de aventuras).

Aos amigos de fortaleza: Eduardo (cunhado), Joaquim Mota, Magnólia, Alexandre Mont'Alverne,.

Aos colegas de trabalho da Universidade Estadual Vale do Acaraú: Mauro Cezar, Paulo Rocha, Jucelino, Arluz, Caio, ...

Ao pessoal da secretaria da EESC: Eli, Rosi, Toninho, Silvia, Nadir...

A todos funcionários e professores do departamento de estruturas da EESC.

A Cassol Pré-fabricados pelo fornecimento das lajes pré-moldadas.

Ao CNPq que financiou este trabalho através de bolsa de estudos e a FAPESP que também prestou auxílio financeiro através da compra de material e equipamentos utilizados na pesquisa.

SUMÁRIO.

RESUMO	v
ABSTRACT	vii
1. Introdução.....	1
1.1. ESTRUTURAS MISTAS COM CONCRETO PRÉ-MOLDADO.....	4
1.2. ESTRUTURAS DE CONCRETO PRÉ-MOLDADO COM PILAR MISTO PREENCHIDO.....	7
1.3. JUSTIFICATIVA.	9
1.4. OBJETIVOS.	10
1.5. METODOLOGIA.....	11
1.6. ORGANIZAÇÃO DA TESE.	12
2. Revisão bibliográfica.....	15
2.1. LIGAÇÕES ENTRE PILAR MISTO PREENCHIDO E VIGAS DE CONCRETO.	15
2.2. LIGAÇÕES ENTRE PILARES MISTOS PREENCHIDOS E VIGAS DE AÇO.	18
2.3. LIGAÇÕES ENTRE PILARES E VIGAS PRÉ-MOLDADOS.	32
2.4. OUTROS TIPOS DE LIGAÇÕES VIGA-PILAR EM ESTRUTURAS HÍBRIDAS.	35
2.5. CONECTORES DE CISALHAMENTO.	36
3. Estudo experimental.	39
3.1. INTRODUÇÃO.....	39
3.2. PROJETO DA LIGAÇÃO	40
3.3. MATERIAIS.....	44
3.3.1. <i>Concreto.</i>	44
3.3.2. <i>Aço.</i>	51

3.3.3.	<i>Argamassa (almofadas de apoio)</i>	58
3.3.4.	<i>Graute</i>	65
3.4.	ENSAIOS PRELIMINARES (MODELOS 1 E 2).....	66
3.4.1.	<i>Esquema dos ensaios</i>	66
3.4.2.	<i>Características e Confeção dos modelos</i>	67
3.4.3.	<i>Equipamentos utilizados</i>	70
3.4.4.	<i>Instrumentação</i>	73
3.4.5.	<i>Execução dos ensaios preliminares</i>	79
3.4.6.	<i>Resultados dos ensaios preliminares</i>	81
3.4.6.1.	<i>Modelo 1 - Sem conectores</i>	81
3.4.6.2.	<i>Modelo 2 - Com conectores</i>	89
3.5.	ENSAIOS DEFINITIVOS (MODELOS 3 E 4).....	96
3.5.1.	<i>Esquema dos ensaios</i>	96
3.5.2.	<i>Características e Confeção dos modelos</i>	97
3.5.2.1.	<i>Modelo 3</i>	98
3.5.2.1.	<i>Modelo 4</i>	106
3.5.3.	<i>Equipamentos utilizados</i>	109
3.5.4.	<i>Instrumentação</i>	110
3.5.5.	<i>Execução dos ensaios definitivos</i>	114
3.5.5.1.	<i>Aplicação do carregamento – modelo 3</i>	114
3.5.5.2.	<i>Aplicação do carregamento – modelo 4</i>	115
3.5.6.	<i>Resultados dos ensaios definitivos</i>	116
3.5.6.1.	<i>Resultados dos ensaios – modelo 3</i>	116
3.5.6.2.	<i>Resultados dos ensaios – modelo 4</i>	133
3.6.	CONSIDERAÇÕES SOBRE O ESTUDO EXPERIMENTAL.....	153
4.	Simulações numéricas	155
4.1.	INTRODUÇÃO.....	155

4.2.	ELEMENTOS FINITOS UTILIZADOS E SUAS PRINCIPAIS CARACTERÍSTICAS.....	156
4.2.1.	<i>Aço do perfil tubular e consolo.</i>	156
4.2.2.	<i>Núcleo de concreto do pilar, vigas, capas e lajes.</i>	158
4.2.3.	<i>Elementos de Interface.</i>	159
4.2.4.	<i>Armadura e chumbador.</i>	159
4.3.	MODELOS CONSTITUTIVOS.....	160
4.3.1.	<i>Aço.</i>	160
4.3.2.	<i>Concreto.</i>	160
4.3.3.	<i>Interface.</i>	169
4.1.	CRITÉRIOS PARA SOLUÇÃO DO SISTEMA DE EQUAÇÕES.....	170
4.2.	CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS, CONDIÇÕES DE CONTORNO E MALHA.....	171
4.2.1.	<i>Modelos 1 e 2.</i>	171
4.2.2.	<i>Modelos 3 e 4.</i>	173
4.3.	RESULTADOS DA SIMULAÇÃO NUMÉRICA.....	177
4.3.1.	<i>Modelos 1 e 2.</i>	177
4.3.2.	<i>Modelos 3 e 4.</i>	181
4.4.	ANÁLISES PARAMÉTRICAS.....	196
4.4.1.	<i>Modelos 1 e 2.</i>	196
4.4.2.	<i>Modelo 4.</i>	198
4.5.	CONSIDERAÇÕES SOBRE AS SIMULAÇÕES NUMÉRICAS.....	203
5.	Conclusões.....	205
5.1.	MODELOS 1 E 2.....	205
5.2.	MODELO 3 – MOMENTO POSITIVO.....	207
5.3.	MODELO 3 – MOMENTO NEGATIVO.....	208
5.4.	MODELO 4 – MOMENTO POSITIVO.....	209

5.5.	MODELO 4 – MOMENTO NEGATIVO.	211
5.6.	CONSIDERAÇÕES FINAIS.	211
5.7.	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.	212
6.	Referências Bibliográficas.	213
7.	Apêndice	219

RESUMO

BEZERRA, L. M. (2010). *Estudo teórico-experimental da ligação entre pilares mistos preenchidos e vigas pré-moldadas de concreto.* Tese (doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos.

Neste trabalho, ligações entre vigas pré-moldadas de concreto e pilares mistos preenchidos foram propostas com a finalidade de transferir momento de flexão e força cortante das vigas para os pilares mobilizando os núcleos de concreto. Foi realizado um estudo numérico-experimental das ligações onde foi avaliada a viabilidade e a eficiência destas na transferência dos esforços. Em uma primeira fase, modelos compostos por pilar misto e consolo metálico (modelos 1 e 2) foram confeccionados, testados experimentalmente e modelados numericamente (método dos elementos finitos) para avaliar a eficiência do consolo na transferência da força cortante. Observou-se que a transferência da força cortante do consolo para o tubo metálico foi eficaz. O consolo se comportou de maneira previsível e suportou cargas elevadas. O uso de conectores de cisalhamento internos aos pilares aumentou a capacidade de carga e o desempenho dos mesmos. Na etapa seguinte da pesquisa foram confeccionados dois modelos, compostos por: pilar, viga pré-moldada, laje e consolo formando pórticos. Em um destes modelos (modelo 4) uma caixa metálica foi incorporada à viga pré-moldada e parafusado ao consolo metálico com a finalidade de transferir os momentos positivos, enquanto que outro modelo foi confeccionado e estudado sem este elemento (modelo 3). Nestes modelos foi avaliada a capacidade de transferência do momento de flexão (positivo e negativo) e forças cortantes com a ligação submetida a ciclos de carga. No modelo 3, a ligação transferiu de forma eficiente o momento negativo, porém o desempenho para o momento positivo não foi satisfatório, com baixa resistência e rigidez ao longo dos ciclos de carga. No modelo 4 foi observado considerável aumento da resistência e rigidez se comparado com o modelo anterior. Entretanto, a caixa metálica incorporada à viga pré-moldada não foi capaz de fazer com que a ligação resistisse aos momentos positivos como a mesma eficiência que resistiu aos negativos e houve degradação de suas características estruturais ao longo dos ciclos de carga.

Palavras-chave: Ligação; Pilar misto preenchido; Viga pré-moldada; Estruturas híbridas; Concreto.

ABSTRACT

BEZERRA, L. M. (2010). *Experimental and theoretical study of precast concrete beam to concrete-filled steel tube column connection. Thesis (PhD Thesis) – Engineering school of São Carlos, University of São Paulo – USP, São Carlos.*

In this work, connections of precast concrete beam to concrete-filled steel tube column were proposed to transfer the bending moment and shear forces from the beam to the composite column, mobilizing the concrete core. Was performed a numerical and experimental study of the proposed connections to evaluate the feasibility and effectiveness of them in the transfer of bending and shear forces from the beam to the column. In a first stage, models composed by column and steel corbel (models 1 e 2) were numerically and experimentally tested aiming the efficiency of the connection in shear transfer. It was observed that the transfer of shear to the steel tube was guaranteed. The corbel behaved in a predictable way and supported high loads. The use of shear connectors in the column increased the load capacity and improved the connection performance. In next stage of the research work, two models were prepared, composed by: column, precast concrete beam, steel corbel and slabs constituting frames. In one of these models (model 4) a steel box was incorporated into the precast beam and bolted to the steel corbel in order to transfer the positive moments, whereas another model was built and studied without this device (model 3). In this models were evaluated the efficiency in the transfer of bending moments (positive and negative) and shear forces with the models subjected to a cyclic loads. In the model 3, the connection transferred efficiently the negative bending, but the performance for the positive bending was not satisfactory, with reduced strength and stiffness over the load cycles. In model 4 was observed considerable increase in strength and stiffness compared with the previous model. However, the device incorporated in the precast beam was unable to make the connection resist to the positive moments with the same efficiency observed when subjected to the negative moments and a degradation of their structural characteristics was observed during the loading cycles.

Keywords: Connections; Concrete-Filled Steel Tube Column; Precast Beam; Hybrid Structures; Concrete.

Capítulo 1

1. Introdução.

Sabe-se que cada sistema estrutural, com suas particularidades inerentes, possui vantagens e desvantagens em sua utilização. Cabe aos envolvidos no processo construtivo – engenheiros, arquitetos, clientes, fornecedores, etc. – decidir qual sistema é mais adequado para uma aplicação específica. Entretanto, há também a possibilidade de combinar os diversos sistemas existentes, criando uma solução estrutural híbrida, na qual se procura reunir as diversas vantagens de cada um e compensar as desvantagens, de forma que o resultado final apresente a estrutura mais eficiente para satisfação das necessidades do cliente. De acordo com o exemplo citado por FIB(2002): a construção em concreto moldado no local é a solução mais barata na grande maioria das obras convencionais, enquanto que o concreto pré-moldado apresenta a vantagem da execução rápida e com elementos de maior qualidade; então com a combinação das duas soluções pode resultar em uma estrutura com mais qualidade, executada com maior rapidez e economia.

Maior vantagem pode ser obtida se na construção híbrida for aproveitado o que há de melhor das tendências locais: empregando a mais eficiente técnica local, material mais abundante e de melhor qualidade, melhor mão de obra disponível, equipamentos mais baratos e eficientes. É nítido que dificilmente será utilizado em um único sistema estrutural específico o que há de melhor de toda uma indústria de construção local. Lembra-se que, aquilo referido como melhor, não é necessariamente relativo à qualidade de um produto final, mas sim a um processo construtivo como um todo, que busca atender a uma necessidade específica do cliente. O uso de estruturas híbridas é uma alternativa para atingir este fim.

Devido à intenção de se combinar diferentes sistemas estruturais, em que para cada um há toda uma cultura individual específica, o uso dessas estruturas traz consigo alguns desafios. Cria-se a necessidade de uma melhor integração entre as diversas partes envolvidas no projeto e execução da estrutura. Isso pode se tornar um problema ou até mesmo

inviabilizar o processo. Segundo a FIB (2002), há também a dificuldade imposta aos responsáveis pela execução, que são especialistas e habituados a trabalhar com um sistema específico, e se vêem sob o desafio de trabalhar com outro em que não têm experiência.

Para tornar claros os termos usados ao longo do texto, serão definidos os seguintes:

- **Estrutura Híbrida ou Mista** – Aquela composta por diferentes sistemas estruturais.
- **Elemento Misto ou Composto** – Aquele em que diferentes materiais são combinados resultando em uma seção de comportamento homogêneo.

Como exemplo de construção híbrida de sucesso, pode-se citar a mundialmente conhecida Petronas Towers, na cidade de Kuala Lumpur (Malásia), de 95 pavimentos e 452m de altura (Figura 1.1). De acordo com THORNTON, HUNGSPRUKE & JOSEPH (2001) as torres foram projetadas como um sistema estrutural misto, de concreto moldado no local e estruturas metálicas, sendo de concreto as paredes do núcleo central, os pilares de seção circular interligados por vigas formando um anel circular no contorno da edificação. O núcleo e o anel circular foram interligados por vigas metálicas. O pavimento desta região e das regiões em balanço – também compostas por vigas metálicas – foi construído com lajes tipo “steel deck” (Figura 1.2). De acordo com os autores, a escolha do concreto moldado no local se deu em virtude deste tipo de tecnologia ser muito comum e bem desenvolvido na região, aliado ao fato deste sistema apresentar grande vantagem econômica quando usado para suportar cargas verticais. Outro fator que justificou o seu uso foi a necessidade de um sistema simples e monolítico de construção para confecção das ligações viga x pilar, potencialmente complicadas devido às características geométricas particulares da edificação. Somado a isso foi considerada a capacidade inerente do concreto de absorver vibrações, o que garantiria o conforto dos ocupantes em dias de ventos fortes. Já o uso do aço foi justificado por permitir rapidez e flexibilidade na montagem, dando liberdade para construção fora de seqüência, sempre se adequando ao ciclo de construção dos elementos de concreto; por ser um processo de construção industrializado; permitir mudanças à edificação pelos clientes; possuir peso próprio reduzido; permitir redução de flechas nos balanços e dar liberdade para construção de áreas especiais onde era exigida uma leveza estrutural (elementos esbeltos).

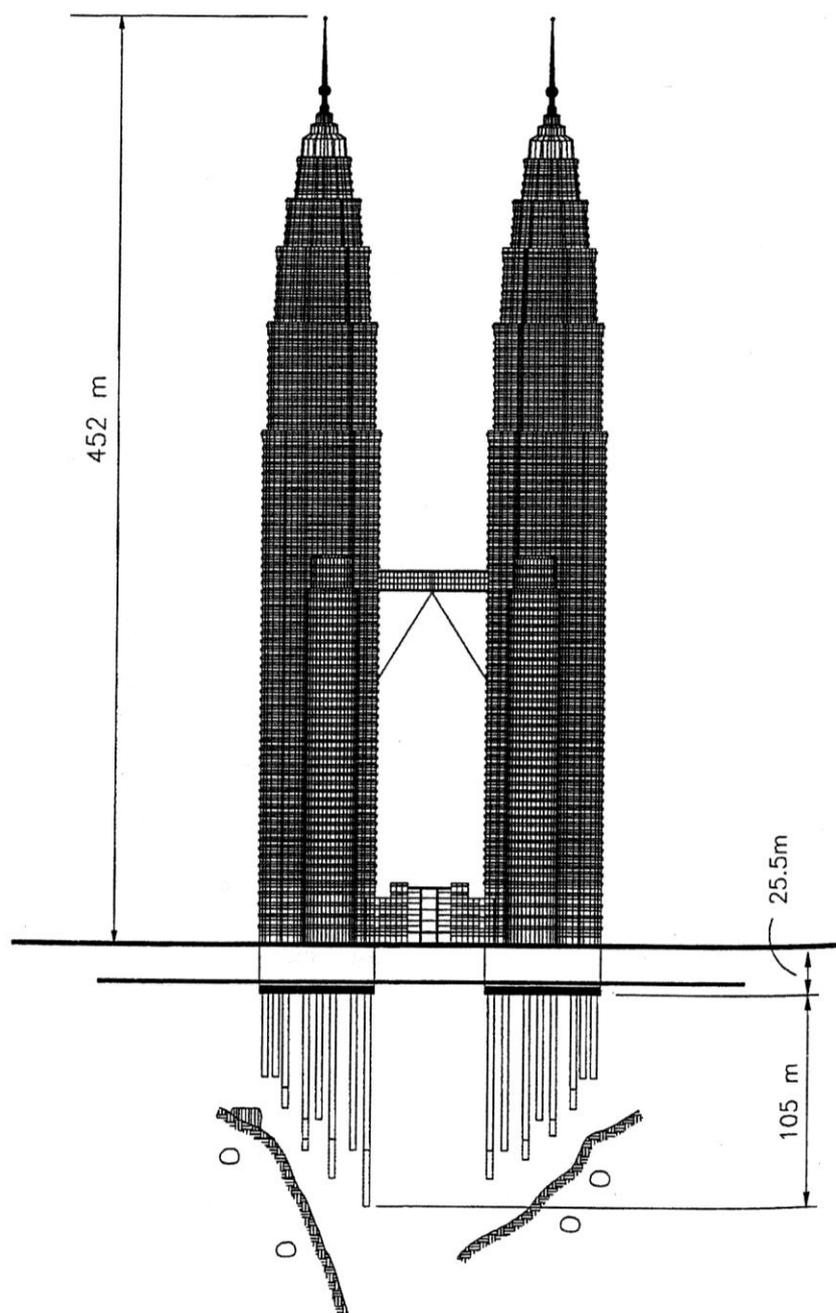


Figura 1.1 - Elevação lateral do Edifício Petrona Towers, THORNTON, H. & JOSEPH (2001).

Destaca-se que o uso de estruturas híbridas não é limitado a aplicações de alto desempenho, onde há grandes alturas ou vãos, podendo ser usadas em construções com características usuais.

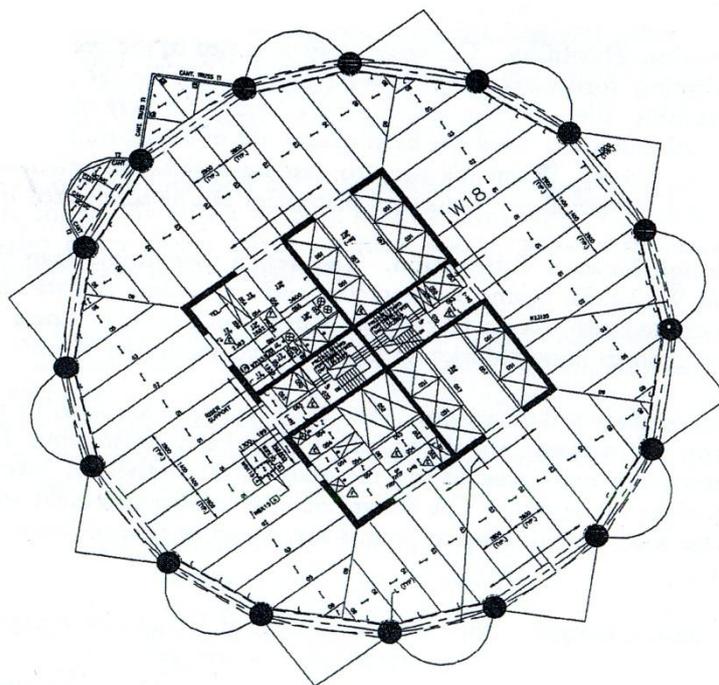


Figura 1.2 - Pavimento Típico do Edifício Petrona Towers THORNTON, H. & JOSEPH (2001).

1.1. Estruturas mistas com concreto pré-moldado.

O uso do concreto pré-moldado em sistemas estruturais híbridos é facilitado por sua aptidão em ser integrado a outros tipos de elementos. Como há a liberdade de se criar em uma peça de concreto pré-moldado uma infinidade de formas, é facilitada a geração de reentrâncias e saliências que ajudarão na solidarização com outros tipos de elementos estruturais. Ressalta-se que esta versatilidade de formas não implica obrigatoriamente no encarecimento da peça, principalmente se esta for inserida em um sistema de produção em série. Dentro do contexto das estruturas pré-fabricadas há obviamente a dificuldade de se garantir o comportamento monolítico, mas isto pode ser contornado com a elaboração de detalhes de ligações eficientes, o que já é prática consagrada em estruturas metálicas, de madeira e mesmo de concreto pré-moldado, não inviabilizando, portanto, a solução em estruturas híbridas.

Além das vantagens associadas à produção industrializada do concreto pré-moldado, há ainda o alto padrão de acabamento que pode ser obtido nas superfícies do produto final, podendo ser dispensado qualquer trabalho adicional após a montagem, gerando economia nesta fase da construção. Há ainda sua versatilidade, podendo ser usado em uma grande variedade de componentes da edificação, estruturais ou não: fundações, pilares, vigas, lajes, telhas, fechamentos, elementos de fachada, pisos, etc.

Segundo a FIB (2002) há uma infinidade de combinações possíveis de serem feitas com o uso de concreto pré-moldado em estruturas híbridas, sendo conhecidas: pavimentos pré-moldados em reticulados metálicos; “Steel deck” em reticulados pré-moldados; reticulado metálico combinado com reticulado pré-moldado; Fachadas pré-moldadas em reticulados metálicos; Pré-moldado combinado com madeira; Pré-moldados e alvenaria estrutural.

Em pesquisa realizada pela FIB (2002), foi observado que até 75% das novas construções em alguns países europeus foram projetadas em estruturas híbridas com concreto pré-moldado. Foi constatado também que a utilização deste tipo de tecnologia resultou em até 20% de economia no tempo de execução.

Ao se combinar diversos sistemas estruturais em um só, deve ser aproveitado o que cada sistema tem de melhor. Sabe-se que as estruturas metálicas têm a vantagem de serem mais leves, adequando-se a soluções em que há necessidade de vencer grandes vãos com vigas de pequena altura. Já as lajes pré-moldadas alveolares apresentam as vantagens conhecidas: possuem forma geométrica e métodos de produção altamente eficientes, alto padrão de acabamento superficial, aliado a uma boa eficiência estrutural, e a baixo custo se comparado às lajes mistas. Fica evidente que é uma boa idéia combinar as duas soluções, e isso que foi realizado na construção do centro comercial “The Big Apple” em Helsinki, Finlândia (Figura 1.3), que se trata de uma estrutura híbrida com pilares mistos preenchidos de seção circular, vigas metálicas e lajes alveolares pré-moldadas. Nesta edificação além de ser aproveitado o melhor de cada elemento, a combinação dos sistemas possibilitou que a laje pré-moldada fosse embutida entre as mesas da viga metálica, reduzindo assim a altura total da construção.



Figura 1.3 - Centro Comercial “The Big Apple”¹.

¹ Fotos cedidas pelo prof. Mounir Kalil El Debs.

Dentre as soluções em estruturas híbridas com concreto pré-moldado, há exemplos bastante incomuns e criativos, como é o caso do escritório central da Toyota em Surrey, Inglaterra (Figura 1.4). De acordo com GOODCHILD & GLASS (2004) o edifício possui uma área bruta de 14200 m² distribuídos em dois pavimentos, com a estrutura da edificação constituída de pilares mistos revestidos pré-moldados, vigas moldadas no local e sistema de pré-laje. GOODCHILD & GLASS (2004) afirmaram que a opção por pilares mistos revestidos se deu pela busca de elementos pré-fabricados com seção transversal reduzida, boa proteção contra fogo e capacidade de moldar uma reentrância (Figura 1.5-1). A finalidade da reentrância foi permitir a passagem da armadura longitudinal da viga através do perfil metálico e posterior concretagem, formando uma ligação monolítica e por consequência um pórtico rígido, capaz de transferir com eficiência as solicitações horizontais para as fundações, eliminando a necessidade de um sistema de contraventamento ou de pilares com grandes seções transversais. A escolha da viga de concreto moldado no local se deu pela necessidade de uma ligação monolítica para formar o pórtico. Este exemplo mostra as possibilidades de se combinar sistemas estruturais diferentes, de forma a obter uma solução eficaz para um problema específico.

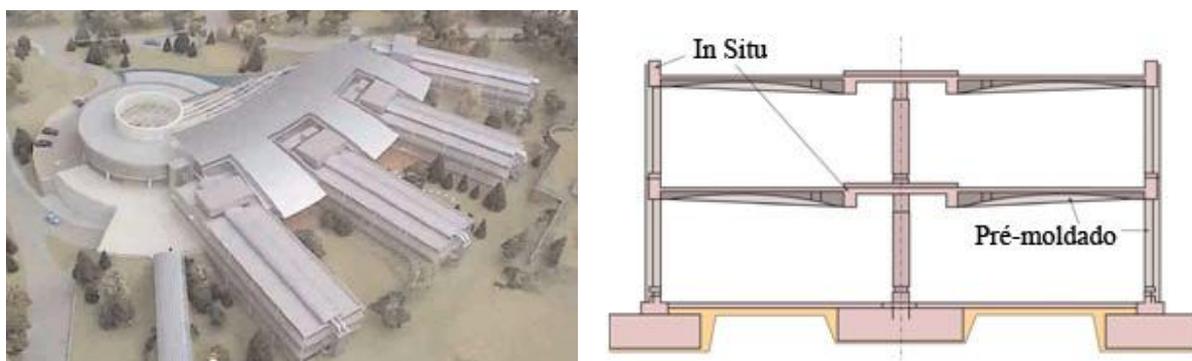


Figura 1.4 – Edifício sede da Toyota em Surrey, Inglaterra, GOODCHILD & GLASS (2004)..

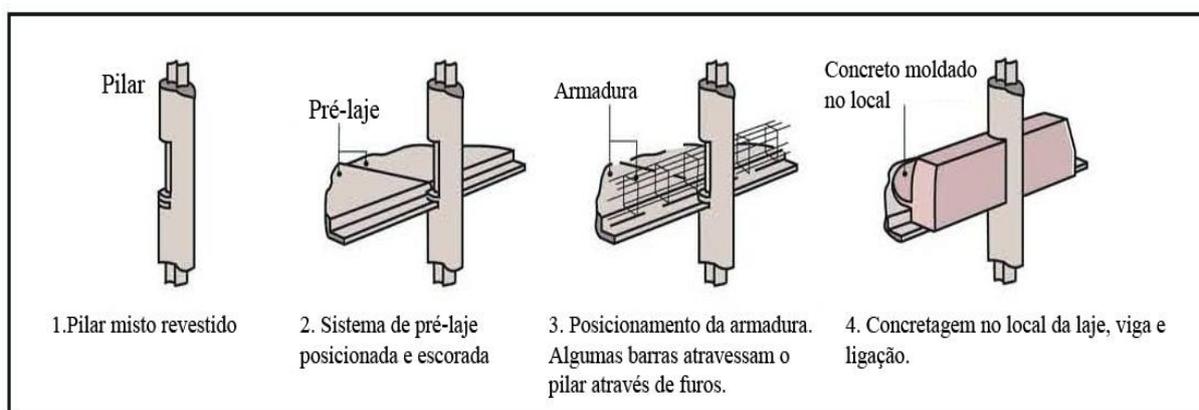


Figura 1.5 - Processo construtivo usado no edifício sede da Toyota, GOODCHILD & GLASS (2004).

1.2. Estruturas de concreto pré-moldado com pilar misto preenchido.

O sistema construtivo em concreto pré-moldado, constituído de vigas e pilares de seção retangular com pavimentos de lajes alveolares (Figura 1.6), traz consigo todos os benefícios da construção industrializada, é barato se comparado ao aço e bastante difundido no Brasil e no mundo. Entretanto apresenta alguns inconvenientes: Os pilares geralmente possuem grande seção transversal e para edifícios com mais de 20m de altura há necessidade de ligação entre pilares, sendo esta evitada a todo custo por sua dificuldade de execução e por criar um ponto vulnerável em um elemento de grande importância na estrutura. Além disso, há dificuldade em se efetuar ligações rígidas entre pilares e vigas, criando a necessidade de um sistema de contraventamento. Como solução a alguns destes problemas propõe-se a substituição do pilar pré-moldado por um de seção mista preenchida (Figura 1.7). As vantagens desta substituição são: redução da seção transversal do elemento, tendo assim um aumento da área útil da edificação e redução dos custos na montagem e transporte; uso do elemento metálico como fôrma; aumento da ductilidade do pilar, tornado mais seguro o uso de concreto de alta resistência (ELREMAILY e AZIZINAMINI, 2002); eliminação da necessidade de armadura; maior resistência ao fogo do que os pilares de aço, devido à dissipação de calor promovida pelo concreto do núcleo (SHAKIR-KHALIL, 1995; Saw e Liew, 2000); facilidade na execução de ligação entre pilares, já que o sistema permite a concretagem desta região usando o aço como fôrma e ainda há um fator favorável: dar continuidade ao aço situado externamente à seção é mais fácil que fazer isto com uma armadura interna.

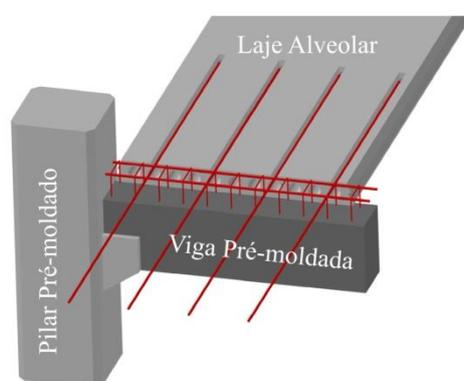


Figura 1.6 - Sistema Estrutural pré-moldado em fase de montagem.

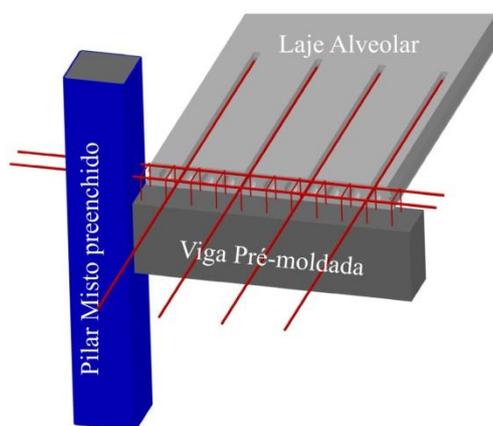


Figura 1.7 – Sistema Estrutural Híbrido.

Na solução híbrida, a idéia principal é que o pilar deva ser pré-fabricado com detalhes que permitam a inserção de armaduras para a ligação com a viga de concreto armado. Neste aspecto, a diferença básica no processo de execução, em relação aos pilares pré-moldados de concreto armado, é a incorporação do perfil metálico (usado também como fôrma) na seção do pilar, trazendo todos os benefícios do comportamento misto. Têm-se então duas alternativas de processos construtivos descritos a seguir:

a) Alternativa 1 – Pilar misto preenchido concretado no local:

Esta proposta deve ser executada na seguinte ordem:

- O pilar metálico é confeccionado de forma convencional, com furos na região de ligação, para passagem da armadura de continuidade da viga pré-moldada;
- O pilar é transportado e fixado à fundação por meio de placa de base e chumbador;
- As vigas pré-moldadas são apoiadas em consolo metálico (já incorporado ao pilar);
- São posicionadas as lajes alveolares e o sistema recebe um contraventamento temporário;
- É traspassada no pilar, por meio dos furos, a armadura de continuidade da viga;
- É feita a concretagem do pilar;
- É concretado o restante das seções das vigas juntamente com as capas das lajes pré-moldadas.

Neste tipo de alternativa há o problema de ter que fazer concretagem no local e os perfis tem que ser dimensionados para suportar o carregamento das vigas sem a contribuição do núcleo.

b) Alternativa 2 – Pilar misto preenchido pré-fabricado:

A diferença fundamental desta alternativa para a anterior é que o pilar misto é concretado logo em fábrica, sendo transportado para o local da obra com a seção completa. Ter que transportar o pilar misto já concretado não pode ser classificado como uma desvantagem, já que o processo construtivo exige o transporte de peças pré-moldadas (vigas e lajes). Assim, é preferível esta alternativa à anterior, pois aumenta a velocidade da construção, o pilar já trabalha desde o início com sua seção completa e essa alteração não deve encarecer o processo, pois o transporte e montagem de outras peça já era necessário.

O problema principal do sistema proposto nas alternativas citadas é a inexistência de uma solução para ligação entre a viga pré-moldada e o pilar misto preenchido, que é o objeto de estudo deste trabalho.

Dentro das necessidades apresentadas e sem perder de vista as peculiaridades do cenário nacional, é realizada nesta pesquisa uma investigação teórico-experimental das ligações entre pilares mistos preenchidos e vigas pré-moldadas de concreto. Em virtude da ausência de estudos abordando o assunto, a pesquisa apresenta caráter pioneiro.

1.3. Justificativa.

Sabendo das vantagens do uso da estrutura híbrida proposta, a justificativa desta pesquisa reside na necessidade de buscar soluções para uma das principais dificuldades da utilização de pilares mistos preenchidos com vigas pré-moldadas de concreto: a ligação de tais elementos. Para isso, torna-se necessário criar dispositivos de ligação aplicáveis ao sistema proposto. Os avanços nessa questão certamente trarão boas contribuições para a modernização dos sistemas estruturais e construtivos, levando à utilização mais eficiente dos materiais aço e concreto. Vale lembrar que a atual difusão da tecnologia do concreto pré-moldado e da construção metálica no país permite o uso da estrutura híbrida por um parque industrial já existente.

1.4. Objetivos.

O foco da pesquisa é o estudo de soluções para a ligação semi-rígida entre pilares mistos preenchidos e vigas pré-moldadas de concreto, praticamente inexplorado no Brasil e no exterior. Foi desenvolvida com base na solução construtiva em que é usado o pilar misto preenchido pré-fabricado, reunindo as vantagens oferecidas pela utilização destes elementos com as técnicas construtivas convencionais, empregadas na execução de vigas e lajes pré-moldadas de concreto.

Assim, os objetivos são relacionados:

- Avaliar numérica e experimentalmente o comportamento do consolo metálico sob ação de forças cortantes provenientes de ações monotônicas;
- Avaliar numérica e experimentalmente o comportamento da ligação completa; composta por viga, pilar misto, laje pré-moldada e consolo metálico sob ação de forças cortantes e momentos fletores provenientes de ações cíclicas;
- Avaliar a influência dos dispositivos de ligação e de parâmetros associados ao seu detalhamento sobre o comportamento da ligação e dos elementos estruturais que a constituem;
- Identificar vantagens e deficiências de comportamento estrutural dos detalhes de ligação estudados;

Espera-se que os resultados desta pesquisa contribuam para a divulgação e ampliação da utilização de estruturas mistas no Brasil, em conjunto com estruturas de concreto pré-moldado, visando flexibilizar e modernizar os processos construtivos. Sob esta ótica, os objetivos desta pesquisa concordam com os do projeto temático ao qual este trabalho foi vinculado. O projeto temático citado tem o título de “Nucleação e incremento da pesquisa, inovação e difusão em concreto pré-moldado e estruturas mistas para a Modernização da Construção Civil” no qual existem trabalhos de diversos pesquisadores.

1.5. Metodologia.

A princípio foi realizada a revisão bibliográfica, com a finalidade de identificar possíveis soluções em propostas de outros pesquisadores. Como não foi encontrada nenhuma fonte que trate do assunto, foram estudadas ligações semelhantes, de forma que fossem reconhecidas características que pudessem ser aplicadas na ligação de viga pré-moldada com pilar misto preenchido.

O passo seguinte foi projetar uma ligação capaz transferir esforço cortante e momento de flexão. Nesta fase foi dada prioridade aos aspectos construtivos, de forma que a execução fosse o menos laboriosa possível, e com a maior parte dos trabalhos realizados em fábrica. Em seguida, o detalhe proposto foi dimensionado – inicialmente transferindo apenas o esforço cortante – para suportar uma carga pré-estabelecida.

Após o projeto e dimensionamento da ligação, foram construídos dois modelos preliminares (modelo 1 e modelo 2) para testar em laboratório a transferência do esforço cortante da viga para o pilar. Junto com o estudo experimental, foi realizada a modelagem numérica destas ligações utilizando o método dos elementos finitos através do programa DIANA. Com base nos resultados obtidos dos modelos preliminares e suas respectivas análises numéricas, as ligações completas foram projetadas (modelos 3 e 4), dimensionadas para transferir momento e força cortante, e testadas. Foram construídos dois modelos completos (pilar misto, viga e laje – modelo 3 e modelo 4) para estudos em laboratório complementados por simulações numéricas.

Assim, além da revisão bibliográfica a metodologia pode ser dividida em três etapas:

a) Estudo e desenvolvimento de dispositivos de ligação entre vigas pré-moldadas de concreto e pilares mistos preenchidos.

O trabalho é pioneiro no Brasil, uma vez que não se tem dados de pesquisas sobre o assunto no país. Nesse contexto, os estudos iniciais foram voltados para o desenvolvimento de formas de ligação – viga pré-moldada de concreto com o pilar preenchido – que permitissem a exploração do potencial dos pilares misto preenchidos. Um dos principais problemas é a transferência de esforços da viga para o pilar, procurou-se uma solução capaz de permitir que as solicitações mobilizassem o núcleo do pilar não se concentrando apenas em uma região do pilar preenchido, como na parede do perfil metálico, adjacente à viga de concreto.

b) Análise experimental de ligações entre vigas pré-moldadas de concreto armado e pilares mistos preenchidos, submetidas a ações monotônicas e cíclicas, utilizando os dispositivos de ligação previamente estudados.

A viabilidade e a eficiência dos dispositivos de ligação na transferência de esforços da viga para o pilar foram avaliadas por ensaios em laboratório. Estes estudos, como já citado, foram divididos em duas fases, a primeira chamada de ensaios preliminares (modelos 1 e 2) o pilar misto, dotado de consolo metálico, foi ensaiado de tal forma que o consolo fosse submetido predominantemente à forças cortantes. Na fase seguinte chamada de ensaios definitivos (modelos 3 e 4), os modelos constituídos de pilar misto preenchido, viga pré-moldada de concreto armado, laje pré-moldada e capa de concreto com armadura de traspasse, foram submetidos à ações cíclicas quase estáticas, ações estas capazes de provocar tanto força cortante quanto momento de flexão nas ligações em questão.

c) Comparação dos resultados experimentais com os resultados obtidos via análise numérica.

Análises numéricas orientaram as decisões tomadas antes da realização dos ensaios. Além disso, permitiram a melhor compreensão do comportamento dos modelos, complementando o estudo experimental possibilitando ainda a realização de análises paramétricas, contribuindo para a melhor compreensão da influência de algumas variáveis escolhidas sobre o comportamento da ligação.

1.6. Organização da tese.

Esta tese foi dividida em 7 capítulos e 1 apêndice, o conteúdo dos mesmos são resumidos abaixo:

No **capítulo 1** é feita uma introdução ao tema pesquisado, é apresentada também a metodologia aplicada ao trabalho bem como as justificativas e os objetivos.

No **capítulo 2** é apresentada a revisão bibliográfica. Esta é focada no estudo de pesquisas realizadas por diversos autores sobre diferentes tipos de ligações.

No **capítulo 3** inicialmente é apresentado como foi o desenvolvimento da ligação na busca por soluções para transferência do momento de flexão e forças cortantes. Neste capítulo tem-se uma descrição completa dos estudos experimentais, que foram divididos em ensaios preliminares e ensaios definitivos. Também são expostos os procedimentos para a caracterização dos materiais e confecção dos modelos, bem como a descrição dos

equipamentos utilizados nos ensaios e na instrumentação. Contempla ainda, ao longo do capítulo, a análise dos resultados de cada modelo.

No **capítulo 4** expõem-se as análises numéricas realizadas com pacote computacional DIANA. Neste capítulo são descritas as principais características dos elementos finitos utilizados e dos modelos constitutivos do concreto e do aço aplicados na modelagem. São descritas também as principais características geométricas, de contorno e malha dos modelos. É feita a apresentação dos resultados e das análises paramétricas.

No **capítulo 5** são apresentadas as conclusões, considerações finais e sugestões de estudos para dar continuidade à pesquisa realizada, focando questões ainda não resolvidas sobre o assunto.

Por fim, tem-se as referências bibliográficas e no **Apêndice** os cálculos relativos ao dimensionamento das ligações ensaiadas.

Capítulo 2

2. Revisão bibliográfica.

2.1. Ligações entre pilar misto preenchido e vigas de concreto.

É possível afirmar que praticamente não existem estudos sobre ligações entre vigas de concreto e pilares mistos preenchidos. No Brasil, não se têm dados sobre a existência de estudos sobre esse tipo de ligação. No exterior, a única referência encontrada na bibliografia sobre o tipo de ligação híbrida pesquisada é o trabalho de ASHADI & BOUWKAMP (1992,1995), que apresentam resultados experimentais de ligações entre vigas de concreto armado e pilares mistos preenchidos (Figura 2.1) submetidos a ações cíclicas de elevada intensidade.

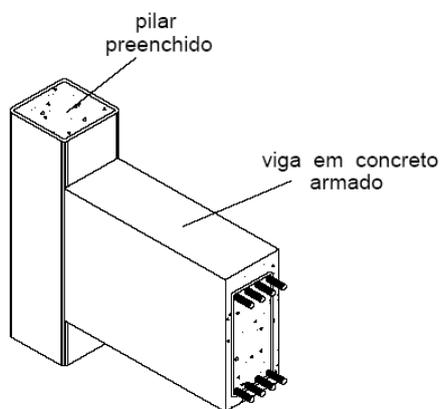


Figura 2.1 - Ligação viga de concreto - pilar misto preenchido – ASHADI & BOUWKAMP (1995)

Segundo ASHADI & BOUWKAMP (1992,1995), dois aspectos podem ser considerados críticos para as ligações propostas: a resistência limitada à força cortante na região de interface entre a viga e o pilar (especialmente após o escoamento das barras longitudinais da viga) e a aderência dessas barras no pilar preenchido. Com relação a este último aspecto, para os modelos tipo T (ligação de viga com pilar de extremidade), os pesquisadores realizaram ensaios de arrancamento nas barras horizontais, considerando três

arranjos distintos (Figura 2.2), a fim de verificar a resistência de cada um e se ocorreria ruptura por perda de aderência:

- Barras com ancoragem reta no interior do pilar;
- Barras com ancoragem em ganchos de 90° no interior do pilar;
- Barras atravessando o pilar preenchido, sendo soldadas a uma placa de ancoragem no lado oposto da viga.

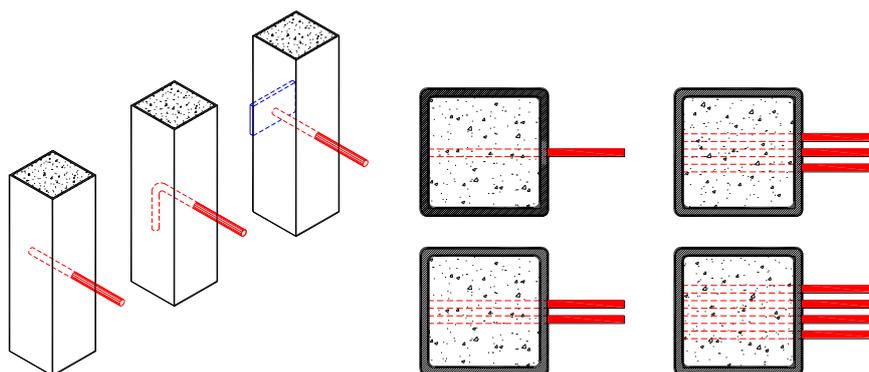


Figura 2.2 - Tipos de ancoragem e disposição das armaduras longitudinais da viga nos modelos tipo T – ASHADI & BOUWKAMP (1995).

Em todas as barras retas a ruína ocorreu devido à perda de aderência. As barras com ganchos apresentaram ruptura por escoamento, atingindo a carga última da barra. O ensaio mostrou também que as barras retas situadas na região central do pilar resistiram a uma carga maior que as situadas nas extremidades, próximas às paredes do pilar. Nas múltiplas barras com ganchos não foi observado influência do posicionamento na resistência ao arrancamento, já que em todas foi atingida a tensão última. Verificou-se então que as barras com ancoragens em gancho foram mais eficientes que as de ancoragem reta.

O estudo experimental da ligação viga-pilar envolveu dois tipos de solução: a ligação de extremidade (exterior joint), caracterizando um modelo tipo T, e a ligação interna (interior joint), caracterizando um modelo cruciforme. Nos dois modelos, foram usados como dispositivo de ligação barras longitudinais da viga de concreto entrando no pilar misto. Desta forma foram estudadas duas soluções para ligações de extremidade e duas para ligação interna. Na primeira alternativa foi usada apenas a armadura longitudinal da viga para efetuar a ligação (Figura 2.3a), já na segunda opção foi inserida uma armadura complementar por dentro dos estribos da viga e ancorada no interior do pilar misto (Figura 2.3b). Com base nos resultados dos ensaios de arrancamento, os autores optaram por ancorar, nas ligações de

extremidade, a armadura longitudinal no núcleo do pilar misto com o auxílio de ganchos (Figura 2.4) ou com estas soldadas em chapas.

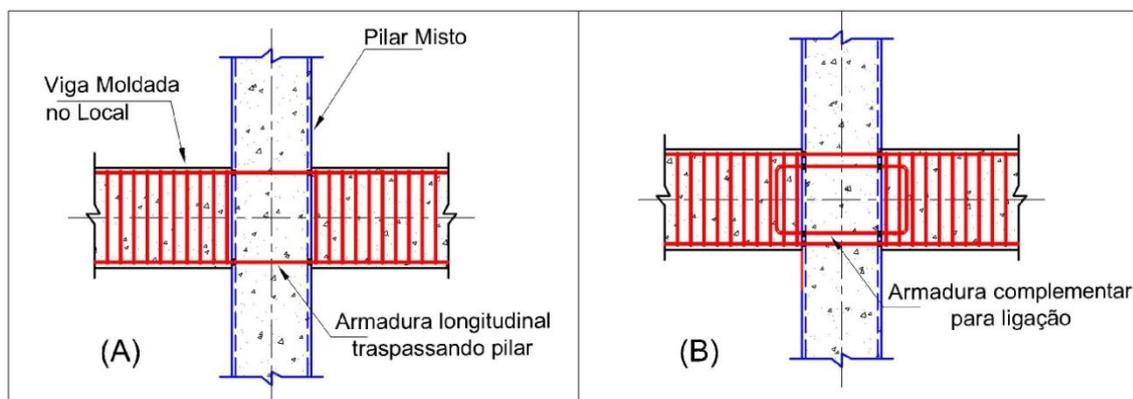


Figura 2.3 – Ligações internas – ASHADI & BOUWKAMP (1995).

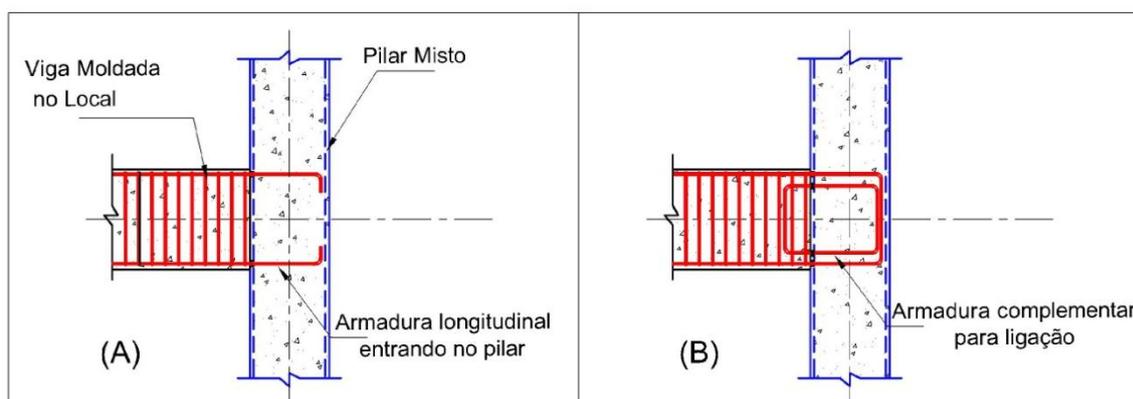


Figura 2.4 - Ligações de extremidade – ASHADI & BOUWKAMP (1995).

Os resultados da pesquisa mostraram que houve ruptura por perda de aderência no modelo cruciforme, sendo este tipo de ligação de baixa capacidade de dissipação de energia. Já os modelos tipo “T” – representativo das ligações de extremidade – apresentaram excelente comportamento, sem perda significativa de resistência ao momento com o aumento dos deslocamentos impostos. Tanto nos modelos cruciformes quanto nos modelos “T”, o uso de armadura em duas camadas na região da interface beneficiou o comportamento da ligação. Entretanto, foi observado o surgimento de altas deformações devidas à força cortante, com o surgimento de zonas plásticas causadas por este esforço, sendo que todos os modelos romperam devido à flexão.

O trabalho de ASHADI & BOUWKAMP (1992 e 1995) não fornece maiores informações sobre como ocorre a transferência de esforços cortantes da viga para o pilar, aspecto de fundamental importância para o entendimento do comportamento desse tipo de ligação, e que se constitui em objeto de estudo inicial desta pesquisa.

2.2. Ligações entre pilares mistos preenchidos e vigas de aço.

Nos últimos vinte anos, especialmente em países onde há uma grande preocupação com as ações sísmicas, diversos estudos vêm sendo realizados acerca de ligações entre pilares mistos preenchidos e vigas metálicas. Como resultado tem-se uma infinidade de soluções propostas para este tipo de ligação. Para facilitar o estudo, estas foram classificadas em ligações externas: onde a força é transferida diretamente para o tubo de aço; e ligações internas: aquelas em que há a tentativa de transferir, parcial ou totalmente, os esforços da viga diretamente para o núcleo de concreto, por meio de elementos a ele ancorados. As ligações internas têm a desvantagem de dificultar a concretagem do pilar enquanto que as externas têm o inconveniente de concentrar tensões nas paredes do perfil tubular que compõe o pilar misto.

Entre as ligações externas, um tipo bastante simples foi estudado por SHAKIR-KHALIL (1992), em que uma chapa de extremidade foi soldada à parede de um pilar misto de seção circular para depois ser parafusada à alma de uma viga de aço (Figura 2.5a). Em alguns modelos foram utilizados conectores de cisalhamento no interior do pilar misto, para verificar a contribuição destes à transferência das cargas para o núcleo. Apesar de ser uma ligação classificada como interna – já que os conectores transferem parte da carga para o núcleo – a ligação com conectores (Figura 2.5b) foi citada aqui para facilitar sua comparação com a que não os têm.

Nos modelos de SHAKIR-KHALIL (1992), as vigas foram submetidas a forças verticais de até 250kN a uma distância de 120 e 250mm da face do pilar, sendo neste aplicada uma força de até 3000kN.

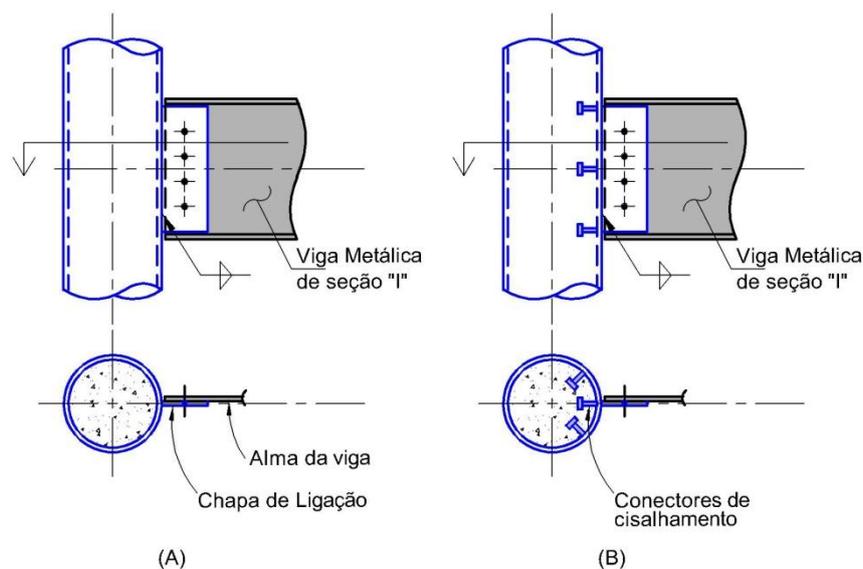


Figura 2.5 - Ligações estudadas por SHAKIR-KHALIL (1992).

Com base nos resultados do ensaio, o autor observou que a deformação longitudinal aumentou na mesma proporção em uma região situada a uma distância maior que a metade do diâmetro do pilar, acima e abaixo da chapa de ligação. Apenas ao longo do comprimento da chapa de ligação somada à metade do diâmetro, foi observada uma perturbação na distribuição das deformações. Diferente do que foi observado, segundo o autor, por outros pesquisadores que estudaram este tipo de ligação submetida somente ao esforço cortante, na qual houve escorregamento entre o aço e concreto, se estendendo a uma região de aproximadamente duas a três vezes e meia o diâmetro do pilar, distante da chapa de ligação. O autor comprovou também que houve um aumento da capacidade de carga como consequência de três fatores: presença dos conectores de cisalhamento, aumento do comprimento da chapa de ligação e a redução do braço de alavanca da força aplicada na viga.

A falha dos modelos estudados por SHAKIR-KHALIL (1992) se deu pelo colapso da parte superior do pilar, acompanhado de uma deformação acentuada na parede do tubo na região da chapa de ligação. As vigas apresentaram uma grande rotação ao final do ensaio, por consequência do alargamento dos furos da chapa de ligação e na alma da viga, indicando que este tipo de ligação é indicado para vigas rotuladas.

Um tipo semelhante de ligação foi estudada por SHAKIR-KHALIL (1995) e mais recentemente por AL-RODAN(2004), em que foi analisada a ligação entre viga metálica de seção “I” e pilar misto preenchido de seção quadrada, sendo que, diferente do modelo anterior em que foi usada uma chapa para a ligação dos dois elementos, neste caso foi usado um elemento de seção “T”, como pode ser observado na Figura 2.6. Enquanto SHAKIR-KHALIL

(1995) estudou modelos carregados simetricamente, AL-RODAN(2004) estudou modelos com cargas assimétricas.

AL-RODAN(2004) observou que após uma determinada rotação da viga, uma abertura surgiu entre o perfil “T” e o pilar misto. O que era esperado, já que o perfil “T” foi soldado ao pilar pelas extremidades das abas. AL-RODAN (2004) observou também que nas vigas ocorreu o efeito de membrana, aumentando a capacidade destas. Não ocorreu falha das ligações nos modelos testados, o colapso se deu nas vigas.

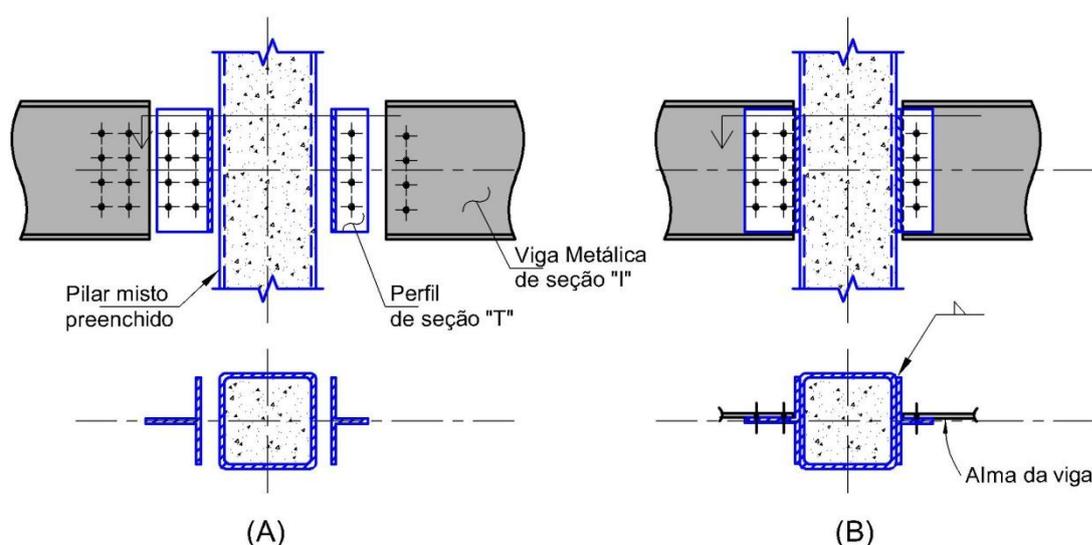


Figura 2.6 – Ligação estudada por AL-RODAN(2004).

Uma prática comum utilizada para melhorar o desempenho das ligações externas é o uso de anéis de enrijecimento – ou diafragmas externos – soldados às paredes do pilar misto. KATO & KIMURA (1992) estudaram este tipo de ligação, propuseram um método de dimensionamento do anel de enrijecimento e testaram vários modelos para verificar a eficiência da ligação e do método proposto. Os modelos constavam de pilares mistos preenchidos de seção circular conectados a vigas de aço com seção “H”, submetidos a um carregamento dinâmico. Os autores observaram que este tipo de ligação possui uma excelente capacidade de absorção de energia, porém nada foi comentado sobre o percentual de carga transferido para o núcleo de concreto. O colapso dos modelos iniciou com uma ruptura localizada na região de ligação entre a chapa do anel de enrijecimento e a mesa da viga metálica.

SCHNEIDER & ALOSTAZ (1998) avaliaram o desempenho ao sismo de seis tipos de detalhes de ligações entre vigas de aço de seção “I” e pilares mistos preenchidos de seção

circular. Dentre estes modelos, havia dois (Figura 2.7) em que os esforços provenientes das vigas foram transferidos diretamente para o tubo de aço do pilar, caracterizando estas ligações como externas. Pode ser visto na Figura 2.7(a) a viga soldada diretamente na parede do tubo metálico. Os pesquisadores relataram que neste modelo o tubo sofreu grandes deformações localizadas nas proximidades da região da ligação. A ruptura iniciou no dispositivo de ligação entre a viga e o pilar para uma rotação de 1,25% e propagou para a parede do tubo metálico para uma rotação de 2,75%. A ruptura do tubo propagou-se da região próxima da ponta do flange e seguiu em direção da alma. A redução da resistência à flexão se iniciou a partir do instante em que surgiu a primeira fratura no flange, isto provocou grande sollicitação na chapa de alma culminando na ruptura da solda de ligação desta com a parede do tubo. Conseqüentemente a viga perdeu toda capacidade de suportar carga logo depois do início da ruptura do flange. A rigidez da ligação correspondeu a 85% de uma ligação perfeitamente rígida. Este tipo de ligação demonstrou perda de rigidez mais rápida se comparada com as outras estudadas, claramente devido às grandes deformações na parede do tubo metálico.

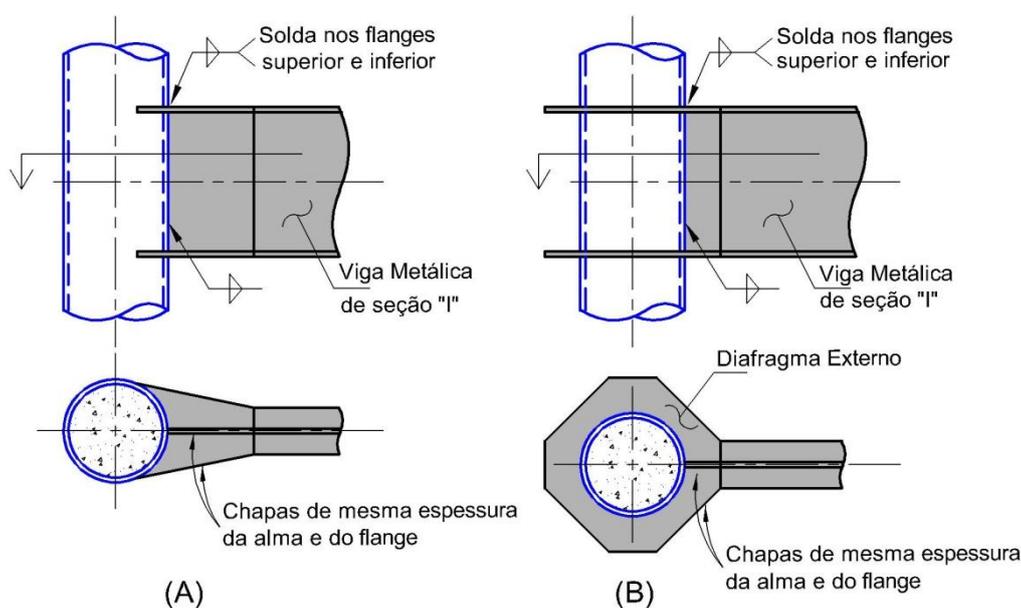


Figura 2.7- Ligações estudadas por SCHNEIDER & ALOSTAZ (1998).

Na Figura 2.7(b) percebe-se a existência dos diafragmas externos, que de acordo com SCHNEIDER & ALOSTAZ (1998), foram utilizados com o objetivo de reduzir as grandes deformações na parede do tubo. Ainda segundo os autores, estes diafragmas melhoraram significativamente o desempenho da ligação para o carregamento cíclico aplicado, rompendo quando atingida uma rotação aproximada de 2%. Com os ciclos

subseqüentes, a ruptura se propagou para o tubo, para uma rotação de 3,5%. A deterioração do comportamento momento-rotação ocorreu com o surgimento da ruptura no diafragma. Para grandes deformações o diafragma flambou e a parede do tubo rompeu-se ao longo da altura da viga.

Na pesquisa realizada por WANG, HAN & UY (2007) foi estudado o mesmo tipo de ligação, sendo analisado o desempenho desta com o uso de viga metálica de seção variável. Na viga citada, foi feita uma redução nas dimensões dos flanges na região de ligação (Figura 2.8). Segundo os autores, este tipo de configuração induz a formação da rótula plástica na região em que houve redução nas dimensões das vigas, limitando assim os momentos e plastificações que poderiam ocorrer na face do pilar.

WANG, HAN & UY (2007) observaram que em todos os modelos em que foram reduzidos os flanges na região da ligação, a ruptura observada foi do modo “viga–fraca–pilar–forte”, onde o colapso se deu pela ruína da viga. Em contrapartida, naqueles em que não foi reduzido o flange das vigas e foi usada a estratégia “ligação–viga–pilar–fraca”, a ruptura se deu de forma frágil. Todos os modelos com redução dos flanges apresentaram bom desempenho e ductilidade quando sujeitos ao carregamento cíclico. Os autores notaram também que houve redução da capacidade de carga da ligação com a redução da largura do anel de enrijecimento, ocorrendo a ruptura do anel no modelo onde foi reduzida a largura do mesmo, o que não acontece onde não houve tal redução e a mesma configuração da viga metálica foi mantida.

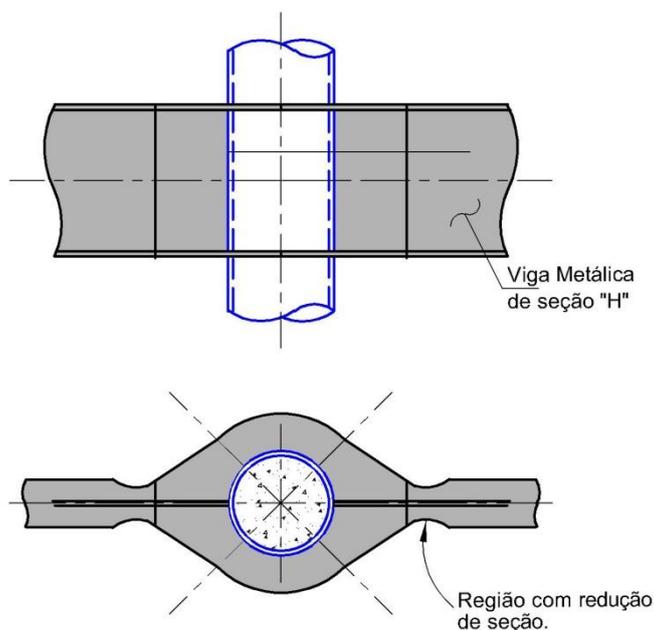


Figura 2.8 – Ligação estudada por WANG, HAN & UY (2007).

Seguindo a mesma estratégia do detalhe anterior, CHOU & WU (2007) estudaram uma ligação semelhante. Os autores justificaram o uso da ligação proposta (Figura 2.9) como forma de evitar a flambagem das mesas das viga, manter as deformações plásticas longe da face do pilar, evitar a formação de rótula plástica na viga e também para eliminar a necessidade de solda de campo. CHOU & WU (2007) afirmaram que a redução dos diafragmas na região de ligação funcionaria como um “fusível”, sendo este elemento sacrificado para preservar a viga, as soldas e a parede do pilar misto preenchido. CHOU & WU (2007) realizaram tanto ensaios experimentais como análises numéricas paramétricas.

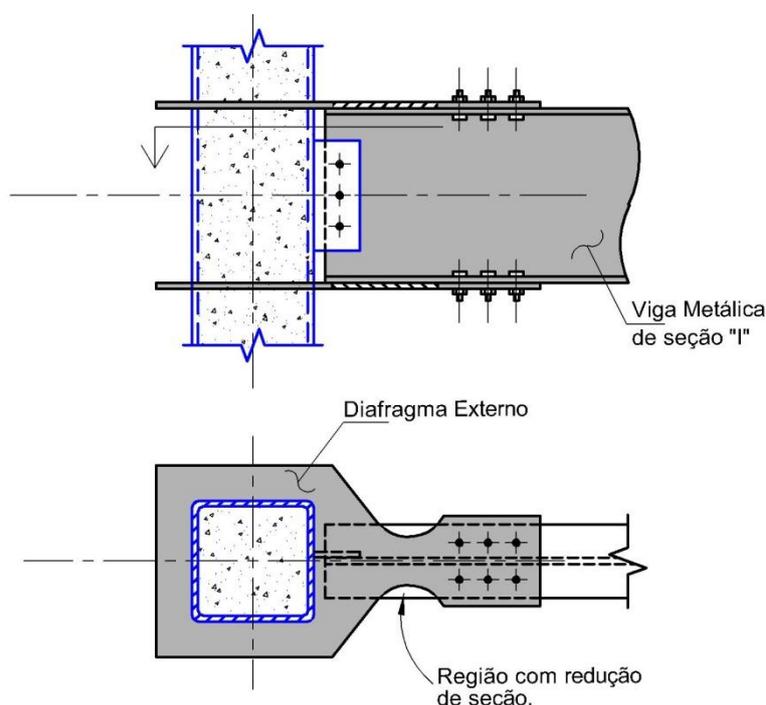


Figura 2.9 – Ligação estudada por CHOU & WU (2007).

SHANMUGAM, TING & LEE (1992) estudaram a ligação entre viga metálica de seção “I” e pilar metálico tubular de seção retangular – pilar não foi preenchido com concreto – com o uso de enrijecedores de seção “L” e “T”, e concluíram que o de seção “T” é mais eficiente na transferência do esforço de flexão. Recentemente SHIN, KIM & OH (2008) estudaram o mesmo tipo de ligação, diferindo pelo uso de pilar preenchido. SHIN, KIM & OH (2008) avaliaram apenas o uso de enrijecedores com seção “T” (Figura 2.10). No Estudo também foi avaliado o efeito da redução do flange da viga no comportamento da ligação. Os autores optaram pela investigação deste tipo de ligação devido, segundo eles, a facilidade de manufatura e por ter comportamento semelhante aos diafragmas externos. Foi realizada uma avaliação experimental, e proposto um método de dimensionamento.

SHIN, KIM & OH (2008) observaram que a ruína dos modelos ocorreu devido à fratura do flange inferior da viga na região do enrijecedor, sendo esta ruptura, segundo os autores, devida à mudança abrupta da geometria no canto da chapa horizontal que integra o enrijecedor “T”, provocando concentração de tensões no flange inferior da viga. Os autores observaram também que quanto maior o comprimento desta região de ligação, menor a concentração de tensões. Foi verificado experimentalmente que o uso do enrijecedor tipo “T” combinado com uma redução no flange da viga metálica foi muito eficiente para amenizar a tendência de fraturamento observada no componente horizontal do enrijecedor. Os autores também observaram que a disposição de um furo na chapa do enrijecedor, onde houve a concentração de tensão, foi eficiente na redução deste fenômeno.

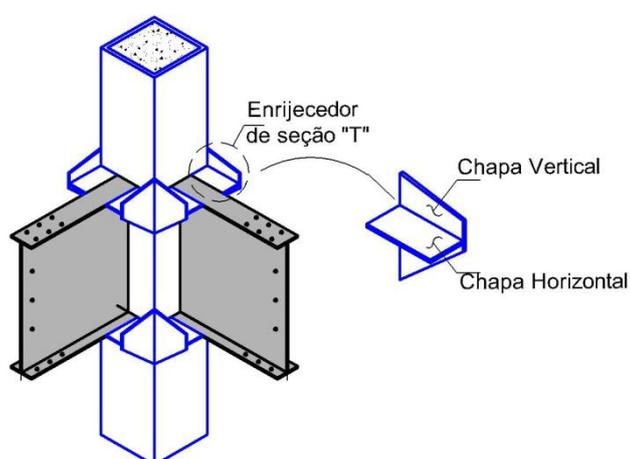


Figura 2.10 – Ligação Estudada por SHIN, KIM & OH (2008).

Abordando agora as ligações internas – aquelas em que há a tentativa de transferir a carga diretamente da viga para o núcleo de concreto –, na pesquisa realizada por AZIZINAMINI & PRAKASH (1993), foi estudado um tipo de ligação na qual a viga metálica de seção “T” traspassava totalmente o pilar misto de seção retangular. Para passagem da viga pelo pilar, foi feito um corte neste com a mesma forma da viga. Como resultado de análise experimental e numérica, os autores observaram que a porção do tubo de aço entre os flanges da viga atuou como enrijecedor. AZIZINAMINI & PRAKASH (1993) afirmaram também que houve a formação de uma biela comprimida de concreto no interior da ligação, contribuindo com a alma da viga como elemento resistente ao esforço cortante. Os autores afirmaram também que, na direção contrária à formação da biela de compressão, as deformações na alma da viga foram maiores, provavelmente devido à deficiência do concreto em resistir a esforços de tração, sendo então este esforço resistido pela alma. Neste trabalho, os autores também sugeriram um método de dimensionamento.

SCHNEIDER & ALOSTAZ (1998), que tiveram seus detalhes de ligações externas já citadas anteriormente, estudaram quatro detalhes de ligações internas (Figura 2.11). No primeiro detalhe, mostrado na Figura 2.11(a), os autores prolongaram a alma da viga metálica para dentro do pilar misto, com o objetivo de melhorar o comportamento da ligação, quando esta estiver submetida tanto ao momento de flexão quanto à força cortante. Ao ser carregado, o modelo teve sua ruína iniciada pela ruptura do flange da viga, provocando a fratura da alma. De forma semelhante à ligação em que a viga é soldada diretamente na parede do tubo, após a ruptura do flange houve um grande acréscimo nas deformações das fibras extremas da alma. A fratura desta se iniciou nas proximidades da solda que a conecta ao pilar, para uma rotação de aproximadamente 2%, provocando um decréscimo de 20% na resistência à flexão da ligação. A fratura propagou-se na direção do flange para o centro da alma.

A ligação mostrada na Figura 2.11(a) é idêntica à da Figura 2.11(b) – ambas estudadas por SCHNEIDER & ALOSTAZ (1998) – exceto pelo emprego de quatro barras de aço soldadas aos flanges da viga e ancoradas no núcleo de concreto do pilar misto, entrando por meio de furos na parede do tubo metálico. As barras usadas tinham o diâmetro de 20 mm e tensão de escoamento de 420 MPa. A solda das barras nos flanges foi dimensionada para suportar 50% mais carga que as barras mencionadas. De acordo com os autores, o comportamento momento x rotação foi significativamente melhorado se comparado com a ligação em que não foram usadas as barras de aço.

SCHNEIDER & ALOSTAZ (1998) observaram que o colapso do detalhe mostrado na Figura 2.11(b) iniciou com uma fratura na parede do pilar misto, que ocorreu na região do furo por onde foram inseridas as barras. Entretanto, esta fratura não afetou significativamente o modelo. A flambagem localizada no flange da viga foi observada para uma rotação de 3%, que ocorreu fora da região de ligação, indicando, segundo os autores, que a ligação era forte o suficiente para que ocorresse o escoamento do flange da viga. A ruína da ligação foi devida a ruptura das barras de aço, que ocorreu com uma rotação de 3,75%. Os autores não observaram significativa perda de rigidez ou resistência antes da ruptura das barras. A rigidez efetiva desta ligação foi de aproximadamente 98% da condição de ligação rígida ideal. SCHNEIDER & ALOSTAZ (1998) afirmaram ainda que o ganho de rigidez, se comparada com a ligação que não possuía as barras, se deu pelo o uso das mesmas.

Uma alternativa estudada por SCHNEIDER & ALOSTAZ (1998) foi traspasar apenas o flange através do pilar misto (Figura 2.11c). Os flanges, além de traspassarem o pilar, foram soldados à parede deste. Não foi feita nenhuma tentativa de aderir o flange ao núcleo de concreto, contando apenas com a solda para transferir o esforço para o pilar.

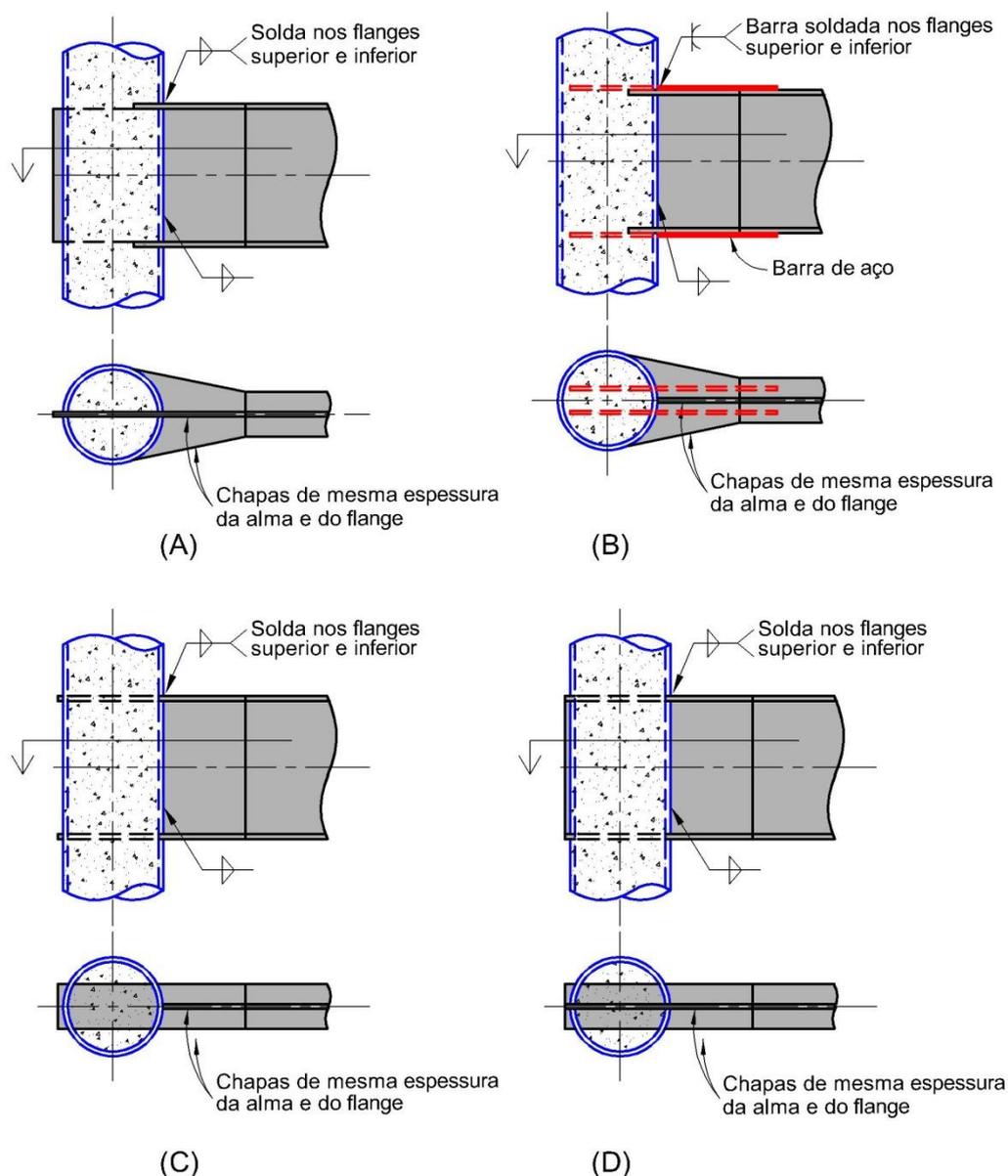


Figura 2.11 – Detalhes de ligações internas estudadas por SCHNEIDER & ALOSTAZ (1998).

Os autores observaram que quando a ligação representada na Figura 2.11c foi submetida ao carregamento, as soldas nos flanges do lado da viga romperam-se para uma rotação de 1%, com as soldas do lado oposto permanecendo intactas. Isto resultou no fraturamento da parede do tubo na face oposta à viga. A redução da rigidez foi observada logo que ocorreu a ruptura da solda.

Na última opção estudada por SCHNEIDER & ALOSTAZ (1998), a viga inteira foi traspassada no pilar misto. Da mesma forma do detalhe de ligação citado anteriormente, os flanges e a alma foram soldados ao tubo do pilar, e também não foi tomada nenhuma medida para melhorar a aderência da viga ao núcleo de concreto. Os autores observaram que, nesta

ligação, o colapso iniciou com a flambagem local do flange para uma rotação de aproximadamente 2,75%, seguida pela flambagem local da alma a uma rotação de 3%. A ruína da ligação foi provocada pela ruptura do flange da viga na região do pontalete usado para junção dos elementos. A ruptura do pontalete propagou-se para a alma da viga, porém, a resistência a flexão decresceu apenas 30%, se comparada com o valor de pico. Não foi observado esmagamento do concreto e o tubo de aço não mostrou sinal de falha localizada. A rigidez permaneceu equivalente à de uma ligação rígida ideal ao longo de todo histórico de carregamento.

No estudo realizado por BEUTEL, THAMBIRATNAM & PERERA (2001) avaliaram uma ligação semelhante à mostrada na Figura 2.7 b, estudada por SCHNEIDER & ALOSTAZ (1998). Na ligação, a viga foi conectada a um dispositivo – previamente soldado ao pilar – por meio de parafusos e soldas de campo (Figura 2.12 a, b). Nestas ligações, quatro barras de aço foram soldadas nos flanges e ancoradas no núcleo do pilar misto. Foram estudadas três tipologias, sendo estas: barras com ancoragens retas (Figura 2.12a); barras com ancoragens em forma de ganchos; barras traspassadas e soldadas na parede do tubo que compõe o pilar misto (Figura 2.12 b). Diferentes diâmetros de barras foram usados, com o objetivo de verificar a influência da capacidade de carga e ancoragem destas, no desempenho da ligação.

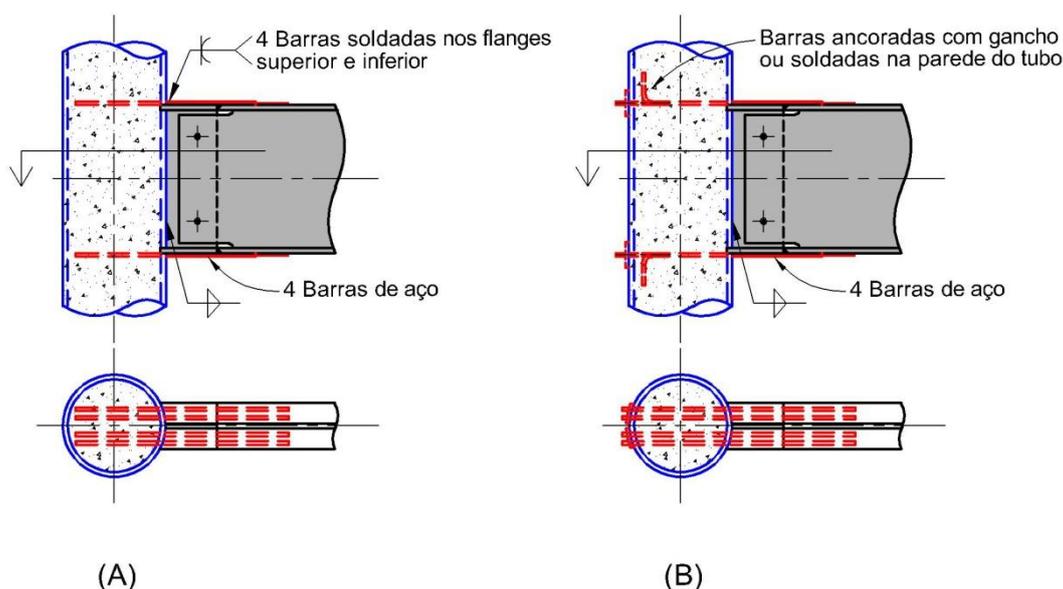


Figura 2.12 - Detalhes estudados por BEUTEL, THAMBIRATNAM & PERERA (2001).

BEUTEL, THAMBIRATNAM & PERERA (2001) observaram, no estudo da ligação mostrada na Figura 2.12(a), que à medida que os diâmetros das barras eram aumentados, crescia a carga de ruptura da ligação, observando também significativo aumento da rigidez inicial ao momento. Todos os modelos do tipo mostrado na Figura 2.12(a) tiveram modo de ruptura similar, com escoamento das barras superiores seguido do fraturamento do tubo de aço, próximo ao canto do flange. A rigidez da ligação caiu rapidamente após a formação e propagação desta fratura, sem ganho de resistência nas fases posteriores. A parede do tubo sofreu deformações consideráveis, segundo afirmam os autores, devido à soma da carga transferida pelo flange – soldado a parede do tubo – e da carga transferida pelas barras de aço ao concreto, e deste para o tubo. Os autores não observaram ruptura das barras ou da solda em nenhum modelo.

No estudo da ligação mostrada na Figura 2.12(b), BEUTEL, THAMBIRATNAM & PERERA (2001) avaliaram o desempenho desta ao momento de flexão, sob influência de quatro variáveis: uso de ganchos nas barras de aço; fixação das barras de aço na parede do tubo; variação do diâmetro e quantidade de barras. Todos os modelos foram sujeitos a carregamento cíclico. Tanto no modelo com gancho quanto no modelo fixado à parede do tubo, houve a formação de rótula plástica na viga metálica, na região adjacente ao final das barras soldadas aos flanges. Em ambos os modelos, os autores não observaram dano considerável à ligação nas proximidades do tubo, exceto pelo escoamento das barras e a formação de uma pequena fratura na parede do tubo nas proximidades do canto do flange da viga. Entretanto, esta fratura não se propagou através do tubo. Após inspeção no concreto em volta das barras de aço, os autores concluíram que não houve perda significativa da ancoragem. No modelo em que foi usado um menor número de barras (três barras), os autores observaram evidências de falha na ancoragem, ao redor das barras nas proximidades do flange superior, onde foi observado substancial grau de fissuração no concreto. Entretanto, a perda total de ancoragem não foi observada. Já nos modelos com barras de diâmetro maior, os autores observaram falha na ancoragem das barras inferiores, porém o ensaio não foi concluído por problemas no dispositivo de travamento do modelo.

Como forma de melhorar o desempenho das ligações, há a possibilidade do uso de diafragma interno ao pilar misto. Para exemplificar, pode ser citado o estudo feito por SHIM, HAN & KIM (1995), em que eles avaliaram o comportamento da ligação composta de pilar misto preenchido de seção retangular com diafragma interno e viga de seção “H”, formando um elemento cruciforme (Figura 2.13). Os modelos foram submetidos a carregamento cíclico, onde os principais parâmetros avaliados foram a forma e dimensão do diafragma. Baseados na

pesquisa, os autores afirmaram que as ligações estudadas possuem excelentes rigidez e capacidade de deformação plástica. Observaram também que os diafragmas internos com furos quadrados são mais sensíveis ao aumento das dimensões do furo, provocando maior perda de rigidez à ligação se comparado com o diafragma de furo circular.

Na literatura são encontradas várias pesquisas que avaliam a influência do diafragma interno sob diversos aspectos. Entretanto, estas pesquisas não são citadas, por se achar que a manufatura dos dispositivos internos é complicada, encarecendo o processo e tornando a solução pouco atraente economicamente. Deve-se lembrar também das dificuldades que o diafragma pode provocar na concretagem do pilar, podendo favorecer o surgimento de nichos de concretagem.

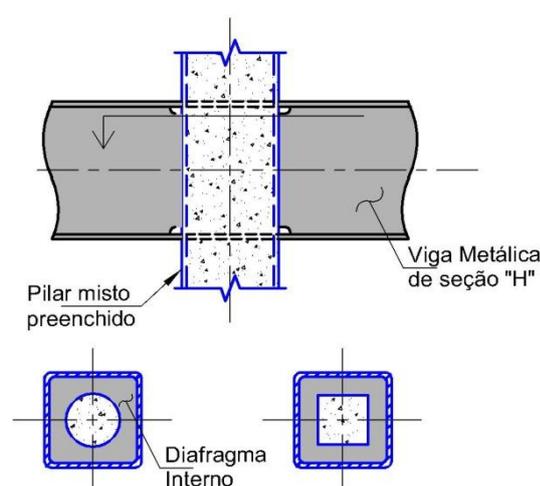


Figura 2.13- Ligação com diafragma interno estudada por SHIM, HAN & KIM (1995),

Dentre as ligações internas, há a possibilidade do uso de parafusos passantes, em que vigas metálicas com chapas de extremidade são conectadas por meio de parafusos que atravessam o pilar, ligando vigas de lados opostos. PRION & MCLELLAN (1994) estudaram este tipo de ligação (Figura 2.14), em que, segundo os autores, os parafusos mostraram-se eficientes na transferência de forças cortantes elevadas das vigas para o núcleo do pilar misto preenchido. No estudo, os autores verificaram também que a resistência ao cisalhamento dos parafusos é fator limitante da ligação, não sendo de influência significativa a resistência ao momento de flexão dos mesmos. PRION & MCLELLAN (1994) observaram três possíveis modos de ruptura: ruptura por cisalhamento dos parafusos; ruptura diagonal do concreto e corte do concreto e aço pelos parafusos (Figura 2.15). A ruptura por cisalhamento, de acordo com os autores, não é diferente das ligações convencionais parafusadas, portanto, já bastante estudada e conhecida. PRION & MCLELLAN (1994) observaram que altas tensões devidas

ao engaste dos parafusos poderiam ser suportadas pelo núcleo de concreto, indicando, segundo eles, que as forças cortantes das vigas podiam ser totalmente transferidas para o núcleo com o uso dos parafusos. Os autores sugerem que seja evitada a ruptura por cisalhamento dos parafusos, preferindo-se modos de ruptura mais dúcteis, tais como flexão das chapas de extremidade ou escoamento das vigas.

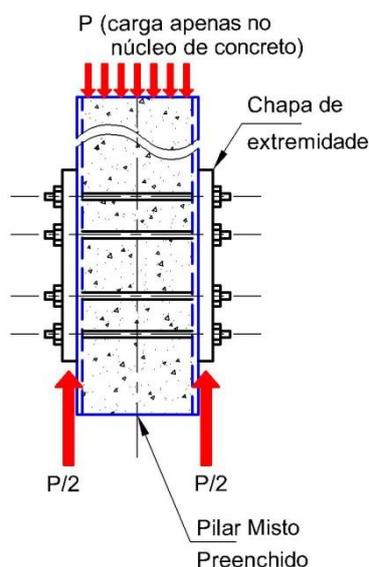


Figura 2.14 – Ligação estudada por PRION & MCLELLAN (1994).

Na Escola de Engenharia de São Carlos – USP, DE NARDIN (2003) estudou quatro detalhes de ligação (Figura 2.16) entre vigas metálicas de seção "I" e pilares mistos preenchidos de seção quadrada. O primeiro, Figura 2.16 a, trata-se de um tipo de ligação semelhante à estudada por PRION & MCLELLAN (1994), ou seja, vigas com chapas de extremidades conectadas por meio de parafusos passantes. Neste caso, foi investigada a situação em que os parafusos foram ancorados no concreto por aderência, e outra na qual esta aderência foi eliminada com o uso de tubos de PVC para isolar os parafusos do concreto, sendo estes protendidos posteriormente. No terceiro tipo (Figura 2.16 b), as vigas metálicas foram soldadas diretamente na parede do pilar misto. No quarto tipo (Figura 2.16 c), as vigas foram soldadas diretamente nas paredes do tubo, mas diferente do anterior, cantoneiras foram soldadas internamente ao tubo metálico, na tentativa de transferir as cargas da viga – assim como os conectores de cisalhamento estudados por SHAKIR-KHALIL (1992) – para o núcleo de concreto.

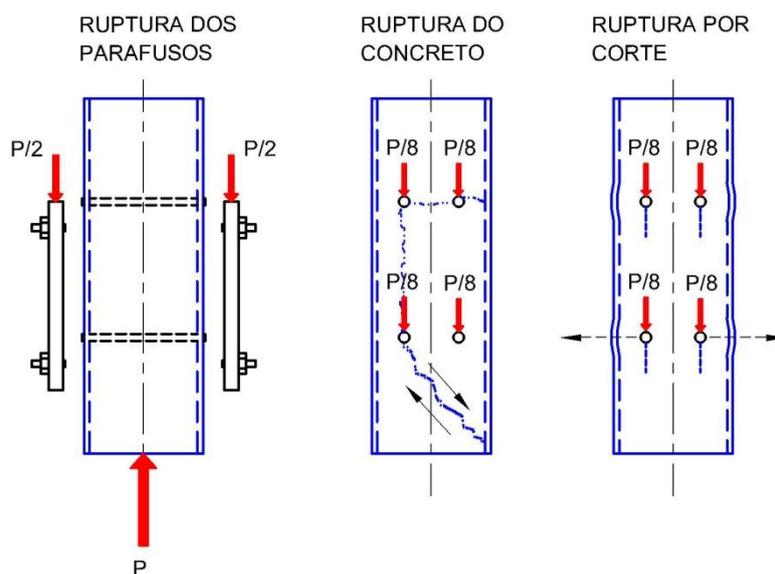


Figura 2.15 – Modos de ruptura, PRION & MCLELLAN (1994).

DE NARDIN (2003) observou que não houve diferença significativa entre os modelos com chapa de extremidade e parafusos passantes com e sem aderência, no que se refere à capacidade resistente, alterando apenas a distribuição de deformações entre os componentes.

Ainda relativo aos estudos realizados na Escola de Engenharia de São Carlos – USP, FARIAS (2008) complementou o estudo de DE NARDIN(2003), ao investigar qual a influência da laje no comportamento da ligação entre viga de aço e pilar misto preenchido. O detalhe de ligação estudado foi constituído de chapas de extremidades e parafusos passantes. A diferença entre os modelos estudados por FARIAS (2008) foi a presença ou não de conectores internos aos pilares, bem como o tipo de conector. O autor afirmou, com base em análise teórico-experimental, que a ruptura da ligação passou a ser determinada pelo escoamento da armadura longitudinal da laje.

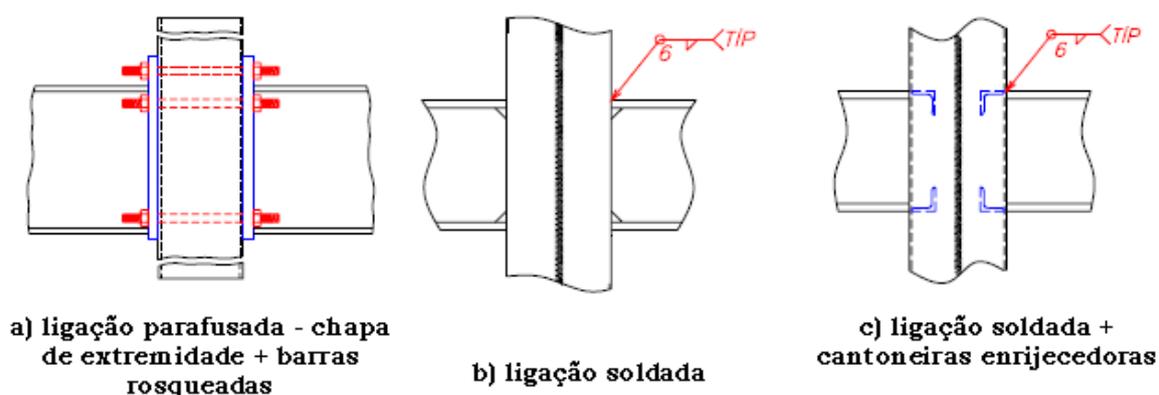


Figura 2.16 - Detalhes estudados por DE NARDIN(2003)

2.3. Ligações entre pilares e vigas pré-moldados.

Como há uma grande quantidade de detalhes e estudos sobre a ligação entre vigas e pilares pré-moldados, serão citados apenas os que de alguma forma tiveram influência direta no estudo da ligação proposta pelo presente trabalho, ou seja, os que tiveram alguns de seus componentes ou soluções estruturais diretamente incorporadas na ligação entre viga pré-moldada e pilar misto preenchido.

O primeiro a ser citado é o detalhe já consagrado (Figura 2.17) apresentado por PCI (2004). Nesta ligação, a transferência da tração devida à flexão é feita na parte superior da ligação por barras que traspassam o pilar. A compressão, também devida à flexão, é transferida pela solda de campo efetuada nos dispositivos metálicos situados no consolo e embutido na viga pré-moldada. Este detalhe apresenta o inconveniente óbvio da solda executada em campo, porém traz a idéia de aproveitar o consolo para transferir as tensões devidas à flexão. O PCI (2004) não informa as particularidades relativas ao comportamento da ligação, entretanto, as características do detalhe podem servir como sugestão para soluções a serem estudadas.

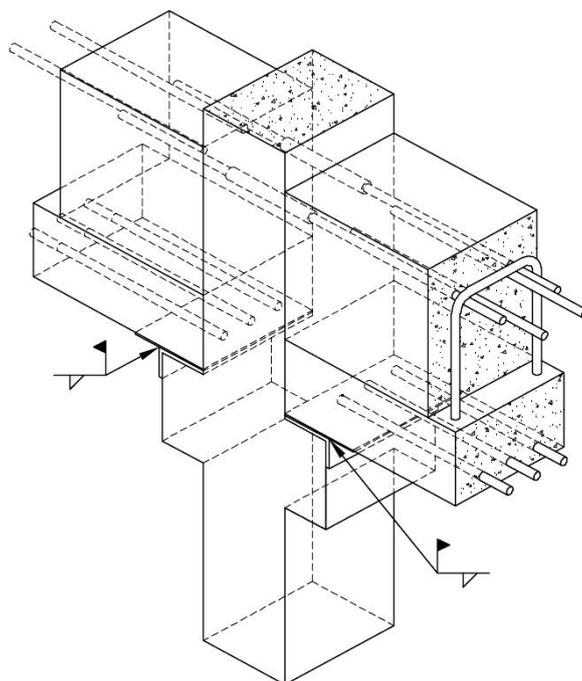


Figura 2.17 – Detalhe de ligação rígida, PCI(2004).

MIOTO(2002) estudou uma ligação viga x pilar constituída de: consolo, armadura de continuidade traspassando o pilar, almofada de apoio à base de argamassa e chumbador

para fixação da viga ao consolo (Figura 2.18). Em um modelo, parte da armadura de continuidade foi traspassada por dentro do pilar e outra parte foi passada ao lado do pilar; no outro, a armadura de continuidade foi passada apenas através do pilar. Nestes modelos foi aplicado um carregamento alternado, de curta duração e com controle de deslocamentos de acordo com a Figura 2.19, submetendo a ligação a esforço cortante e momento de flexão. De acordo com a autora, a ligação garantiu uma boa transferência do momento de flexão, devido ao uso de: armadura de continuidade, capa de concreto e do graute de preenchimento. MIOTO (2002) afirmou que houve uma acentuada perda de rigidez da ligação para valores reduzidos de sollicitação. A autora observou que o modelo, com armadura de continuidade dentro e fora do pilar, rompeu devido ao escoamento desta armadura, pela ação do momento de flexão negativo, quando este atingiu o valor de 221kN.m. Em outro exemplar com as mesmas características porém sem continuidade da capa de concreto, o ensaio foi interrompido devido às grandes deformações, que se deram quando o momento de flexão positivo atingiu 42,0 kN.m.

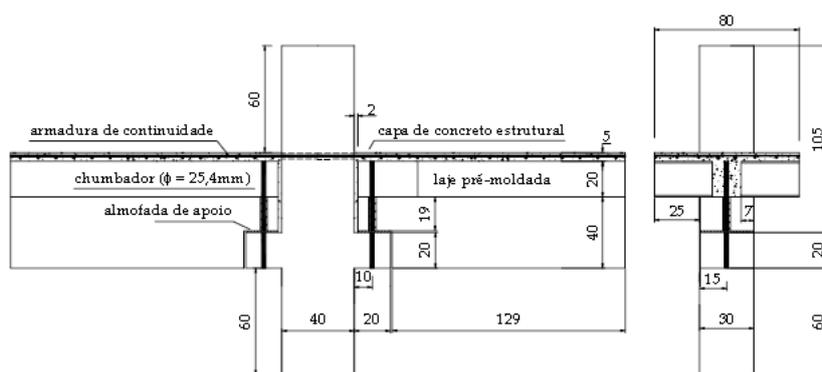


Figura 2.18 - Ligação estudada por MIOTO(2002).

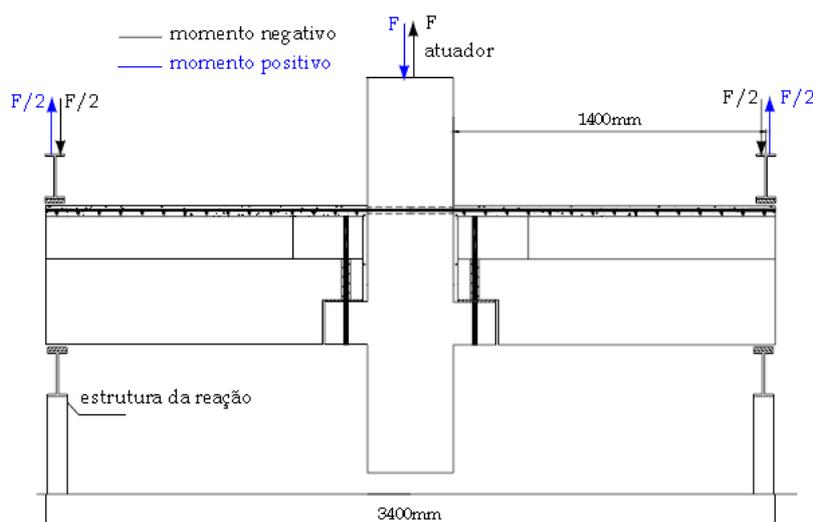


Figura 2.19 - Aplicação de forças no modelo de MIOTO(2002).

BALDISSERA (2006) deu continuidade ao trabalho de MIOTO(2002), sendo que usou chumbadores inclinados (Figura 2.20) com a finalidade de verificar a influência do novo posicionamento do chumbador na resistência e rigidez da ligação. A autora observou que há um aumento superior a 2,5 vezes no momento de plastificação e de 2 vezes na rigidez à flexão (momento positivo) se comparada à ligação similar com os chumbadores retilíneos.

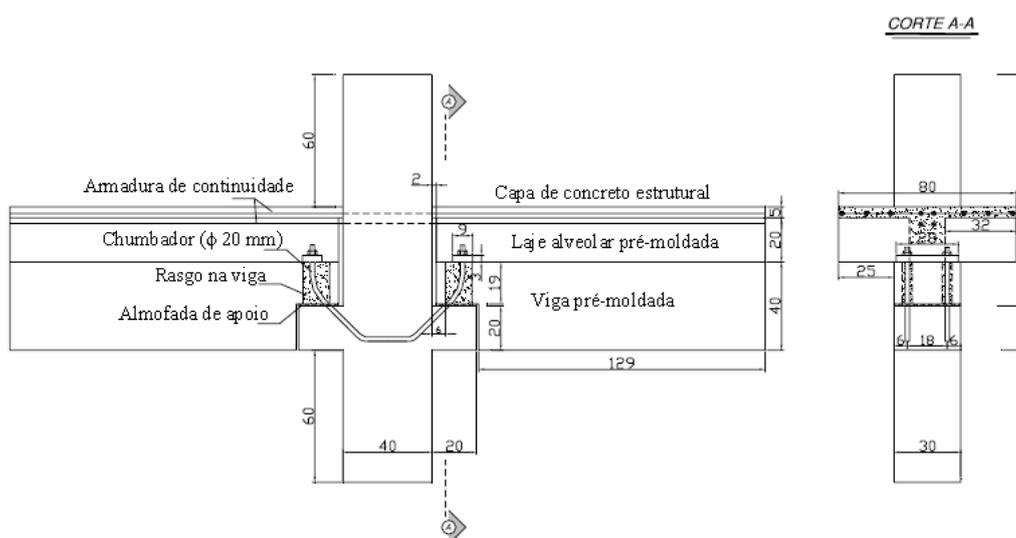


Figura 2.20 – Ligação estudada por BALDISSERA (2006).

KATAOKA(2007) realizou um estudo experimental sobre ligação entre vigas e pilares pré-moldados, com a contribuição da laje, semelhante aos dois últimos citados. A ligação era composta de: consolo, armadura de continuidade, chapa metálica para apoio e chumbador para fixação da viga ao consolo (Figura 2.21). A autora investigou duas tipologias de ligação: Uma em que toda a armadura de continuidade foi passada através do pilar, e outra na qual 50% passada através do pilar e 50% pelas laterais deste. A armadura de continuidade foi traspassada no pilar por meio de bainhas lisas preenchidas com graute. A autora afirma, com base no estudo, que o uso das armaduras laterais propiciou uma melhora no desempenho com relação à rigidez ao momento de flexão, se comparada com a ligação em que todas as barras são passadas por dentro do pilar. KATAOKA(2007) afirma também que a utilização de chapas metálicas para apoio das vigas melhora o comportamento da ligação. A autora recomenda também o uso de bainhas corrugadas ao invés de bainhas lisas, mas na pesquisa não é estudado esse tipo de dispositivo.

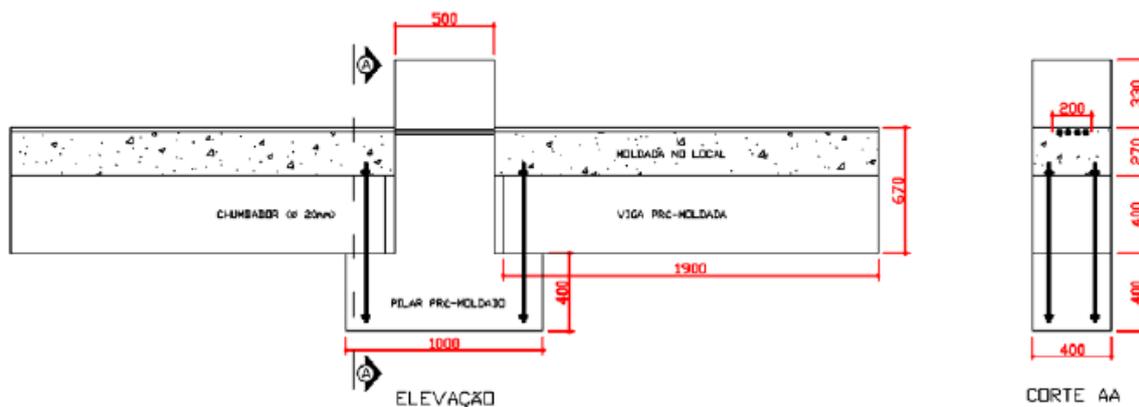


Figura 2.21 – Detalhe de ligação estudado por KATAOCA(2007).

2.4. Outros tipos de ligações viga-pilar em estruturas híbridas.

Na bibliografia encontram-se alguns trabalhos que tratam de outros tipos de ligações, tais como os que envolvem pilares de concreto armado e vigas constituídas por perfis de aço. Neste sentido, há quase três décadas, HAWKINS et al. (1980) apresentaram os resultados de uma série de ensaios de 22 ligações de viga de aço (seção tipo “I”) com pilares de concreto armado, conduzidos na Universidade de Washington, EUA. Para fazer a ligação entre os elementos, foram utilizados conectores de cisalhamento do tipo pino com cabeça, ancorados no pilar de concreto (Figura 2.22). Os resultados indicam que o tipo de ligação investigada é capaz de resistir tanto a esforços cortantes quanto a momentos de flexão. Entretanto, a capacidade da ligação está limitada pelo espaçamento dos conectores e à capacidade destes em transferir tração. Os autores afirmam que este tipo de ligação é dúctil quando o esforço cortante é alto e o momento é baixo; isto ocorre devido às grandes forças de tração que atuam nos conectores quando a ligação é submetida a momentos elevados, podendo provocar uma ruptura frágil se os conectores não estiverem bem ancorados.

Mais recentemente, pode-se citar o trabalho de PARRA-MONTESINOS et al. (2003), que aborda ligações híbridas do tipo viga de aço (incluindo a laje de concreto) com pilar de concreto armado. Os autores propuseram formulações para cálculo desse tipo de ligação em zonas de elevada atividade sísmica. Os procedimentos teóricos propostos foram balizados nos ensaios cíclicos. Os estudos foram feitos para ligações com e sem vigas transversais. As ligações apresentaram bom comportamento global força-deslocamento, exibindo também boa capacidade de dissipação de energia frente aos grandes deslocamentos alternados impostos nos ensaios.

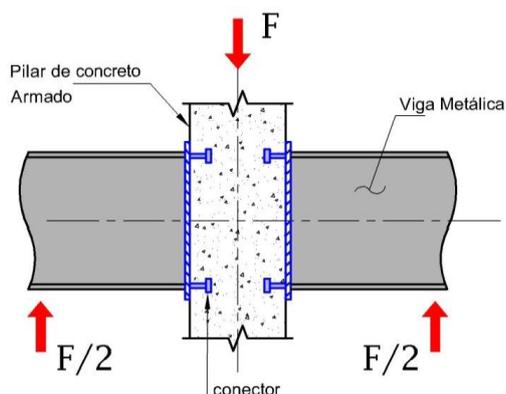


Figura 2.22 - Ligação viga de aço – pilar de concreto investigada por HAWKINS et al. (1980).

As ligações investigadas por PARRA-MONTESINOS et al. (2003) possuem a particularidade de utilizar um perfil de aço no interior do pilar de concreto, soldado às mesas da viga de aço. Esse pequeno pilar interno de aço é útil nas operações de montagem da estrutura e, segundo os autores, desempenha importante papel na mobilização do concreto das regiões situadas fora das mesas da viga.

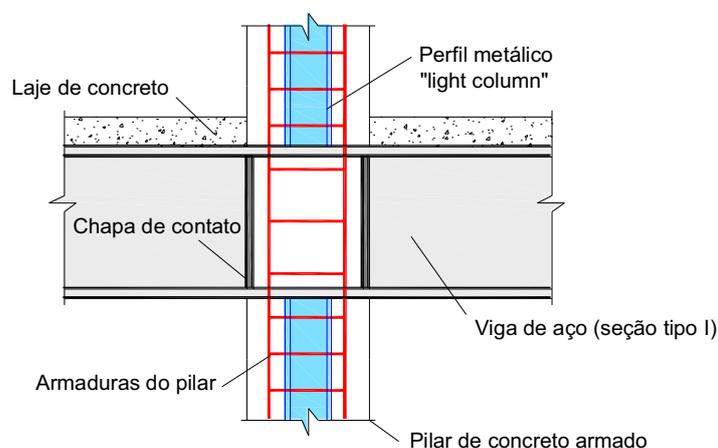


Figura 2.23 - Esquema geral das ligações abordadas por PARRA-MONTESINOS et al. (2003).

2.5. Conectores de Cisalhamento.

Em um pilar misto preenchido, para que seja garantido o comportamento conjunto do aço e do concreto é necessário que seja garantido à transferência de tensões de cisalhamento entre os dois materiais. Os mecanismos pelos quais as tensões de cisalhamento podem ser transferidas do núcleo de concreto para o tubo de aço são: adesão, rugosidade da

interface e fricção (JOHANSSON, 2002). Quando a aderência ou o atrito não são suficientes para garantir o trabalho conjunto do concreto e do aço em um elemento misto, é necessário o uso de dispositivos mecânicos para se atingir este fim. Os conectores de cisalhamento são elementos metálicos que possuem a função primária de realizar a ligação entre os materiais aço e concreto, absorvendo os esforços de cisalhamento na interface entre os mesmos. São largamente utilizados nas vigas mistas aço-concreto, tendo como funções transferir esforços de cisalhamento longitudinais do concreto para o aço, na interface da viga mista, bem como impedir a separação vertical entre laje de concreto e perfil de aço, movimento conhecido como “uplift”. Os conectores de cisalhamento podem ser usados também em pilares mistos revestidos ou em pilares mistos preenchidos formados pela composição de perfis de chapa dobrada, como foi o caso estudado por SILVA (2005) que avaliou a aderência por meio de ensaios de arrancamento em pilares mistos preenchidos de seção quadrada obtidos mediante solda de dois perfis tipo “U” formados a frio com conectores internos (figura 2.24). Entretanto há uma infinidade de opções para serem usadas como conectores, como podem ser vistos na figura 2.25 (DE NARDIN, 2003).



Figura 2.24 - Conectores internos aos Pilares mistos preenchidos ensaiados por SILVA (2005).

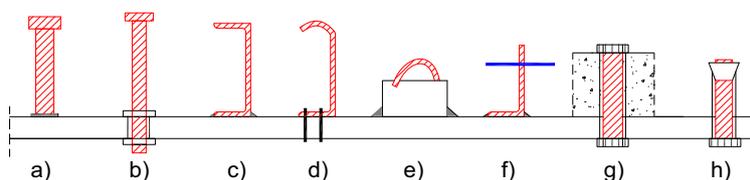


Figura 2.25 - Conectores: a) pino com cabeça; b) parafuso; c) perfil canal; d) “pinned”; e) armadura; f) cantoneira; g) parafuso externo; h) parafuso por atrito. (DE NARDIN, 2003)

Há alguns anos, a utilização de conectores de cisalhamento em ligações com pilares mistos preenchidos vem sendo objeto de estudos. Nesse contexto, destacam-se alguns trabalhos.

O trabalho de RICLES et al. (1995) consistiu em uma investigação sobre o comportamento de ligações viga-pilar, dando-se ênfase ao desenvolvimento de detalhes de ligação adequados à ação sísmica. As ligações eram formadas por vigas de aço de seção tipo “u” e pilares preenchidos de seção quadrada. Em todos os dispositivos ensaiados foram colocados conectores do tipo pino com cabeça no interior do perfil de aço do pilar, distribuídos na região correspondente à altura da viga. Por sua vez, VANDEGANS & JANSS (1995) apresentaram importantes resultados teóricos e experimentais de uma proposta de ligação viga de aço – pilar preenchido que utiliza conectores de cisalhamento tipo pino com cabeça soldados à face interna do perfil do pilar.

Em uma das ligações estudadas por DE NARDIN (2003), no interior do perfil de aço do pilar foram soldadas cantoneiras de aço. Os resultados indicaram que a presença dessas cantoneiras – que na verdade funcionam como conectores – consegue mobilizar o concreto em seu interior e, além disso, segundo a autora, torna a ligação mais rígida e resistente.

De uma forma geral, as investigações acerca do uso de conectores de cisalhamento no interior do perfil do pilar misto apontam para uma melhora de comportamento estrutural, pois os mesmos diminuem a deformabilidade da ligação e mobilizam o núcleo de concreto.

Capítulo 3

3. Estudo experimental.

3.1. Introdução.

O estudo experimental das ligações foi dividido em duas etapas: **Ensaios do consolo** (citados ao longo do texto como **ensaios preliminares**) e **ensaios da ligação completa** (citados como **ensaios definitivos**). Na primeira etapa foi avaliado o efeito do esforço cortante em dois modelos constituídos pelo pilar misto e consolo metálico, um deles sem nenhum dispositivo para mobilizar o núcleo de concreto e outro com as cantoneiras soldadas no interior do pilar para funcionarem como conectores e mobilizarem o núcleo. Na segunda etapa também foram testados dois modelos, ambos com viga, pilar, consolo, laje pré-moldada e capa de concreto moldada no local. Em um modelo foi usado apenas um chumbador para transferir o momento positivo e no outro uma caixa metálica, detalhada adiante, foi incorporado à viga e conectado ao consolo para atingir esse fim.

Somente após a análise dos resultados dos modelos preliminares (modelos somente com consolo e pilar – chamados de modelos 1 e 2) é que foram projetados e construídos os modelos da etapa seguinte (modelos completos: com pilar, viga, consolo, laje e capa de concreto – chamados de modelos 3 e 4), de forma que nestes pudessem ser aprimorados aspectos estruturais e construtivos através dos resultados dos primeiros modelos.

As análises numéricas também tiveram papel importante durante os estudos de viabilidade e planejamento dos ensaios, já que elas auxiliaram nas previsões de comportamento das propostas de ligações e nas estimativas da capacidade resistente, da distribuição de tensões, de deformações e dos deslocamentos globais.

Nos ensaios preliminares foram aplicados carregamentos monotônicos enquanto que nos ensaios definitivos foram aplicados carregamentos alternados em ciclos de curta duração, de modo a solicitar a ligação tanto a momento positivo quanto ao negativo.

3.2. Projeto da ligação .

O procedimento para projetar a ligação foi baseado no estudo de várias propostas, avaliando-se os prós e contras de cada uma. Dessa maneira, partindo-se de uma idéia inicial, foram mantidos os elementos que foram julgados eficientes. Logicamente que o julgamento do que era eficiente ou não, de início foi realizado com cálculos aproximados e suposições, para depois, de posse de alguma solução estrutural, a eficiência ser avaliada com auxílio de análises numéricas e experimentais.

Neste capítulo são discutidos apenas aspectos relativos à concepção dos detalhes de ligação. O dimensionamento e as respectivas considerações adotadas estão no apêndice.

Assim, de início, procurou-se resolver o problema da transferência de esforços cortantes da viga para o pilar, buscando soluções em dispositivos que fossem capazes de mobilizar o núcleo de concreto do pilar misto. A alternativa inicial estudada foi a utilização de um perfil tipo “u” soldado ao pilar misto de acordo com a Figura 3.1, com a viga pré-moldada apoiada neste perfil. Entretanto, esta alternativa não se mostrou viável, pois no dimensionamento observou-se que seria necessária uma espessura muito grande para a chapa de apoio, para que esta garantisse a resistência e rigidez necessárias. Como solução a este problema, optou-se por enrijecer a chapa de apoio, resultando no detalhe mostrado na Figura 3.2, com forma semelhante a um consolo convencional de concreto. Devido à dificuldade na execução das soldas nas chapas para enrijecer o perfil tipo “u”, optou-se pelo uso de um conjunto de chapas cortadas e soldadas em substituição à primeira alternativa. A idéia que o processo de fabricação do consolo e sua solidarização ao pilar sejam feitos em fábrica.

O consolo metálico foi projetado de forma que suas chapas laterais ficassem coincidentes com as paredes laterais do tubo que compõe o pilar misto preenchido, evitando a introdução de elevadas cargas na parte frontal do tubo, que por possuir baixa rigidez em sua direção perpendicular, supôs-se que não seria eficiente na transferência dos esforços para os outros componentes estruturais. Pode-se observar (figura 3.2) que a aba lateral do consolo se estende acima do ponto de introdução de carga, isso foi feito na tentativa de fazer com que o aço trabalhe à tração, reduzindo a possibilidade de instabilidades locais, com a vantagem de ter um elemento embutido, não saliente à viga (figura 3.3).

A transferência do momento negativo nesta solução será garantida pela armadura transpassada ao pilar e ancorada na viga pré-moldada. Quanto à transferência do momento positivo, de início cogitou-se em usar uma chapa de aço ancorada na parte inferior da viga pré-moldada e posteriormente solidarizada ao consolo por meio de solda de campo,

semelhante ao indicado por PCI(2004) – Figura 2.17. Entretanto, para evitar o trabalho de solda de campo, preferiu-se o uso de chumbadores soldados ao consolo e ancorados na viga, mesmo sabendo que este tipo de solução não é muito eficiente na transferência do momento positivo, sendo então sacrificada a eficiência estrutural em prol da facilidade construtiva e ficando como resultado a ligação mostrada na Figura 3.3.

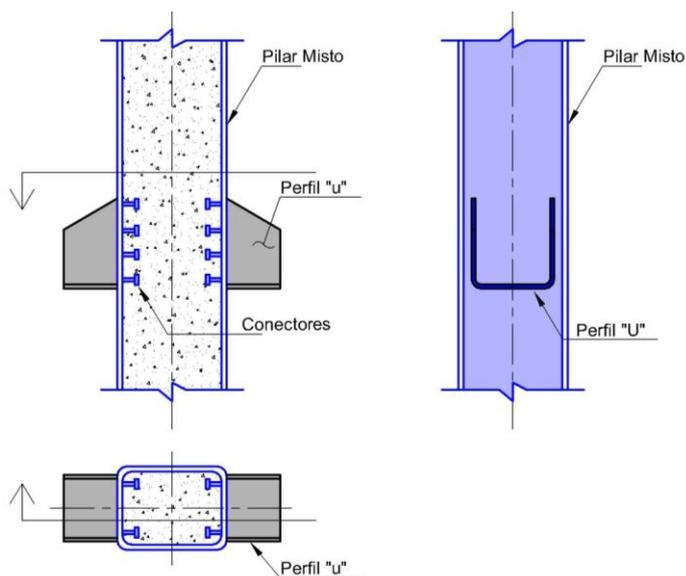


Figura 3.1 – Alternativa inicial para ligação: Pilar misto x Viga pré-moldada.

Nesta proposta, não se espera que o conjunto viga x pilar seja capaz de suportar elevados carregamentos laterais, sendo necessários elementos de contraventamento para estabilizar a edificação. A armadura que transpassa o pilar teria apenas a finalidade de aliviar os momentos positivos da viga pré-moldada.

O projeto e dimensionamento dos consolos foram feitos de forma que estes sejam curtos, ou seja, de comprimento pequeno se comparado à altura. A preferência pelo uso de consolo curto se justifica pela facilidade em se confeccionar um conjunto rígido com uso de chapas finas, reduzindo assim a possibilidade de ocorrerem problemas de instabilidades localizadas.

No projeto da ligação também foi previsto o uso de conectores de cisalhamento do tipo cantoneira, soldadas na face interna do perfil metálico do pilar, a fim de mobilizar o núcleo de concreto na região de transmissão de esforços.

Com o estudo da ligação esquematizada na figura 3.2 (mostrado nos capítulos subsequentes) observou-se que as chapas laterais, na região acima do ponto de introdução de

cargas pela viga não contribuíram de forma significativa, sendo então eliminadas. Como resultado obteve-se a ligação mostrada na figura 3.4-a. Nas alternativas estudadas procurou-se tirar proveito das particularidades do aço como, por exemplo, o bom comportamento à tração. Entretanto, com base nos resultados dos ensaios e análises dos modelos preliminares (modelos 1 e 2) mostrados no capítulo 3, optou-se por um detalhe de consolo semelhante ao usado comumente em estruturas de concreto pré-moldado no que se refere à forma geométrica (figura 3.4).

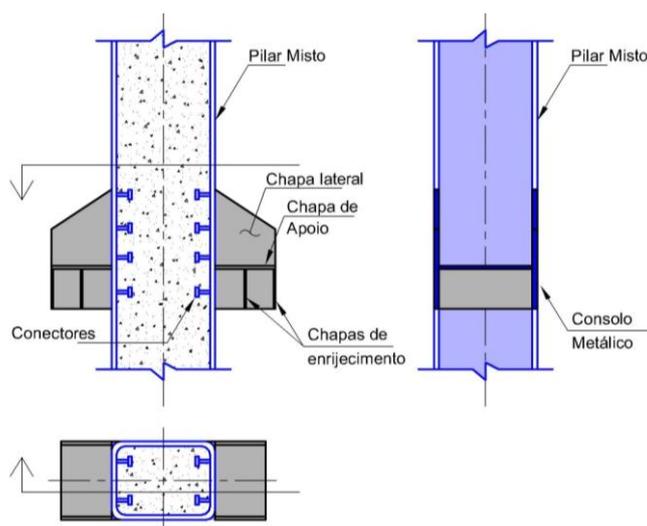


Figura 3.2 – Segunda alternativa para ligação: Pilar misto x Viga pré-moldada

Uma última alternativa foi proposta (Figura 3.4-b) e posteriormente testada, na qual se procurou transferir com mais eficiência o momento positivo, buscando capacitar o conjunto viga-pilar a suportar ações laterais de maior magnitude. Nesta proposta, um dispositivo metálico (figura 3.5) foi incorporado à viga pré-moldada, permitindo assim fixar sua parte inferior ao consolo por meio de parafusos de alta resistência. A ligação foi concebida de forma que os eixos dos parafusos ficassem na mesma direção do eixo da viga, evitando assim que variações no comprimento desta prejudicassem a correta fixação do conjunto. Lembrando que a precisão na fabricação de uma peça de concreto é da ordem de centímetros enquanto que no aço é da ordem de milímetros. Os parafusos permitiram assim um ajuste capaz de corrigir esta distorção.

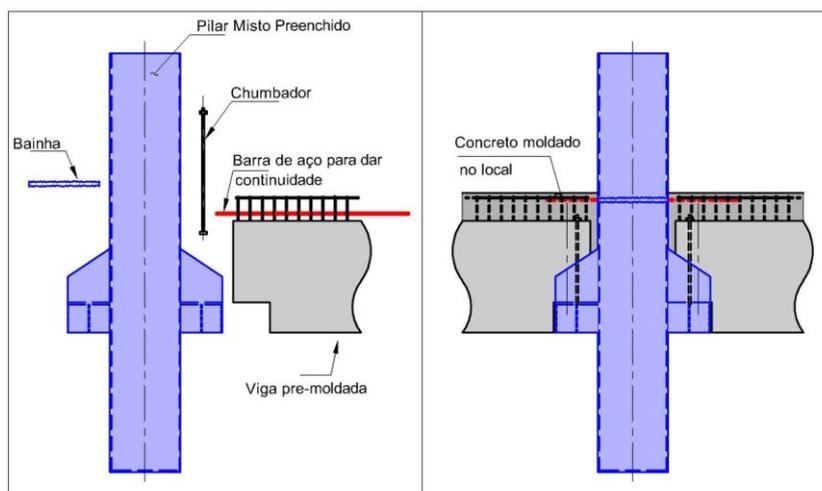
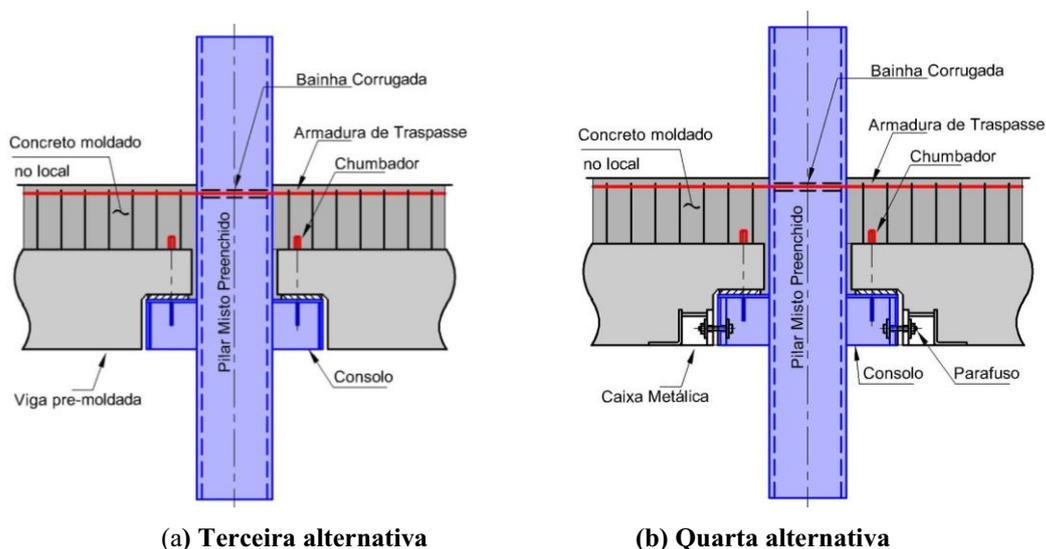


Figura 3.3 – Detalhe completo da segunda alternativa de ligação.



(a) Terceira alternativa

(b) Quarta alternativa

Figura 3.4 – Alternativas de ligação.

O dispositivo metálico incorporado à viga foi solidarizado à armadura positiva da viga, com a intenção de permitir a transferência da força (proveniente do momento positivo) entre a armadura e o consolo. Ao dispositivo mostrado na figura 3.5 foram acrescentadas além dos estribos da viga as demais armaduras comumente usadas nos dentes Gerber de vigas pré-moldadas de concreto: armadura de suspensão, armadura de costura, armadura do tirante e estribos. Obviamente algumas destas armaduras tiveram que ser adaptadas ao dispositivo metálico, como é o caso dos estribos. O detalhamento do dente com o dispositivo metálico e todas as armaduras será feito adiante (item 3.5.2.1).

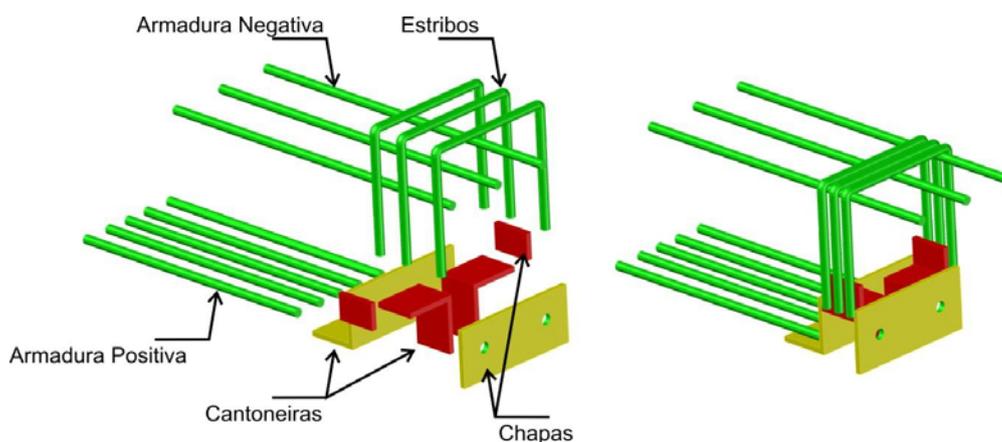


Figura 3.5 – Dispositivo incorporado à viga pré-moldada.

Os modelos preliminares são citados ao longo do texto como: **modelo 1** – constituído por pilar misto e consolo metálico, não dotado de cantoneiras internas ao pilar misto; **modelo 2** – igual ao modelo 1, sendo que cantoneiras foram usadas internamente ao pilar misto como conectores. Os modelos definitivos são citados como: **modelo 3** – dotado de pilar misto, consolo metálico, vigas e lajes, porém sem dispositivo incorporado à viga para transferência de momento positivo; e **modelo 4** – Semelhante ao modelo 3 entretanto com o dispositivo da figura 3.5 incorporado às vigas pré-moldadas com a finalidade de transferir o momento positivo.

3.3. Materiais.

3.3.1. Concreto.

Os concretos utilizados nos modelos foram confeccionados no Laboratório de Estruturas da EESC/USP, sendo exceção aquele usado na laje pré-moldada.

A dosagem do concreto do núcleo dos pilares foi feita buscando-se atingir uma resistência média à compressão de 50 MPa. Este valor foi adotado pelos seguintes motivos:

- Concreto com esta resistência à compressão é tido como concreto de alta resistência, adequando-se à pesquisa, já que um dos motivos do uso dos pilares mistos preenchidos é tornar a aplicação dos concretos de alta resistência em pilares mais segura – Sabe-se que concreto de alta resistência tem pouca ductilidade e pilares mistos preenchidos são mais dúcteis que os de concreto armado convencional, sendo então vantajoso o uso de pilar misto preenchido com concreto de alta resistência;

- Pesquisas recentes em estruturas mistas, usando pilares mistos preenchidos, realizadas no Departamento de Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos, usaram o mesmo valor – DE NARDIN (2003), FARIAS (2008), OLIVEIRA (2008), podendo-se aproveitar a experiência e conhecimentos adquiridos no trato dos elementos confeccionados com estes concretos;
- 50 MPa não é uma resistência muito elevada para ser obtida em fábricas ou usinas, lembrando que estas funcionam em condições diferentes das de um laboratório;
- Como constatado por FARIAS (2008), o uso de concreto de resistência muito elevada (acima de 80 MPa) dificulta a obtenção completa do diagrama tensão vs. deformação, impossibilitando posterior determinação do módulo de elasticidade nas diversas fases do carregamento.

Na dosagem do concreto das vigas e capas buscou-se atingir uma resistência à compressão de 40 MPa.

A determinação do traço foi feita por tentativas, tomando por estimativas iniciais dados usados em outras pesquisas da Escola de Engenharia de São Carlos, que empregaram materiais da mesma procedência. Para os concretos utilizados, após alguns testes foram definidos os seguintes traços em massa:

- **Concreto do núcleo dos pilares:** 1:1,24:2,09 (cimento, areia e brita), com fator água/cimento de 0,48, sendo usado 5% de sílica. Ficando então as seguintes quantidades para 1m³ de concreto: 245 l de água; 490 kg de cimento; 25 kg de sílica; 1000 kg de agregado graúdo; 583 kg de agregado miúdo.
- **Concreto das vigas e capas:** 1:1,50:2,63 (cimento, areia e brita), com fator água/cimento de 0,57. Quantidades para 1m³ de concreto: 238 l de água; 418 kg de cimento; 1100 kg de agregado graúdo; 628 kg de agregado miúdo.

Em todos os traços acima o agregado graúdo foi constituído de 75% de brita 1 e 25% de pedrisco; o agregado miúdo por sua vez era composto por 30% de areia fina e 70% de areia grossa.

Os materiais usados foram: cimento Portland CP-V ARI, de alta resistência inicial da marca Holcim fabricado pela Ciminas; agregado graúdo de origem basáltica, proveniente

da pedreira Morada do Sol, Araraquara – SP; agregado miúdo de areia quartzosa; sílica ativa de marca Silmix fabricada pela Camargo Corrêa.

Para todos os modelos foram realizados ensaios para caracterização das propriedades mecânicas do concreto, com o objetivo de determinar: a resistência à compressão; a resistência à tração e o módulo de elasticidade, sendo traçado também o diagrama tensão vs. deformação para cada um. Os ensaios citados foram executados em corpos-de-prova cilíndricos de 10 cm de diâmetro por 20 cm de altura, com as quantidades e idades de acordo com a tabela 3-1 (ensaio dos corpos-de-prova na mesma data dos ensaios dos modelos), sendo que o total de 9 corpos-de-prova foram confeccionados para cada elemento constituinte dos modelos. Para determinação da resistência à compressão foram realizados ensaios de compressão simples, seguindo-se as recomendações da Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) na NBR 5739:2007 – Concreto - Ensaios de compressão de corpos-de-prova cilíndricos; e para a resistência à tração foram realizados ensaios de tração por compressão diametral de acordo com as recomendações constantes na ABNT NBR 7222:1994 – Concreto e argamassa — Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos de prova cilíndricos. Os corpos-de-prova cilíndricos usados nos ensaios tiveram suas extremidades regularizadas com uma camada de enxofre (Figura 3.6).

A energia de fraturamento, uma das variáveis necessárias ao desenvolvimento dos modelos numéricos, foi obtida indiretamente por meio de cálculo teórico usando como parâmetro o diâmetro máximo do agregado.

Tabela 3-1– Quantidade de corpos-de-prova para os ensaios de caracterização do concreto de cada elemento.

Corpos de Prova por elemento	Tipo de Ensaio	corpos de prova por ensaio
9	Compressão	3
	Tração	3
	Módulo de Elasticidade	3

Tabela 3-2– Idade dos corpos-de-prova para os ensaios de caracterização do concreto.

Elemento	Idade	Elemento	Idade	Elemento	Idade
Núcleo - modelo 1	14 dias	Viga 1 - modelo 3	58 dias	Laje - modelo 3	58 dias
Núcleo - modelo 2	14 dias	Viga 2 - modelo 3	51 dias	Laje - modelo 4	84 dias
Núcleo - modelo 3	63 dias	Viga 1 - modelo 4	67 dias	Capa - modelo 3	30 dias
Núcleo - modelo 4	73 dias	Viga 2 - modelo 4	67 dias	Capa - modelo 4	27 dias



Figura 3.6 – Corpos-de-prova para ensaio de compressão.

Os valores da resistência à compressão foram obtidos dividindo-se o valor da carga de ruptura pela a área do corpo-de-prova; já para o cálculo da resistência à tração foi utilizada a equação 3.1 como recomenda a ABNT NBR7222:1994. Os resultados dos ensaios para determinação da resistência à compressão estão na tabela 3-3 e os da resistência à tração estão na tabela 3-4.

$$f_{ct,sup} = \frac{2 \cdot F_j}{\pi \cdot d_j \cdot h} \quad (3.1)$$

Onde:

- $f_{ct,sp}$ – Resistência à tração por compressão diametral;
- F_j – Força máxima;
- d_j – Diâmetro do corpo-de-prova;
- h – Altura do corpo-de-prova.

Para determinação do módulo de elasticidade e traçado do diagrama tensão x deformação, no que se refere à aplicação do carregamento, não foi seguido o que recomenda a ABNT NBR 8522:2008 Concreto - Determinação do módulo estático de elasticidade à

compressão. Entende-se que as pausas na aplicação do carregamento recomendada pela norma não são adequadas para obter dados representativos dos ensaios das ligações, já que nestes ensaios os carregamentos foram aplicados de forma gradativa com aumento a uma taxa constante, não permitindo que houvesse propagação e posterior estabilização das microfissuras no concreto para um nível de carga específico. Assim, para a obtenção do módulo de elasticidade e traçado do diagrama, foi aplicada aos corpos de prova uma carga semelhante as dos ensaios, ou seja, por controle de deslocamentos, aumentando a uma taxa constante.

Tabela 3-3 - Resistência à compressão simples – concreto.

	Corpo de Prova	Resistencia à compressão (MPa) -fc			
		Modelo 1	Modelo 2	Modelo 3	Modelo 4
NÚCLEO DO PILAR	CP1	50,0	56,5	63,5	68,7
	CP2	58,0	59,9	62,9	70,8
	CP3	54,6	59,3	65,3	68,0
	Média	54,2	58,6	63,9	69,2
VIGAS	CP1	-	-	55,3	47,7
	CP2	-	-	57,2	50,9
	CP3	-	-	54,4	57,2
	Média	-	-	55,6	51,9
LAJE	CP1	-	-	38,3	36,8
	CP2	-	-	41,2	39,7
	CP3	-	-	36,3	39,9
	Média	-	-	38,6	38,8
CAPA	CP1	-	-	51,3	61,7
	CP2	-	-	46,8	65,5
	CP3	-	-	48,7	61,5
	Média	-	-	48,9	62,9

Tabela 3-4 – Resistência à tração por compressão diametral – concreto.

	Corpo de Prova	Resistencia à Tração (MPa) -ft			
		Modelo 1	Modelo 2	Modelo 3	Modelo 4
NÚCLEO DO PILAR	CP1	2,44	2,13	2,04	4,72
	CP2	2,82	2,31	2,39	4,42
	CP3	3,39	2,52	3,12	3,08
	Média	2,89	2,32	2,51	4,08
VIGAS	CP1	-	-	4,10	2,87
	CP2	-	-	3,32	3,34
	CP3	-	-	3,68	3,80
	Média	-	-	3,70	3,34
LAJE	CP1	-	-	2,06	2,06
	CP2	-	-	2,22	1,95
	CP3	-	-	2,11	1,84
	Média	-	-	2,13	1,95
CAPA	CP1	-	-	4,02	2,16
	CP2	-	-	2,49	3,50
	CP3	-	-	2,53	3,40
	Média	-	-	3,01	3,02

Os ensaios para determinação do módulo de elasticidade e traçado dos gráficos tensão vs. deformação foram realizados na máquina INSTRON, modelo 5595-300 HVL. Os corpos-de-prova cilíndricos foram instrumentados com dois transdutores de deslocamento, instalados de acordo com a Figura 3.7.

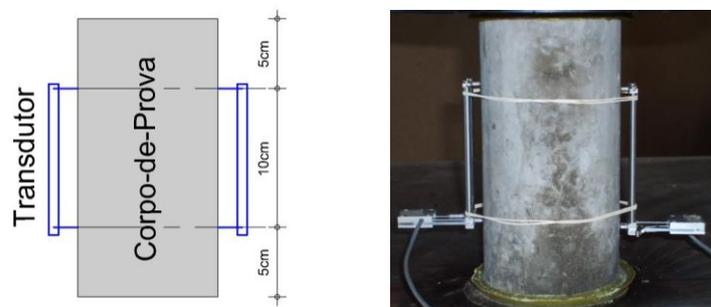


Figura 3.7 – Corpo-de-prova instrumentado para ensaio.

Os ensaios foram realizados com controle de deslocamentos, a uma taxa de 0,005 mm/segundo. Como resultado obteve-se o gráfico: tensão vs. deformação para cada corpo-de-prova, como o exemplo mostrado na figura 3.8. A deformação específica foi obtida dividindo-se a média dos deslocamentos (registrado pelos transdutores) pelo comprimento entre os pontos de medição (10cm). Deve-se atentar que o cálculo citado representa apenas uma deformação específica média, sendo resultado da contribuição de todos os pontos situados na região de medição.

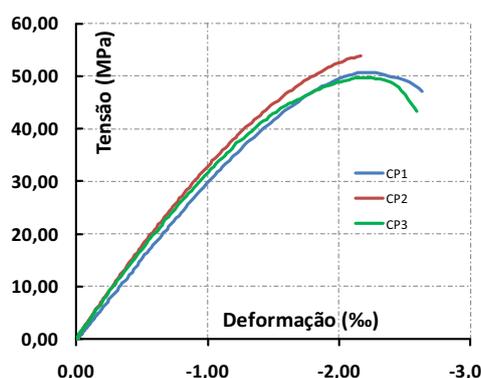


Figura 3.8 – Exemplo do Gráfico Tensão vs. Deformação – Caracterização do concreto.

Para calcular os valores dos módulos de elasticidade tangentes foi usada a equação 3.2 recomendada pela ABNT NBR 8522:2008, cujos resultados são apresentados na tabela 3-5. Apesar de não ter sido aplicada a recomendação da norma no que se refere à aplicação do carregamento, achou-se oportuno adotar a equação citada, pois esta determina a inclinação da

reta tangente na curva do gráfico da tensão vs. deformação em um ponto específico, no caso, próximo à origem.

$$E_{ci} = \frac{\Delta\sigma}{\Delta\varepsilon} \cdot 10^{-3} = \frac{\sigma_b - \sigma_a}{\varepsilon_b - \varepsilon_a} \cdot 10^{-3} (GPa) \quad (3.2)$$

Onde,

E_{ci} – Módulo de deformação tangente inicial;

σ_a – Tensão Básica (= 0,5 MPa);

σ_b – Tensão Maior (= 0,3.fc);

ε_a – Deformação específica média medida sob a tensão básica;

ε_b – Deformação específica média medida sob a tensão Maior.

Nas modelagens numéricas, um parâmetro necessário para simular o comportamento não linear do concreto é a energia de fraturamento (G_f), que pode ser definida como a energia necessária para provocar um dano irreversível ao material. Não foram realizados ensaios para a obtenção da energia de fraturamento; ao invés disso, a mesma foi estimada com o uso da equação (3.3) proposta pelo CEB (1990). Para tal, foi necessário determinar o diâmetro máximo do agregado usado na confecção dos concretos, isto foi realizado seguindo-se as recomendações da ABNT-NBR 7211:2009 – Agregados para concreto – Especificação. Assim, na tabela 3-6 está discriminada a granulometria da brita utilizada e na tabela 3-7 os valores obtidos da energia de fraturamento do concreto.

Tabela 3-5 – Módulo de elasticidade longitudinal tangente – concreto.

	Corpo de Prova	Módulo de elasticidade tangente (GPa) - E_c			
		Modelo 1	Modelo 2	Modelo 3	Modelo 4
NÚCLEO DO PILAR	CP1	30,71	36,60	33,71	36,48
	CP2	37,26	40,60	32,74	32,74
	CP3	36,22	38,22	31,61	44,01
	Média	34,73	38,47	32,69	37,74
VIGAS	CP1	-	-	37,36	41,33
	CP2	-	-	41,99	40,52
	CP3	-	-	38,77	42,45
	Média	-	-	39,37	41,43
LAJE	CP1	-	-	34,66	33,97
	CP2	-	-	35,94	35,28
	CP3	-	-	33,74	35,37
	Média	-	-	34,78	34,88
CAPA	CP1	-	-	40,07	36,50
	CP2	-	-	37,41	38,84
	CP3	-	-	41,15	35,36
	Média	-	-	39,54	36,90

Tabela 3-6 - Granulometria da brita.

Peneira (mm)	Peso	Percentagens	
	(g)	Retida	Acumulada
#19,0	90,0	2,77	2,8
#12,5	1736,8	53,44	56,2
#9,5	799,5	24,60	80,8
#6,3	373,8	11,50	92,3
#4,75	249,9	7,69	100
Total	3250,0	100,0	-

$$G_f = G_{f0} \left(\frac{f_{cm}}{f_{cm0}} \right)^{0,7} \quad (3.3)$$

Onde,

G_{f0} – Valor base da energia de fratura (depende do diâmetro máximo do agregado - Tabelado);

f_{cm} – Resistência média do concreto;

f_{cm0} – 10 MPa.

Tabela 3-7 – Energia de fraturamento do concreto.

Elemento	Energia de fraturamento G_f ($\times 10^{-3}$ kN.cm/cm ²)			
	Modelo 1	Modelo 2	Modelo 3	Modelo 4
Núcleo do pilar	1,143	1,207	1,282	1,356
Vigas	-	-	1,163	1,108
Laje	-	-	0,900	0,904
Capa	-	-	1,063	1,268

3.3.2. Aço.

(a) Pilares e consolos.

O aço utilizado na confecção dos pilares e consolos foi adquirido como sendo o ASTM A36. Para caracterização de suas propriedades mecânicas foram realizados ensaios de tração conforme recomenda a norma ASTM A 370 (2007).

Dos modelos preliminares (modelos 1 e 2) foram extraídos corpos-de-prova de um segmento tubular com a mesma seção transversal do tubo usado no modelo e fabricado da mesma forma (através do dobramento de chapas de aço e composição destas por meio de solda). Deste segmento tubular foram extraídos seis corpos-de-prova (figura 3.9) de locais estratégicos da seção transversal (Figura 3.11), com a finalidade de representar o mais fielmente possível o comportamento deste material no modelo. Sabe-se que mesmo fazendo

este procedimento, haverá diferenças entre o comportamento do aço dos corpos-de-prova e o aço do modelo, provocadas, por exemplo, pela introdução de tensões prévias no modelo devido ao dobramento das chapas, o que não será representado nos corpos-de-prova, que terão alívio dessas tensões no momento que forem extraídos do segmento tubular. Além do mais, não foram retirados corpos-de-prova dos cantos, que é o local onde ocorrem efetivamente as deformações plásticas devidas ao dobramento. Para o aço usado nos consolos, os corpos-de-prova foram extraídos de amostras das chapas utilizadas.

Para caracterizar o aço das chapas de 6,3 mm de espessura dos modelos 3 e 4 foram retiradas, de amostras das chapas, corpos-de-prova com as mesmas dimensões dos que foram extraídas para os ensaios preliminares (figura 3.9). Das chapas mais grossas (9,5mm; 12,5mm; 16mm e 25mm) corpos de prova cilíndricos (Figura 3.10) foram confeccionados através do corte e usinagem de amostras das chapas. O uso de corpos-de-prova cilíndricos para caracterizar o aço das chapas mais espessas que 6,3mm foi devido à necessidade de adequá-los ao equipamento de ensaio, pois não seria possível fazer a caracterização com corpos-de-prova das mesma espessura das chapas em questão, pois superaria a capacidade de carga da máquina de ensaios.

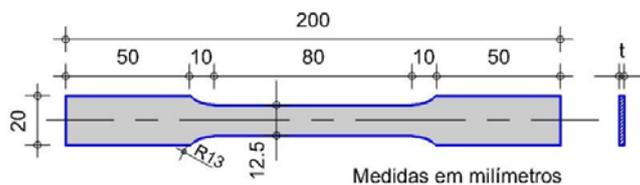


Figura 3.9 – Corpo-de-prova para caracterização do aço das chapas de 6,3 mm.

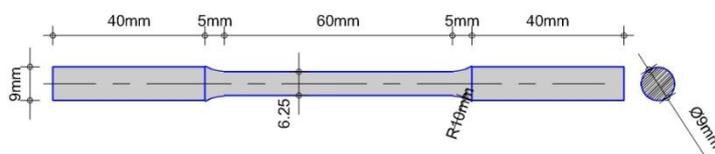


Figura 3.10 – Corpo-de-prova para caracterização do aço das chapas de 9,5mm a 25 mm e chumbador.

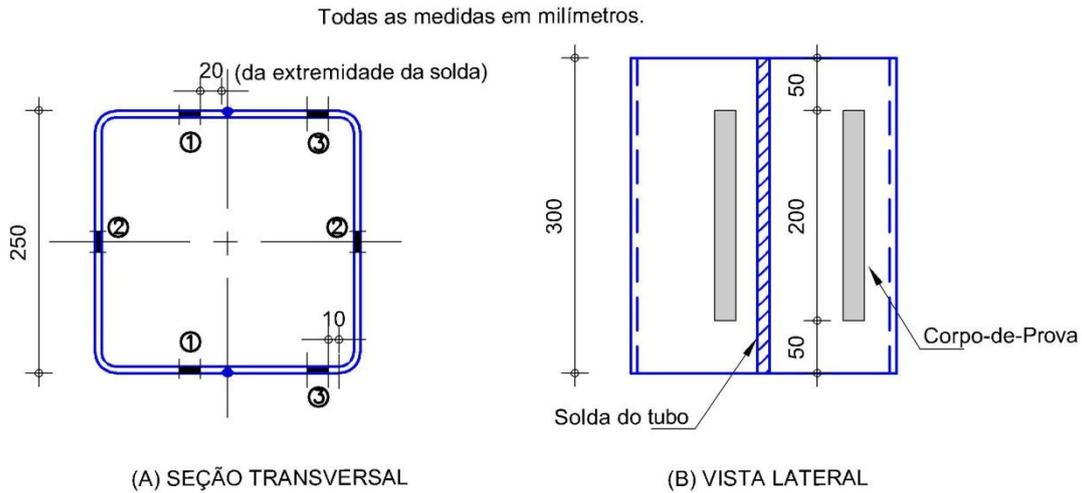


Figura 3.11 – Locais de extração dos corpos-de-prova em segmento tubular – modelos 1 e 2.

Os corpos-de-prova, tanto de seção retangular quanto cilíndricos, foram medidos após sua extração, para se ter como parâmetro a real dimensão e não a projetada. Para tal, foi utilizado um paquímetro digital, efetuando-se três medições de largura e espessura para cada ponto, como indicado na Figura 3.12. Como resultado obteve-se as médias das três medições, exemplificadas na Tabela 3-8.

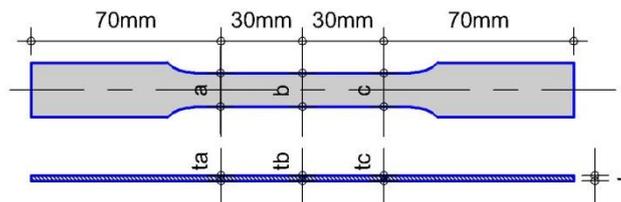


Figura 3.12 – Pontos de medição no corpo-de-prova de aço.

Tabela 3-8 – Exemplo de Medições feitas nos corpos-de-prova de aço – Modelos 1 e 2.

	Largura Média (mm)	Espessura Média (mm)	Área (mm ²)
CP1	12,60	6,45	81,3
CP1a	12,61	6,42	81,0
CP2	12,57	6,43	80,8
CP2a	12,50	6,45	80,6
CP3	12,55	6,44	80,8
CP3a	12,44	6,44	80,1

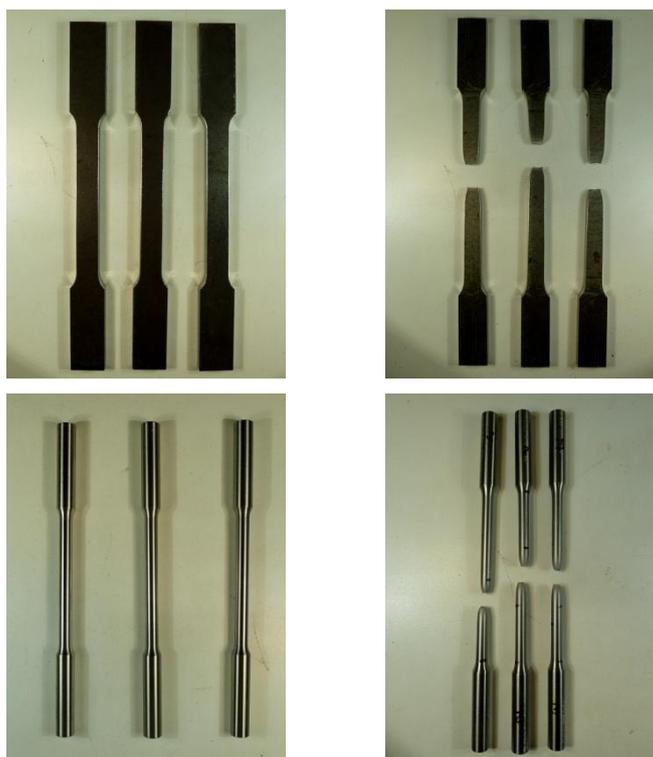


Figura 3.13 – Corpos-de-prova usados na caracterização do aço.

Os ensaios foram realizados no Laboratório de Ensaio Mecânicos do departamento de Engenharia de Materiais e Manufatura da EESC. Com os resultados foi possível traçar o gráfico da tensão vs. deformação das amostras, bem como determinar as principais propriedades mecânicas: resistência ao escoamento (f_y), deformação no início do escoamento (ϵ_y), tensão última (f_u), e módulo de elasticidade da fase elástica (E).

Todos os corpos-de-prova apresentaram um patamar de escoamento bem definido e encruamento. Na tabela 3-9 e tabela 3-10 estão resumidas as principais propriedades mecânicas do aço obtidas nos ensaios, e na figura 3.14 e figura 3.15 os respectivos diagramas. O que se observa, com os resultados dos modelos 1 e 2, é que não há diferenças significativas entre os resultados obtidos de corpos-de-prova retirado de amostras das chapas ou retirados do perfil tubular, comprovando que a extração deles em diferentes regiões do tubo não representa mudança nos resultados. Sabe-se, entretanto, que o processo de trabalho a frio provoca deformações plásticas no aço, alterando suas propriedades iniciais. Atenta-se para o fato de que a sutil diferença entre os resultados dos corpos-de-prova retirados de uma mesma amostra de aço pode ser o reflexo da precisão do próprio ensaio.

Nas análises em que foi preciso usar o módulo de elasticidade preferiu-se adotar o valor dado pela ABNT NBR8800:2008, que é 200 GPa.

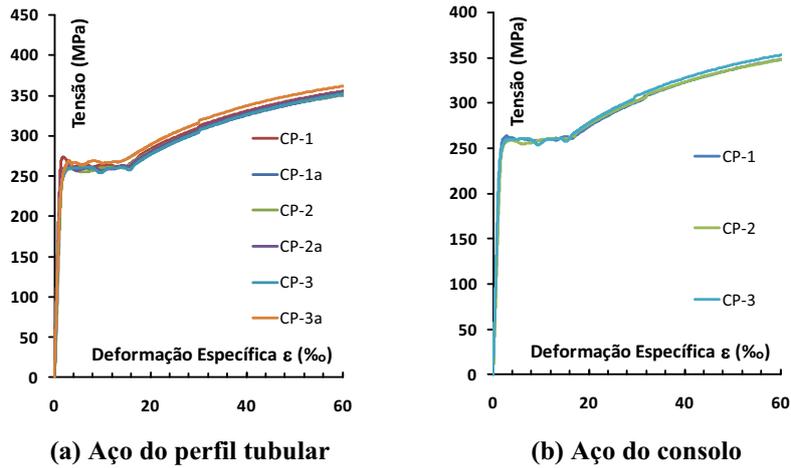
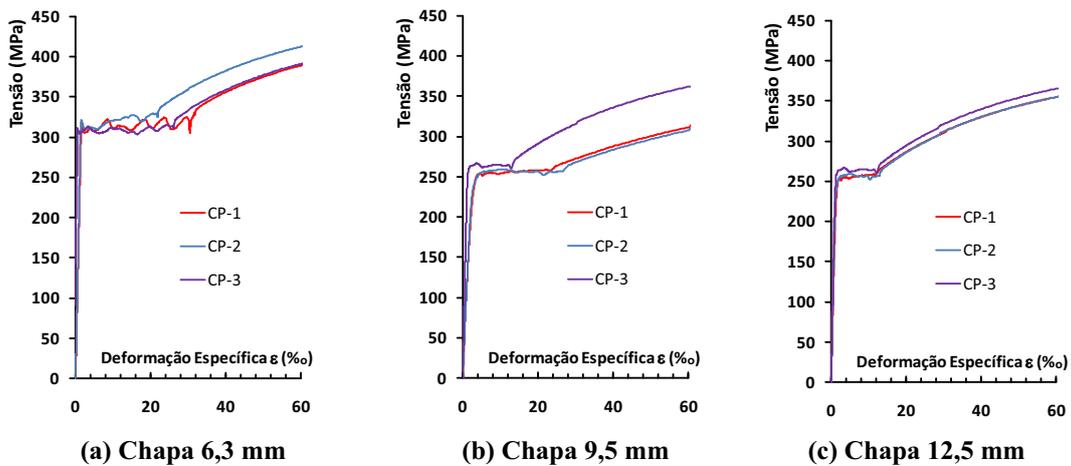


Figura 3.14 – Diagrama tensão x deformação do aço – modelos 1 e 2.

Tabela 3-9 – Propriedades mecânicas - Aço das chapas usadas nos Modelos 1 e 2.

Chapa 6,3 mm - Perfil tubular								
	CP1	CP1a	CP2	CP2a	CP3	CP3a	Média	Desvio Padrão
Área(mm ²)	81,27	80,95	80,82	80,63	80,82	80,11	80,77	0,35
f _y (Mpa)	271,42	261,74	258,74	264,76	259,5	268,65	264,14	4,66
ε _y (%)	1,51	2,29	3,06	2,91	2,81	3,11	2,62	0,56
f _u (Mpa)	392,9	388,23	389,7	393,22	391,6	397,47	392,19	2,93
E(GPa)	225,13	179,40	166,73	192,40	191,31	196,01	191,83	17,85

Chapa 6,3mm - Consolo					
	CP1	CP2	CP3	Média	Desvio Padrão
Área(mm ²)	80,95	80,82	80,82	80,86	0,08
f _y (Mpa)	262,6	258,74	259,5	260,28	2,04
ε _y (%)	2,29	3,06	2,81	2,72	0,39
f _u (Mpa)	375,3	383,4	390,1	382,93	7,41
E(GPa)	172,23	156,72	195,13	174,70	19,32



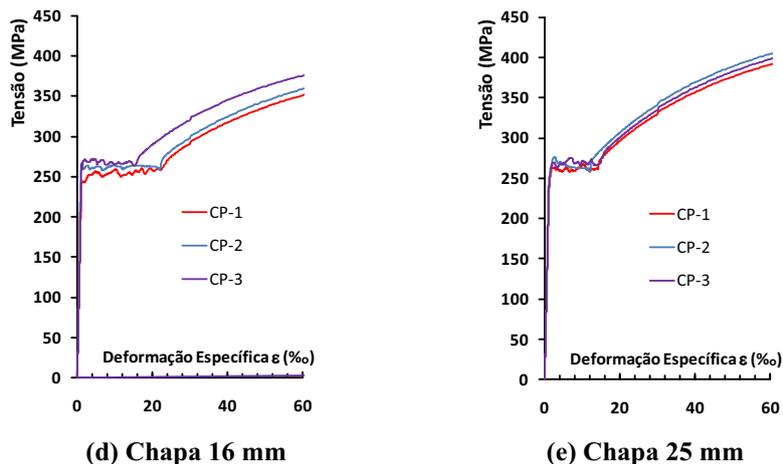


Figura 3.15 – Diagrama tensão x deformação dos aços – modelos 3 e 4.

Tabela 3-10 – Propriedades mecânicas - aço das chapas usadas nos Modelos 3 e 4.

Chapa 6,3 mm					
	CP1	CP2	CP3	Média	Desvio Padrão
Área(mm2)	80,56	80,41	80,56	80,51	0,07
fy(Mpa)	309,4	309,0	308,0	308,80	0,59
εy(‰)	3,49	1,42	0,53	1,81	1,24
fu(Mpa)	441,6	453,5	439,9	445,00	6,05
E(GPa)	210,66	216,56	220,33	215,85	3,98

Chapa 9,5 mm					
	CP1	CP2	CP3	Média	Desvio Padrão
Área(mm2)	30,48	30,19	29,90	30,19	0,24
fy(Mpa)	254,4	256,4	265,3	258,70	4,74
εy(‰)	2,19	2,72	3,05	2,65	0,35
fu(Mpa)	395,6	394,5	404,2	398,10	4,34
E(GPa)	217,55	215,44	228,16	220,38	5,57

Chapa 12,5 mm					
	CP1	CP2	CP3	Média	Desvio Padrão
Área(mm2)	30,68	30,29	30,78	30,58	0,21
fy(Mpa)	257,3	254,1	269,8	260,40	6,77
εy(‰)	2,3	2,51	2,98	2,60	0,28
fu(Mpa)	401	394,3	402,7	399,33	3,63
E(GPa)	211,83	223,34	234,95	223,37	9,44

Chapa 16 mm					
	CP1	CP2	CP3	Média	Desvio Padrão
Área(mm2)	30,19	29,80	30,09	30,03	0,20
fy(Mpa)	252	262,6	268,1	260,90	8,18
εy(‰)	3,24	2,32	1,59	2,38	0,83
fu(Mpa)	407,0	415,1	420,4	414,17	6,75
E(GPa)	221,38	227,89	225,84	225,04	2,72

Chapa 25 mm					
	CP1	CP2	CP3	Média	Desvio Padrão
Área(mm2)	28,27	30,29	28,27	28,95	1,16
fy(Mpa)	279	266,4	279,5	274,97	7,42
εy(‰)	1,85	2,01	1,66	1,84	0,18
fu(Mpa)	472,4	450,2	479,6	467,40	15,32
E(GPa)	237,09	211,95	228,56	225,87	10,43

(b) Chumbadores e Parafusos.

O aço utilizado nos chumbadores foi o SAE1020 e nos parafusos foi o ASTM A325. Para caracterização das propriedades mecânicas dos chumbadores foram realizados ensaios de tração também como recomenda a norma ASTM A 370 (2007) em corpos-de-prova cilíndricos obtidos através de usinagem de corpos-de-prova do aço. Assim, na figura 3.16 está representado o diagrama da tensão vs. deformação e na tabela 3-11 estão resumidas as propriedades.

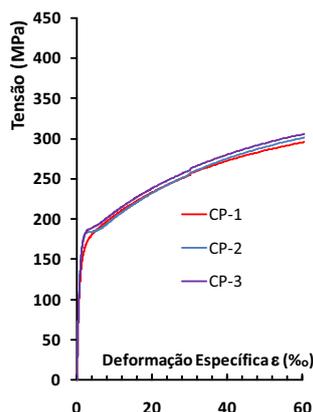


Figura 3.16 – Diagrama tensão x deformação do aço dos chumbadores – modelos 3 e 4.

Tabela 3-11 – Propriedades mecânicas - chumbadores dos Modelos 3 e 4.

	Chumbador				
	CP1	CP2	CP3	Média	Desvio Padrão
Área(mm ²)	31,07	30,48	30,58	30,71	0,32
f _y (Mpa)	171,4	182,9	181,0	178,43	6,16
ε _y (‰)	2,7	2,3	2,16	2,39	0,28
f _u (Mpa)	333,0	346,5	342,0	340,50	6,87
E(GPa)	177,23	184,76	175,87	179,29	3,91

(c) Armadura das vigas e lajes.

Foi especificado o aço CA50 para armadura das vigas e lajes, sendo suas características mecânicas obtidas através de ensaios de tração, conforme recomenda a ABNT NBR6892:2002 - Materiais metálicos - Ensaio de tração à temperatura ambiente. De cada diâmetro utilizado foram separadas três amostras para teste. Como resultado obteve-se as resistências aos escoamento (f_y) e última (f_u) cujos valores estão expressos na tabela 3-12.

Tabela 3-12 – Propriedades mecânicas do aço das barras para concreto armado.

DIÂMETRO (mm)	Corpo-de-Prova	f_y (MPa)	f_u (MPa)
ϕ 6,3	cp-1	725	872
	cp-2	733	865
	cp-3	712	862
	Média	723	866
ϕ 10,0	cp-1	632	726
	cp-2	647	760
	cp-3	651	749
	Média	643	745
ϕ 12,5	cp-1	626	735
	cp-2	631	727
	cp-3	629	725
	Média	629	729
ϕ 16,0	cp-1	615	749
	cp-2	617	758
	cp-3	606	739
	Média	613	749
ϕ 22,0	cp-1	609	742
	cp-2	603	728
	cp-3	607	729
	Média	606	733

3.3.3. Argamassa (almofadas de apoio).

Nos modelos 3 e 4 foram utilizadas almofadas de apoio de argamassa entre o consolo metálico e a viga, com a finalidade de melhorar a distribuição das tensões na região de contato entre os dois componentes estruturais. Os materiais utilizados na composição da almofada e sua dosagem foram adotados com base em estudos realizados no departamento de estruturas da EESC-USP, são eles: Cimento Portland; Areia; Vermiculita termo-expandida; Látex Estireno-Butadieno; Fibras de Polipropileno; e Aditivo Superplastificante.

A Vermiculita, composta em sua maior parte por silicatos hidratados de alumínio e magnésio, é usada como agregado leve e confere um bom isolamento termo-acústico ao concreto, sua adição promove também uma redução no módulo de elasticidade e da massa específica devido à grande quantidade de ar aprisionado em seu interior. Várias pesquisas foram realizadas na EESC-USP usando vermiculita na argamassa das almofadas de apoio, com o objetivo de ter nestas um agregado leve, capaz de reduzir o módulo de elasticidade das almofadas.

Tanto nos concretos quanto nas argamassas, a finalidade da adição de fibras é de dificultar a propagação das microfissuras originadas quando as tensões no interior da matriz cimentícia são superiores a sua resistência. Sabe-se que esta adição não promove um aumento significativo da resistência, entretanto, há uma considerável melhora no comportamento pós-

fissuração, já que as deformações de tração na ruptura aumentam expressivamente. Assim, o concreto ou argamassa reforçado com fibras torna-se mais tenaz, sendo a adição de fibras um método eficiente para reduzir a fragilidade destes compostos.

Quanto ao látex, MEHTA E MONTEIRO (1994) o definem como uma suspensão coloidal do polímero em água, contendo cerca de 50% em peso de partículas esféricas muito pequenas de polímero, mantidas em suspensão na água por agentes tenso-ativos. A principal finalidade da adição de látex à argamassa usada nas almofadas é de promover a redução do módulo de elasticidade.

Na EESC-USP, BARBOZA (2002) realizou um estudo teórico-experimental do comportamento de juntas de argamassa solicitadas à compressão, usando para preenchimento da junta: argamassas comercialmente disponíveis e almofadas de argamassa flexível. No programa experimental desenvolvido as variáveis foram: a espessura da camada de argamassa; a resistência do elemento pré-moldado e da argamassa; o material de preenchimento da junta; a presença de armadura de reforço na região adjacente à ligação e a rugosidade na superfície do elemento. A autora afirma que: a espessura de 20mm seria a mais indicada, pois, além de minimizar o efeito de descontinuidade provocado pela presença da junta, mantém a espessura da almofada mais uniforme e reduz nesta o aparecimento de vazios.

No estudo realizado por BARBOZA (2002) foi analisada um tipo de almofada feita com argamassa de cimento Portland, sendo acrescentado à esta: látex de estireno-butadieno e fibras de polipropileno. Segundo a autora, a almofada apresentou boa resistência à compressão e baixo módulo de elasticidade (resistência à compressão de 40,3MPa; resistência à tração de 3,6MPa e módulo de elasticidade de 7200MPa).

MONTEADOR (2004) realizou um estudo na EESC-USP de uma argamassa especial à base de cimento e acrescida de vermiculita, látex e fibras curtas (PVA e vidro), para a utilização em ligações entre elementos de concreto pré-moldado. No estudo, o compósito teve suas propriedades mecânicas caracterizadas através de ensaios de corpos-de-prova cilíndricos, também foram realizados ensaios de compressão em placas de espessuras 5, 10 e 20 mm para determinação da rigidez e do comportamento quando sujeitas à forças concentradas. Além de determinar as propriedades do composto, o autor também realizou um estudo experimental de ligações entre blocos de concreto, com e sem almofada na emenda. MONTEADOR (2004) observou que ao se utilizar maiores quantidades de vermiculita houve uma diminuição na resistência à compressão, à tração, e também do módulo de elasticidade, e que com a adição de látex e de fibra à mistura, a resistência praticamente se igualava à da

argamassa sem vermiculita, com a vantagem de evitar fissuras ou lascagem, desde que a emulsão não fosse usada em quantidade superior a 30% em massa.

Ainda na EESC-USP SIQUEIRA (2007) deu continuidade à pesquisa de MONTEDOR (2004), utilizando um novo tipo de fibra polipropileno e BELLUCIO (2010) propôs e avaliou almofadas com superfícies rugosas e testou diferentes tipos de fibras. A autora afirma que nas placas onde foram usadas fibras de 12 μ m de diâmetro foram observados melhores resultados: redução de 30% da rigidez nos ensaios monotônicos em relação a uma argamassa de referência; melhor capacidade de absorção de força concentrada; e um índice de tenacidade 40% maior quando comparadas com os outros traços estudados. Em relação à análise da rugosidade superficial, a autora observou melhor resultado com rugosidade em ambos os lados da placas, com redução de até 30% na rigidez para os ensaios de carregamento monotônico.

Com base nos estudos realizados na EESC-USP, optou-se por usar a almofada de argamassa modificada com adição de vermiculita, látex de estireno-butadieno, fibras de polipropileno e super-plastificante, estudada por BELLUCIO (2010); ou seja, com fibras de 12 μ m de diâmetro e almofada com superfícies rugosas. O traço utilizado na confecção das almofadas foi aquele que obteve melhores resultados observados pela pesquisadora.

O procedimento de mistura dos materiais e moldagem das almofadas e corpos-de-prova foi o mesmo realizado por BELLUCIO (2010). A mistura foi feita em uma bateadeira industrial (Marca: G.Paniz, modelo: BP 20C) com capacidade de 20 litros. As fôrmas utilizadas foram dispostas como mostra a figura 3.17, resultando em uma seqüência de placas conectadas entre si, permitindo assim o controle da rugosidade das duas superfícies. Para obter a rugosidade desejada foi colada internamente à forma uma manta plástica.

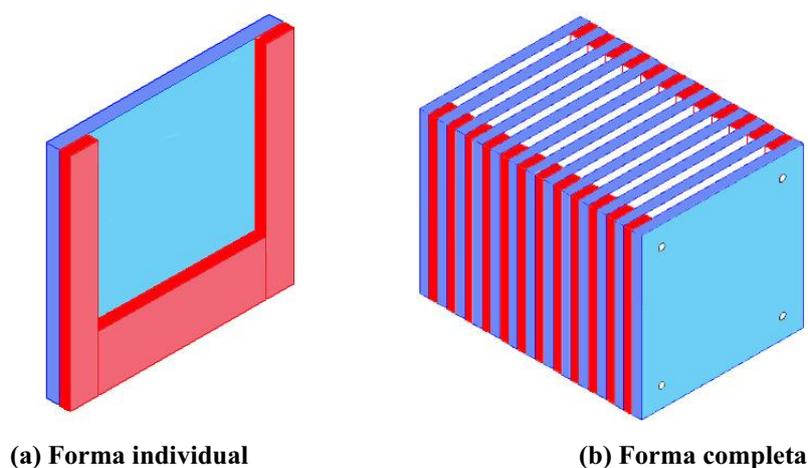


Figura 3.17 – Fôrmas das almofadas de apoio. Bellucio (2010).

Havia dificuldade de se colocar a argamassa na fôrma de modo que fosse garantida uma distribuição uniforme desta, pois com o uso da fibra (figura 3.18) a sua trabalhabilidade foi bastante reduzida; assim, a argamassa foi colocada com o auxílio de um ‘pente’ desenvolvido por BELLUCIO (2010), e adensada através de uma mesa vibratória (figura 3.19).

A desmoldagem das almofadas foi realizada dois dias após a moldagem, depois as mesmas foram colocadas em câmara úmida por 24 horas. Depois de retiradas da câmara úmida as almofadas foram deixadas em temperatura ambiente até a data dos ensaios.



(a) Fibra de polipropileno



(b) Argamassa pronta.

Figura 3.18 – Fibra e Argamassa da almofada.



(a) preenchimento com auxílio do ‘garfo’.



(b) Adensamento em mesa vibratória.

Figura 3.19 – Preenchimento da fôrma e adensamento.

Para caracterização das almofadas foram confeccionados 9 corpos-de-prova cilíndricos com 5 cm de diâmetro e 10 cm de altura e 6 placas quadradas com 15 cm de lado e espessura média de 1,3 cm (figura 3.20 – a). Nos corpos-de-prova cilíndricos foram realizados

ensaios de compressão simples, tração por compressão diametral (figura 3.21 – a) e módulo de elasticidade (figura 3.21 – b). As placas foram usadas para determinação da rigidez a compressão.

As almofadas utilizadas nas ligações ficaram com as seguintes dimensões: 25 cm x 15 cm x 2,5 cm. Depois de confeccionadas, em cada almofada foi aberto um furo em seu centro com uma furadeira para permitir a instalação no consolo (figura 3.22).



(a) Corpos-de-prova.



(b) Ensaio para determinação da rigidez

Figura 3.20 – Corpos-de-prova e ensaio para determinação da rigidez das almofadas de apoio.



(a) Corpo-de-prova em aparato para ensaio de tração. (b) Ensaio para cálculo do módulo de elasticidade.

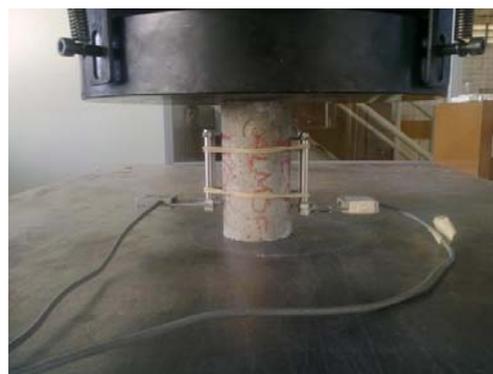


Figura 3.21 – Ensaio para caracterização da argamassa usada nas almofadas de apoio.



Figura 3.22 – Almofada de apoio pronta e instalada no consolo metálico.

A dosagem em massa adotada foi a seguinte: 55,97% de cimento; 15,95% de areia; 0,84% de vermiculita; 11,19% de látex; 13,99% de água; 0,93% de fibra e 1,12% de superplastificante. Na tabela 3-13 estão os resultados dos ensaios dos corpos-de-prova cilíndricos, com os dados relativos à resistência média à compressão; resistência à tração por compressão diametral e módulo de elasticidade tangente. O procedimento realizado para obter o módulo de elasticidade tangente foi o mesmo utilizado na caracterização do concreto descrito em item anterior, sendo também realizados na máquina universal INSTRON, modelo 5595-300 HVL. Os ensaios de compressão simples e de tração por compressão diametral foram realizados na máquina AUTOTEST 2000 da marca ELE.

Tabela 3-13 – Propriedades mecânicas – Argamassa das almofadas de apoio.

Corpo de Prova	Resistência à compressão (MPa) - f_c	
	Modelo 3	Modelo 4
CP1	19,3	26,9
CP2	21,9	27,6
CP3	23,9	26,4
Média	21,7	26,9
	Resistência à Tração (MPa) - f_t	
	Modelo 3	Modelo 4
CP1	3,04	2,94
CP2	3,25	3,12
CP3	3,43	3,03
Média	3,24	3,03
	Módulo de elasticidade tangente (GPa) - E_c	
	Modelo 3	Modelo 4
CP1	18,1	18,7
CP2	18,3	18,9
CP3	15,8	17,8
Média	17,4	18,5

O ensaio para determinar a rigidez das almofadas de argamassa foi realizado da mesma forma que BELLUCIO (2010) fez em sua pesquisa. A determinação da rigidez das placas se faz necessária, pois estas, trabalhando confinadas, apresentam um comportamento diferente ao obtido pelo ensaio realizado em corpos-de-prova cilíndricos. Assim, ao se determinar a rigidez da placa em situação similar à sua aplicação prática pode-se ter um valor mais fidedigno desta variável. No ensaio, foi aplicada uma força distribuída na almofada sendo medido o deslocamento, permitindo assim calcular-se a rigidez. A força foi aplicada com controle de deslocamento a uma taxa de 0,01mm/s, sendo aplicada até atingir o valor de 1500 kN (limite máximo do equipamento). Com os dados obtidos nos ensaios, traçou-se o diagrama tensão vs. deformação e sobre as curvas foi traçada uma reta através de regressão linear. Para o cálculo da deformação dividiu-se o valor do deslocamento medido pela espessura inicial da almofada, sendo que para se obter o valor desta espessura foram realizadas duas medições em cada lado com paquímetro digital, a média de todas as medições de cada almofada foi tomada como a espessura desta (Tabela 3-14). No traçado da reta por regressão linear teve-se o cuidado de evitar a região inicial do diagrama, pois se entende que esta região sofre grande influência das deformações iniciais resultantes da acomodação do material no aparato de ensaio. A rigidez das almofadas foi obtida através do coeficiente angular das retas traçadas por regressão linear, ou seja, o primeiro termo da equação (exemplificada na figura 3.23). O resumo dos resultados de todas as placas testadas é mostrado na tabela 3-15.

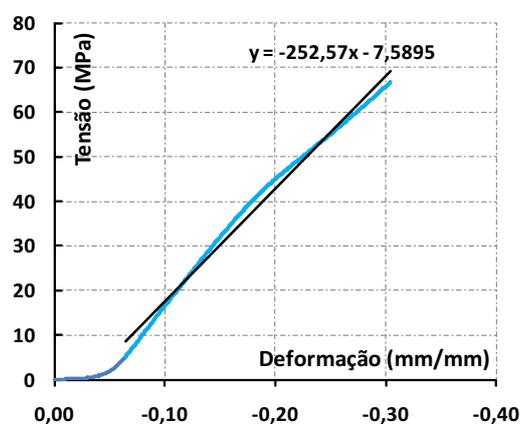


Figura 3.23 – Exemplo de gráfico tensão vs. deformação usado para cálculo da rigidez das almofadas.

Tabela 3-14 – Medições realizadas nos corpos-de-prova das almofadas para determinação da rigidez.

	Altura dos corpos-de-prova(cm)				
	lado1	lado2	lado3	lado4	Média
CP1	1,28	1,32	1,24	1,25	1,27
CP2	1,30	1,28	1,30	1,33	1,30
CP3	1,24	1,32	1,30	1,27	1,28

Tabela 3-15 – Rigidez à força normal – Almofadas de apoio.

Corpo de Prova	Rigidez (MPa)	
	Modelo 3	Modelo 4
CP1	252,6	285,1
CP2	229,9	257,4
CP3	234,5	236,5
Média	239,0	259,6

3.3.4. Graute.

Nos modelos 3 e 4 foi utilizado graute para preencher e dar continuidade em algumas regiões da ligação: furo na viga para colocação do chumbador; região entre a viga pré-moldada e o pilar misto preenchido; região entre a viga pré-moldada e o consolo metálico (apenas no modelo 4); nos furos para passagem da armadura negativa dos pilares mistos; e no encontro da laje pré-moldada e o pilar misto.

O Graute utilizado foi da marca Weber Quartzolit, produto com o nome “super graute”. O traço recomendado pelo fabricante (para obter-se a resistência de 40 MPa) foi de 0,15 (fator água / aglomerante), sendo usado em todos, exceto no graute de preenchimento dos furos do pilar, pois com o traço recomendado a fluidez adquirida não foi suficiente para permitir o preenchimento, neste caso o fator água / aglomerante adotado foi de 0,20. A mistura foi feita no mesmo equipamento usado para preparar a argamassa das almofadas de apoio (batedeira industrial – marca: G.Paniz, modelo: BP 20C). O graute foi preparado para cada modelo em três etapas. Primeiro o graute de preenchimento dos furos do pilar, chamado de graute da armadura; depois o que foi utilizado no preenchimento dos furos nas vigas (por onde passou o chumbador), região entre a viga pré-moldada e o pilar misto preenchido, e região entre a viga pré-moldada e o consolo metálico (chamado de graute do consolo), e por último o graute utilizado no encontro da laje com o pilar misto (chamado de graute laje-pilar). Para cada etapa de preparo foram confeccionados nove corpos-de-prova cilíndricos de 5 cm

de diâmetro e 10 cm de altura para caracterizar o material. Nestes corpos-de-prova foram realizados os ensaios de compressão simples, tração por compressão diametral, e módulo de elasticidade, cujos resultados encontram-se na tabela 3-16. Os ensaios de caracterização foram feitos da mesma forma e com os mesmos equipamentos descritos nos ensaios de caracterização da argamassa das almofadas.

Tabela 3-16 – Propriedades mecânicas – Graute.

Corpo de Prova	Resistência à compressão (MPa) - f_c					
	Graute: laje x pilar		Graute: armadura		Graute: consolo	
	Modelo 3	Modelo 4	Modelo 3	Modelo 4	Modelo 3	Modelo 4
CP1	37,05	51,80	22,97	27,99	42,84	41,26
CP2	39,79	47,25	22,60	27,73	36,63	38,04
CP3	40,30	49,35	23,43	26,96	41,53	50,75
Média	39,05	49,47	23,00	27,56	40,33	43,35
Corpo de Prova	Resistência à Tração (MPa) - f_t					
	Graute: laje x pilar		Graute: armadura		Graute: consolo	
	Modelo 3	Modelo 4	Modelo 3	Modelo 4	Modelo 3	Modelo 4
CP1	3,38	3,48	2,86	2,10	2,09	3,32
CP2	2,68	2,94	2,63	2,19	3,71	3,38
CP3	2,85	2,25	3,04	2,23	3,43	3,59
Média	2,97	2,89	2,84	2,17	3,08	3,43
Corpo de Prova	Módulo de Elasticidade (GPa) - E_c					
	Graute: laje x pilar		Graute: armadura		Graute: consolo	
	Modelo 3	Modelo 4	Modelo 3	Modelo 4	Modelo 3	Modelo 4
CP1	39,44	70,65	32,19	53,48	74,32	59,30
CP2	41,54	69,28	32,25	50,56	54,86	83,18
CP3	45,25	77,53	35,94	51,76	63,82	66,29
Média	42,08	72,49	33,46	51,93	64,33	69,59

3.4. Ensaios preliminares (modelos 1 e 2).

Nos ensaios preliminares foi examinado o comportamento dos consolos metálicos na transferência das forças cortantes para o pilar. Estes ensaios serviram também para avaliar a exequibilidade dos detalhes propostos, bem como dos procedimentos de laboratório e tiveram um papel importante no planejamento dos ensaios e instrumentação dos modelos definitivos.

3.4.1. Esquema dos ensaios.

Na Figura 3.24 está representada como foi idealizada a execução dos ensaios preliminares. Com o modelo na posição invertida e apoiado sobre dois pilaretes de seção “I”, no qual o ajuste para manter o modelo na vertical foi feito com a colocação de chapas entre o

consolo e o perfil, aplicou-se gradativamente uma força “F”. Essa descrição serve apenas para dar uma visão geral do procedimento, ressaltando que nos parágrafos subseqüentes o ensaio será pormenorizado.

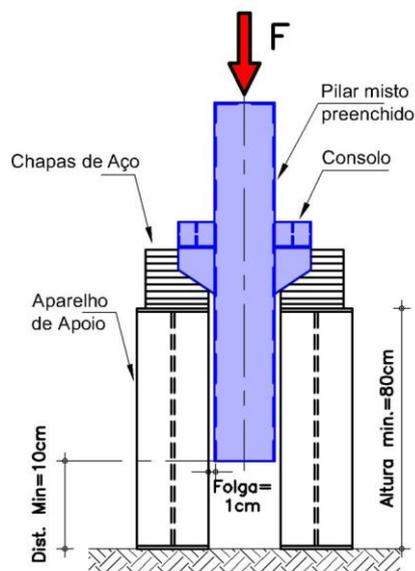


Figura 3.24 - Ensaio inicial em laboratório: estudo da viabilidade de dispositivos para a transferência da força cortante.

3.4.2. Características e Confeção dos modelos.

Foram confeccionados dois modelos com dispositivos (consolos) para a transferência dos esforços cortantes da viga para o pilar. Os modelos foram constituídos de: pilar de aço (composto de dois perfis “u” de chapa dobrada, soldados, formando uma seção quadrada); núcleo de concreto de alta resistência (50 MPa) e consolo metálico. A única diferença entre os dois modelos foi a colocação de cantoneiras internas ao pilar de aço em um deles, para funcionarem como conectores de cisalhamento, transferindo parte dos esforços para o núcleo de concreto. Os desenhos de fabricação dos dois podem ser vistos na figura 3.25 e figura 3.26.

Os consolos foram fabricados separadamente, para depois serem solidarizados ao pilar. Isto foi feito para que o operário não tivesse que manusear elementos de tamanhos e pesos muito diferentes, dificultando assim o processo de fabricação. A idéia é que os trabalhos devam seguir em uma linha de produção: em uma das fases todos os consolos serão fabricados e em outra, solidarizados. O aspecto do consolo antes de sua junção ao pilar pode ser visto na figura 3.27-a.

Durante a fabricação dos consolos não foi observada dificuldade maior do que a encontrada na fabricação de uma peça convencional de aço. Entretanto, houve problemas na solidarização deste ao pilar: como a seção transversal do pilar apresenta contornos curvos, há necessidade de executar solda em um canto curvo; aliada a isso houve dificuldade em posicionar o consolo de forma que suas chapas laterais ficassem no lugar correto para serem soldadas (figura 3.27-b). A dificuldade de posicionamento foi devida a dois fatores: deformações que ocorreram nas chapas laterais dos consolos, ocasionadas pelo processo de soldagem; imprecisão no corte das chapas, ficando com dimensões ligeiramente diferentes das projetadas.

Os pilares foram fabricados através da composição de dois perfis formados à frio de seção “U” que foram soldados ao longo de seu comprimento formando uma seção quadrada. O pilar do modelo 2 teve as cantoneiras soldadas (e instrumentadas) em seu interior antes dos perfis “U” serem solidarizados, tendo-se o cuidado para que estas ficassem na posição correta de acordo com o detalhamento mostrado na figura 3.26.

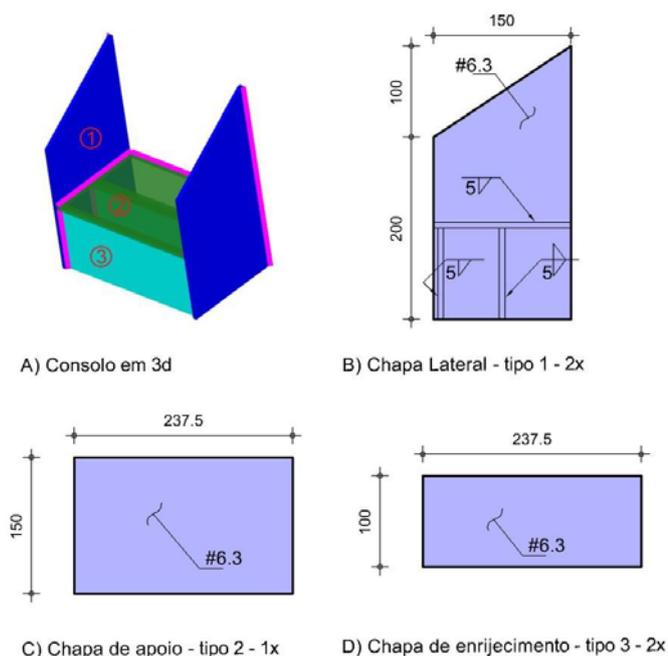


Figura 3.25 – Detalhe de fabricação do consolo – medidas em mm.

As dificuldades de posicionamento do consolo não inviabilizaram o projeto, entretanto, tornaram o processo de fabricação mais penoso. Uma solução para este problema, adotada no projeto dos ensaios definitivos (modelos 3 e 4), foi fazer o consolo com largura ligeiramente inferior à do pilar, somente para facilitar o processo de solda entre eles. O aspecto do modelo pronto, com o consolo já fixado, pode ser visto na figura 3.28.

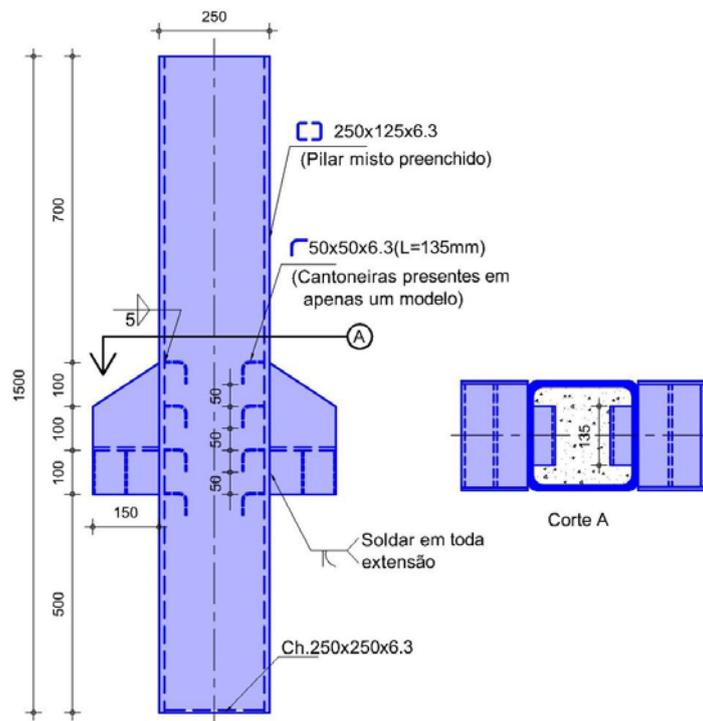


Figura 3.26 – Detalhamento do modelo para ensaio preliminar.

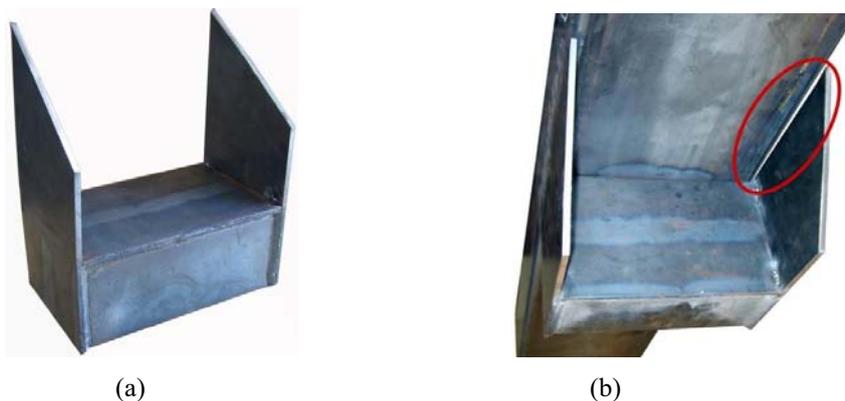


Figura 3.27 – Consolo metálico, antes de ser solidarizado ao pilar – Modelos preliminares.

Após a fase de instrumentação (descrita a seguir, no item 3.4.4) o perfil tubular foi preenchido com concreto e adensado com vibrador de imersão (agulha). Na extremidade inferior do perfil tubular que compõe o pilar, foi colocada uma chapa de aço de 6,3 mm de espessura. A finalidade desta chapa foi facilitar a aplicação da solicitação tanto no núcleo de concreto quanto no tubo e dispensar a confecção de uma camada de regularização. A chapa também facilitou a concretagem do pilar. Antes da concretagem, foi inserido no perfil tubular um dispositivo para medir as deformações sofridas pelo núcleo de concreto. Este dispositivo, bem como o restante da instrumentação está descrita no item 3.4.4.

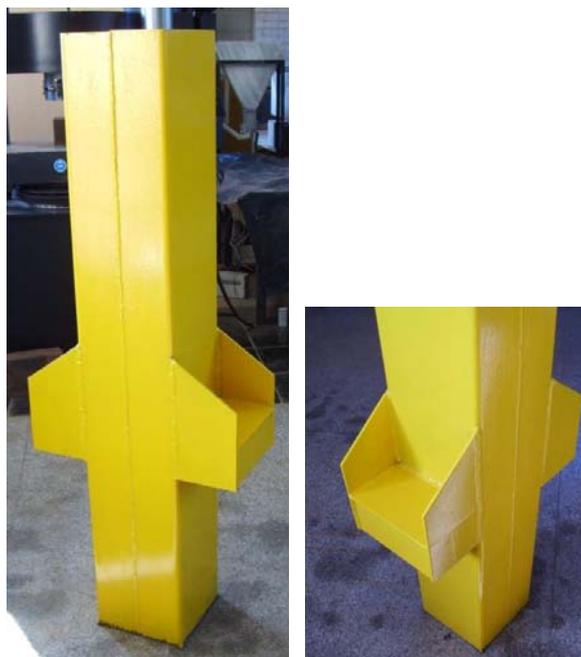


Figura 3.28 – Modelo para ensaio preliminar.



Figura 3.29 – Dispositivo para instrumentação do núcleo de concreto.

3.4.3. Equipamentos utilizados.

Neste item é feita uma relação de todo os equipamentos usados nos ensaios dos modelos 1 e 2, bem como uma descrição de suas principais características.

a) Equipamentos usados na instrumentação dos modelos e corpos-de-prova.

Na instrumentação dos modelos foram usados extensômetros elétricos de resistência uniaxiais e triaxiais, e transdutores de deslocamento. Os extensômetros, tanto os uniaxiais como os triaxiais, já são compensados automaticamente para não computarem as

leituras provocadas pelas variações de temperatura. O resumo de suas especificações e quantidades pode ser visto na tabela 3-17.

Tabela 3-17 – Especificação dos extensômetros ².

	Uniaxiais	Triaxiais
Marca	Kyowa	Kyowa
Modelo	KFG-5-120-C1-11	KFG-5-120-D17-11
Dimensão da base	9,4 x 2,8 mm	$\phi = 11$ mm
Dimensão da grade	5 mm	5 mm
Resistência	$120,2 \Omega \pm 0,2 \Omega$	$120,2 \Omega \pm 0,2 \Omega$
Ângulo	-	$0^\circ, 45^\circ, 90^\circ$
Fator	$2,11 \pm 1.0 \%$	$2,12 \pm 1.0 \%$
Sensibilidade	$1 \mu\epsilon \pm 1.0 \%$	$1 \mu\epsilon \pm 1.0 \%$
Quantidade	40	4

² Fonte: Manuais da Kyowa.

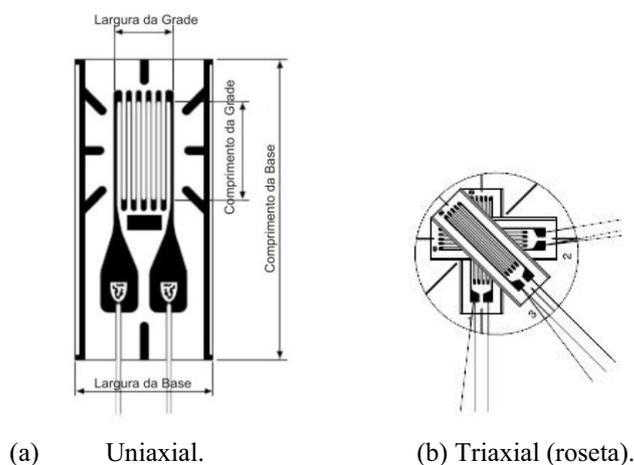


Figura 3.30 – Extensômetros elétricos de resistência.²

Os transdutores de deslocamento usados no modelo são da marca Kyowa, modelos DTH-A-10, de curso máximo de 10 mm e sensibilidade de 0,001mm; DTH-A-20, de curso máximo de 20 mm e sensibilidade de 0,002 mm.

b) Equipamentos usados para realização dos ensaios:

Para realização dos ensaios preliminares foi utilizada a máquina universal de ensaios servo-hidráulica da marca Instron, modelo 8506 (Figura 3.31) do laboratório de

estruturas da EESC/USP. Com capacidade para 2500 kN para ensaios dinâmicos e para 3000 kN para ensaios estáticos, a Instron 8506 é comandada por computador, permite ensaios de modelos de até 4 metros de altura, possuindo um quadro de reação de 4.000mm x 822mm x 514 mm. A máquina permite a realização dos ensaios tanto com controle de aplicação de força como por controle de aplicação de deslocamento.

Para captação dos dados dos extensômetros e transdutores foi utilizado o sistema de aquisição de dados computadorizado da marca Measurements Group, modelo System 5000. Tendo a disposição, para realização do ensaio, 57 canais de captação de dados.



Figura 3.31 – Máquina Universal da marca INSTRON.

c) Equipamentos usados para caracterização dos materiais:

Para realizar os ensaios de caracterização do concreto (compressão e tração por compressão diametral) foi utilizada a máquina hidráulica automática de marca ELE, modelo AUTOTEST 2000 (Figura 3.32). Para determinação do módulo de elasticidade e traçado do gráfico tensão x deformação do concreto, foi utilizada a máquina universal de ensaios servo-hidráulica da marca INSTRON, modelo 5595-300 HVL, com capacidade de 1500kN.



Figura 3.32 – Máquina hidráulica AUTOTEST 2000.

Para caracterização do aço, foi usada a máquina universal de ensaios modelo EMIC DL 5000/10000 (Figura 3.33) da EMIC equipamentos e sistemas de ensaio, com as seguintes características: célula de carga com capacidade de 100 kN com acionamento eletro-mecânico, velocidade de aplicação de carga de 0,01 até 500 mm/min.



Figura 3.33 – Máquina universal de ensaios de marca EMIC.

3.4.4. Instrumentação.

Para medir as deformações em pontos estratégicos do modelo, foram usados extensômetros elétricos de resistência, e para medir os deslocamentos foram usados transdutores de deslocamento. O posicionamento dos extensômetros foi estabelecido com base nos resultados obtidos das análises numéricas, sempre procurando posicioná-los onde estas análises mostram como sendo os mais críticos. Entretanto, alguns extensômetros adicionais foram instalados no modelo, buscando-se registrar a distribuição das deformações

ao longo da ligação e também identificar outros pontos críticos que porventura não foram identificados pela análise numérica, que ainda estava em fase inicial. Conseqüentemente, a quantidade de extensômetros usados no primeiro modelo foi bastante numerosa. Com base nos resultados deste modelo parte dos extensômetros foram eliminados, não sendo colocados no segundo ensaio preliminar aqueles que mostraram resultados pouco significativos.

Para facilitar a identificação dos pontos de leitura dos extensômetros criou-se uma nomenclatura específica de acordo com o elemento nos quais foram instalados:

$\begin{array}{cccc} \text{a} & \text{b} & \text{c} & \text{d} \\ \hline \text{P} & \text{3} & \text{E} & \text{5} \end{array}$

- a) Especifica qual o elemento instrumentado: P – pilar; C – Chapa lateral do consolo; E – Enrijecedor do consolo.
- b) Lado do pilar no qual está o elemento instrumentado: 1,2,3 ou 4 de acordo com a Figura 3.34.
- c) Posição em um lado específico: E – À esquerda do observador situado de frente ao lado especificado; D – à direita; C – no centro.
- d) O número indica a localização do extensômetro dentro da região já especificada pelos outros índices. Quando for para os enrijecedores do consolo: 1 – enrijecedor externo; 2 – enrijecedor interno.

Por exemplo: O extensômetro **P-1-E-6**, a letra P indica que o extensômetro está no pilar; o número 1 indica o lado do pilar (Figura 3.34); a letra E indica o lado esquerdo e o número 6 indica a localização dentro da região já especificada.

Nomenclatura diferente foi adotada para os extensômetros instalados nas cantoneiras internas (conectores) e no núcleo de concreto.

Para os extensômetros usados no núcleo de concreto só existem duas: N-1 e N-2, onde a letra N indica que o extensômetro está no núcleo de concreto e o número 2 indica a posição de acordo com a Figura 3.39. E os que foram colocados nas cantoneiras internas têm a nomenclatura mostrada na figura 3.38.

Como resultado tem-se a numeração de todos os extensômetros do modelo 1 (sem conectores internos) e do modelo 2 (com conectores internos) mostradas da figura 3.34 a figura 3.39.

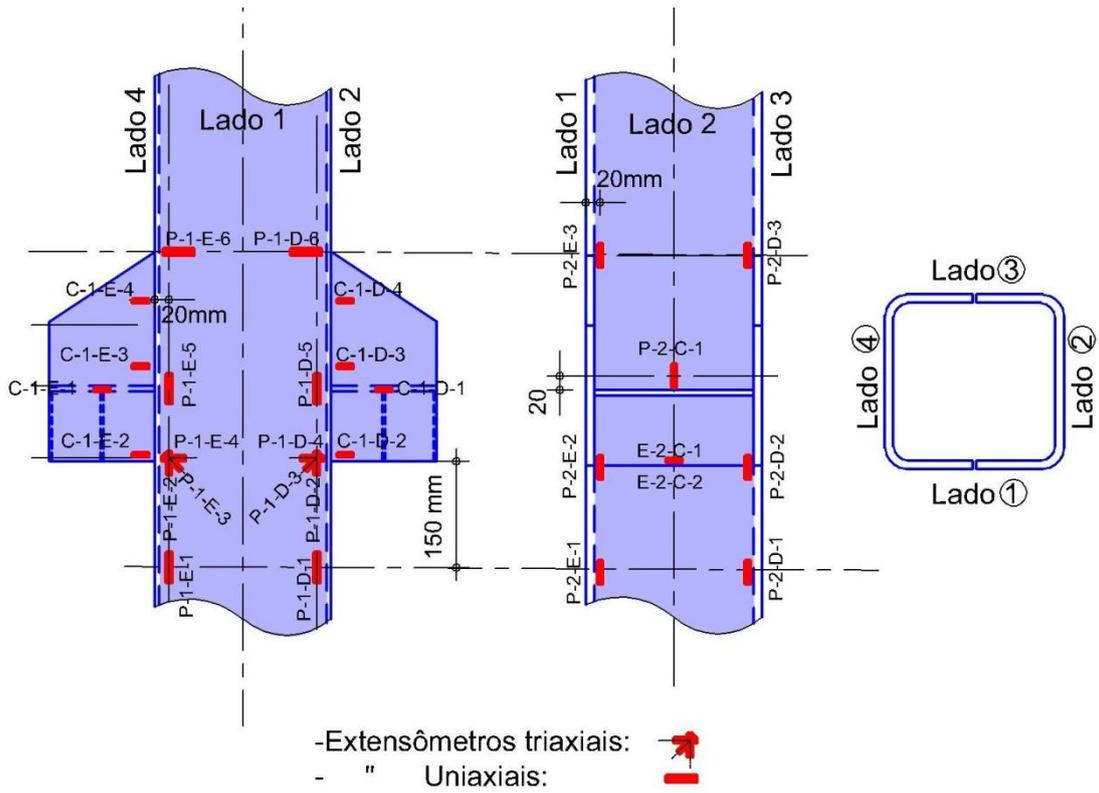


Figura 3.34 – Instrumentação do modelo 1 (sem conectores) – Lados 1 e 2.

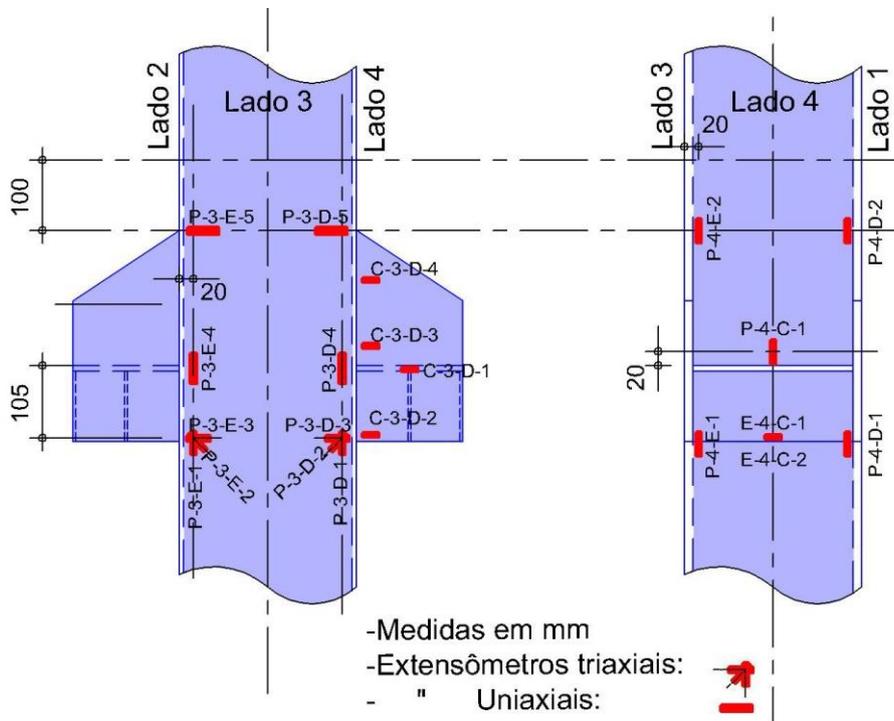


Figura 3.35 – Instrumentação do modelo 1 (sem conectores) – Lados 3 e 4.

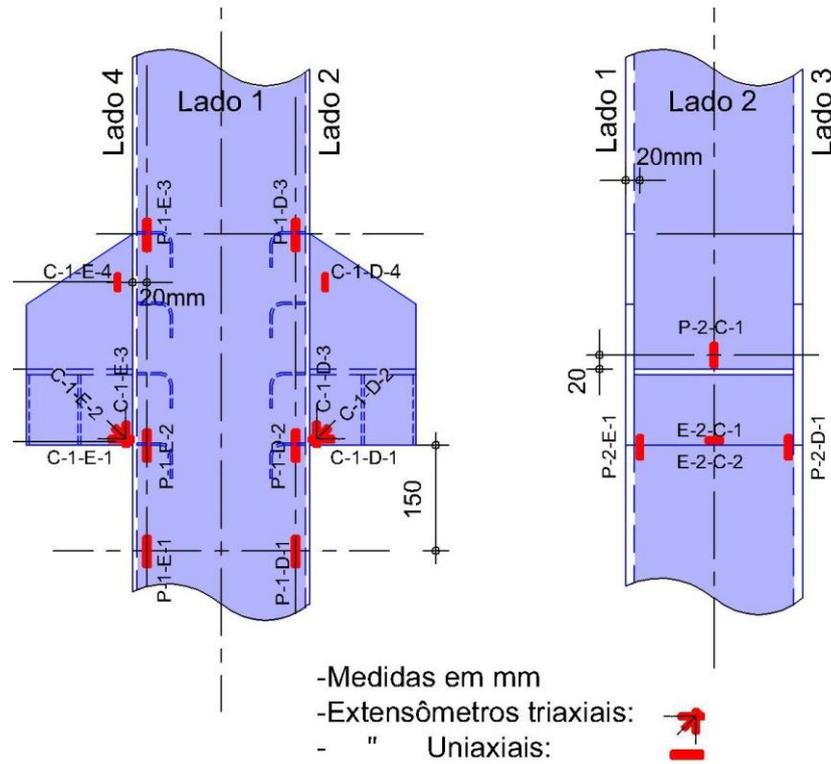


Figura 3.36 - Instrumentação do modelo 2 (com conectores) – Lados 1 e 2.

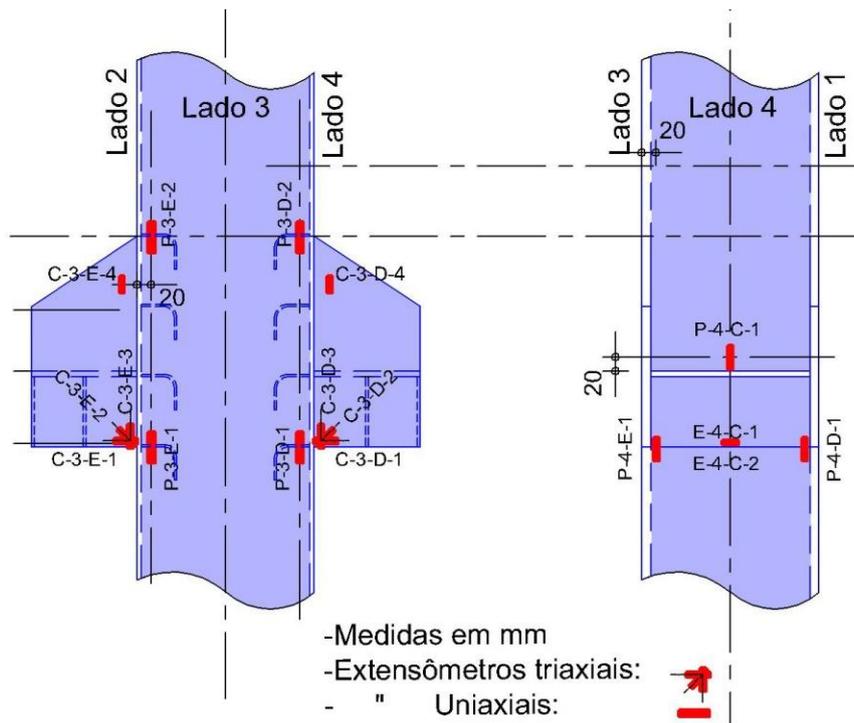


Figura 3.37 - Instrumentação do modelo 2 (com conectores) – Lados 3 e 4.

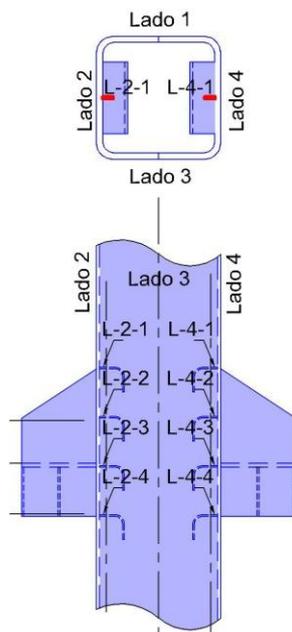


Figura 3.38 – Instrumentação das cantoneiras internas (Conectores).

Para medir o nível de solicitação a que foi submetido o núcleo de concreto, foi confeccionado um dispositivo constituído de barras de aço para concreto armado (CA-50) com diâmetro de 6,3mm como é mostrado na Figura 3.39-a, e posicionado no interior do tubo metálico de acordo com a Figura 3.39-b. As barras horizontais serviram apenas para fixar o conjunto, enquanto que a barra vertical foi instrumentada com dois extensômetros elétricos de resistência com as mesmas características daqueles usados no consolo e pilar metálico.

O deslocamento do consolo em relação ao pilar foi medido por meio de dois transdutores de deslocamento (DTH-A-20) instalados na parte inferior do enrijecedor, sendo um em cada consolo, de acordo com a figura 3.40. Optou-se por medir o deslocamento no ponto de encontro das duas chapas verticais, pois sendo este um ponto de grande rigidez, se torna mais adequado para medir o deslocamento de todo o consolo. Seria diferente se fosse posicionado, por exemplo, no meio do enrijecedor, registrando-se assim o deslocamento devido à flexão deste somado ao deslocamento do conjunto.

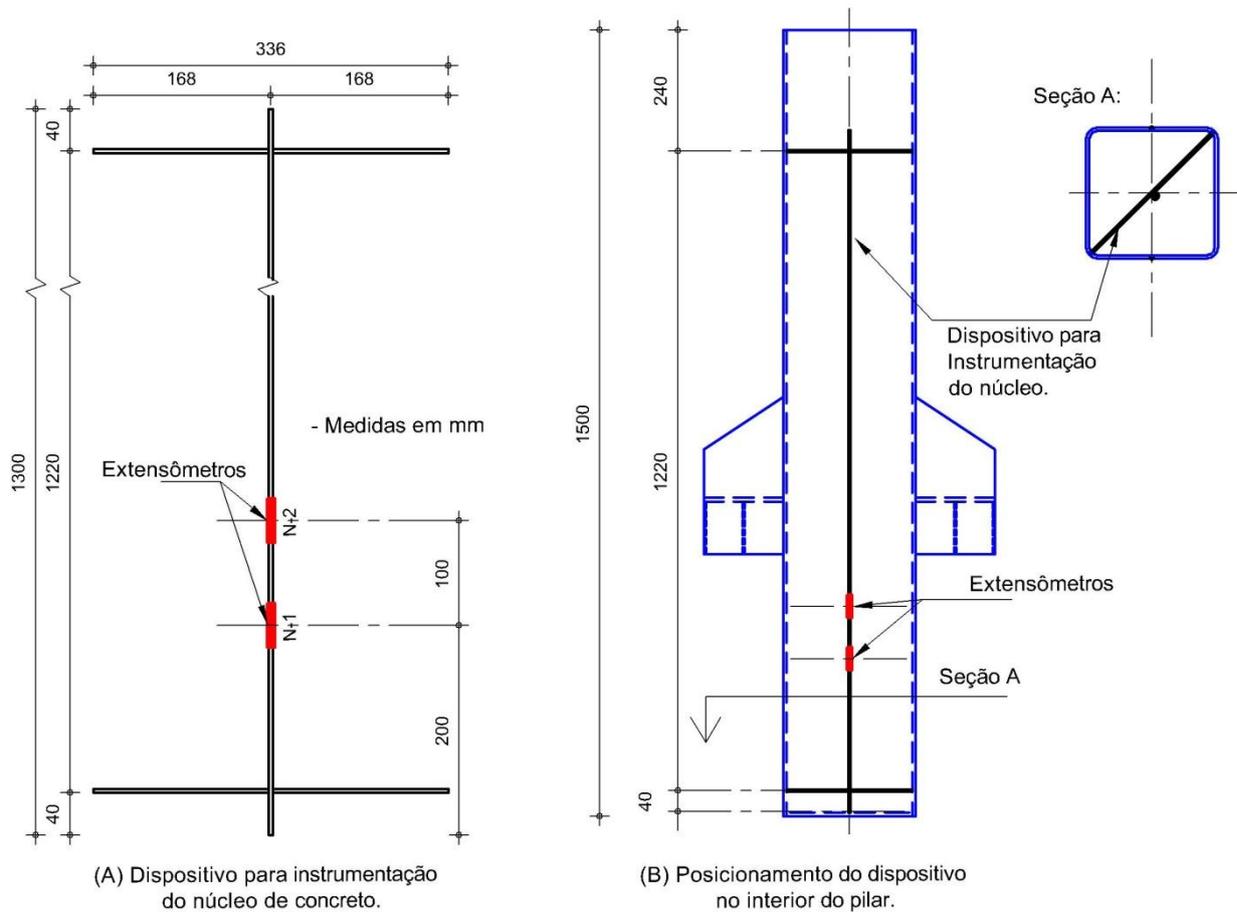


Figura 3.39 – Instrumentação do núcleo de concreto – modelos 1 e 2.



Figura 3.40 – Posicionamento dos transdutores para medir o deslocamento do console.

Foi instalado o transdutor de deslocamento DTH-A-10 conforme a Figura 3.41 para medir o deslocamento relativo entre o núcleo de concreto e o perfil tubular. Uma chapa

metálica foi colada no núcleo e o transdutor fixado ao pilar, permitindo assim efetuar a medição.



Figura 3.41 – Transdutor instalado para medir deslizamento do núcleo.

A nomenclatura adotada para os transdutores foi a seguinte: TDCE e TDCD – Transdutor de Deslocamento no Consolo Esquerdo e Direito respectivamente; e TDN – transdutor de deslocamento no núcleo.

3.4.5. Execução dos ensaios preliminares.

O mesmo procedimento de ensaio foi usado no modelo 1 (sem conectores) e modelo 2 (com conectores). Como dispositivos de apoio foram usados dois perfis soldados de seção “I” (Figura 3.42), este tinha 94 centímetros de comprimento e chapas retangulares soldadas nas extremidades (de mesma altura e largura e espessura do perfil “I”). O perfil tinha a seção transversal com as seguintes dimensões: altura=300mm; largura dos flanges=200mm; espessura da alma e dos flanges=9,5mm. O dispositivo foi verificado supondo que a carga seria aplicada com excentricidade de 10 cm em relação ao centro de gravidade, gerando, por consequência, flexão. Foram calculados os seguintes valores de resistência para cada apoio: $N_{Rd}=1436$ kN e $M_{Rd}=168,06$ kN.m.

Após os modelos serem posicionados no aparato de ensaio, a força foi aplicada na extremidade do pilar com controle de deslocamento, a uma taxa de 0,005 mm/s, estando o modelo apoiado pelos consolos (figura 3.42), como citado anteriormente. A força foi aplicada ao perfil tubular e núcleo de concreto simultaneamente, por meio de um disco de aço de grande rigidez, pertencente ao atuador servo-controlado (figura 3.43). Inicialmente aplicou-se o deslocamento até que fosse registrada uma força de 36 kN, para eliminar eventuais folgas nos dispositivos de apoio ou na região de aplicação da solicitação. A seguir, retirou-se toda a

solicitação e carregou-se novamente o modelo até não ser mais observado aumento significativo da força aplicada, mesmo com o aumento dos deslocamentos.



Figura 3.42 – Posicionamento do modelo sobre os apoios.

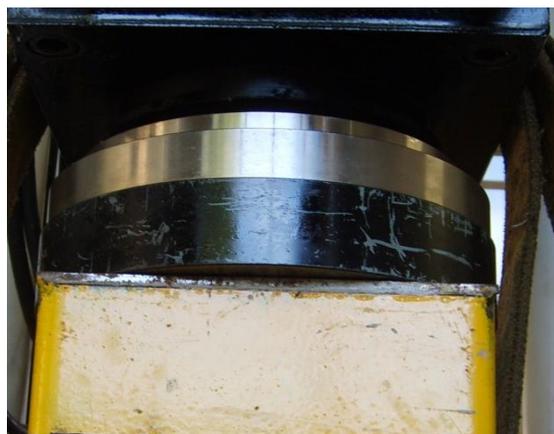


Figura 3.43 – Aplicação da solicitação ao núcleo e ao perfil metálico de forma simultânea.

Não foi possível carregar o modelo até sua ruptura, por se tratar de um elemento submetido a solicitações cisalhantes, ficaria perigoso rompê-lo para o nível de carga registrado (1142 kN – modelo1 e 1694 kN – Modelo 2), já que este tipo de ruptura se dá bruscamente. Além disso, os dados registrados já mostravam que o consolo tinha perdido a capacidade de receber maiores acréscimos de carga, fato descrito no item seguinte.

3.4.6. Resultados dos ensaios preliminares.

Os resultados dos ensaios preliminares permitiram identificar quais elementos são mais solicitados e a ordem de colapso destes. Foi possível também verificar se houve algum elemento subutilizado, rupturas localizadas, instabilidades locais, colapso da solda, deslizamento do núcleo de concreto, capacidade de carga da ligação, entre outros.

3.4.6.1. Modelo 1 - Sem conectores.

É apresentado, na Figura 3.44, o diagrama Força vs. Deformação dos pontos mais solicitados. Na fase inicial do carregamento, os elementos em que são verificadas as maiores deformações são os enrijecedores internos (registro feito pelos extensômetros E2C2 e E4C2), sendo grande a diferença dos valores entre estes e os demais. Nota-se, desde o princípio, que os enrijecedores internos desempenham papel de grande importância no consolo.

Outra evidência facilmente identificável é a sequência de colapso dos elementos: os primeiros extensômetros que registraram sinais de escoamento foram os E4C2 e E2C2 (enrijecedores internos) a 270 kN, seguidos pelos E2C1 e E4C1 (enrijecedores externos) a 650 kN, C1E2, C1D2 e C3D2 a 900 kN e 1010 kN. Os valores das cargas de escoamento citados são aproximados, já que não é possível identificar com exatidão estes valores apenas com o estudo dos gráficos, pois após o escoamento do primeiro elemento, o aumento das deformações em outros pode não ser linear, dando a falsa impressão de escoamento. Também não é possível dizer que a deformação registrada corresponde à deformação máxima do ponto para um dado nível de solicitação, pois os extensômetros medem a deformação em apenas uma direção, que pode não corresponder à direção da máxima.

Nota-se também, grandes deformações medidas pelos extensômetros P2C1 e P4C1, indicando que a parede do pilar metálico é bastante solicitada nesta região, revelando um bom local para colocar conectores, internos ao pilar, para transferir parte da solicitação para o núcleo de concreto.

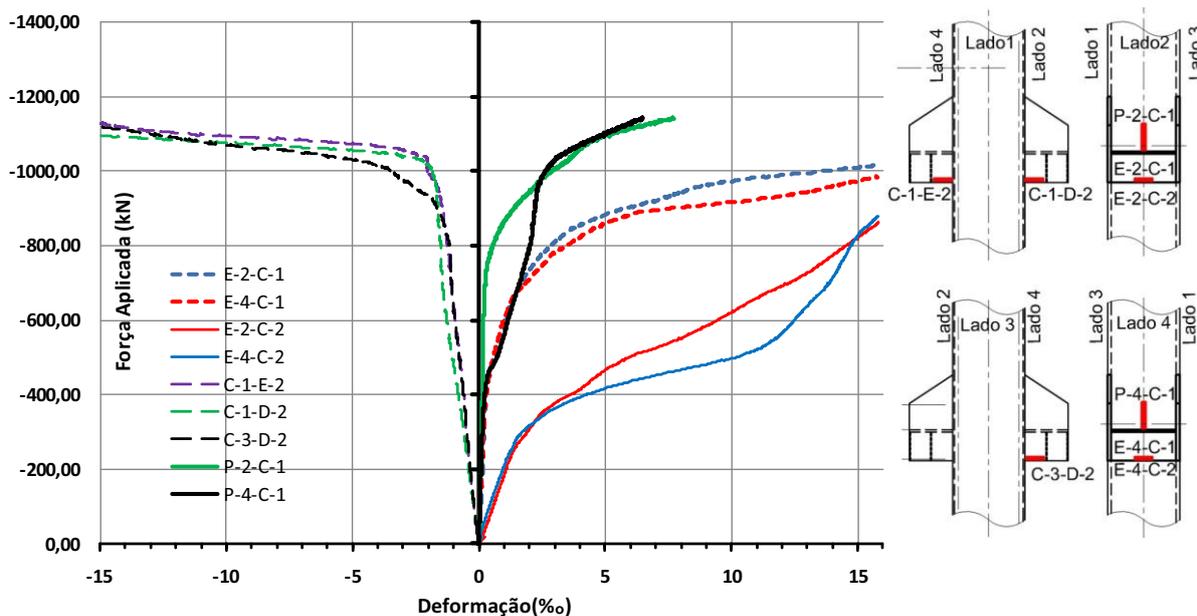


Figura 3.44 – Diagrama Força vs. Deformação – Extensômetros dos elementos mais solicitados - Modelo 1.

Os registros do deslocamento do consolo em relação ao pilar, expresso no diagrama da Figura 3.45, demonstram que ao final do ensaio a capacidade limite de carga do dispositivo estava sendo alcançada, não sendo observado aumento significativo carga para grandes acréscimos de deslocamento. Nota-se também que o deslocamento medido ao início da perda da capacidade de carga do consolo – ponto do gráfico em que há uma visível inclinação da curva – foi de apenas 0,40 mm para uma carga de 950 kN, mostrando que não é possível perceber indícios de colapso com a simples observação dos deslocamentos. Mesmo quando o ensaio foi interrompido (força aplicada de 1142 kN) mediu-se o deslocamento de apenas 1,91mm. Com a interrupção do ensaio, não foi comprovada que a ruptura do modelo se daria de forma brusca.

Os dados registrados pelo transdutor TDN instalado no núcleo são mostrados no gráfico da figura 3.46. Nota-se que o núcleo de concreto deslizou dentro do pilar metálico, com um deslocamento relativo entre eles ao final do ensaio de 1,50mm. Com a comprovada deficiência na aderência entre o núcleo e o pilar metálico, confirma-se neste modelo a pouca utilidade do primeiro na transferência das solicitações para o consolo, pois com pouca aderência não há como transferir cargas através do núcleo.

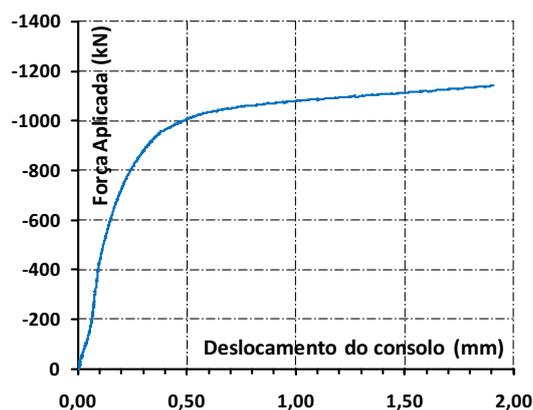


Figura 3.45 – Diagrama Força aplicada vs. Deslocamento do consolo – Média dos transdutores.

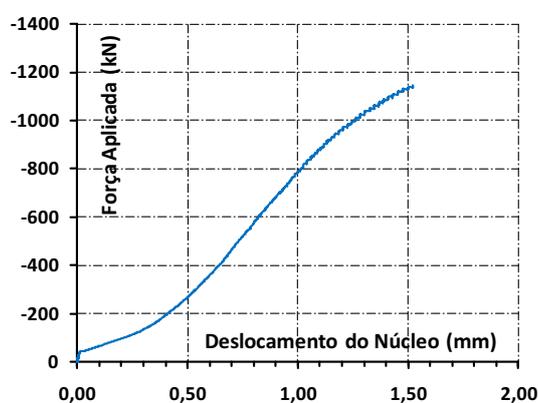


Figura 3.46 – Deslocamentos relativos entre o núcleo de concreto e o pilar metálico.

Na Figura 3.47 é representado o diagrama força aplicada vs. deformação, medida pelos extensômetros N1 e N2, instalados no núcleo de concreto por meio de dispositivo já mencionado. A deformação máxima registrada (de 0,085 ‰) indica claramente que o núcleo não foi muito solicitado, ratificando o fato de que o núcleo deslizou no tubo. A forma das curvas pode ser o reflexo dos deslocamentos relativos entre o núcleo de concreto e o perfil metálico, provocando reduções bruscas das tensões e por consequência, queda nas deformações.

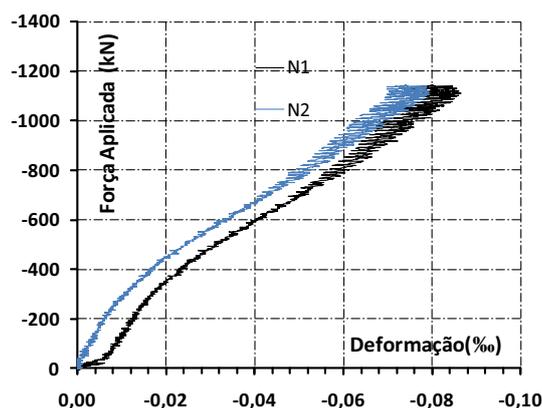


Figura 3.47 – Diagrama Força vs. Deformação - extensômetros N1 e N2, no interior no núcleo de concreto.

Os resultados dos extensômetros instalados no pilar são apresentados separadamente, agrupados ao longo de quatro linhas traçadas em alturas diferentes (Figura 3.48). A opção por diagramas separados foi para facilitar a compreensão, pois há um número excessivo de curvas. Além disso, foi observado que os extensômetros, pertencentes a um mesmo grupo (linha), apresentaram comportamento semelhante.

Os extensômetros verticais P2E3, P2D3, P4E2 e P4D2, situados ao longo da linha 4, não captaram deformações significativas (máxima de 0,44‰), nem contribuíram para o esclarecimento do comportamento da ligação, exceto pela conclusão de que a região no qual estavam instalados é pouco solicitada, não sendo assim traçados os respectivos diagramas.

Os extensômetros que fazem parte de uma roseta foram agrupados para facilitar o estudo dos resultados. Ficando então as rosetas R1, R2, R3 e R4 de acordo com o esquema mostrado na figura 3.50.

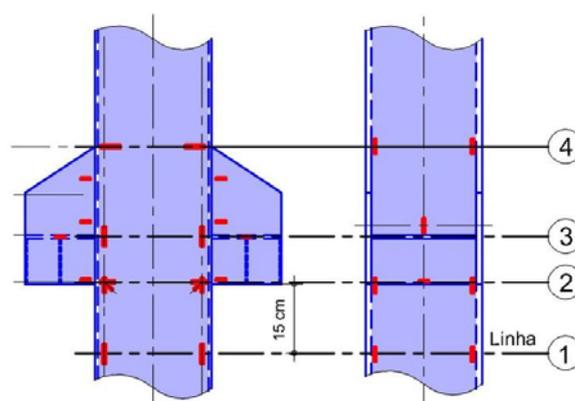


Figura 3.48 – Linhas de agrupamento dos extensômetros nos pilares.

Analisando o diagrama da figura 3.50, que representa as rosetas situadas na linha 2, observa-se que estas registraram deformações maiores (máxima de 3,42‰) que a dos

extensômetros situados no pilar ao longo da mesma linha, cujos resultados estão na figura 3.49 (máxima deformação de 1,87%). Nos extensômetros triaxiais (rosetas) há a vantagem de se captar a maior deformação no ponto em questão, enquanto no extensômetro uniaxial é registrada apenas a deformação na direção do mesmo, não sendo obrigatoriamente a máxima. Mesmo assim, o máximo valor de deformação vertical registrado pela roseta foi de 2,94%, sendo ainda 57% maior que a maior medição realizada pelo extensômetro instalado no pilar, indicando que a parede do pilar que está no mesmo plano da aba lateral do consolo (lados 1 e 3) é mais solicitada que a outra (lados 2 e 4).

Ainda sobre o gráfico da Figura 3.50, é clara a mudança na inclinação das curvas, mesmo para uma pequena deformação (0,6%, para a roseta R1). Neste caso, como já discutido antes, pode ser consequência do escoamento de outros elementos, pois a deformação medida ainda é muito pequena.

Sobre os gráficos da figura 3.51, percebe-se que nas fases iniciais de carregamento, as deformações aumentam aproximadamente proporcionais ao aumento de carga, sendo que quando esta atinge um determinado valor (810 kN para o extensômetro P3D4), há uma mudança radical no ângulo de inclinação das curvas, indicando redistribuição de carga ou mudança na direção das deformações máximas durante o processo. Os resultados representados no diagrama da Figura 3.51 são dos extensômetros próximos ao encontro da chapa horizontal do consolo com a aba deste e com o pilar, portanto região de grande rigidez, o escoamento da chapa horizontal pode ter provocado redistribuição e conseqüente mudança na inclinação das curvas. A chapa horizontal não foi instrumentada, não havendo dados que possam comprovar a afirmação anterior, entretanto o escoamento desta foi observado no modelo, por inspeção visual após o término do ensaio.

Os extensômetros instalados ao longo da linha 4, como mostrado no diagrama da figura 3.52, tinham como finalidade captar o efeito do binário provocado pela aba do consolo naquela região. Entretanto, eles registraram baixos valores de deformação (0,8%), indicando que tal binário não aconteceu ou foi de baixa intensidade, fato comprovado pela máxima medida de deformação registrada pelos extensômetros C-1-E-4, C-1-D-4 e C-3-D-4 que foi de apenas 1,20%.

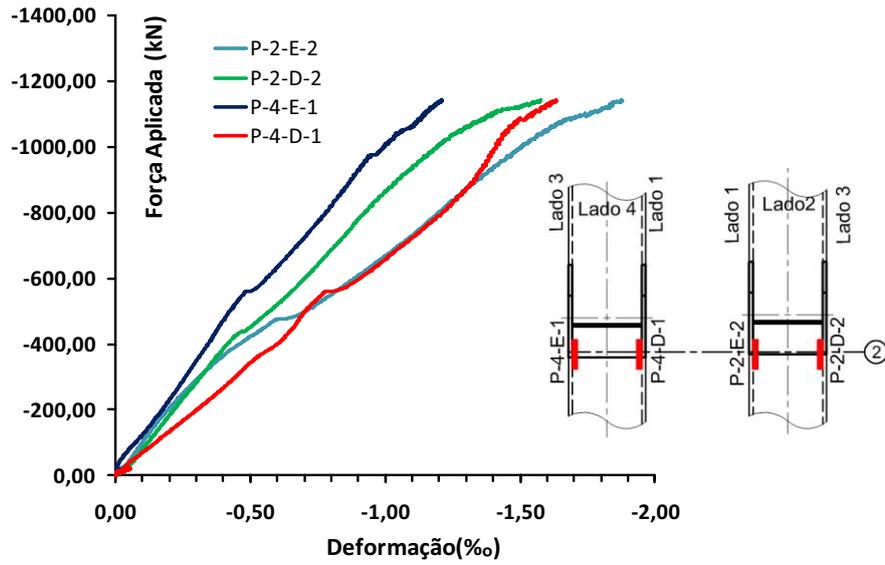


Figura 3.49 – Diagramas Força vs. Deformação - Extensômetros no pilar ao longo da linha 2.

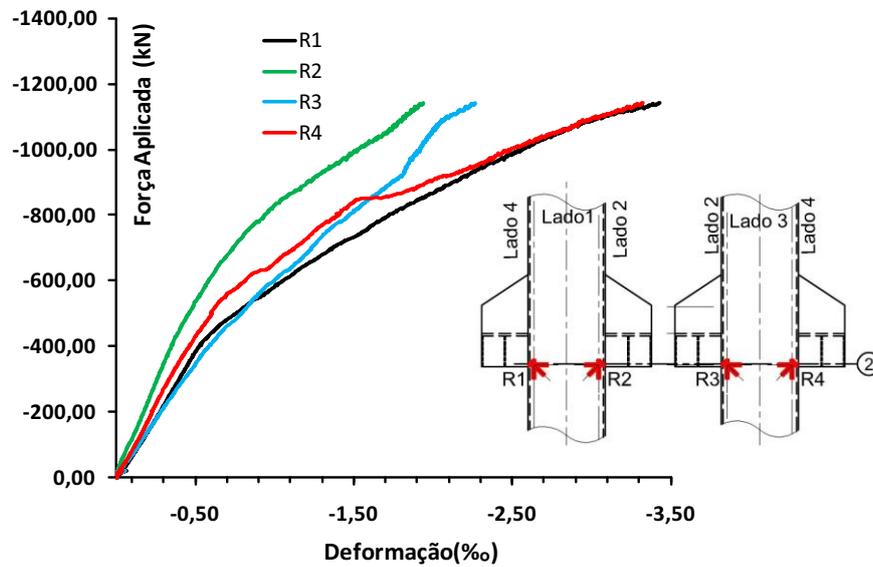


Figura 3.50 – Diagramas Força vs. Deformação Máxima - Rosetas no pilar ao longo da linha 2.

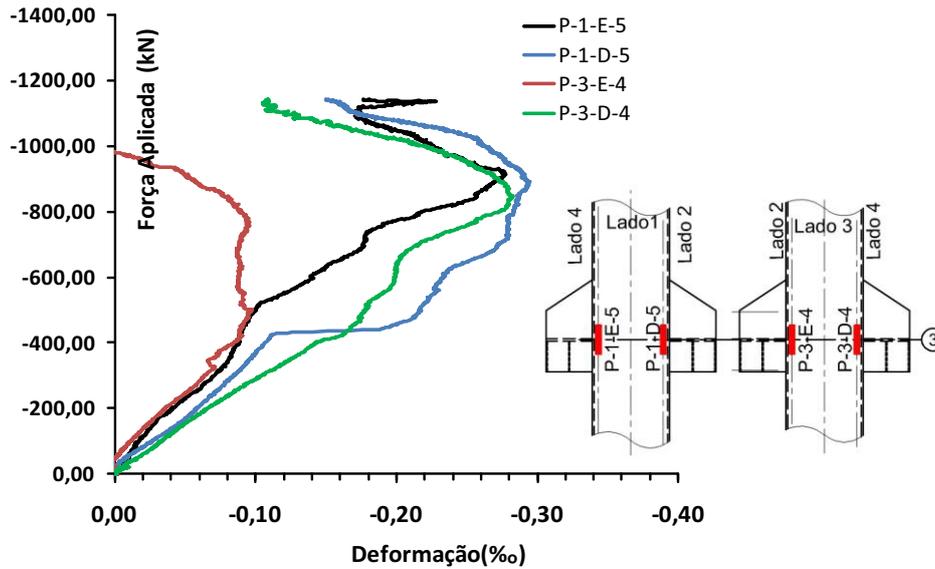


Figura 3.51 – Diagrama Força vs. Deformação - Extensômetros no pilar ao longo da linha 3.

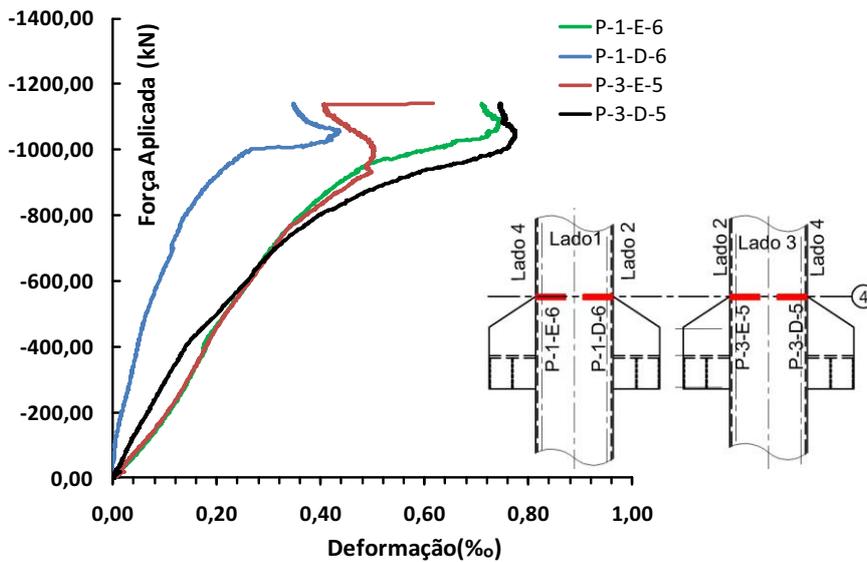


Figura 3.52 – Diagrama Força vs. Deformação - Extensômetros no pilar ao longo da linha 4.

Na região do pilar ao longo da linha 1 (extensômetros: P1E1, P1D1 e P2E1) não houve grandes deformações, sendo a máxima registrada de 0,84%. Avaliando o diagrama da figura 3.53 percebe-se que as deformações evoluíram de maneira praticamente linear, indicando que, ao se afastar do consolo, há uma distribuição mais uniforme das mesmas, com menor influência dos efeitos localizados que ocorreram nas proximidades da ligação.

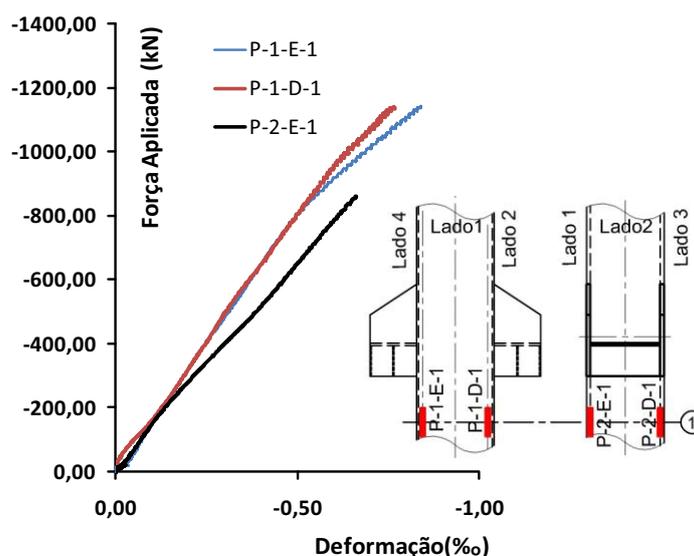


Figura 3.53 – Diagrama Força vs. Deformação - Extensômetros no pilar ao longo da linha 1.

As direções das deformações máximas, registradas pelas rosetas, são informações importantes, já que com elas é possível identificar se a transferência das solicitações se dá preponderantemente por cisalhamento ou por tensão normal ou através da contribuição das duas componentes, propiciando a formação de uma diagonal de compressão. No diagrama da figura 3.54 está representada a evolução dos ângulos que a direção da deformação máxima faz com a horizontal. Os ângulos registrados na fase inicial do carregamento foram de 11° (R1D), 25° (R3D), 35° (R1E) e 42° (R3E) aproximadamente; à medida que a solicitação aumenta, os ângulos vão aumentando, até que no final do ensaio foram registradas ângulos de 72° (R1D), 77° (R3D), 58° (R3E) e 62° (R1E). Isso indica que nestes pontos, nas fases iniciais do carregamento, há componente horizontal considerável introduzida pelo consolo, reforçando a hipótese da formação de uma diagonal de compressão na parte inferior da aba vertical do consolo. Entretanto, a proporção dessa componente tende a diminuir ao longo do carregamento.

O aspecto do consolo, ao final do ensaio, pode ser visto na Figura 3.55. Nota-se que a única indicação visível do iminente colapso foi a deformação dos enrijecedores verticais. Percebe-se também que estes apresentaram deformações com características daquelas produzidas por flexão. Não foi constatado nenhum outro indicativo colapso na ligação: as soldas permaneceram íntegras (sob inspeção visual); não houve instabilidades localizadas no pilar ou consolo; também não houve deformações visíveis no pilar na região de ligação.

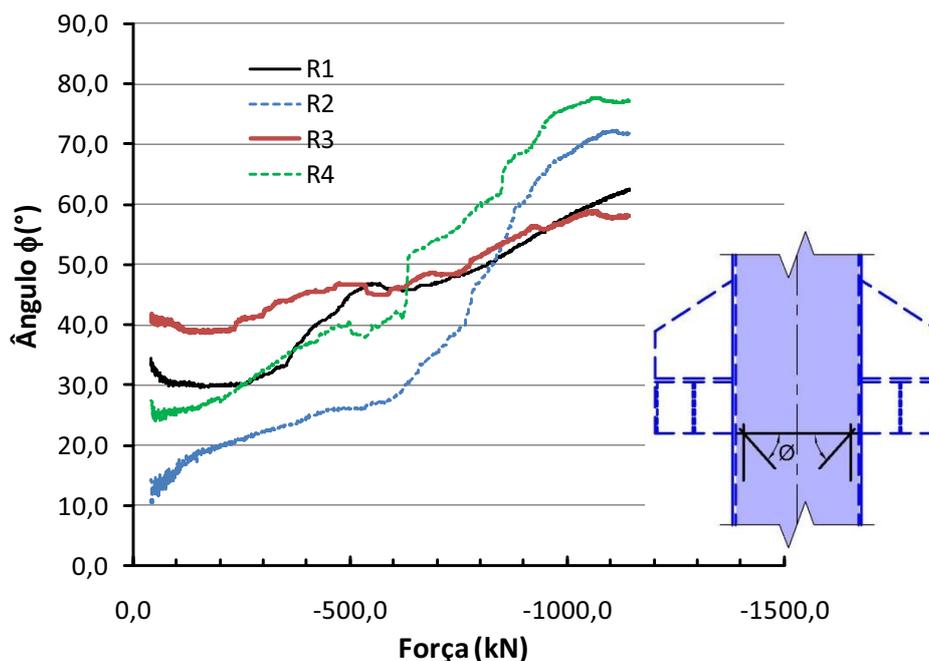


Figura 3.54 – Ângulo ϕ , direção da máxima deformação medida pelas rosetas.



Figura 3.55 – Aspecto do consolo depois do ensaio.

3.4.6.2. Modelo 2 - Com conectores.

Assim como foi apresentado para o modelo 1, é mostrado na figura 3.56 o diagrama força vs. deformação dos pontos mais solicitados do modelo 2 (ligação dotada de conectores internos ao pilar). Neste modelo, assim como o anterior, os enrijecedores internos foram os elementos em que foram verificadas as maiores deformações nas fases iniciais (registro feito pelos extensômetros E2C2 e E4C2), sendo grande a diferença dos valores entre estes e os demais, confirmando a importância deste elemento no desempenho do consolo.

A ordem de colapso dos elementos se manteve: os primeiros extensômetros que registraram sinais de colapso foram os E4C2 e E2C2 (enrijecedores internos) a 245 kN e 332 kN, seguidos pelos E2C1 e E4C1 (enrijecedores externos) a 620 kN; C1E1, C1D1, C3E1 e C3D1 (aba inferior do consolo) a 1200 kN, 800 kN, 1178 kN e 1345 kN respectivamente. Repete-se a afirmação que os valores citados da carga de início de colapso (escoamento) são valores aproximados e que também não é possível dizer que a deformação registrada corresponde a deformação máxima do ponto. Comparando-se o comportamento do consolo do modelo 2 com o modelo 1 no que se refere as deformações indicativas de início de colapso, observa-se um pequeno aumento na força aplicada correspondente. A diferença mais expressiva foi observada no valor da máxima deformação registrada no pilar (extensômetros P-2-C-1 e P-3-C-2) que atingiu 6‰ no modelo 1 (força de 1135 kN) e apenas 3,3‰ no modelo 2 para uma força maior (1460 kN). Esse valor menor da deformação no tubo que compõe o pilar misto indica que as cantoneiras internas ao mesmo (conectores) transferiram carga para o núcleo, aliviando as solicitações no tubo metálico. Esta suposição é reforçada ao se analisar as medições feitas em outros pontos do modelo (mostrado no texto a seguir).

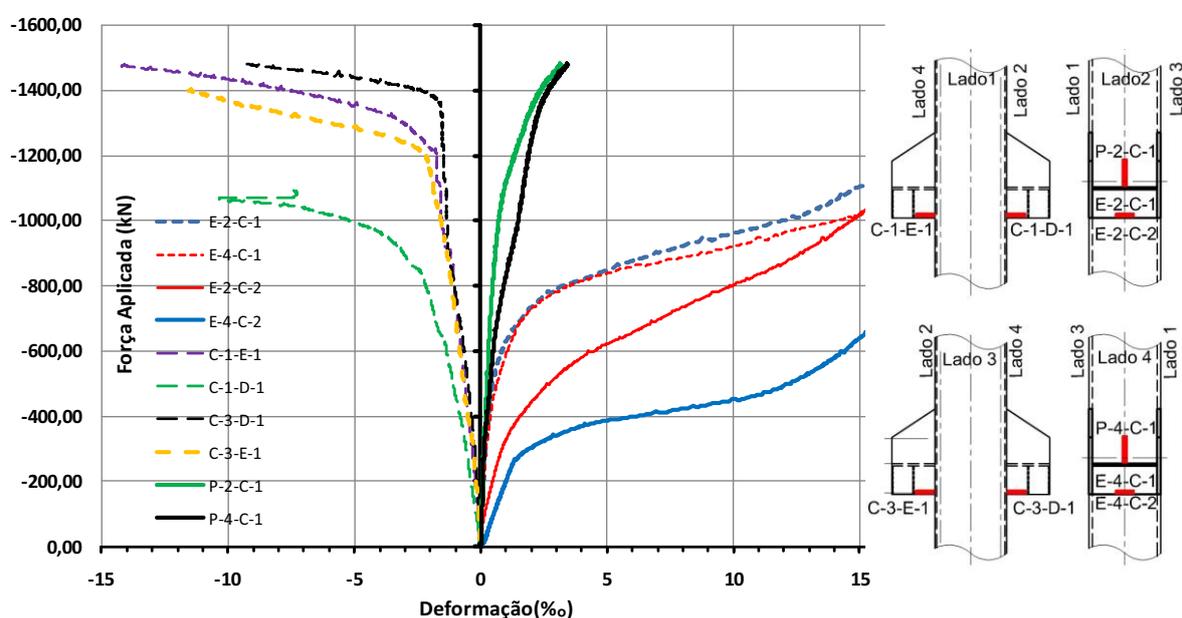


Figura 3.56 – Diagrama Força vs. Deformação – Extensômetros dos elementos mais solicitados – Modelo

2.

Como citado anteriormente, no modelo 1 não foram observadas deformações horizontais significativas na aba superior do consolo. Para verificar se estas ocorreram em outra direção, foram instalados na posição vertical na aba superior do consolo os extensômetros: C-1-E-4, C-1-D-4, C-3-E-4 e C-3-D-4 (figura 3.36 e figura 3.37). Nestes pontos também não foram registradas deformações significativas, sendo a máxima registrada de 0,23‰ nos estágios finais do carregamento, sendo então comprovada a pouca eficiência desses elementos.

Os registros de deslocamento dos consolos em relação ao pilar dos dois modelos estão expressos no diagrama da figura 3.57 (média dos dois transdutores de cada modelo). É possível observar que houve um ganho considerável na capacidade de carga do modelo 2. No ponto em que há inclinação da curva foi registrado uma força de 1200 kN, 26% maior que no modelo 1, o que indica a contribuição positiva dos conectores internos na melhoria do comportamento do consolo.

De forma semelhante ao modelo 1, nos consolos do modelo 2 foram medidos pequenos deslocamentos ao longo do ensaio. Os transdutores TDCE e TDCE registraram: 0,65mm, para a força de 1200 kN (início da perda da capacidade de carga do consolo) e 4,41mm, para força de 1698 kN (ao final do ensaio). Esses deslocamentos não são grandes o suficiente para funcionarem como um alerta visual de que a ligação está no limite de sua capacidade. Para este fim é mais adequada a observação do comportamento dos enrijecedores, que nos estágios finais do carregamento apresentaram grandes deformações (figura 3.58).

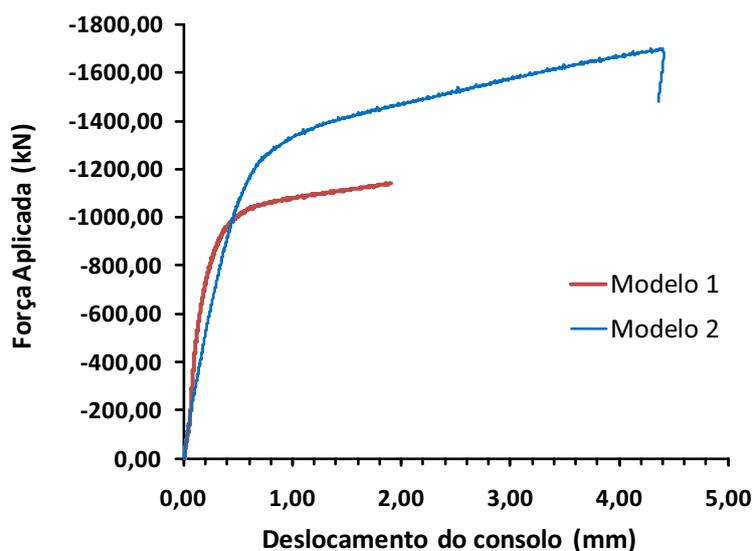


Figura 3.57 - Diagrama Força aplicada vs. Deslocamento do consolo – Média dos transdutores.



Figura 3.58 – Aspecto do consolo após o ensaio – Modelo 2.

No gráfico da figura 3.59 são expressos os dados registrados pelos transdutores TDN dos dois modelos, responsáveis pela medição do deslocamento relativo entre o núcleo de concreto e o tubo metálico do pilar. Observa-se que há uma diferença considerável entre o comportamento dos dois modelos, com o deslocamento máximo registrado no modelo 2 (dotado de conectores internos) de 0,35mm para uma força aplicada de 1698 kN. Comparando-se os modelos para o mesmo valor de força aplicada (1142 kN – o máximo valor registrado no modelo 1) tem-se: 1,5mm para o modelo 1 e 0,16mm para o modelo 2. Ou seja, o deslocamento relativo observado no modelo 1 foi 9,38 vezes o deslocamento do modelo 2, comprovando a eficiência dos conectores internos na redução desse fenômeno.

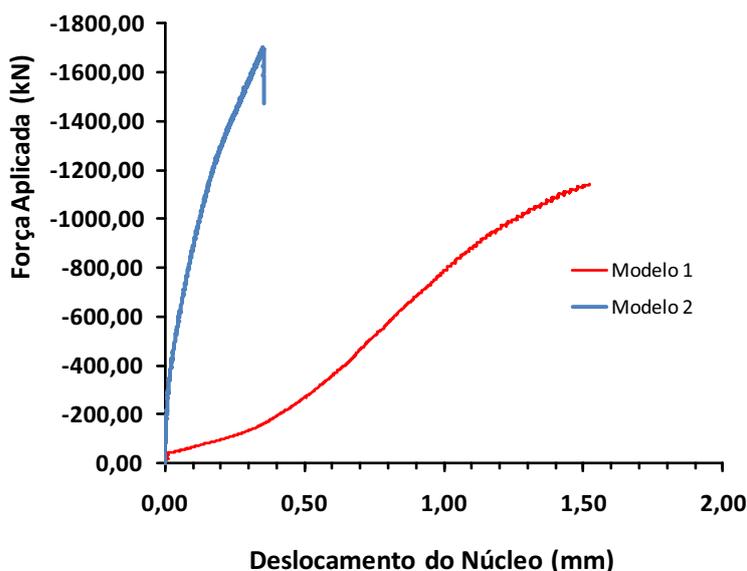


Figura 3.59 – Deslocamentos relativos entre o núcleo de concreto e o pilar metálico – Modelos 1 e 2.

Os registros das deformações do núcleo de concreto, feito pelo dispositivo da figura 3.39, colaboram com a afirmação de que as cantoneiras internas foram eficientes na transferência das solicitações do consolo para o núcleo. Comparando-se os valores obtidos nos dois ensaios (figura 3.60), observa-se a grande diferença entre os modelos, sendo registrada uma deformação de 0,69‰ para o carregamento máximo no modelo 2 e de 0,085‰ no modelo 1. Considerando para um mesmo valor de força aplicada (1142 kN) no modelo 2 tem-se uma deformação de 0,48‰, o que dá 5,6 vezes o valor do modelo 1.

Fazendo um cálculo aproximado, considerando o núcleo de concreto no estágio 1, que as tesões se distribuem uniformemente ao longo da seção transversal, e adotando o módulo de elasticidade dado pela ABNT NBR6118:2003, seria necessário que fosse aplicada uma força de 1691 kN ao núcleo para que se tivesse tal valor de deformação (0,69‰), o que corresponde ao valor da máxima força aplicada ao modelo. Logicamente que o cálculo aproximado não representa fielmente o que ocorreu ao modelo, mas indica que o núcleo de concreto teve uma participação eficiente na seção resistente do pilar.

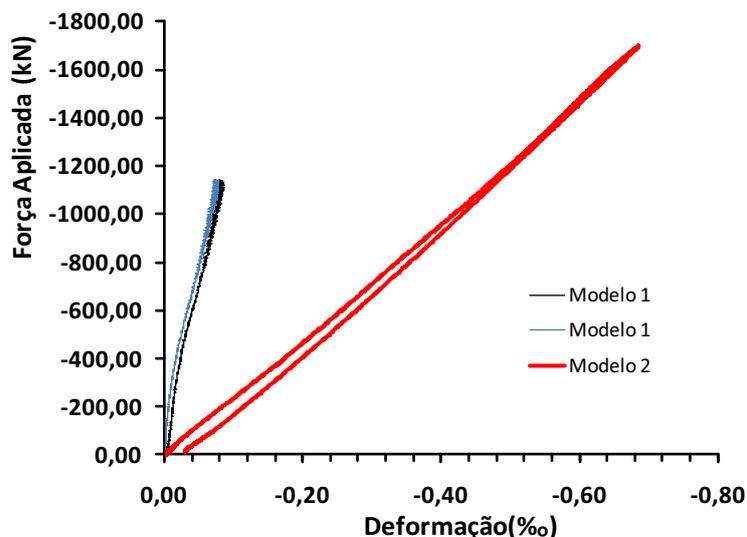


Figura 3.60 - Diagrama Força vs. Deformação - extensômetros no interior no núcleo de concreto – Modelos 1 e 2.

Os resultados dos extensômetros instalados no pilar do modelo 2 são apresentados usando a mesma metodologia aplicada ao modelo 1. Na Figura 3.61 é apresentado o diagrama força vs. deformação dos extensômetros instalados ao longo da linha 2 no modelo 2, bem como a média dos resultados dos mesmos extensômetros instalados no modelo 1. Comparando os resultados dos dois modelos percebe-se que o tubo do modelo dotado de conectores apresenta menores deformações que o modelo sem esse dispositivo. Isto é

observado tanto para a parede do tubo do mesmo lado dos consolos (extensômetros P-2-E-1, P-2-D-1, P-4-E-1 e P-4-D-1) como para a parede adjacente a aba do consolo (extensômetros P-1-E-2, P-1-D-2 e P-3-D-1). Estes fatos reforçam a hipótese da contribuição significativa das cantoneiras internas para o bom funcionamento da ligação.

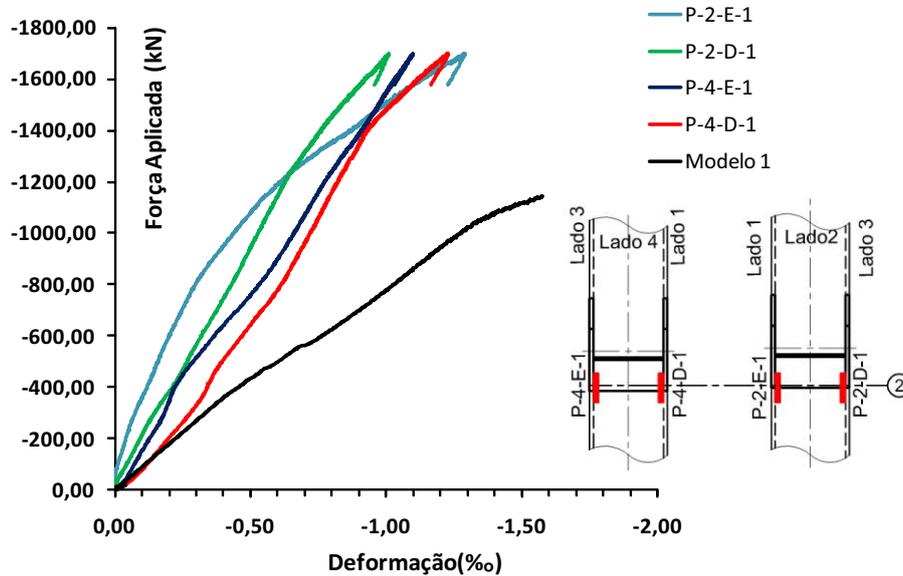


Figura 3.61 – Diagrama Força vs. Deformação - Extensômetros no pilar ao longo da linha 2.

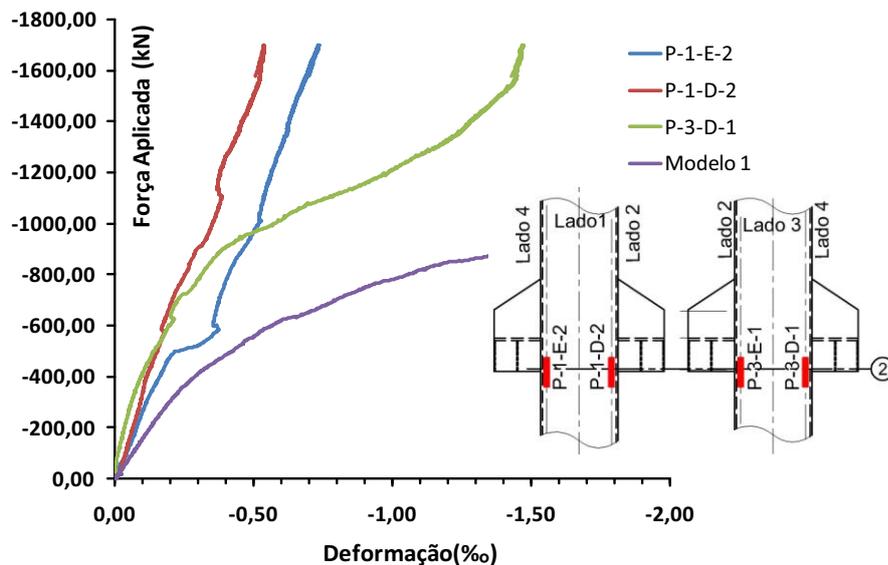


Figura 3.62 – Diagrama Força vs. Deformação - Extensômetros no pilar ao longo da linha 2

Os extensômetros P-1-E-3, P-1-D-3, P-3-E-2 e P-3-D-2, instalados no pilar nas proximidades da extremidade da aba superior do consolo (Figura 3.36 e Figura 3.37) não registraram deformações significativas (máxima de 0,3‰), fato que contribui para a afirmação de que a aba superior do consolo não funcionou de forma eficiente.

Ao longo da linha 1 (Figura 3.63) foram registradas deformações menores no tubo metálico que compõe o pilar, se comparado com o modelo 1, indicando que mesmo fora da região adjacente ao consolo há redução das solicitações no tubo devido à ação das cantoneiras internas.

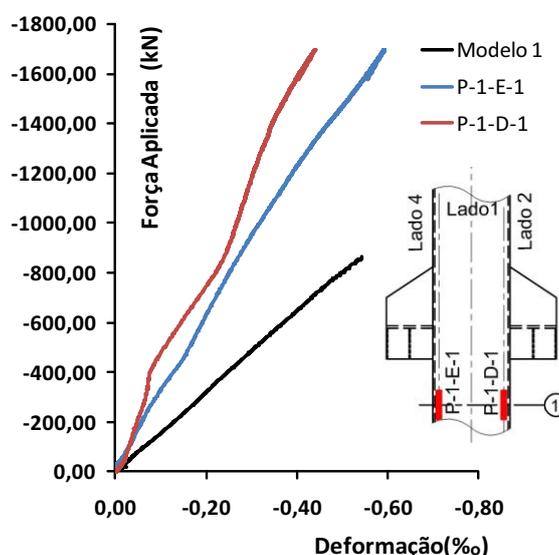


Figura 3.63 – Diagrama Força vs. Deformação - Extensômetros no pilar ao longo da linha 1.

Durante o processo de conexão dos cabos dos extensômetros ao sistema de captação de dados foi cometido um erro que impossibilitou o registro das deformações de algumas cantoneiras internas, sendo obtidas as informações referentes a apenas três elementos (Figura 3.64). Mesmo não sendo registradas grandes deformações é possível identificar que as cantoneiras situadas abaixo do ponto de introdução da força no consolo foram mais solicitadas que a situada acima. As pequenas deformações registradas nas cantoneiras não é obrigatoriamente um indicativo que estas não foram solicitadas, existe a dificuldade de se captar, por meio de extensômetros, as deformações de cisalhamento ao longo da espessura da cantoneira, sendo então os valores obtidos apenas uma medida indireta dessas deformações.

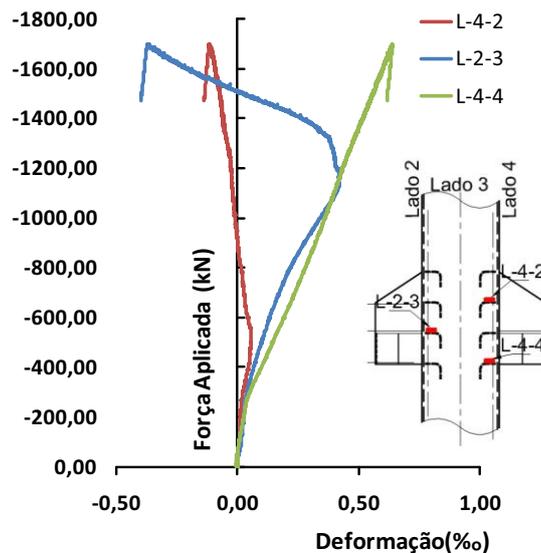


Figura 3.64 – Diagrama Força vs. deformação – Cantoneiras internas.

3.5. Ensaios definitivos (modelos 3 e 4).

Após comprovada, através dos ensaios preliminares, a eficiência do consolo na transferência das forças cortantes, as ligações foram avaliadas com as vigas e lajes fazendo parte dos modelos. Estas foram submetidas, além das solicitações de cisalhamento, ao momento de flexão, sendo que as duas solicitações atuaram simultaneamente. Entretanto, maior atenção foi dada ao momento de flexão, pois o efeito da força cortante já havia sido estudado. Assim, os modelos foram constituídos de dois trechos de viga de mesmo comprimento unidos ao pilar central, formando uma ligação cruciforme com a laje e capa fazendo parte dos mesmos (Figura 3.65). A proporção entre momento e força cortante foi previamente definida e imposta ao modelo, sendo estabelecido o comprimento da viga de 153 cm.

Os consolos utilizados nos modelos 3 e 4 sofreram alterações se comparados aos modelos 1 e 2, isto deveu-se a necessidade de melhorar seu desempenho com base na análise dos resultados obtidos até então.

3.5.1. Esquema dos ensaios.

Os ensaios definitivos foram executados de acordo com o desenho esquemático mostrado na figura 3.65. Com o modelo posicionado no aparato de ensaio e apoiado em suas

extremidades foi aplicada gradativamente uma força “F” até que esta atingisse um valor preestabelecido, sendo em seguida seu valor reduzido até zero para depois ser aplicado da mesma forma na direção contrária. Assim, foi possível submeter à ligação tanto ao momento positivo quanto o negativo. Os ciclos de carga obedeceram a um plano pré-estabelecido descrito adiante (Item 3.5.5).

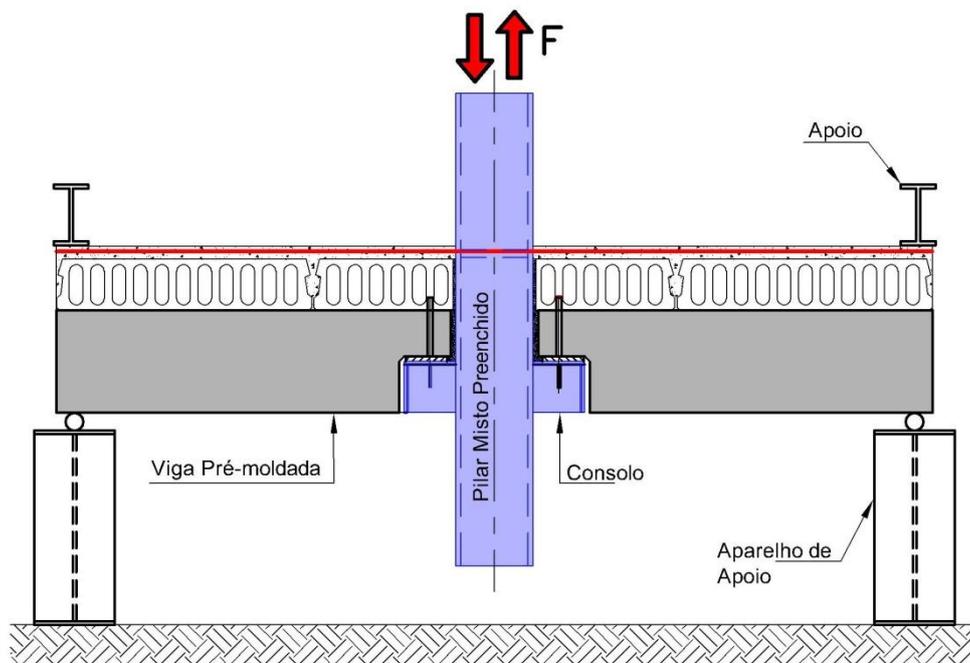


Figura 3.65 – Modelo para estudo da ligação, sujeita ao cisalhamento e momento de flexão.

3.5.2. Características e confecção dos modelos.

Foram confeccionados dois modelos, sendo estes constituídos de: pilar metálico (composto de dois perfis “U” de chapa dobrada, soldados, formando uma seção tubular quadrada); núcleo de concreto de alta resistência; consolo metálico; vigas de concreto armado; lajes pré-moldadas; almofada de apoio; graute de preenchimento; capa de concreto moldado no local (com armadura formado uma tela). No **modelo 3** o momento positivo foi transferido apenas com o auxílio de um chumbador, enquanto que no **modelo 4** foi inserido na viga um dispositivo especial para este fim. Os modelos foram confeccionados de forma similar a que ocorreria se fossem feitos em fábrica e depois montados em obra, obedecendo à seqüência:

- a) Fabricação do pilar metálico e consolo (figura 3.67) separadamente;

- b) Solidarização do consolo ao pilar (figura 3.69 - a) em fábrica por meio de soldas;
- c) Concretagem do pilar com tubos de pvc instalados para passagem da armadura (figura 3.69 - b);
- d) Confeção da armadura das vigas pré-moldadas (figura 3.72 e figura 3.85) e formas, com posterior concretagem;
- e) Colocação das almofadas de apoio;
- f) Montagem da viga pré-moldada no consolo (figura 3.78);
- g) Passagem da armadura negativa da viga através do pilar por meio dos furos;
- h) Injeção de “graute” nos furos dos pilares; nos orifícios de traspasse do chumbador na viga; entre a viga e o pilar; e entre a viga e o consolo (neste caso apenas no modelo 4);
- i) Colocação das lajes pré-moldadas nas vigas;
- j) Colocação de Graute entre a laje pré-moldada e o pilar;
- k) Instalação da armadura da capa e armadura negativa exterior ao pilar (figura 3.78);
- l) Concretagem da parte superior da viga pré-moldada e capa, solidarizando a armadura superior à mesma.

3.5.2.1. Modelo 3.

Os consolos do modelo 3 foram fabricados de acordo com os desenhos mostrados na figura 3.66. O consolo já fabricado e pronto para ser solidarizado ao pilar pode ser visto na figura 3.67.

Semelhante aos modelos preliminares, os consolos foram confeccionados separadamente para depois serem solidarizados ao pilar. Os problemas observados nos modelos 1 e 2, referentes ao processo de soldagem dos consolos ao pilar, não ocorreram nos modelos definitivos, isto porque os consolos foram projetados com largura ligeiramente inferior à do pilar facilitando o procedimento. Como as abas laterais não passavam acima da chapa horizontal do consolo, estas sofreram menos os efeitos de deformações provocadas pelo processo de soldagem.

O pilar do modelo 3 foi fabricado de forma semelhante aos modelos 1 e 2, descrito anteriormente, o desenho para fabricação pode ser visto na figura 3.68. Na parte superior do pilar foi confeccionado um dispositivo para permitir a conexão deste com o atuador, sendo este constituído de uma chapa espessa ($e = 25 \text{ mm}$) soldada à extremidade do pilar e enrijecida com aletas laterais que também foram soldadas ao pilar. Pode ser visto na Figura

3.69-b os dois furos de 30 milímetros no pilar, projetados para passagem de parte da armadura negativa da viga.

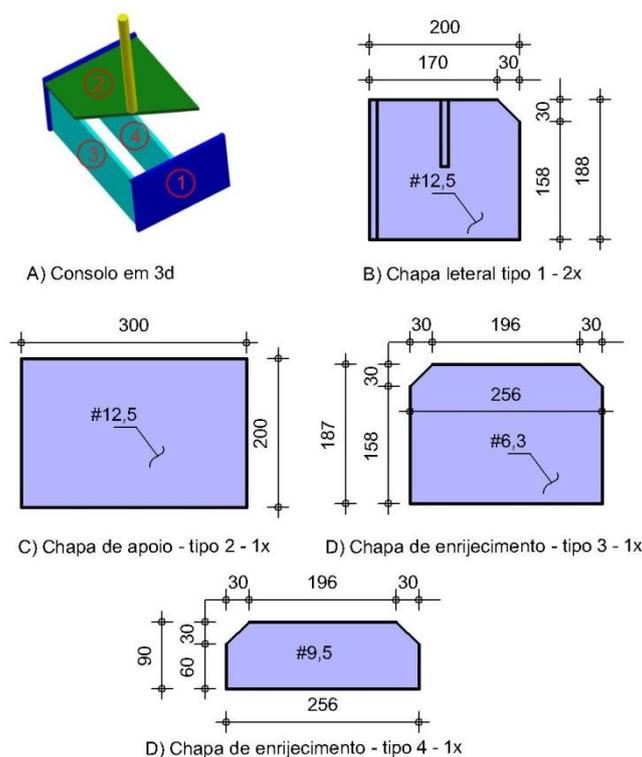


Figura 3.66 – Detalhe de fabricação do consolo – modelo 3.

As vigas do modelo 3 são compostas, ou seja, foram executadas com elemento pré-moldado de seção parcial com seção resistente completada com concreto moldado no local. Nas fôrmas das vigas pré-moldadas foram colocados tubos de PVC de 33,4 milímetros de diâmetro externo para passagem do chumbador (figura 3.73). Estes tubos foram retirados antes do concreto da viga curar completamente, ficando apenas o orifício para passagem do chumbador. As dimensões das vigas e lajes pré-moldadas bem como do concreto a ser moldado no local podem ser vistas na Figura 3.70.

A armadura da viga foi projetada, dimensionada (apêndice) e executada seguindo-se as recomendações da NBR6118:2003 e da NBR9062:2006, sendo composta de (figura 3.71): armadura de flexão positiva (N2) e negativa (N9 e N10); armadura de cisalhamento (estribos – N4 e N7); armadura de costura (para transferir de cisalhamento entre o concreto pré-moldado e concreto moldado no local – N4 e N6); e armadura que compõe o dente Gerber. O dente Gerber por sua vez, possui as seguintes armaduras: armadura de suspensão (N8); armadura do tirante (N1); armadura de costura (N11) e estribos (N5). Parte da armadura

negativa da viga passou por dentro do pilar (46%) e parte por fora (54%). Na figura 3.72 é possível ver como ficou a armadura da viga montada, e na figura 3.73 a armadura dentro da fôrma.



(a) Vista a 45°.



(b) vista inferior.

Figura 3.67 - Consolo metálico, antes de ser solidarizado ao pilar – Modelos definitivos.

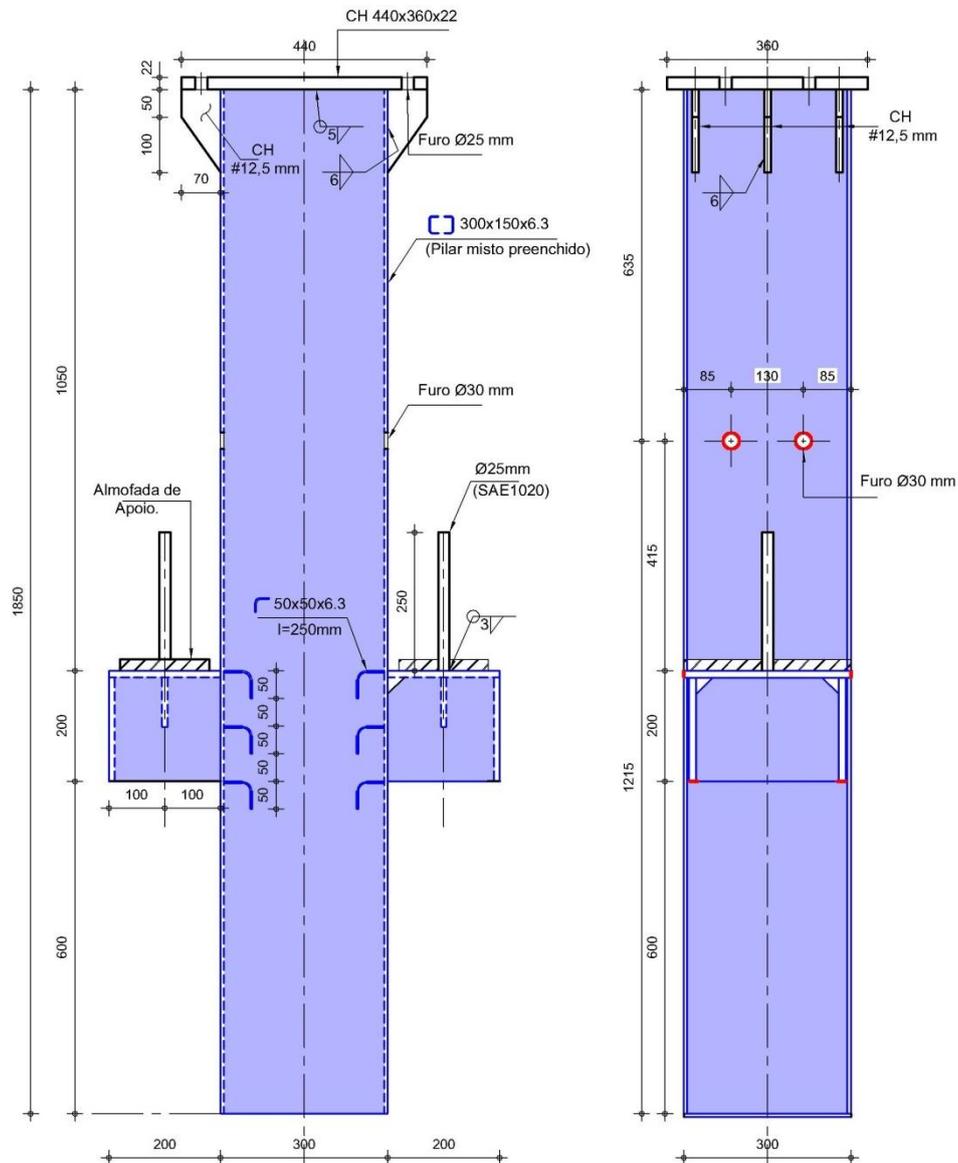
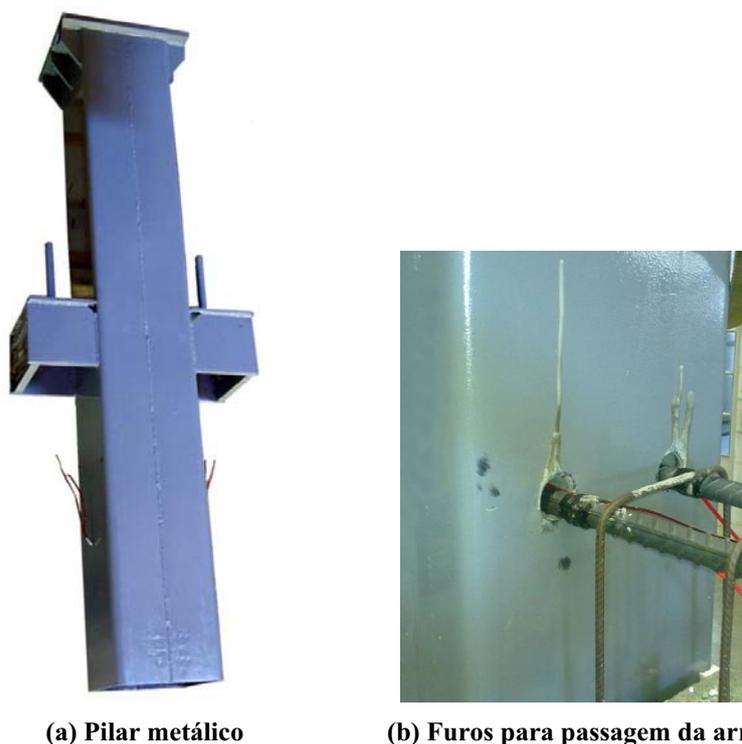


Figura 3.68 – Detalhe de fabricação do pilar – modelo 3.



(a) Pilar metálico

(b) Furos para passagem da armadura

Figura 3.69 – Pilar com consolo, dispositivo para aplicação das forças e furos.

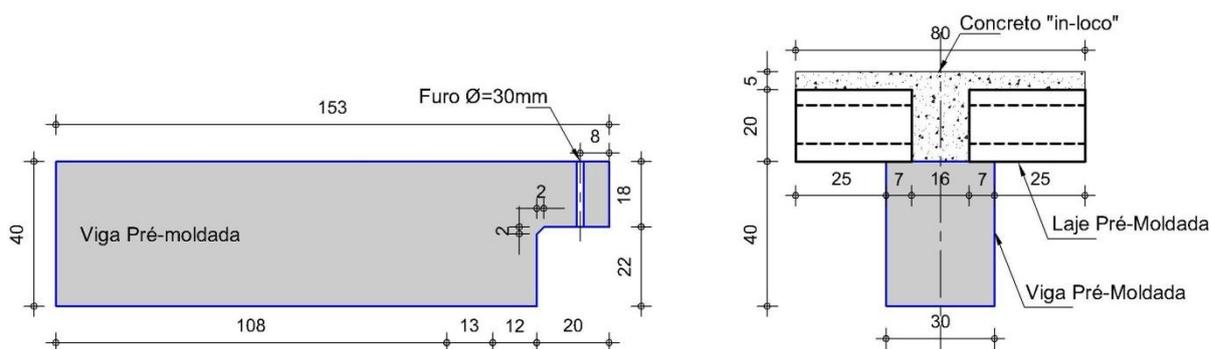


Figura 3.70 – Dimensões das vigas do modelo 3.

O desenho de projeto da fôrma da laje pode ser visto na figura 3.75; atentar para o fato da largura o apoio da laje ser de apenas 7 centímetros, que é o mínimo recomendado pela NBR9062:2006. Este fato foi de grande importância no dimensionamento de todo o pórtico, pois a partir desta dimensão, a largura da viga teve que ficar com 30 centímetros para permitir que a armadura de costura e a armadura negativa da viga pudessem ser instaladas. Com a viga de 30 cm da largura, a dimensão escolhida para a seção transversal do pilar teve que ficar também com 30 cm, de modo a evitar a composição de elementos de rigidezes muito diferentes formando um mesmo pórtico. Na figura 3.76 é possível ver a armadura instalada na

capa da laje, sendo esta composta da armadura longitudinal negativa da viga (N10 e N9) e de barras transversais adicionais (N13 e N14) formando uma tela.

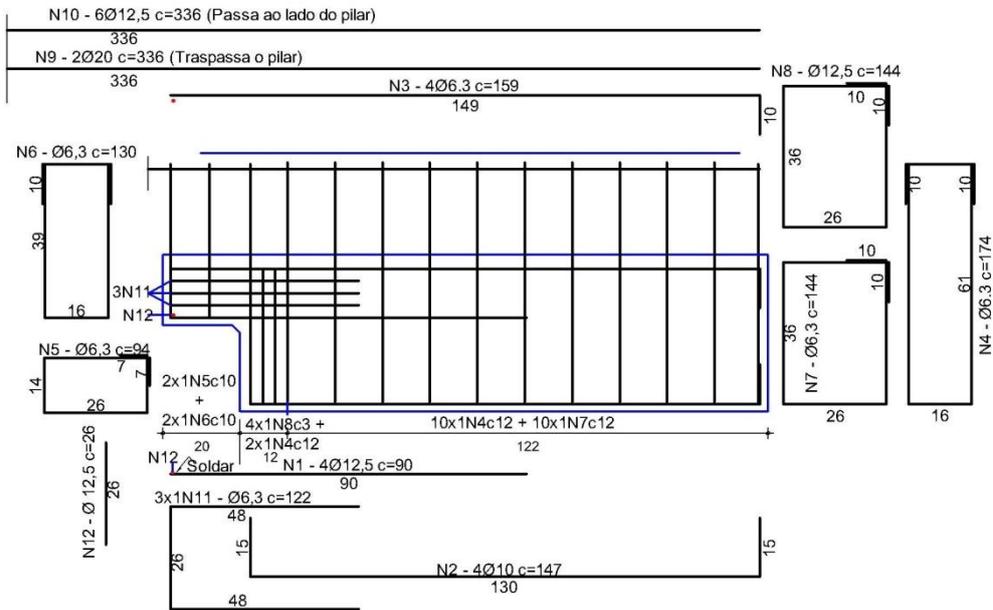


Figura 3.71 – Projeto da armadura da viga – modelo 3.



Figura 3.72 – Armadura da viga montada – modelo 3.

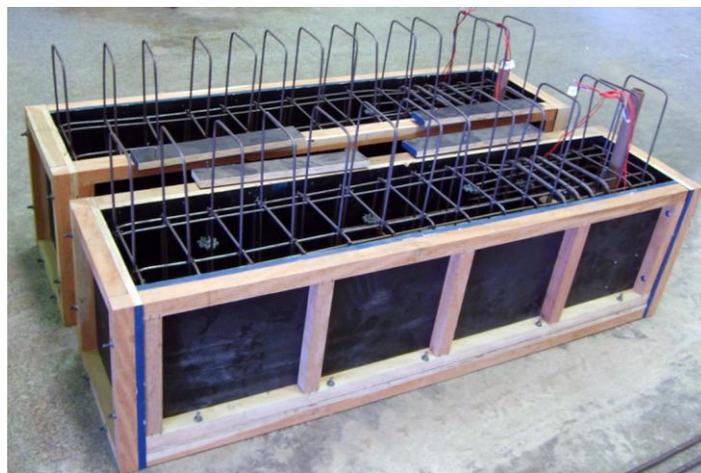


Figura 3.73 – Armadura das vigas e tubo de PVC inseridos nas formas.

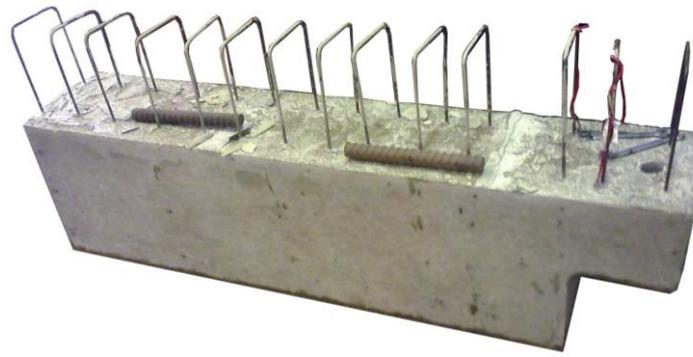


Figura 3.74 – Viga pré-moldada pronta.

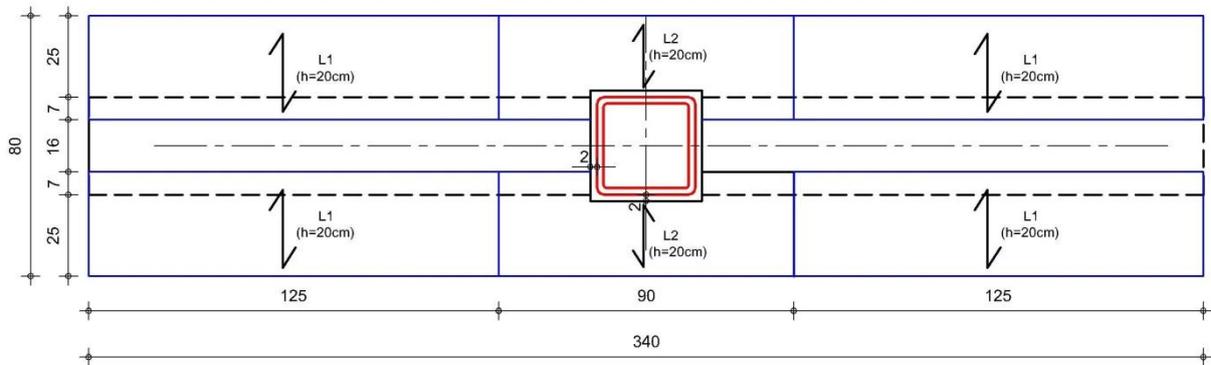


Figura 3.75 – Fôrma da laje – Modelo 3.

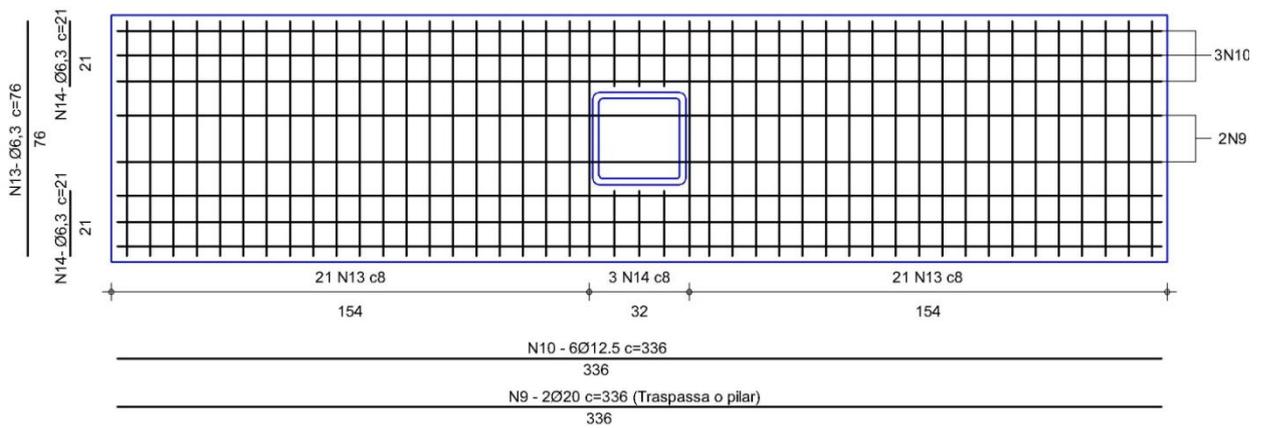


Figura 3.76 – Armadura da laje – modelo 3.

O desenho de projeto do pórtico (modelo 3) com todos os elementos que o constitui é mostrado na figura 3.77. Todo o processo de montagem dos modelos 3 e 4 foi realizado fora do aparato de ensaio, sendo estes posicionados depois com auxílio de ponte rolante.

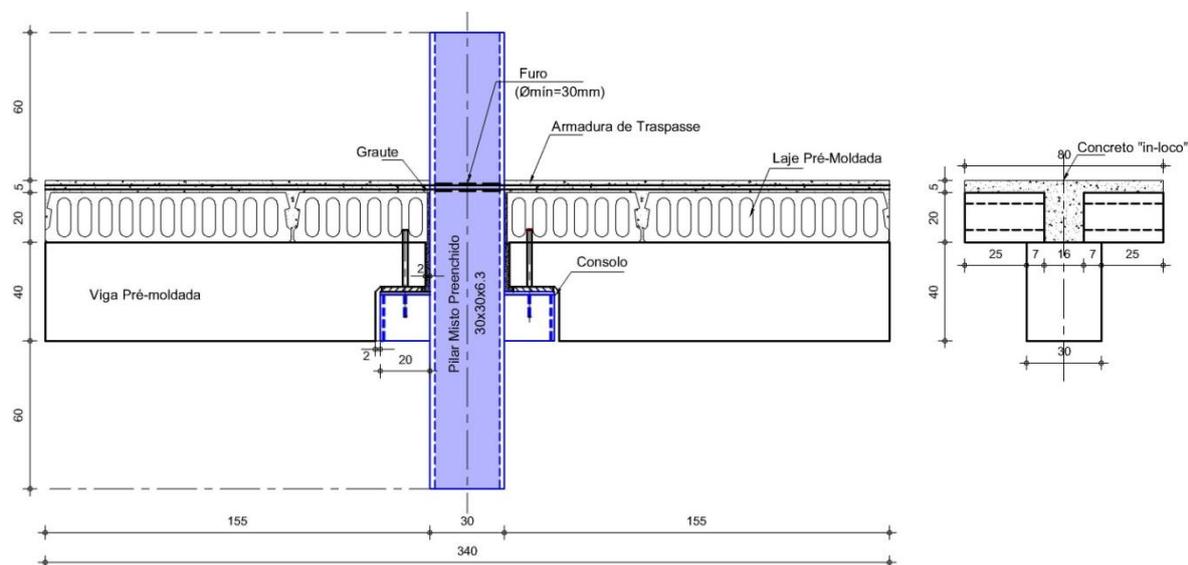
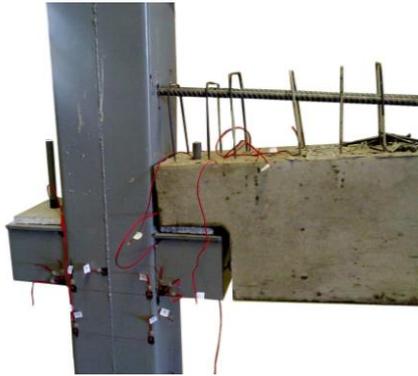
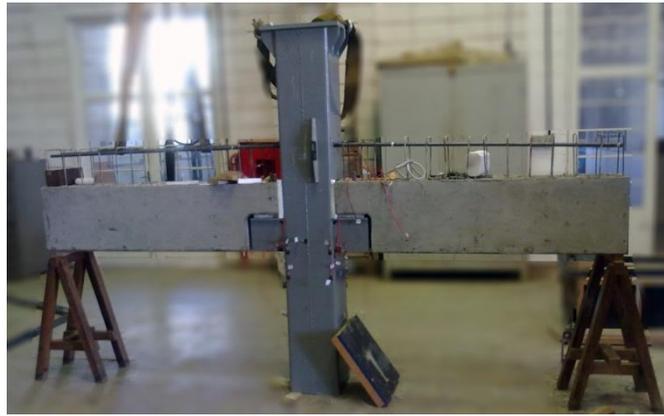


Figura 3.77 – Pórtico – Modelo 3.

O pórtico foi montado obedecendo à seqüência descrita no item 3.5.2. No modelo 3 a única etapa em que se teve dificuldade foi o grauteamento dos furos nos pilares com as armaduras de traspasse já instaladas. O resto do processo de montagem ocorreu sem problemas. Foi preciso usar escoramentos de madeira para posicionar as lajes pré-moldadas, mas tal procedimento obviamente não seria necessário na obra. As diversas fases do processo de montagem podem ser vistas na figura 3.78 e o pórtico montado pronto para ser ensaiado pode ser visto na figura 3.79.



(a) Colocação das vigas pré-moldadas no consolo e traspasse da armadura



(b)



(b) Montagem das Lajes.



(c) Modelo pronto para concretagem da capa.

Figura 3.78 – Diversas fases da montagem do Modelo 3.



Figura 3.79 – Modelo instalado no aparato de ensaio.

3.5.2.1. Modelo 4.

Os consolos do modelo 4 foram confeccionados da mesma forma descrita para o modelo 3, obedecendo o desenho de projeto mostrado na figura 3.80.

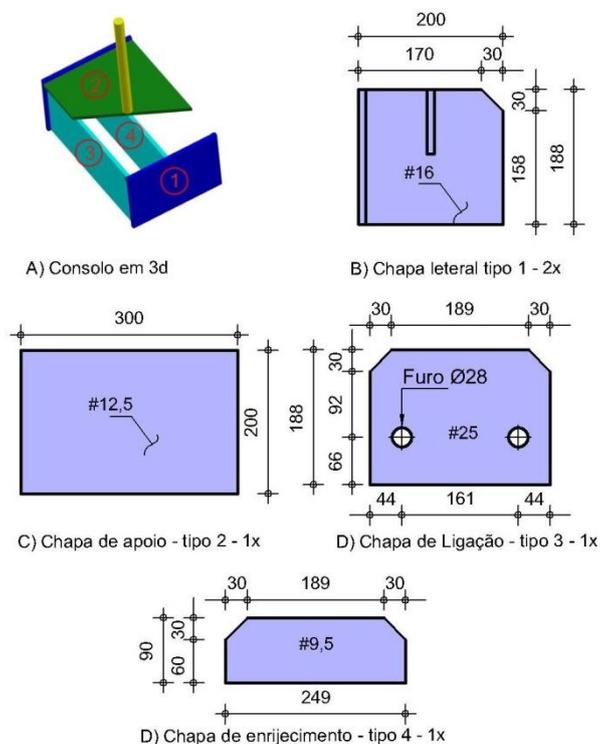


Figura 3.80 – Detalhe de fabricação dos consolos – modelo 4.

A viga do modelo 4 também foi composta (viga pré-moldada de seção parcial). As diferenças entre as vigas do modelo 4 e as do modelo 3 são: a incorporação de um dispositivo metálico para transferência de momento positivo; e redimensionamento de algumas armaduras devido a mudanças de esforços ocasionadas pela incorporação do dispositivo metálico (Apêndice). O desenho de projeto do dispositivo metálico para transferência de momento positivo é mostrado na figura 3.81. O dispositivo foi constituído por uma caixa metálica para conexão com o consolo, esta caixa é soldada à armadura de suspensão; armadura de costura; e armadura positiva da viga. O desenho da viga pré-moldada com o dispositivo incorporado é mostrado na figura 3.83, enquanto que o projeto da armadura pode ser visto na figura 3.84 e a armadura pronta na figura 3.85.

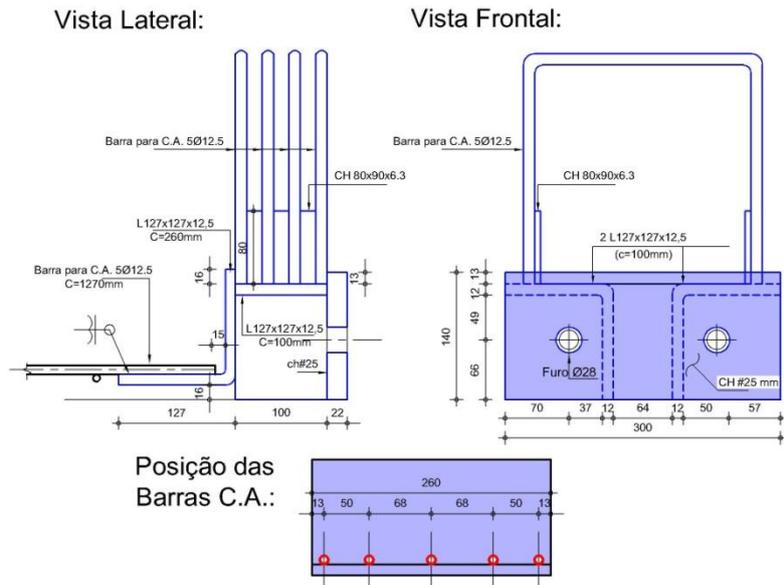


Figura 3.81 – Desenhos de Projeto do dispositivo para transferência de momento positivo – Modelo 4.



Figura 3.82 – Dispositivo para transferência de momento positivo – modelo 4.

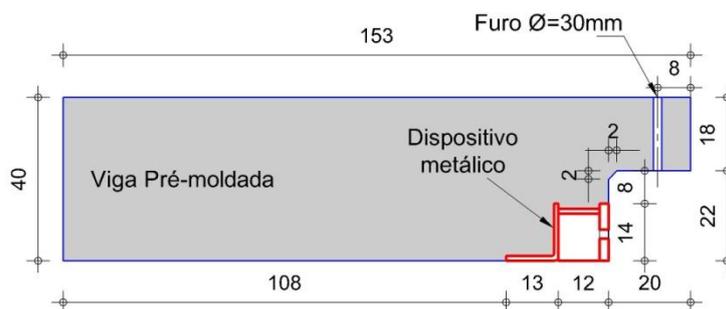


Figura 3.83 – Dimensões das vigas – modelo 4.

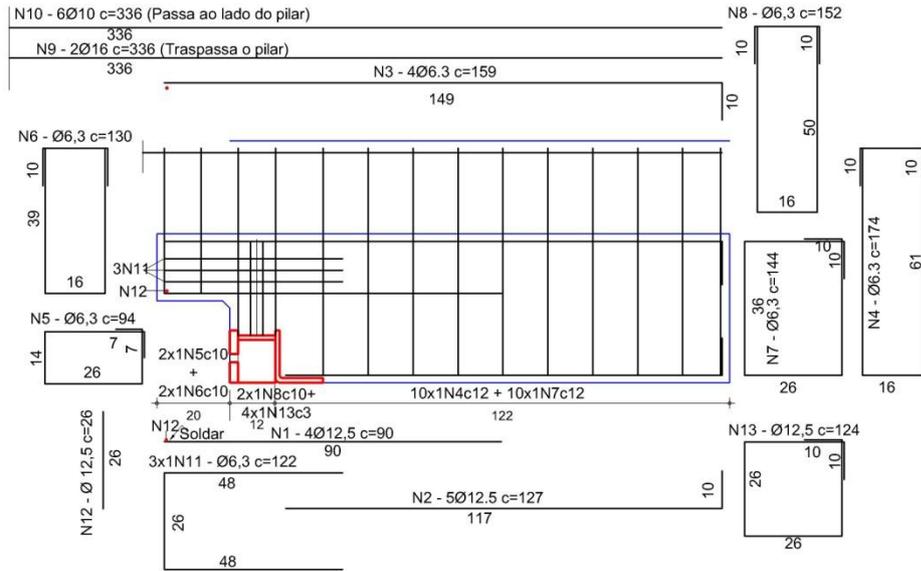


Figura 3.84 – Projeto da armadura da viga – modelo 4.



Figura 3.85 – Armadura da viga com dispositivo para transferência de momento positivo – modelo 4.

A confecção do dispositivo para transferência de momento positivo (figura 3.82) não foi problemática; entretanto, surgiram dificuldades ao se montar a armadura completa da viga com este dispositivo. Por não haver um procedimento prático para montagem da armadura, a chapa frontal do dispositivo (a que contém os furos para fixação) ficou ligeiramente inclinada (figura 3.86 - a). Outro problema foi garantir que o cobrimento especificado seria adequado, pois como houve divergências em outras dimensões devido ao processo construtivo, a fixação da viga ao consolo por meio do parafuso poderia ficar comprometida, já que o posicionamento dos furos é dependente do cobrimento e não ficariam coincidentes caso este não fosse apropriado. Para resolver isso, antes de concretar a viga, a armadura foi posicionada no consolo permitindo assim verificar qual o cobrimento necessário. Com isso, ao se colocar a armadura na fôrma dispôs-se os espaçadores de forma que o

cobrimento necessário fosse respeitado. Este procedimento, por razões óbvias, é impraticável para ser usado em obras. Uma solução para este problema seria fazer os furos do consolo com forma ovalada ao invés de circular, dando assim uma margem de erro para o posicionamento da armadura com o dispositivo na fôrma.

A aplicação de graute não foi difícil, podendo ser feita sem problemas nas condições encontradas em uma obra. A exceção ocorreu no grauteamento dos furos por onde passou parte da armadura negativa da viga, o processo foi demorado e não sendo possível garantir que a armadura ficou totalmente envolta pela argamassa. Este problema pode ser contornado usando-se ao invés de graute, tubos de aço rosqueados traspassando o pilar para serem depois conectados à armadura.



Figura 3.86 – Viga com dispositivo para transferência de momento positivo.

3.5.3. Equipamentos utilizados.

a) Equipamentos usados na instrumentação dos modelos.

Para medir as deformações e deslocamentos foram usados extensômetros e transdutores de deslocamento. Os extensômetros empregados possuíam as mesmas características daqueles usados nos modelos 1 e 2 descritos anteriormente. Com relação aos transdutores, alguns modelos adicionais foram usados: DTA-50, de curso máximo de 50 mm e sensibilidade de 0,005mm; e DTA-100, de curso máximo de 100 mm e sensibilidade de 0,005mm.

b) Equipamentos usados para realização dos ensaios:

Para a realização dos ensaios dos modelos 3 e 4 foi utilizado o atuador servo-controlado A1891Y (figura 3.87) em um pórtico de reação metálico do laboratório de estruturas da

EESC/USP. O atuador tem capacidade de aplicar uma força de 500 kN tanto de compressão como de tração, por controle de força ou deslocamento.



Figura 3.87 – Atuador servo-controlado A1891Y.

Para captação dos dados dos extensômetros e transdutores foi utilizado o mesmo sistema de aquisição usados nos ensaios dos modelos 1 e 2 (System 5000). Entretanto, neste ensaio teve-se a disposição um maior número de canais para captação de dados (70 canais).

c) Equipamentos usados para caracterização dos materiais:

Para realizar os ensaios de caracterização do concreto foram usados os mesmos equipamentos empregados nos ensaios dos modelos 1 e 2.

3.5.4. Instrumentação.

Além da instrumentação definida com base nos ensaios preliminares, novos pontos de captação de dados foram estabelecidos para medir: o deslocamento e rotação da viga em relação ao pilar; a deformação das armaduras da laje e das vigas em pontos estratégicos; deslocamento relativo entre o consolo e a viga pré-moldada; entre outros.

Com os resultados dos ensaios dos modelos 1 e 2 foi possível reduzir a quantidade de extensômetros nos pilares e consolos dos modelos 3 e 4, sendo eliminados aqueles que não apresentaram resultados significativos, ficando então os extensômetros dos pilares e consolos dispostos de acordo com a figura 3.88.

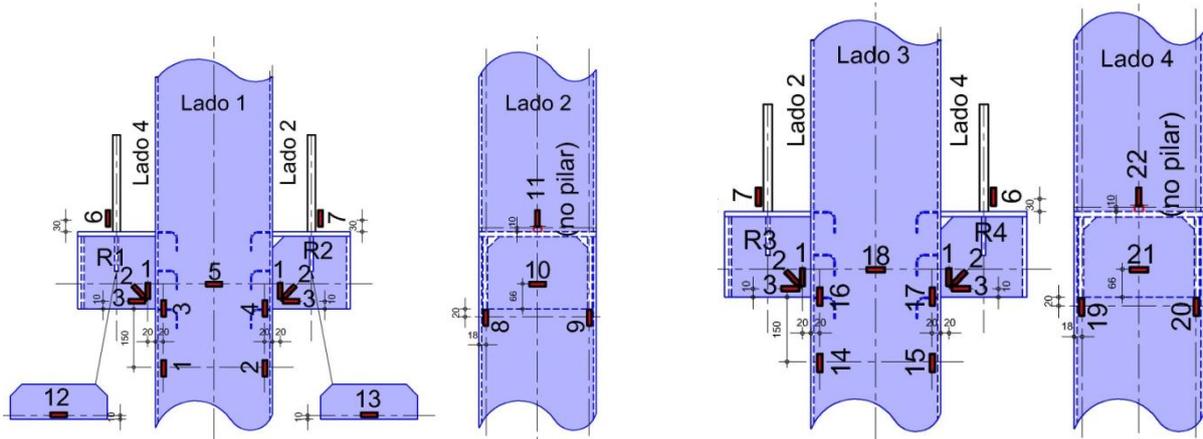


Figura 3.88 – Instrumentação (extensômetros) do pilar e consolos – modelos 3 e 4.

O número de transdutores usados nos modelos foi bastante expressivo (figura 3.89), eles tiveram a função de medir: o deslocamento relativo entre o pilar e a extremidade da viga sobre o apoio (transdutores 1, 7 e 13); o deslocamento vertical relativo entre o consolo e o pilar (transdutores 3 e 10); abertura do espaço entre a viga e o consolo (transdutores 2 e 12); descolamento e deslocamento relativo entre a laje e o pilar misto (transdutores 4 e 11); o deslocamento horizontal relativo entre a extremidade da viga e o pilar (transdutores 6 e 9); e finalmente o deslocamento vertical relativo entre a extremidade da viga e o consolo (transdutores 5 e 8). A combinação das medições efetuadas pelos transdutores possibilitou também calcular a rotação da viga em relação ao pilar misto, permitindo assim traçar os gráficos do Momento vs. Rotação, necessários para avaliar a rigidez da ligação. A distribuição dos modelos dos transdutores foi feita de acordo com a tabela 3-18.

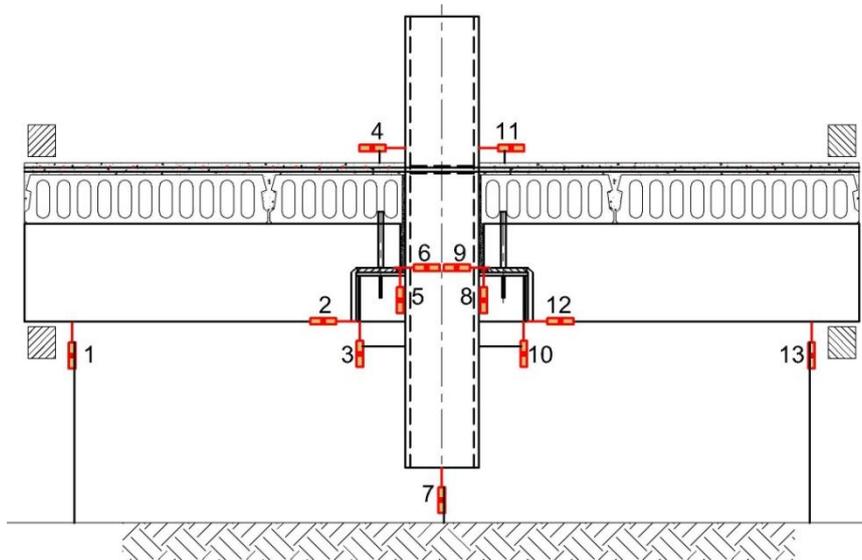


Figura 3.89 – Transdutores – Modelos 3 e 4.

Tabela 3-18 – Distribuição dos modelos dos transdutores.

MODELO	TRANSDUTORES - N°
DTH-A-10	2-3-10-12
DTH-A-20	4-5-6-8-9-11
DTH-A-50	1-13
DTH-A-100	7

Para medir as deformações sofridas pelo núcleo de concreto, um dispositivo semelhante ao usado nos modelos 1 e 2 foi confeccionado e inserido no interior dos pilares dos modelos 3 e 4. Este dispositivo também foi confeccionado com barras de aço para concreto armado (CA-50) com diâmetro de 6,3 mm, suas dimensões e posicionamento dentro do pilar metálico podem ser vistos na figura 3.90.

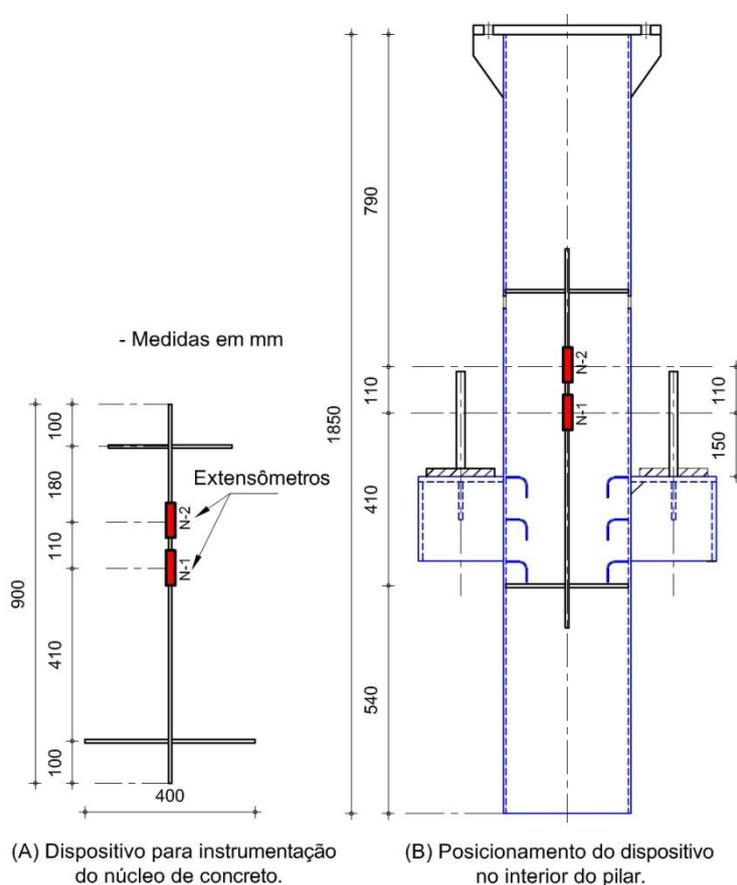


Figura 3.90 – Instrumentação do núcleo de concreto – Modelos 3 e 4.

As armaduras das vigas e lajes também foram instrumentadas com extensômetros elétricos de resistência para medir a eficiência destas na transferência dos esforços e também para investigar o caminho preferencial das cargas dentro da estrutura projetada. Assim, pode ser visto na figura 3.91 a disposição dos extensômetros instalados na armadura negativa das

vigas dos modelos 3 e 4. E na figura 3.92 estão representados os demais extensômetros instalados nas armaduras das vigas do modelo 3 e na figura 3.93 os do modelo 4.

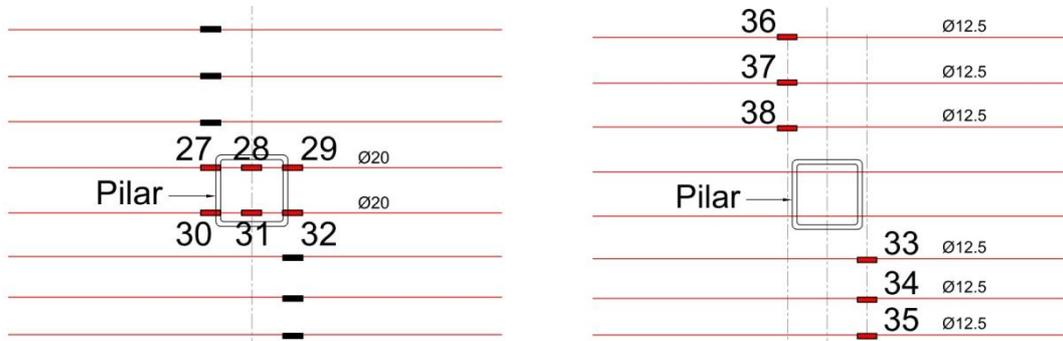


Figura 3.91 – Posição dos extensômetros na armadura negativa da viga/laje – modelos 3 e 4.

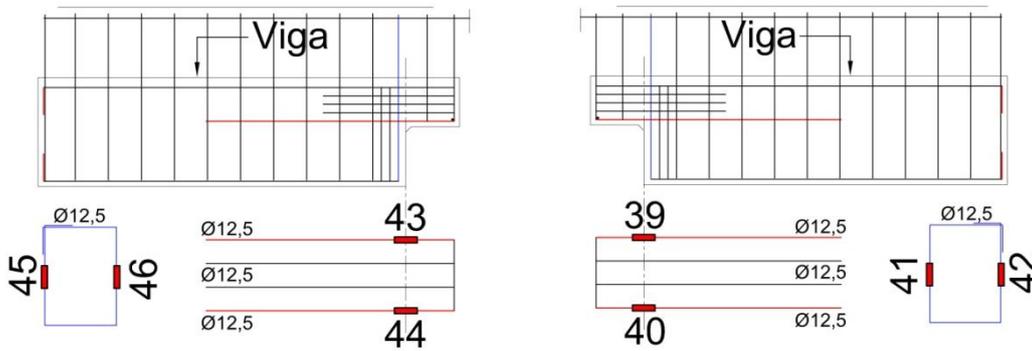


Figura 3.92 – Instrumentação armaduras das vigas – Modelo 3.

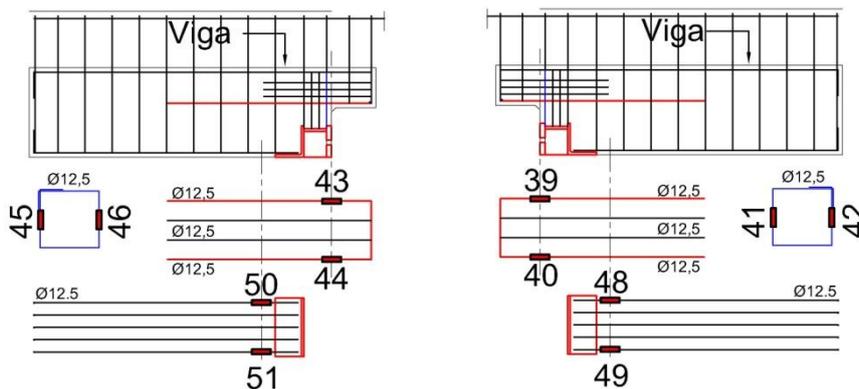


Figura 3.93 – Instrumentação das armaduras das vigas – Modelo 4.

3.5.5. Execução dos ensaios definitivos.

Como dito anteriormente, os modelos foram submetidos a forças verticais aplicadas ao topo do pilar, por meio de um atuador servo-controlado. Durante o ensaio, a viga foi monitorada visualmente com a finalidade de registrar o surgimento e evolução das fissuras. Apesar de não ser uma medição precisa, pois diversas fissuras surgem ao mesmo tempo, dificultando o registro da propagação e abertura das mesmas, tal monitoramento complementa os dados obtidos através dos extensômetros e transdutores, contribuindo para o entendimento dos fenômenos que ocorreram durante o ensaio.

Os modelos 3 e 4 foram solicitados em várias etapas de carregamentos (ciclos) com reversão de sinal, sendo que as etapas foram definidas em função da carga de colapso prevista, adotando-se um percentual deste valor para cada etapa de forma crescente até provocar a ruína do modelo.

3.5.5.1. Aplicação do carregamento – modelo 3.

A força foi aplicada pelo atuador com controle de deslocamentos a uma taxa constante para cada ciclo de carregamento, entretanto, houve diferentes taxas para diferentes ciclos, como mostrado na tabela 3-19. De início a força aplicada foi de apenas 3,0 kN para baixo e 12,5 kN para cima, com a finalidade de eliminar as eventuais folgas existentes no aparato de ensaio (escorvamento). Após o escorvamento, todo o sistema de aquisição de dados foi zerado, depois disso tiveram início os ciclos de carga propriamente ditos. Os dados foram registrados pelo sistema de aquisição a cada segundo, e o ensaio levou aproximadamente 4 horas para ser efetuado.

Fica convencionado que a força citada ao longo do texto como negativa é aquela que atua de cima para baixo (comprimindo o pilar) e a positiva é de baixo para cima (tracionando o pilar)

Na tabela 3-19, nota-se que as forças aplicadas ao modelo que provocam momento negativo na ligação foram bem maiores que aquelas que introduziram momentos positivos, isto porque a ligação não possuía elementos com capacidade para transferir tal esforço com a mesma eficiência das armaduras negativas usadas. A incapacidade da ligação para transferir com eficiência o momento positivo foi comprovada pelo o ensaio e será comentada adiante.

Tabela 3-19 – Ciclos de aplicação de carga para o modelo 3.

Ciclos	Taxa de Deslocamento (mm/s)	Força (kN)
Escorvamento	0,005	- 3,0 +12,5
1°	0,01	-36 +150
2° ao 14 °	0,08	-36 +150
15°	0,01	-50 +200
16°	0,01	Até o colapso.

(+) Força vertical para cima; (-) para baixo.

Ainda sobre o carregamento, do 2° ao 14° ciclos de carga foi aplicada uma força correspondente a 60 % da força que provocaria a ruína do modelo. Esta ruína foi prevista para acontecer como: uma falha da armadura negativa da viga ou na falha da transferência de momento positivo (rompimento ou descolamento na região do chumbador). Obviamente que poderia ocorrer algum tipo de falha não prevista.

3.5.5.2. Aplicação do carregamento – modelo 4.

Na aplicação das solicitações ao modelo 4 seguiu-se a mesma metodologia usada no ensaio do modelo 3, ou seja, a força foi aplicada pelo atuador com controle de deslocamentos a uma taxa constante para cada ciclo de carregamento de acordo com a tabela 3-20. Entretanto, houve algumas diferenças devido às características particulares deste modelo, uma delas é a incerteza com relação ao comportamento e a resistência da região de transferência de momento positivo da viga para o consolo. Não se sabia ao certo como o graute colocado entre o dispositivo metálico da viga e o consolo metálico seria afetado pelos diversos ciclos de carga. Não era possível também determinar com precisão como seria o comportamento do dispositivo metálico no interior da viga de concreto. Em suma, havia muitas incertezas envolvidas no comportamento da ligação, tornado a previsão da carga de colapso difícil. Tendo em vista estas particularidades, preferiu-se aumentar a força que provocava o momento positivo gradativamente, ao mesmo tempo em que eram monitorados alguns pontos-chave do modelo e também era observado o comportamento do graute na região do consolo. Esta força foi aumentada até se introduzir na ligação um momento positivo de mesma intensidade do momento negativo (16 °ciclo) sendo então repetido o mesmo valor

da força para 10 ciclos de carga (16° até o 25° ciclo). Após o 25° ciclo de carga, a força máxima de cada ciclo (que introduz momento positivo à ligação) foi aumentada gradativamente até provocar o colapso do modelo.

Tabela 3-20 – Ciclos de aplicação de carga para o modelo 4.

Ciclos	Taxa de Deslocamento (mm/s)	Força (kN)	Ciclos	Taxa de Deslocamento (mm/s)	Força (kN)
Es corvamento	0,005	- 15 +27	27°	0,01	-170 +150
1°	0,01	-50 +150	28°	0,01	-180 +150
2°	0,01	-70 +150	29°	0,01	-190 +150
3°	0,01	-80 +150	30°	0,01	- 200 +150
4°	0,01	-105 +150	31°	0,01	- 210 +150
5°	0,01	-130 +150	32°	0,01	- 225 +150
6° ao 14°	0,08	-130 +150	33°	0,01	- 245 +150
15°	0,01	-140 +150	34°	0,01	- 280 +150
16° ao 25°	0,08	-150 +150	35°	0,01	Até o Colapso.
26°	0,01	-160 +150			

(+) Força para cima; (-) para baixo.

3.5.6. Resultados dos ensaios definitivos.

Os resultados dos ensaios dos modelos 3 e 4 são apresentados neste capítulo através de diversos gráficos de força vs. deslocamento e força vs. deformação dos pontos instrumentados. Estes gráficos são comentados, com a interpretação do autor sobre os fenômenos ocorridos. Os deslocamentos captados pelos transdutores permitiram também calcular a rotação relativa entre a viga e o pilar, possibilitando traçar gráficos de Momento vs. Rotação e dessa forma calcular a rigidez da ligação nas diversas fases do carregamento.

3.5.6.1. Resultados dos ensaios – modelo 3.

O resultado que permite ter uma visão global do comportamento do pórtico como um todo é aquele que mostra o deslocamento relativo entre o pilar e os pontos de apoio, por isso é o primeiro a ser mostrado (figura 3.94). Os valores utilizados para traçar este gráfico

foram obtidos tomando-se a média dos valores obtidos dos transdutores 1 e 13 e subtraindo este resultado dos registros feitos pelo transdutor 7.

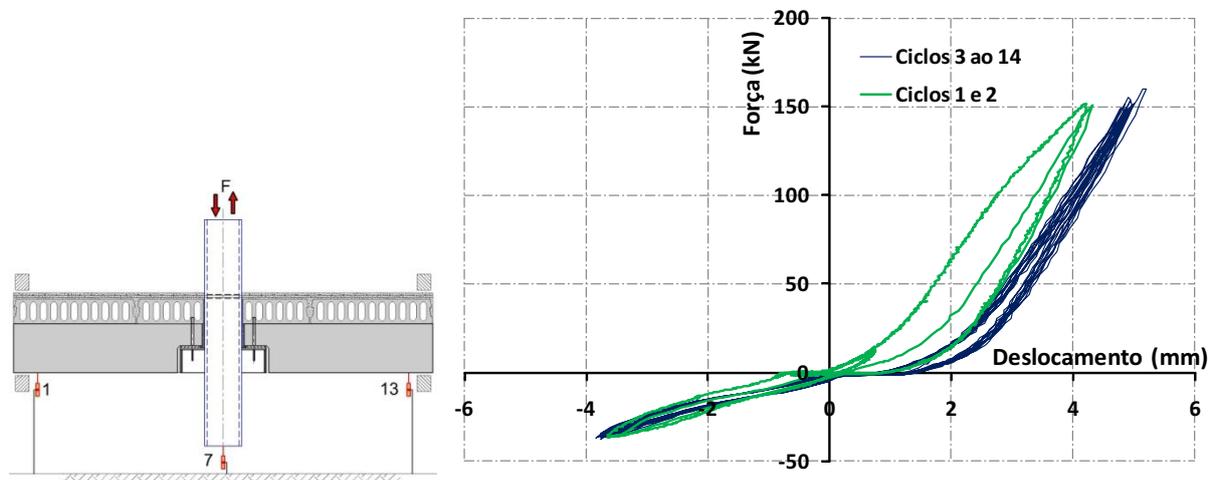


Figura 3.94 – Deslocamento relativo entre o pilar e os apoios, ciclos 1 ao 14 – modelo 3.

Pelo simples exame do gráfico da figura 3.94 é possível verificar a grande diferença entre a rigidez ao momento negativo e positivo. Com uma força aplicada de -36 kN o deslocamento medido foi de 3,66 mm (não sofrendo significativas alterações para os ciclos subsequentes) enquanto que para a força na direção oposta com o valor de 150 kN, mediu-se um deslocamento de 4,21 mm no primeiro ciclo. Isto era esperado, pois o chumbador era o único elemento capaz de transferir o momento positivo através do efeito pino, não sendo um meio muito eficiente neste caso. Durante esta fase do ensaio foi observado também o descolamento entre o graute e o pilar, acompanhado da ruptura do graute próximo ao canto da viga (Figura 3.95), isto se deu no momento em que atuava o momento positivo na ligação.

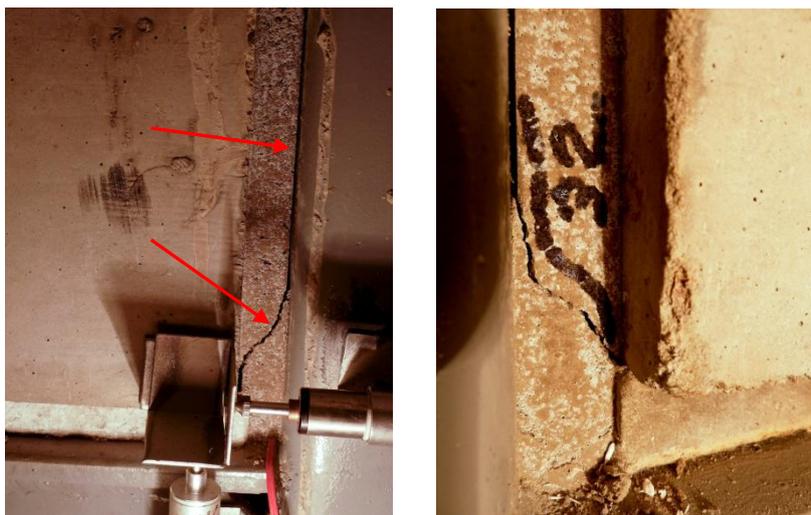


Figura 3.95 – Ruptura e descolamento do graute – modelo 3 - momento positivo.

No gráfico observa-se também que houve, após o segundo ciclo de carga, um pequeno aumento nos deslocamentos durante a aplicação das forças positivas. Provavelmente resultado da leve fissuração que ocorreu na capa (parte superior da laje) nas proximidades do pilar, cabe salientar que não foram registradas deformações plásticas nas armaduras para este ciclo. Ocorreu também, nesta fase do carregamento, um ligeiro desprendimento entre concreto da laje e o perfil tubular do pilar, formando uma fissura na interface entre os dois materiais (figura 3.96), entretanto, a abertura da fissura foi pequena e não foi observado aumento desta até o final do 14º ciclo de carga. Nota-se que após o 3º ciclo de carga não houve acréscimos nos deslocamentos máximos, ficando as curvas praticamente sobrepostas, indicando a não ocorrência de novas plastificações no modelo. Não foram observados, também nesta fase, deslocamentos relativos muito grandes, como por exemplo: entre a viga e o consolo metálico; fato descrito adiante de forma mais detalhada.

Na figura 3.97 é possível observar o gráfico da Força vs. Deslocamento dos mesmos pontos, onde são apresentados apenas os dois últimos ciclos de carga. O penúltimo ciclo foi iniciado com a aplicação de uma força positiva (de baixo para cima), por controle de deslocamento a uma taxa de 0,01 mm/s, até que esta chegasse a 200 kN. Nesta fase foi observado uma fissuração considerável na laje especialmente na região de momento negativo máximo (nas proximidades do pilar), como mostra a figura 3.98. Entretanto, os dados colhidos pelos extensômetros instalados na armadura negativa da laje, não indicaram nestas, sinais de plastificação. Fato possível de ser verificado nos gráficos das figura 3.108 a figura 3.111, onde se encontram os diagramas da força vs. deformação de tais extensômetros.

Ainda sobre o mesmo gráfico (figura 3.97), para a força aplicada de cima para baixo (15º ciclo) indo até -50 kN, nota-se um abatimento da curva com deslocamentos bem maiores (9,54 mm) para um valor de força menor que o aplicado na outra direção. Nesta fase, não foi observado o surgimento de novas fissuras ou registro de deformações plásticas. Chama-se a atenção para o baixo nível de fissuração que ocorreu na viga pré-moldada (figura 3.99), e ainda que esta surgiu apenas para momento negativo, ou seja, com a força atuando de baixo para cima, indicando a subutilização da viga à momento positivo e a incapacidade do dispositivo de apoio de transferir tal sollicitação.

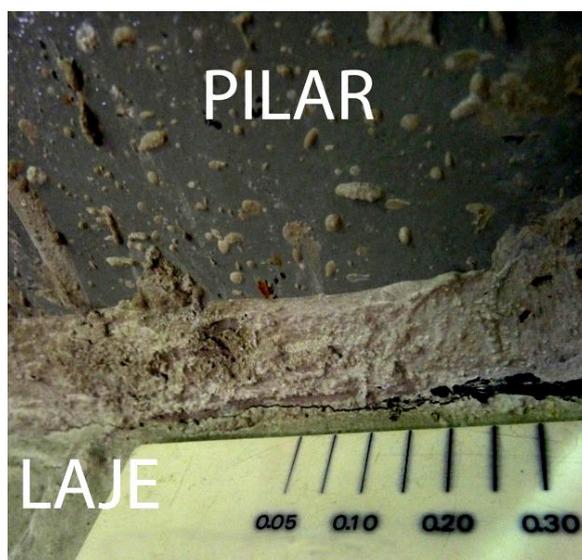


Figura 3.96 – Descolamento entre laje e pilar – modelo 3.

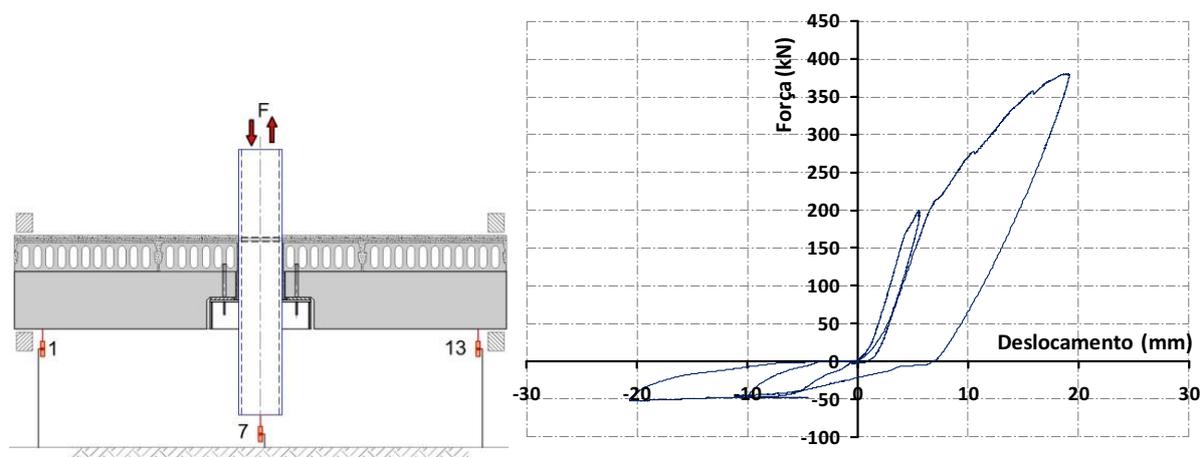


Figura 3.97 - Deslocamento relativo entre o pilar e os apoios, ciclos 15 e 16 – modelo 3.



Figura 3.98 – Fissuração da capa – modelo 3.



Figura 3.99 – Fissuração da viga – modelo 3.

No último ciclo de carga é possível observar um abatimento da curva para uma força aplicada maior que +200 kN (figura 3.97), fato acompanhado de intensa fissuração da capa e de registro de deformações plásticas nas armaduras negativas (figura 3.108-a), com isso o sistema deixou de registrar aumento de força aplicada mesmo tendo sido continuada a imposição de deslocamentos. Para forças negativas, da mesma forma, foram impostos deslocamentos até não ser mais registrado aumento na força aplicada. Mesmo com o modelo apresentando grandes deslocamentos (20 mm) e perdendo a capacidade de resistir a um valor mais elevado de força aplicada, a viga não apresentou novas fissuras. Entretanto, formou-se uma grande abertura entre o graute e o pilar misto (figura 3.100).



Figura 3.100 – Aspecto do graute entre a viga e o pilar ao final do ensaio – modelo 3.

A região da ligação onde ocorreu o descolamento e ruptura do graute (provocado quando esta foi solicitada a momento positivo) foi monitorada por transdutores de deslocamento, possibilitando quantificar o deslocamento relativo entre a viga e o pilar com o respectivo nível de solicitação. No gráfico da figura 3.101 é mostrada a evolução deste deslocamento com o aumento da força aplicada (registrado pelo transdutor n°6); nota-se que para as forças aplicadas com sinal negativo há um pequeno aumento dos deslocamentos máximos para cada ciclo de carga, iniciando com 0,85 mm no 1° ciclo e terminando com 1,00 mm para o 14°. Os resultados dos ciclos finais são apresentados na figura 3.102, permitindo observar o aumento do deslocamento relativo, com o valor da solicitação se mantendo praticamente constante (-50 kN), atingindo um valor máximo de 9,3 mm quando o ensaio foi interrompido. As medições realizadas pelo transdutor 9 (deslocamento máximo de 3,1 mm, no último ciclo de carga) foram bem menores que aquelas registradas pelo transdutor 6, indicando que a falha do modelo se deu de forma assimétrica, com efeitos mais evidentes no lado do transdutor 6.

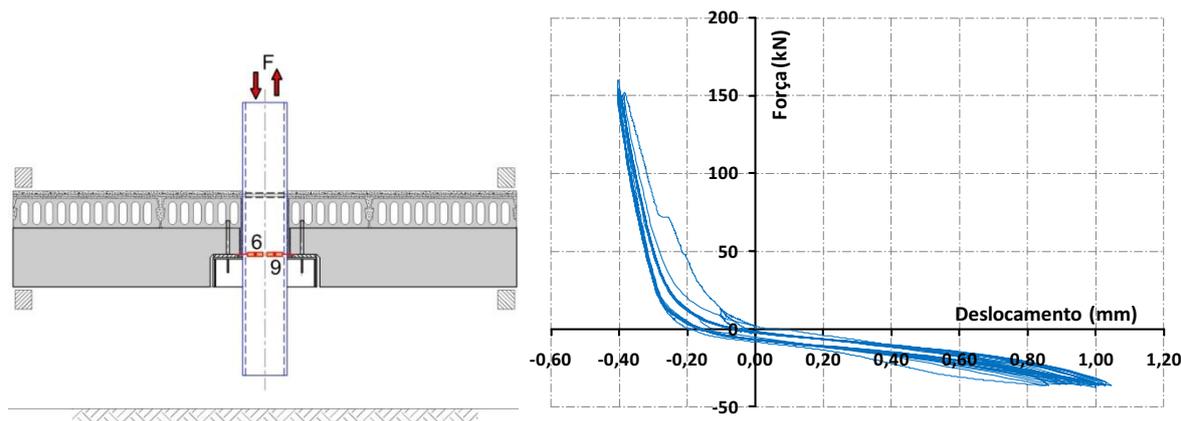


Figura 3.101 - Deslocamento medido pelo transdutor 6, do 1° ao 14° ciclos – Modelo 3.

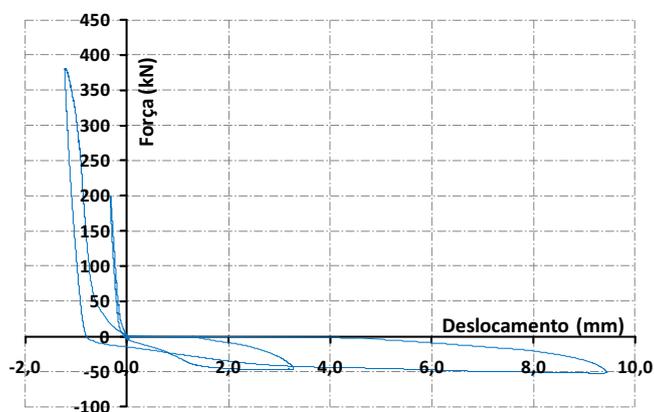


Figura 3.102 - Deslocamento medido pelo transdutor 6, do 15° e 16° ciclos – Modelo 3.

Comportamento semelhante ao mostrado pelos transdutores 6 e 9 foi apresentado pelos transdutores 2 e 12, com os maiores deslocamentos sendo registrados pelo transdutor 2 (figura 3.103 e figura 3.104).

Para se avaliar a movimentação relativa entre os elementos de concreto e aço, tem-se ainda os registros efetuados pelos transdutores 4 e 11 (figura 3.105), sendo de 0,38 mm o deslocamento máximo ao final do 14° ciclo de carga, medido por estes transdutores, para uma força aplicada de +150 kN. O máximo deslocamento registrado pelos transdutores instalados na parte inferior da viga (transdutores 2 e 12, figura 3.103) foi de 1,59 mm para uma força aplicada de -36,0 kN. Comparando as duas situações percebe-se que a ligação sujeita a momentos negativos apresentou deslocamentos bem inferiores que quando sujeita a momentos positivos. Mesmo nos dois últimos ciclos, quando foi observada a ocorrência de deformações plásticas na armadura e não houve mais aumento na força aplicada, o deslocamento máximo entre a capa da laje e o pilar misto foi de apenas 0,9 mm.

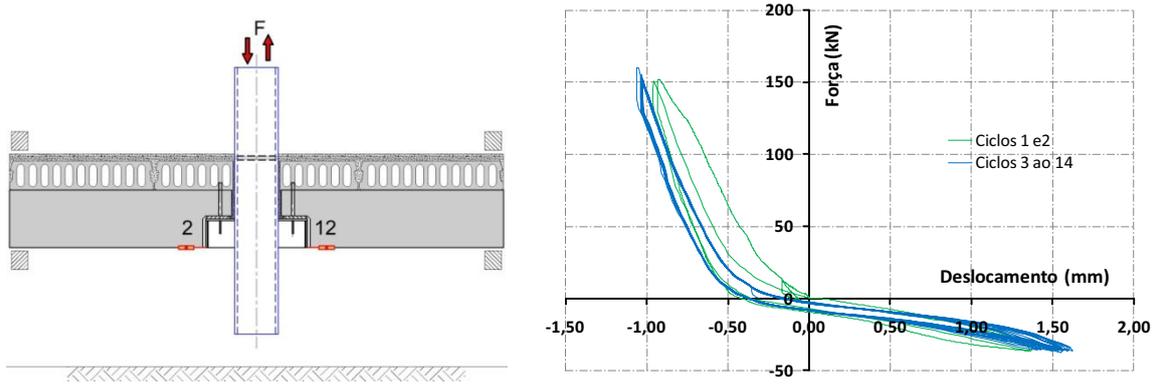


Figura 3.103 - Deslocamento medido pelo transdutor 2, do 1° ao 14° ciclos – Modelo 3.

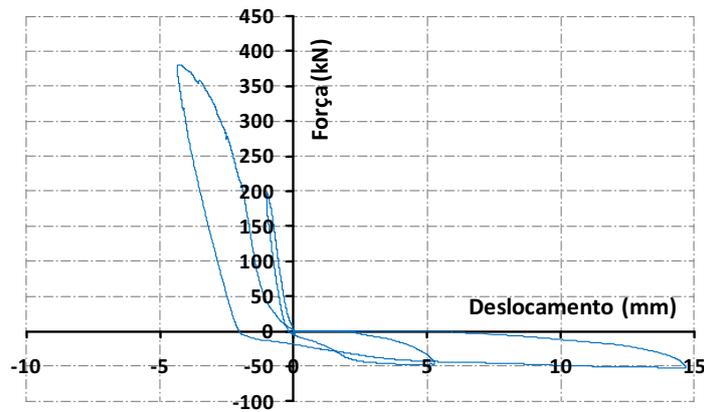


Figura 3.104 – Deslocamento medido pelo transdutor 2, do 15° e 16° ciclos – Modelo 3.

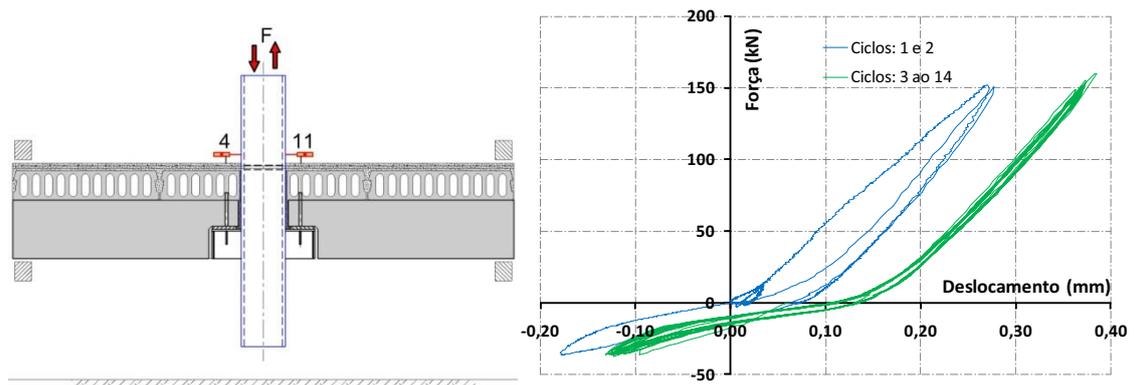


Figura 3.105 – Deslocamento medido pelo transdutor 4, do 1° ao 14° ciclos – Modelo 3.

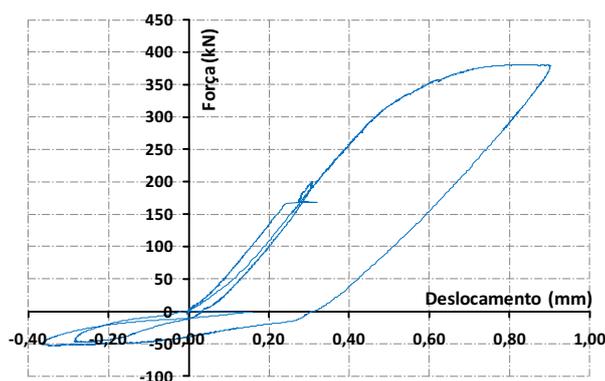


Figura 3.106 – Deslocamento medido pelo transdutor 4, do 15º e 16º ciclos – Modelo 3.

Os transdutores restantes usados na instrumentação não registraram deslocamentos significativos, como o máximo de 0,12 mm no último ciclo de carga. Entre eles estão os que mediram o deslocamento relativo entre o consolo e o pilar misto. Como a ligação foi projetada para que o colapso ocorresse devido à flexão, era esperado que o deslocamento máximo dos consolos fosse mesmo desprezível.

Ao final do ensaio não foram observadas formação de fissuras nas almofadas nem o descolamento destas do consolo metálico (figura 3.107).



Figura 3.107 – Almofada de apoio ao final do ensaio – Modelo 3.

A instrumentação da armadura longitudinal, a que transpasa e a que passa ao lado do pilar, mostrou resultados bastante esclarecedores sobre o comportamento da ligação. Primeiro comenta-se sobre a armadura de traspasse: Na figura 3.108 tem-se os diagramas da Força vs. Deformação do extensômetro (nº 30) instalado na armadura, nas proximidades da parede do perfil tubular. Nota-se que até o final do 15º ciclo de carga não foi observado

indícios de plastificação da armadura, só ocorrendo quando a força aplicada passou dos +350 kN. Entretanto, quando a sollicitação atingiu valores próximos a +200 kN foi observada uma fissuração considerável na parte superior da capa (figura 3.98), indicando que o modelo atingiu o estado limite de serviço para valores de sollicitação bem inferiores aos observados na ruína (estado limite último). Nos extensômetros instalados nas posições simétricas ao de número 30 (figura 3.98), os dados coletados foram semelhantes.

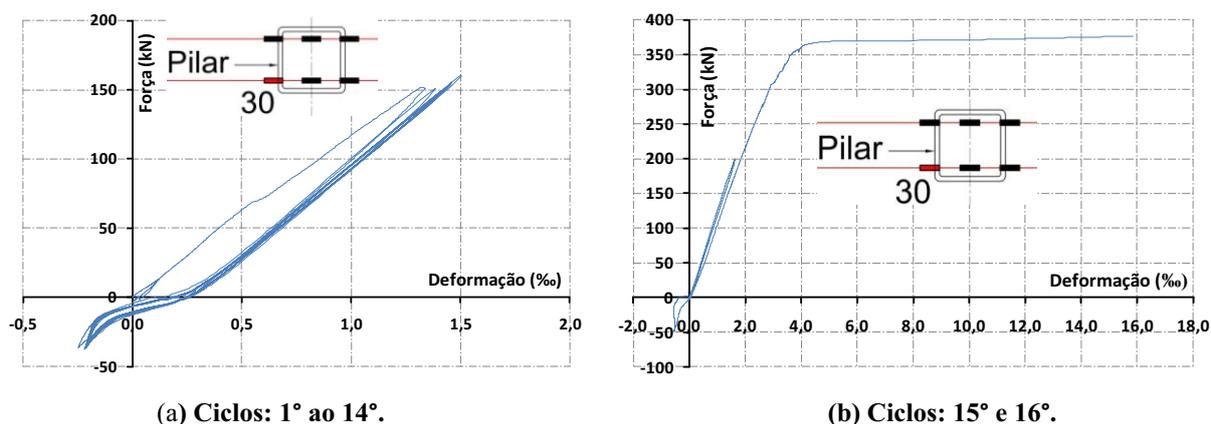


Figura 3.108 – Diagrama da Força vs. Deformação – extensômetro na armadura de traspasse – modelo 3.

Com relação ao extensômetro instalado na armadura de traspasse na região mais central do pilar misto (extensômetro n° 28), nota-se que este apresentou valores menores de deformação (figura 3.109) se comparadas aos resultados dos extensômetros instalados próximos à extremidade.

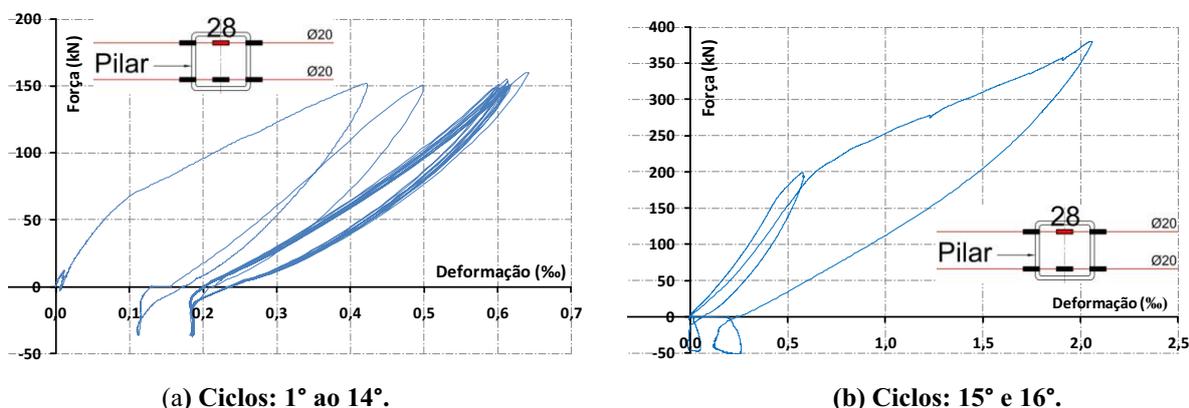


Figura 3.109 – Diagrama da Força vs. Deformação – extensômetro na armadura de traspasse – modelo 3.

O comportamento observado da armadura longitudinal negativa que passa ao lado do pilar durante 1° ao 14° ciclos de carga (figura 3.111) foi semelhante ao da armadura que transpassa o mesmo, inclusive com valores próximos de deformação específica máxima: 1,6‰ e 1,5‰ respectivamente. A divergência surgiu no último ciclo (figura 3.111), em que se observou o início da plastificação das barras laterais para um valor de força aplicada de 300 kN, menor que o registrado para as que traspasam o pilar, que foi de aproximadamente 350 kN.

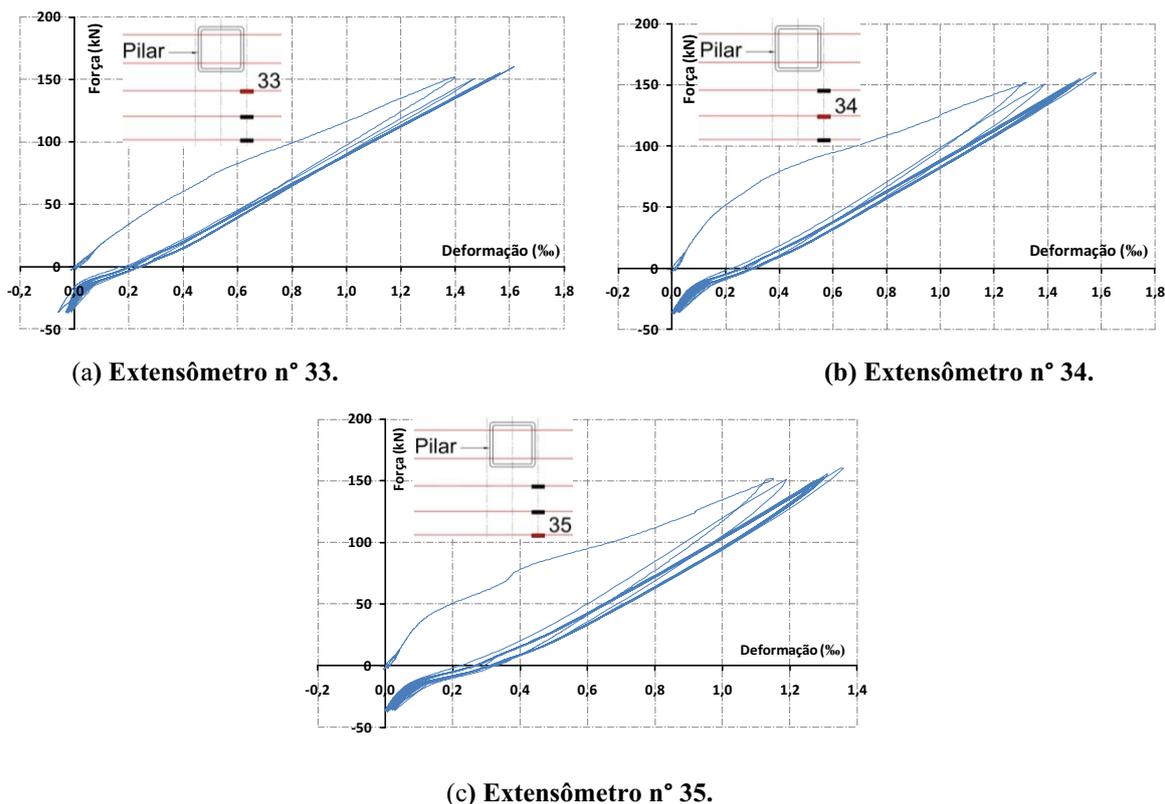
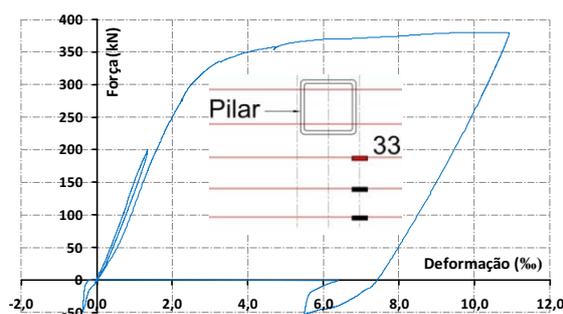
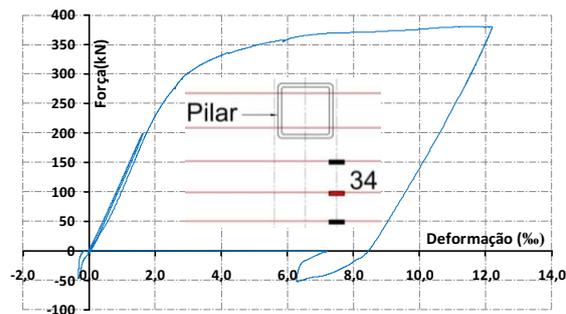


Figura 3.110 - Diagrama da Força vs. Deformação: Armadura longitudinal – 1° ao 14° ciclos – modelo 3.

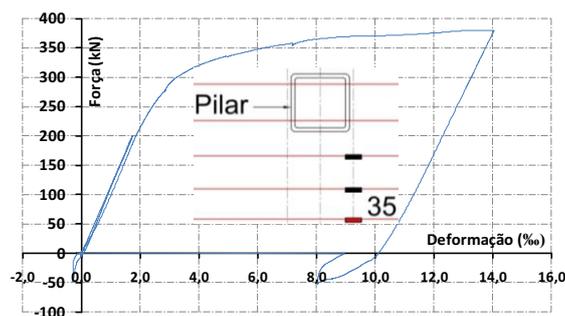
Nas armaduras do dente gerber das vigas não foram observadas deformações significativas nos pontos instrumentados. Os valores mais expressivos foram registrados nas armaduras dos tirantes (extensômetros n° 39,40,43 e 44 – Figura 3.92), com o valor máximo de apenas 0,45‰. Nas armaduras de suspensão também não foram registradas deformações significativas (menor que 0,1‰). O mesmo ocorreu no extensômetro instalado no núcleo de concreto do pilar (por meio de barra de aço), com máxima deformação registrada menor que 0,1‰.



(a) Extensômetro nº 33.



(b) Extensômetro nº 34.



(c) Extensômetro nº 35.

Figura 3.111 - Diagrama da Força vs. Deformação: Armadura longitudinal – 15° e 16° ciclos – modelo 3.

Em todos os elementos metálicos que constituem o pilar misto e consolo, não foram registradas deformações que pudessem indicar que ocorreu alguma plastificação, uma vez que as deformações foram quase todas desprezíveis. Isto se deve ao pórtico ter sido projetado para entrar em colapso por flexão, como consolo é responsável, neste modelo, principalmente pela transferência das forças cortantes, é de se esperar que as deformações neste elemento sejam pequenas. Assim, as maiores deformações teriam que ocorrer na viga e ao mesmo tempo serem registrados grandes deslocamentos relativos entre os elementos de concreto e os metálicos, o que de fato aconteceu. O extensômetro instalado no enrijecedor interno do consolo foi o único que registrou deformações significativas, mesmo assim foram pequenas (0,35‰), na figura 3.112 tem-se o diagrama força vs. deslocamento deste extensômetro. Nota-se também que o enrijecedor interno foi solicitado tanto quando a força aplicada foi negativa ou positiva.

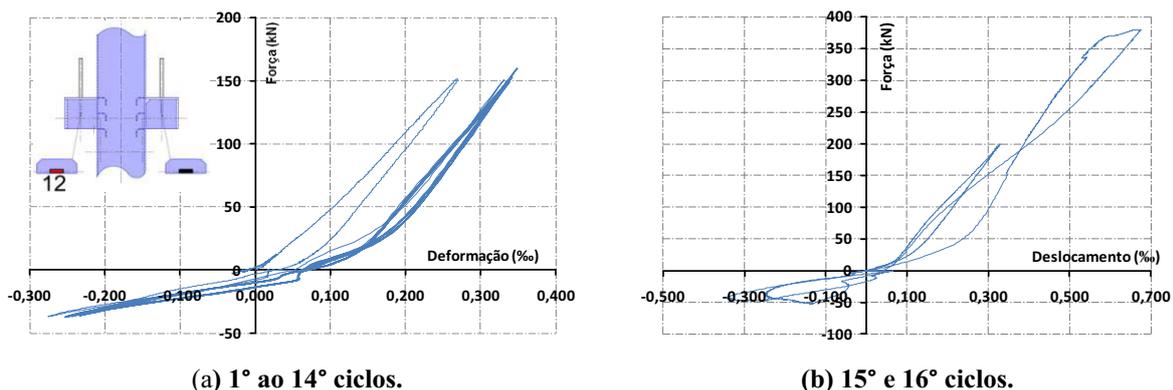


Figura 3.112 - Diagrama da Força vs. Deformação: Enrijecedor interno – modelo 3.

Após o estudo dos deslocamentos e deformações o passo seguinte para complementar o entendimento do comportamento da ligação foi traçar e investigar as curvas Momento vs. Rotação. A rotação na região da ligação foi calculada admitindo-se as configurações deslocadas apresentadas na figura 3.113. Supôs-se, para a configuração deslocada a momento negativo, que a viga girou em torno do ponto P, sendo este a interseção da linha neutra calculada com o pilar, ficando a 10,2 cm medido a partir da extremidade inferior do dente da viga. Na situação da ligação solicitada a momento positivo, não é possível afirmar que as armaduras positivas da viga na região de ligação serão solicitadas aproximadamente como foi estimado no cálculo, dificultando a determinação da posição da linha neutra. Assim, foi considerada a extremidade superior da viga como posição do centro de rotação. Mesmo de posse de uma estimativa da posição da linha neutra, chama-se a atenção que com o andamento do ensaio e a ocorrência dos processos de fissuração e plastificação, esta posição pode sofrer alterações. Assim, os valores de rotação obtidos serão sempre aproximados.

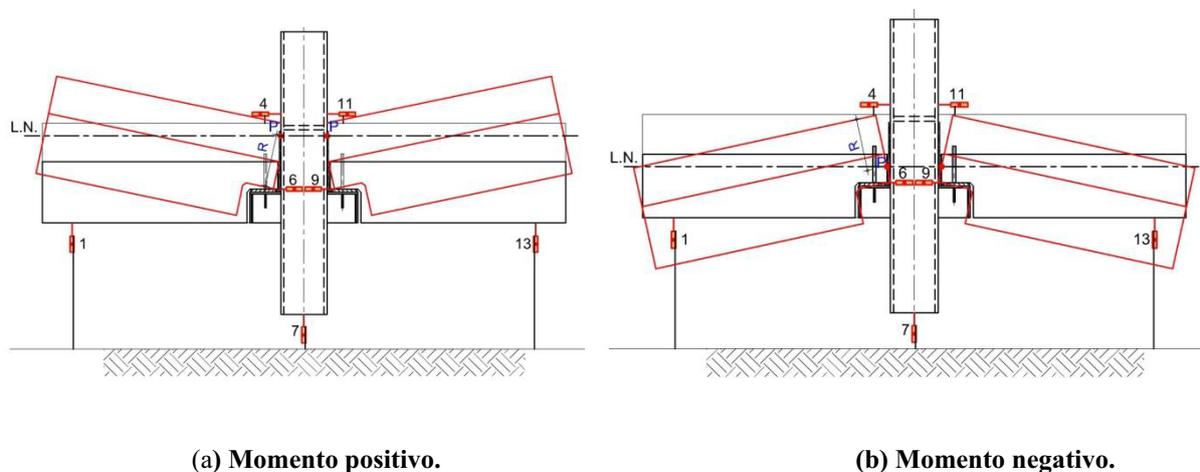


Figura 3.113 – Configurações deslocadas para momento positivo e negativo – Modelo 3.

A partir da configuração deslocada, calculou-se o ângulo ϕ através da equação 3.4 para momentos negativos e equação 3.5 para momentos positivos.

$$\phi = \frac{(\text{trsd4} + \text{trsd11})/2}{R} \quad (3.4)$$

$$\phi = \frac{(\text{trsd6} + \text{trsd9})/2}{R} \quad (3.5)$$

Onde:

- ϕ - Ângulo de rotação;
- trsd4 - Medição feita pelo Transdutor n° 4 (da mesma forma para o de n° 11, n° 6 e n° 9);
- R - Distância entre o ponto de rotação e o local de medição do Transdutor.

Com a rotação calculada a partir dos valores obtidos pelos transdutores de deslocamento, é de se esperar que as curvas de momento vs. rotação e força vs. deslocamento sejam semelhantes (figura 3.114), e para facilitar a comparação entre elas, as primeiras foram traçadas com o tramo negativo do eixo vertical voltado para cima e o positivo para baixo.

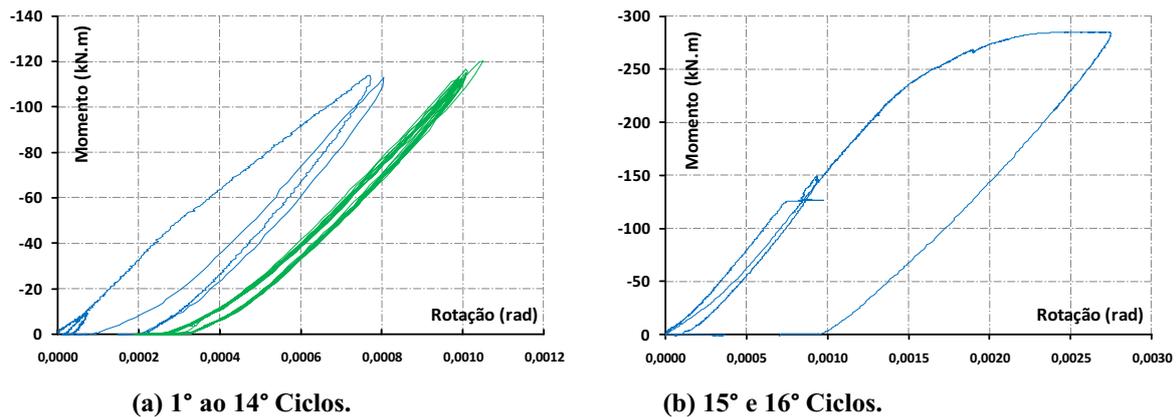
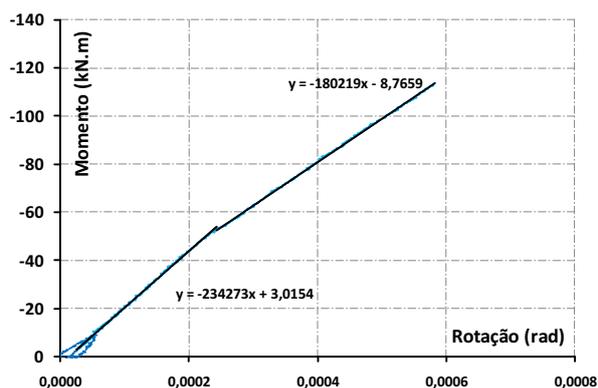


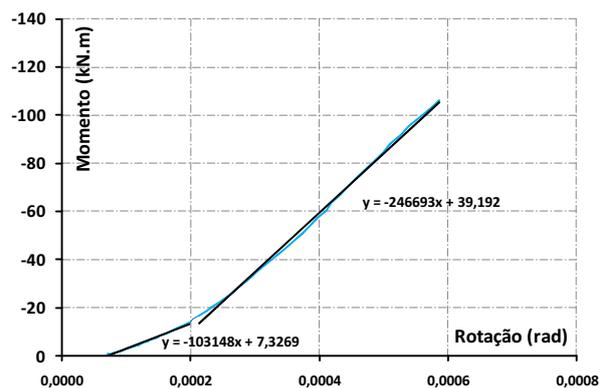
Figura 3.114 – Diagrama do Momento vs. Rotação completo, Momento negativo – Modelo 3.

Com o diagrama do momento vs. rotação determinou-se a rigidez da ligação em várias etapas do carregamento. Este cálculo foi realizado através da obtenção das equações de diversos trechos das curvas por meio de aproximação por regressão linear. Na figura 3.115 é

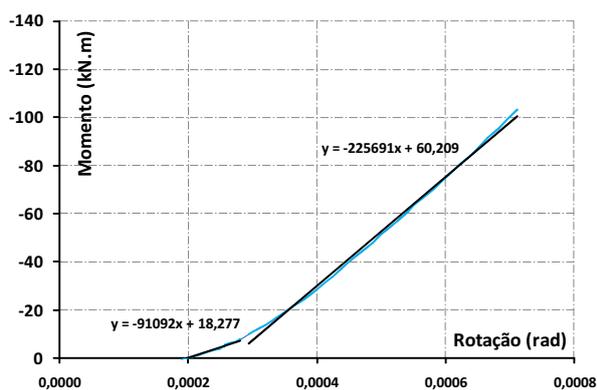
possível verificar os diversos trechos lineares e suas respectivas equações, obtidos por meio das aproximações e sobrepostos às curvas de Momento vs. Rotação previamente traçadas. Assim, na tabela 3-21 são resumidos os valores das rigidezes. Em cada ciclo foram traçadas diversas retas por aproximação linear, e a cada reta dentro de um mesmo ciclo foi dado o nome de etapa. É fácil perceber que em todos os ciclos de carga, exceto o primeiro, nas etapas iniciais a rigidez observada foi menor que na etapa seguinte do mesmo ciclo. Ficando claro que para os elementos resistentes da ligação serem solicitados, há necessidade de uma acomodação inicial, ou dizendo em outras palavras: após o primeiro ciclo foi gerada uma folga na ligação. É importante notar também que no 16º ciclo de carga, na etapa onde há uma grande redução da rigidez (figura 3.115 - e) corresponde ao nível de solicitação que foram registradas, pelos extensômetros, as plastificações das armaduras negativas. Pode-se assumir que a situação mostrada na figura 3.115-c corresponde à condição da ligação em serviço, com a rigidez estimada de 225.691 kN.m/rad.



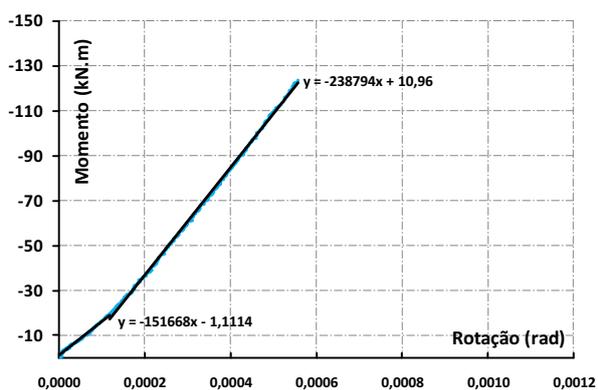
(a) 1º Ciclo de carga.



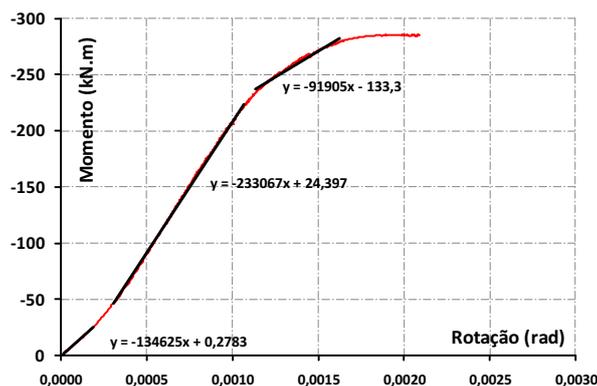
(b) 2º Ciclo.



(c) 3º ao 14º Ciclos.



(d) 15º Ciclo.



(e) 16º Ciclo.

Figura 3.115 – Gráficos para cálculo da rigidez da ligação – momento negativo.

Tabela 3-21 – Rigidez da ligação ao momento negativo.

Ciclos	Etapa	Rigidez (kN.m/Rad)
1º	I	234.273
	II	180.219
2º	I	130.148
	II	246.693
3º ao 14º	I	91.092
	II	225.691
15º	I	151.668
	II	238.794
16º	I	134.625
	II	233.067
	III	91.905

Para estimar a rigidez da ligação ao momento positivo foi usada a mesma metodologia aplicada quando esta estava sujeita ao momento negativo. Assim, na figura 3.116 são mostrados os diagramas para os diferentes ciclos de carga. Na estimativa da rigidez da ligação nos primeiros 14 ciclos, foram contabilizados apenas dois trechos ascendentes correspondentes ao 1º e 14º ciclos, pois como é possível ver no gráfico (figura 3.116) estas duas situações englobam as intermediárias. Nos dois últimos ciclos, (figura 3.117) correspondentes ao final do ensaio, foram usadas as duas curvas: a vermelha representando o

15° ciclo e a verde o 16°. Dessa forma, foram traçadas os trechos lineares, resultado das aproximações, sobre as curvas (figura 3.117) e construída a tabela 3-1 com o resumo dos valores das rigidezes.

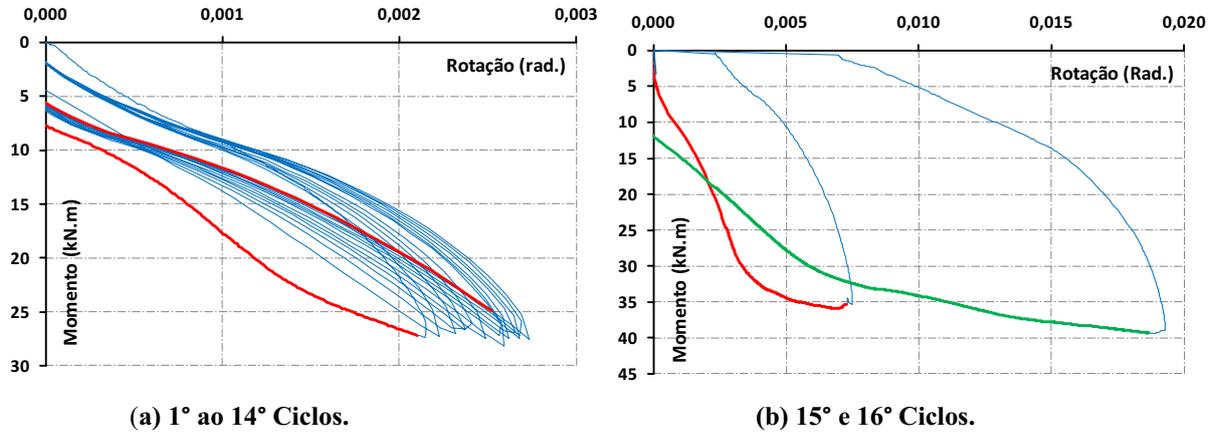


Figura 3.116 - Diagrama do Momento vs. Rotação completo, Momento positivo – Modelo 3.

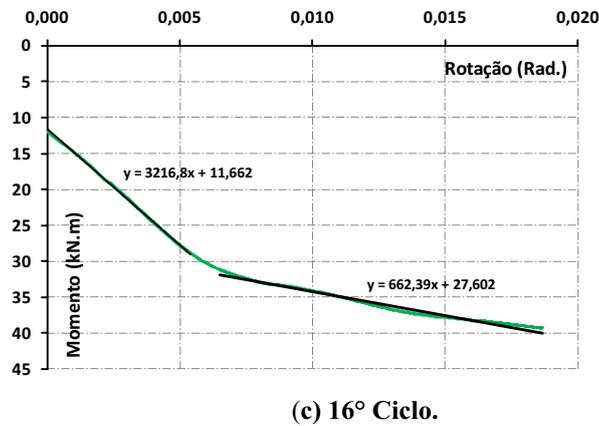
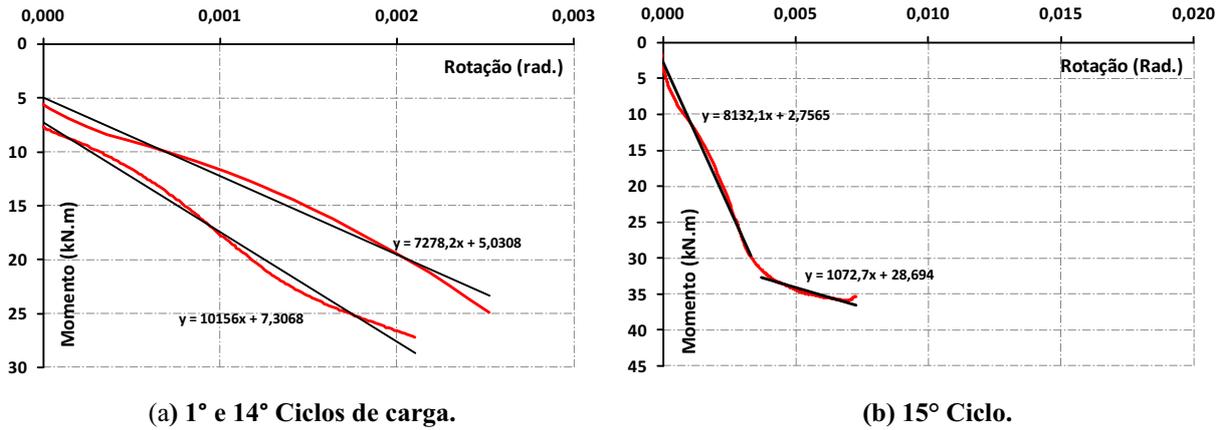


Figura 3.117– Gráficos para cálculo da rigidez da ligação – Momento positivo.

Tabela 3-22 – Rigidez da ligação ao momento positivo.

Ciclos	Etapa	Rigidez (kN.m/Rad)
1°	I	10.156
14°	I	7.278
15°	I	8.132
	II	1.072
16°	I	3.216
	II	662

Foram registrados valores de rigidez ao momento negativo até 31 vezes maior que a rigidez ao momento positivo, verificando-se assim a grande diferença entre eles.

3.5.6.2. Resultados dos ensaios – modelo 4.

A metodologia usada para apresentar os resultados do ensaio do modelo 4 foi a mesma usada no modelo 3, a novidade é que em alguns casos são mostrados gráficos e comentários comparando os dois.

Assim, primeiramente é apresentado na Figura 3.118 o gráfico da Força vs. Deslocamento, medido pelos transdutores 1, 7 e 13 (Figura 3.118), do 1° ao 14° ciclos de carga. Os valores utilizados para traçar este gráfico foram obtidos da mesma forma do modelo anterior, ou seja, tomando-se a média dos dados registrados pelos transdutores 1 e 13 e subtraindo este resultado dos registros feitos pelo transdutor 7, representando assim o deslocamento relativo entre o pilar e as extremidades das vigas situadas sobre os apoios do aparato de ensaio. Em uma primeira análise, nota-se que os deslocamentos para forças negativas (momentos positivos) são consideravelmente maiores se comparado com aqueles resultantes da aplicação da força na direção contrária (momentos negativos). Observa-se também o incremento destes deslocamentos para cada ciclo de carga quando a ligação estava solicitada pelo momento positivo. Mesmo assim os deslocamentos máximos para as duas situações, momento positivo e negativo, foram bem menores que os observados no modelo 3. Nesta etapa do carregamento também ocorreu uma leve fissuração da capa (parte superior da laje), nas proximidades do pilar. Da mesma forma que ocorreu no modelo 3, também houve

um ligeiro desprendimento entre concreto da laje e o perfil tubular do pilar, formando novamente uma pequena fissura na interface entre os dois materiais.

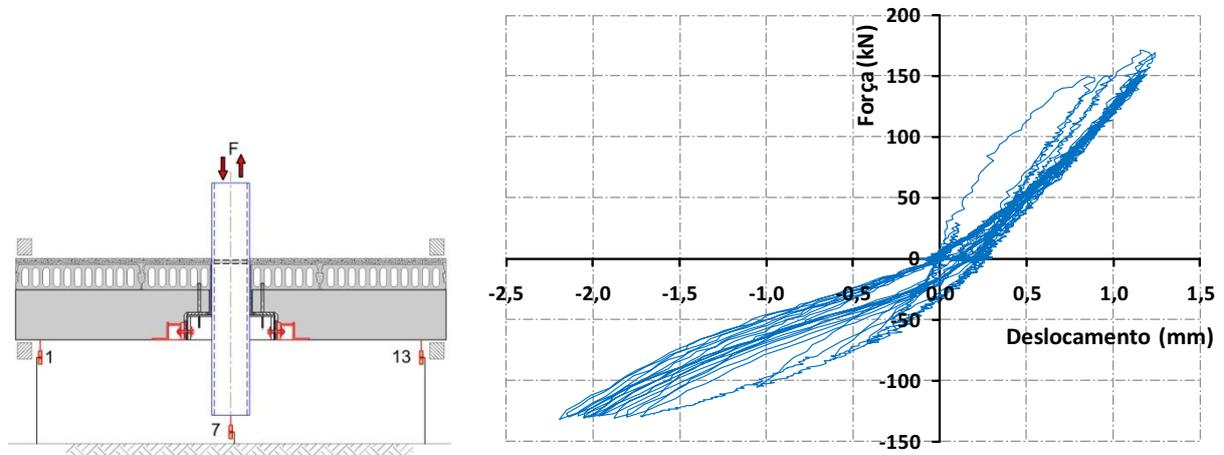


Figura 3.118 – Deslocamento relativo entre o pilar e os apoios, ciclos 1 ao 14 – modelo 4.

O gráfico da força vs. deslocamento, dos mesmos pontos, para o intervalo do 15° ao 24° ciclos está na figura 3.119. O que primeiro chama a atenção com a observação do gráfico, é que não há incremento dos deslocamentos máximos quando a ligação é submetida aos diversos ciclos de momentos positivos, indicando que não há mais acomodações, fissurações adicionais ou novas plastificações capazes de, nesta fase, alterar significativamente as curvas.

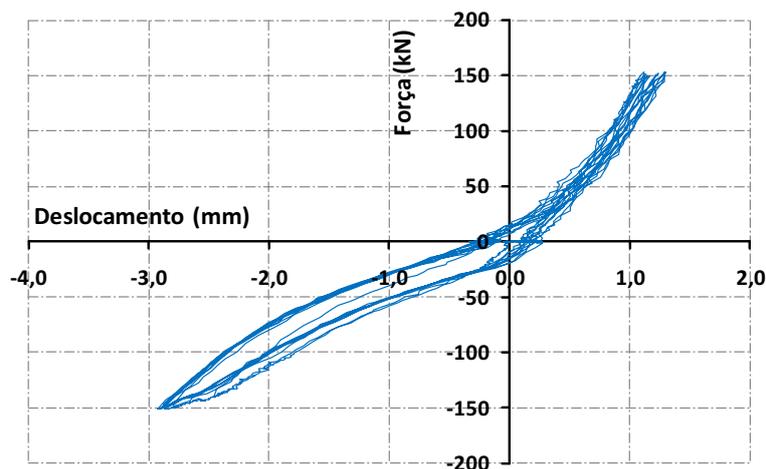


Figura 3.119 – Deslocamento relativo entre o pilar e os apoios, 15° ao 24° ciclos – modelo 4.

Na Figura 3.120 estão representados os resultados dos ciclos finais, lembrando que a partir do 25° ciclo, a cada novo ciclo a força foi aumentada, como mostrado na tabela 3-20. Sobre os resultados foi traçada a envoltória dos máximos deslocamentos, representada por



(a) Graute entre a viga e o pilar



(b) Graute entre o consolo e a viga.

Figura 3.122 – Aspecto do graute ao final do ensaio – Modelo 4.

Na figura 3.123 é possível ver o aspecto da laje (capa) ao final do ensaio. A fissuração observada foi semelhante à do modelo 3 (Figura 3.98) porém menos intensa e com as fissuras surgindo para forças maiores. Deve-se atentar para o fato do modelo 4 possuir uma taxa de armadura negativa menor que a do modelo 3. O menor grau de fissuração observado pode ser atribuído ao braço de alavanca maior na região de ligação, isto devido ao graute situado entre o consolo e a viga pré-moldada, que possibilitou a transferência das tensões de compressão nesta região quando o modelo foi submetido aos momentos negativos.

Estes primeiros resultados são uma indicação que o dispositivo incorporado à viga melhorou o desempenho desta na transferência do momento positivo, primeiramente pelo valor elevado deste esforço que a ligação suportou, com a força aplicada passando dos -400 kN; segundo, pelo nível de fissuração bem maior da viga, que surgiu quando aplicados os momentos positivos. Os dados adquiridos por outros pontos instrumentados dão sustentação às estas afirmações e são apresentados adiante.

Assim como no modelo 3, no modelo 4 as regiões da ligação onde ocorreram os descolamentos e rupturas do graute foram monitoradas por transdutores de deslocamento. No gráfico da figura 3.124 é possível ver a evolução do deslocamento relativo entre um ponto da viga de concreto e o pilar misto, com o aumento da força aplicada. Os deslocamentos mostrados neste gráfico são resultados da média dos dados registrados pelos transdutores 6 e 9. Sobre as curvas foi traçada uma envoltória, em vermelho, mostrando os máximos deslocamentos. Observa-se o mesmo aumento dos deslocamentos máximos para cada novo ciclo de carga que ocorreram no modelo 3, quando a ligação foi sujeita ao momento positivo.

Entretanto, os deslocamentos registrados no modelo 4 foram menores. Por exemplo: o deslocamento observado no modelo 4 para o 10º ciclo de carga foi de apenas 0,09 mm com uma força aplicada de -33 kN, enquanto que no modelo 3 para a mesma força e ciclo foi de 0,95 mm. O problema é que no modelo 4, para o intervalo do 16º ao 25º ciclos de carga (Figura 3.125- a), no qual a força máxima é mantida em 150 kN (ver tabela 3-20), há claramente uma perda de rigidez para cada novo ciclo, sem mostrar sinais de estabilização, resultado conflitante com o do transdutor nº7 (figura 3.119). A não estabilização dos deslocamentos máximos entre a viga e o pilar misto na região do consolo, é uma indicação que esta região é mais sensível às plastificações e acomodações que o modelo como um todo. De qualquer forma, este comportamento não é desejável para a ligação, pois a quantidade de ciclos à que seria submetida em uma estrutura real é grande e com os resultados do ensaio não é possível afirmar que os deslocamentos máximos se estabilizarão.



Figura 3.123 – Fissuração da capa – modelo 4.

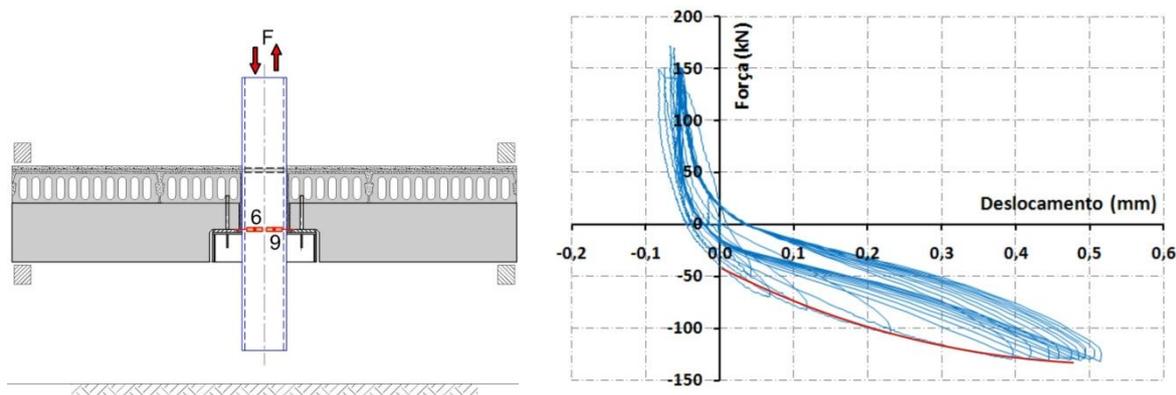
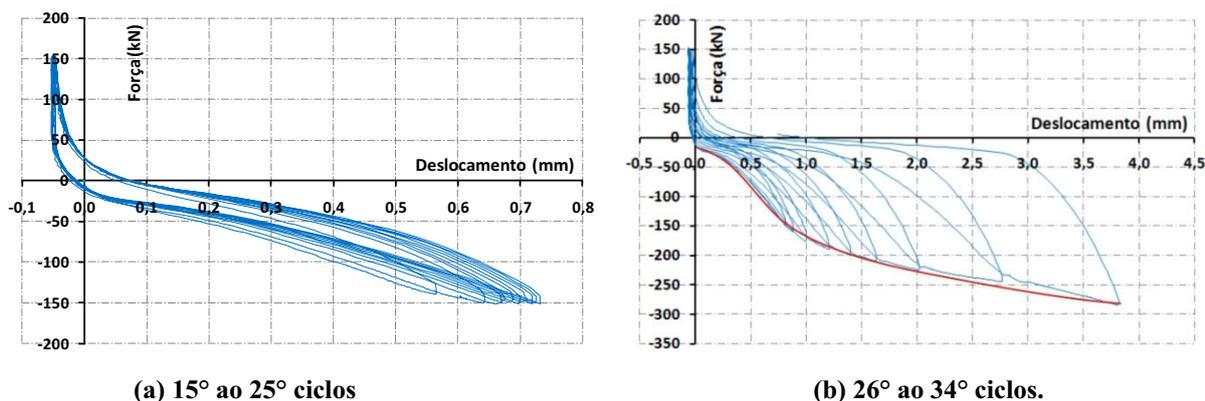


Figura 3.124 - Deslocamento medidos pelos transdutores 6 e 9, do 1° ao 14° ciclos – Modelo 4.

O efeito da perda de rigidez da ligação, quando a força negativa aplicada passou dos -150 kN em módulo, pode ser observado nos deslocamentos registrados pelos transdutores 6 e 9. Assim, é possível notar o abatimento da curva envoltória quando a força aplicada superou este valor (figura 3.125-b).



(a) 15° ao 25° ciclos

(b) 26° ao 34° ciclos.

Figura 3.125 - Deslocamentos medidos pelos transdutores 6 e 9 – Modelo 4.

A forma da curva resultante das medições feitas pelos transdutores 2 e 12 (figura 3.126 e figura 3.127) é semelhante a curva dos transdutores 6 e 9 (figura 3.124), sendo que no primeiro, os deslocamentos observados foram maiores, mas não há diferenças significativas de comportamento.

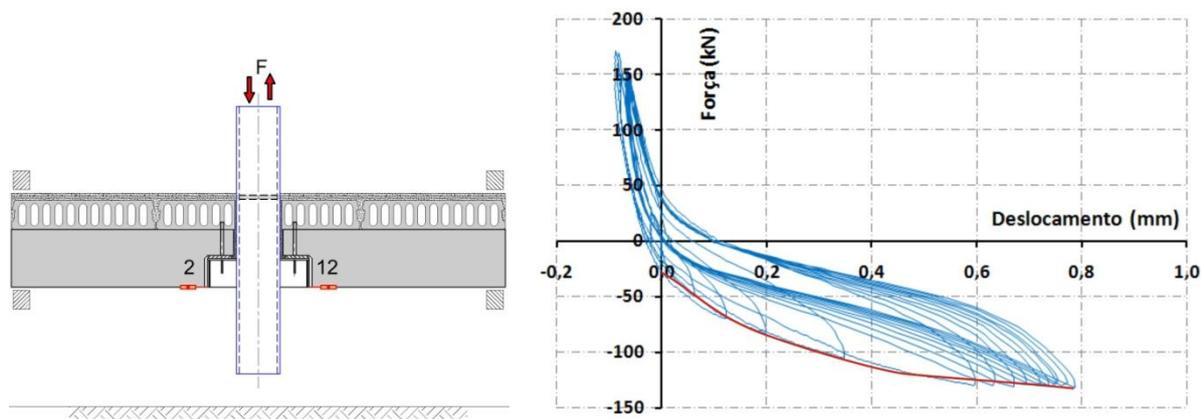
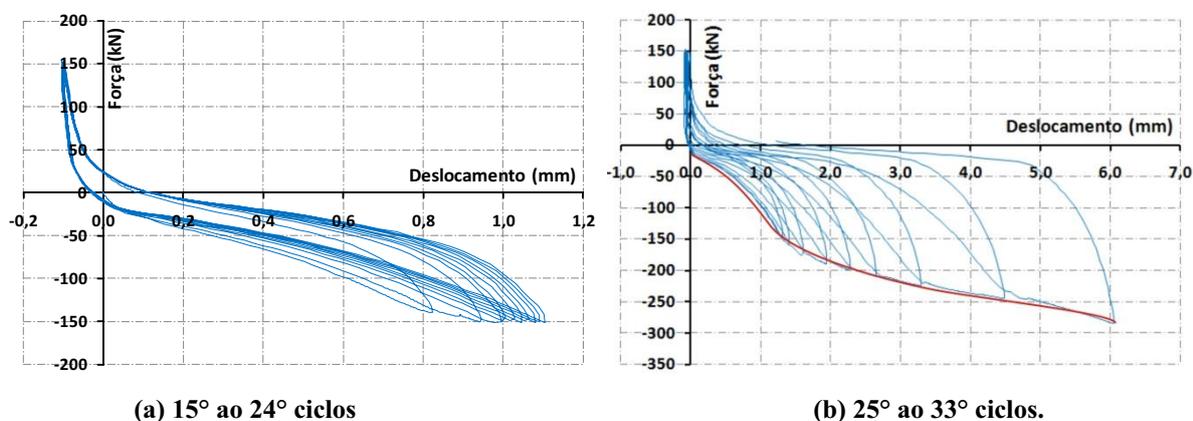


Figura 3.126 – Deslocamento – Média dos transdutores 2 e 12, do 1° ao 14° ciclos – Modelo 4.



(a) 15° ao 24° ciclos

(b) 25° ao 33° ciclos.

Figura 3.127 – Deslocamento – Média dos transdutores 2 e 12 – Modelo 4.

Quando a ligação foi sujeita aos momentos negativos, os dados registrados pelos transdutores 4 e 11 (figura 3.128) não foram muito diferentes dos observados no modelo 3 no que se refere ao deslocamento máximo, sendo este 0,33 mm para o 14° ciclo (força aplicada de +150 kN), lembrando que no modelo 3 o deslocamento máximo foi de 0,38 mm para a mesma força. O mesmo não ocorreu quando a ligação foi sujeita aos momentos positivos, comparando-se os deslocamentos entre os dois modelos para um mesmo nível de força aplicada (-36 kN) observa-se que o deslocamento registrado para o modelo 4 (0,006 mm) foi bem inferior ao do modelo 3 (1,59 mm). Verifica-se também considerável disparidade entre as inclinações das curvas, o que é discutido adiante com o traçado dos gráficos do momento vs. rotação e os respectivos cálculos das rigidezes das ligações.

No gráfico da figura 3.129-a é traçado o diagrama da força vs. deslocamento dos dados captados pelos mesmos transdutores, para os ciclos subseqüentes de carga (15° ao 25°). Observa-se que não há alteração das curvas situadas no 1° quadrante (forças positivas) para os

diversos ciclos, o mesmo não ocorrendo para as forças negativas, região da curva situada no 3º quadrante do gráfico, no qual para cada novo ciclo o deslocamento máximo é um pouco maior que o registrado no ciclo anterior. Este fato complementa as observações feitas no estudo dos registros efetuados pelos outros transdutores, instalados nas regiões de interface aço/concreto (transdutores 6 e 9; 2 e 12) e reforça a idéia de que ocorre uma deterioração da ligação com a repetição dos ciclos de carga. Com a continuação do ensaio e o aumento da força aplicada, observa-se uma considerável perda de rigidez da ligação quando a força passou dos -150 kN em módulo, resultado semelhante aos registrados pelos outros transdutores citados.

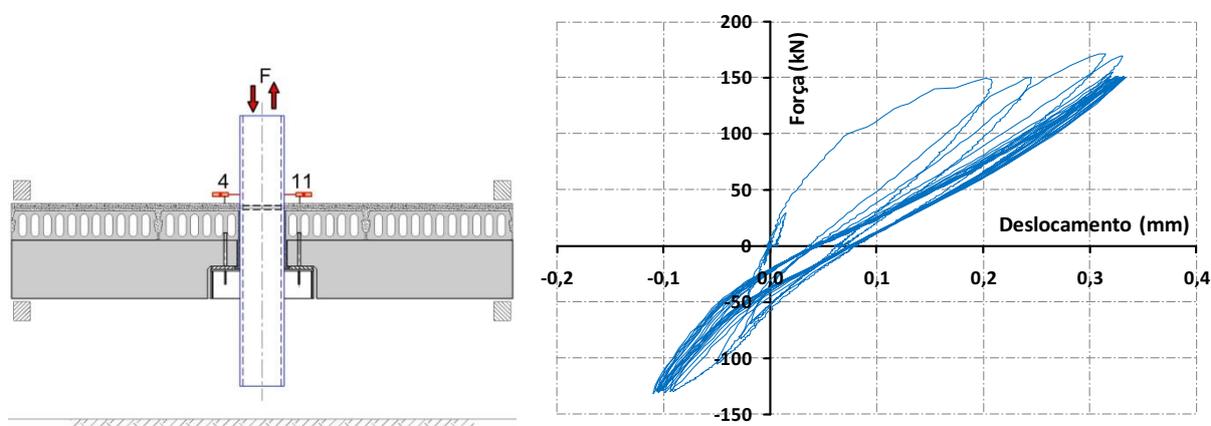
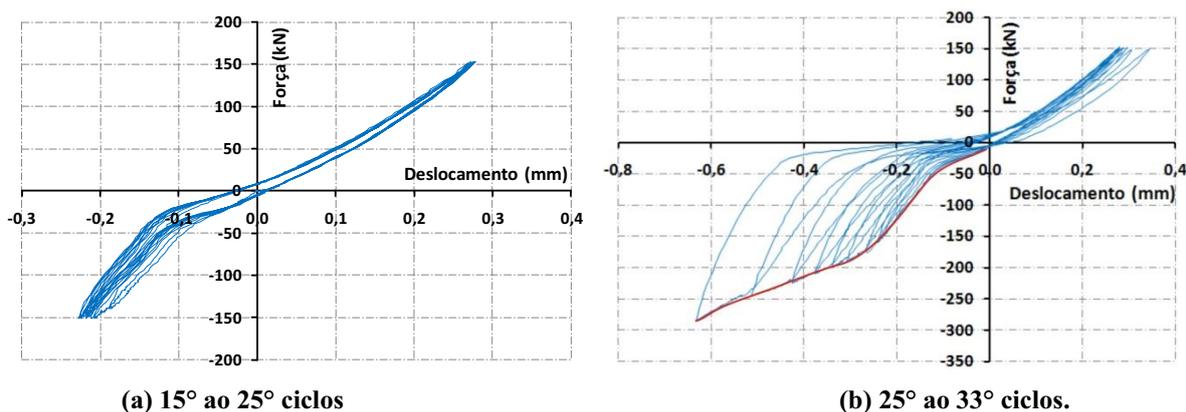


Figura 3.128 – Deslocamento medido pelos transdutores 4 e 11, do 1º ao 14º ciclos – Modelo 4.



(a) 15º ao 25º ciclos

(b) 25º ao 33º ciclos.

Figura 3.129 - Deslocamento medido pelos transdutores 4 e 11 – Modelo 4.

Obedecendo a mesma seqüência de análise aplicada ao modelo 3, comenta-se agora sobre a armadura de traspasse. Na figura 3.130 têm-se os diagramas da Força vs. Deformação do extensômetro de nº 27 para várias etapas do carregamento, assim como no modelo 3, este

foi instalado nas proximidades da parede do perfil tubular. Até o 14º ciclo de carga (Figura 3.130 – a) não há indícios da ocorrência plastificações e também as curvas de carga e descarga seguem um mesmo traçado para os diversos ciclos, indicando que a armadura não sofreu solicitações adicionais ao longo destes ciclos. Entretanto, este comportamento muda quando é atingida a força de -150 kN, há um leve aumento de deformação a cada novo ciclo (figura 3.130 - b), mesmo se mantendo a força máxima em -150 kN (16º ao 25º ciclos). A partir do 30º ciclo de carga surgiu um efeito inesperado: para as forças aplicadas negativas o extensômetro citando registrou um alongamento ao invés de encurtamento. Este fato indica que há um deslizamento entre o pilar misto e o restante da estrutura, fazendo com que a armadura seja solicitada pelas forças cortantes ao invés do momento de flexão (esta afirmação é comprovada por outras medições discutidas adiante) e por consequência sendo tracionada. O deslizamento entre o pilar e a estrutura quando o modelo é submetido a forças negativas (de cima para baixo) não é um comportamento desejável para o ensaio, visto que não representa uma situação possível de ocorrer em uma estrutura real, entretanto, vale salientar que este fenômeno só ocorreu ao final do experimento, nos últimos 6 ciclos de carga.

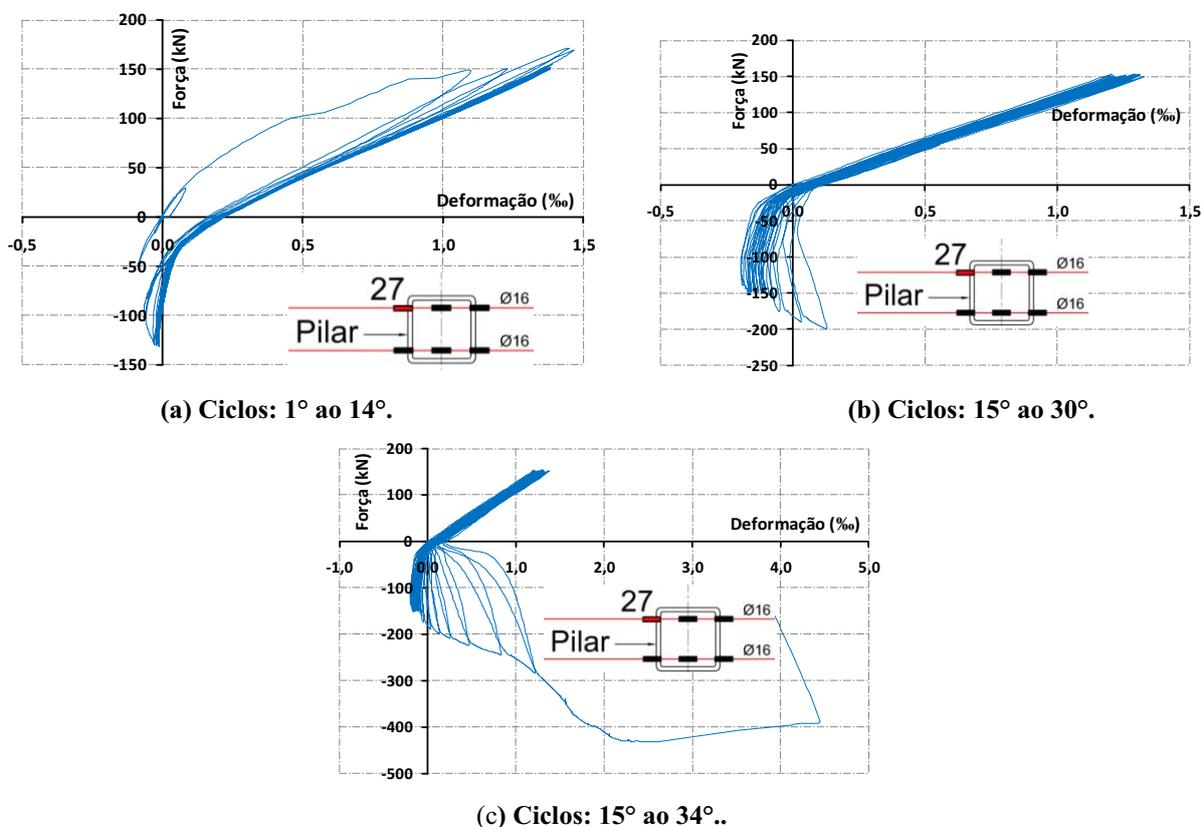
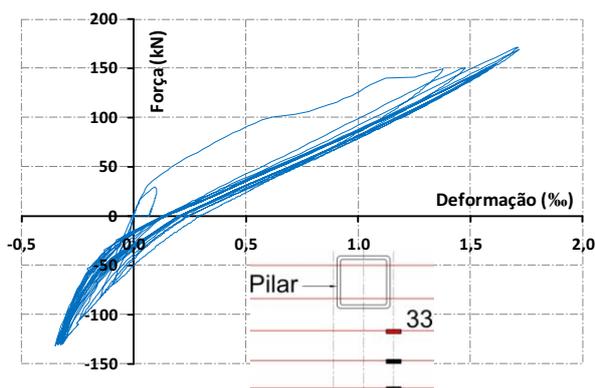


Figura 3.130 – Diagrama da Força vs. Deformação – Extensômetro na armadura de traspasse – Modelo 4.

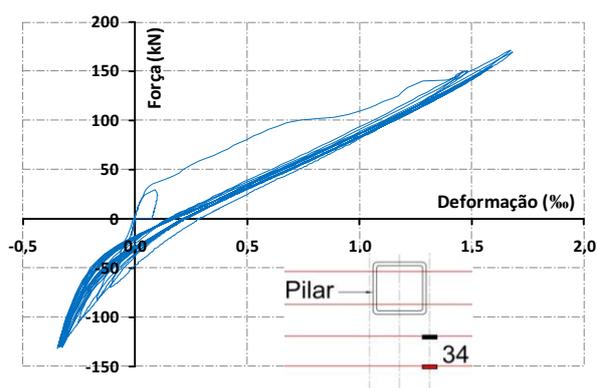
Os extensômetros instalados na armadura de traspasse na região interna do pilar misto não funcionaram. Provavelmente foram danificados quando a armadura foi instalada no modelo ou quando o graute foi injetado nos furos.

Os diagramas da força vs. deslocamento dos extensômetros instalados na armadura longitudinal negativa que passa ao lado do pilar estão na figura 3.131 (1° ao 14° ciclos) e figura 3.132 (15° ao 34° ciclos). Até o 14° ciclo de carga, o traçado das curvas é muito semelhante aos do modelo 3, não foram observadas divergências significativas nos valores das deformações, sendo registrado um alongamento máximo de 1,7‰.

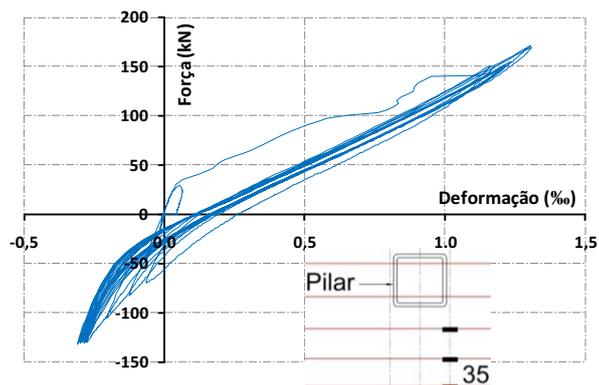
A partir do 15° ciclo, nota-se que os extensômetros não registraram deformações positivas (alongamento) quando o modelo foi submetido à forças negativas, como observado nos extensômetros instalados nas armaduras que traspassam o pilar. Este fato reforça a afirmativa de que a armadura de traspasse foi solicitada por cisalhamento nos ciclos finais de carga, com o pilar punccionando o conjunto laje e viga de concreto. Como as armaduras longitudinais, situadas ao lado do pilar, não forneciam uma vinculação entre o pilar e o conjunto viga-laje, acabaram por não sofrer o efeito deste cisalhamento. Ao final do último ciclo, a plastificação das barras iniciou para uma força de aproximadamente 250 kN (figura 3.132), valor próximo ao observado no modelo 3, que foi de 300 kN.



(a) Extensômetro nº 33.

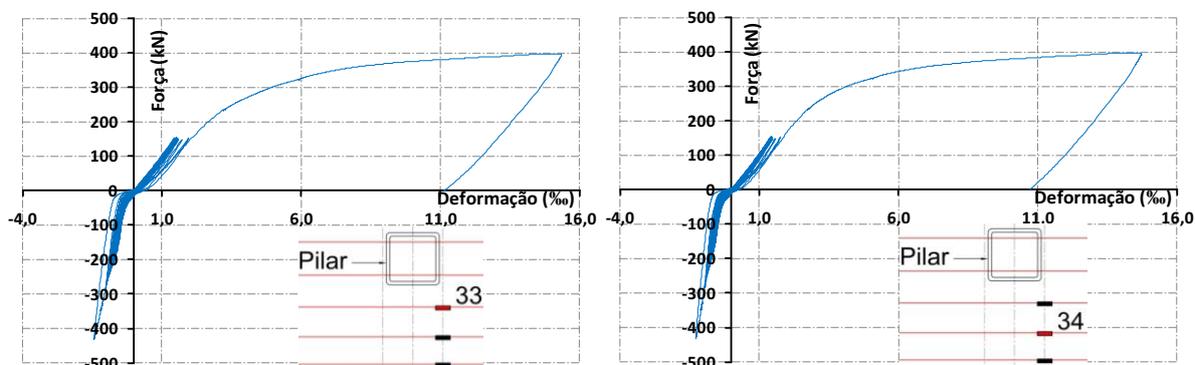


(b) Extensômetro nº 34.



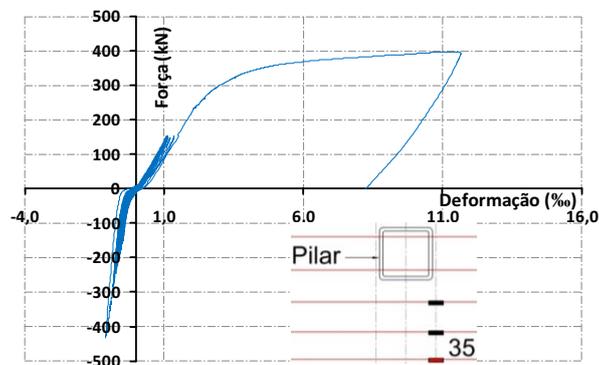
(c) Extensômetro nº 35.

Figura 3.131 – Diagrama da Força vs. Deformação: Armadura longitudinal – 1° ao 14° ciclos – modelo 4.



(a) Extensômetro nº 33.

(b) Extensômetro nº 34.



(c) Extensômetro nº 35.

Figura 3.132 – Diagrama da Força vs. Deformação: Armadura longitudinal – 15° ao 34° ciclos – modelo 4.

Os diagramas da força vs. deslocamento dos extensômetros instalados na armadura longitudinal positiva das vigas estão na figura 3.133. Até o 14° ciclo de carga pode ser facilmente observado que a armadura praticamente não foi solicitada, com deformações muito pequenas (a maior registrada de 0,06‰) em um traçado linear. A partir do 30° ciclo (carga aplicada de -200 kN) é que nota-se um abatimento acentuado da curva (Figura 3.133 c, d –

deformações indo até 1,5‰ com força aplicada de -350 kN) indicando que há uma solicitação expressiva desta armadura apenas nas fases finais do carregamento. Apesar do pórtico neste nível de solicitação não representar com fidelidade o comportamento provável de uma estrutura real, pois, como citado, houve o puncionamento do conjunto viga-laje para uma carga negativa superior em módulo a -200 kN, pode-se afirmar que o dispositivo incorporado à viga pré-moldada foi capaz de mobilizar as armaduras positivas.

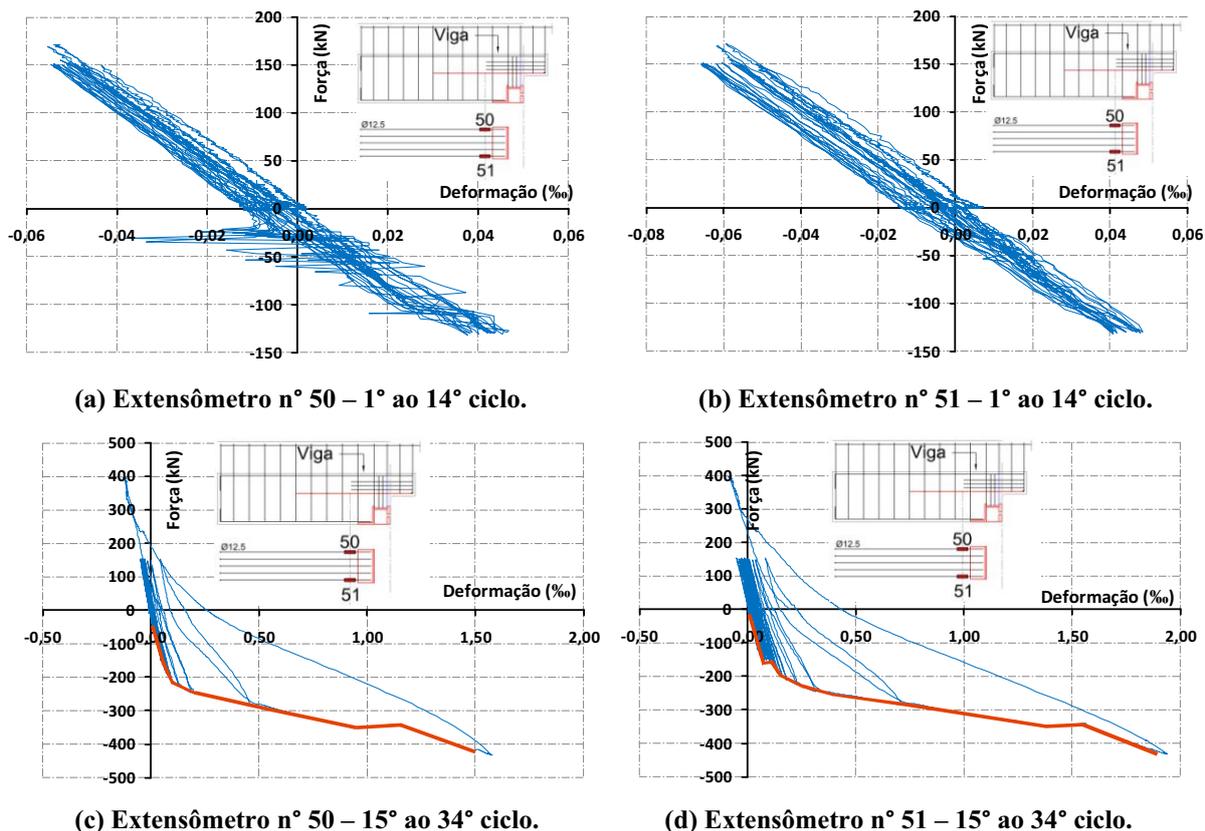


Figura 3.133 – Diagrama da Força vs. Deformação - Armadura longitudinal positiva da viga – modelo 4.

Quanto ao comportamento da armadura do tirante do dente gerber, com a análise dos gráficos mostrados na figura 3.134 percebe-se que esta foi bastante solicitada quando a força aplicada ao modelo ultrapassou o valor de -250 kN, ou seja, apenas nas etapas finais do carregamento. É importante lembrar que surgiram fissuras verticais na viga (figura 3.121) que traspassaram a região desta armadura. Estas fissuras surgiram e tiveram aumento em suas aberturas somente quando o modelo foi submetido a forças negativas (momento positivo), quando solicitada pelo momento negativo observou-se o fechamento das mesmas. Este comportamento sugere que as fissuras podem ter ocorrido devidas predominantemente ao momento positivo, pois caso fossem devidas ao cisalhamento apareceriam ao se inverter a

direção da força aplicada ao modelo. A esta suposição concorre também o fato da direção das fissuras não corresponder às que caracterizam ruptura por cisalhamento. Estes comentários foram citados para fortalecer a hipótese de que as deformações observadas na armadura do tirante são resultado das solicitações de flexão e não de cisalhamento.

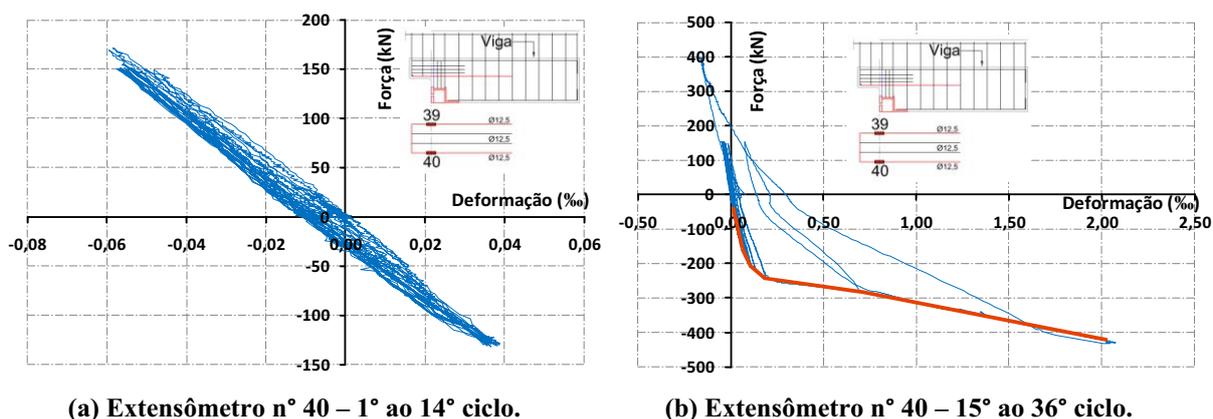


Figura 3.134 – Diagrama da Força vs. Deformação - Armadura do tirante do dente gerber – modelo 4.

Tratando agora do consolo metálico, os extensômetros instalados nos enrijecedores internos não apresentaram deformações significativas, sendo a máxima de 0,4‰ para o último ciclo de carga. Nos enrijecedores externos foram registradas deformações mais expressivas, como pode ser visto na figura 3.135. O ponto onde foi instalado o extensômetro foi escolhido devido a possibilidade da região ser mais solicitada à flexão tanto na direção perpendicular à chapa (devido a força introduzida pelos parafusos) como na direção do plano da chapa (devido a força vertical introduzida pela viga ao consolo). No modelo 3 foi observado que as deformações nos enrijecedores externos foram bastante reduzidas (máxima de 0,05‰), como não havia parafusos neste modelo, há de se concluir que as maiores deformações registradas no enrijecedor externo do modelo 4 foram provenientes das forças introduzidas pelos parafusos. Considera-se ainda que as deformações citadas sejam provenientes da flexão da chapa, isto baseado em dois aspectos: a) As deformações de cisalhamento são, por natureza, pequenas e difíceis de medir; b) Ao se considerar uma faixa horizontal nas proximidades dos furos como caminho preferencial das cargas, pode ser feita uma analogia com o ensaio de Stuttgart, sendo por conseqüência a região onde foi colado o extensômetro solicitada predominantemente por flexão.

No enrijecedor externo, como as forças introduzidas foram de grande intensidade, pontuais e próximas das abas laterais, acredita-se que as solicitações predominantes neste

elemento sejam de cisalhamento, entretanto não foi possível medir as deformações devidas a este esforço por meio de extensômetros. Uma forma de medir esta solicitação indiretamente seria através do registro das deformações nas abas laterais nas proximidades dos furos, mas a instrumentação desta região não foi realizada. Entretanto, houve indícios da elevada solicitação que ocorreu na região citada, pois durante o ensaio foi observada a formação de estrias na tinta que revestia o aço do consolo (figura 3.136) quando a ligação foi submetida ao momento positivo.

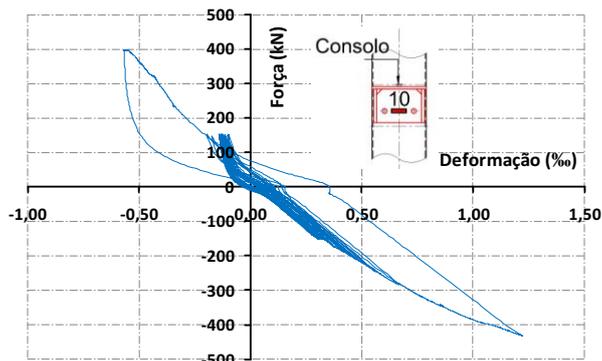


Figura 3.135 – Diagrama da Força vs. Deformação: Enrijecedor externo – modelo 4.



Figura 3.136 – Região do consolo da qual a tinta foi arrancada quando atuou o momento positivo.

Apesar de não terem sido instaladas na região onde se acredita que houve as maiores deformações (aba lateral próxima ao parafuso) as rosetas registraram deformações significativas (figura 3.137). O surgimento de elevadas deformações na aba do consolo, longe do ponto de introdução de carga, é um comportamento desejável, pois indica a capacidade do elemento de distribuir as forças introduzidas, reduzindo assim a possibilidade do colapso total da ligação devido a efeitos localizados.

A posição do extensômetro de nº18 (figura 3.138) foi escolhida para investigar a capacidade da parede do tubo que compõe o pilar misto de transferir as solicitações provenientes do momento positivo entre os lados opostos da ligação. Com a análise do gráfico da figura 3.138, nota-se que as deformações registradas por este extensômetro foram expressivas (1‰ para uma força aplicada de -260 kN), sabendo que há uma distribuição das solicitações horizontais introduzidas pelos parafusos ao longo de uma determinada altura (garantida pelo princípio de Saint Venant), é possível que a deformação registrada pelo extensômetro citado ocorra também ao longo de uma faixa horizontal próxima ao mesmo. A tentativa de transferir as solicitações horizontais através das paredes do tubo foi uma das razões que motivaram o posicionamento das abas do consolo o mais próximo possível das extremidades do pilar, eliminando-se assim a necessidade de um componente adicional para este fim. Ao se comparar os resultados citados com os do modelo 3 (deformação máxima de 0,1‰), nota-se que neste caso praticamente não houve deformação horizontal no ponto instrumentado.

As deformações registradas nas cantoneiras internas ao pilar misto a (máxima de 0,36‰) foram bem menores que as deformações horizontais das paredes do tubo, indicando um possível caminho preferencial das cargas horizontais.

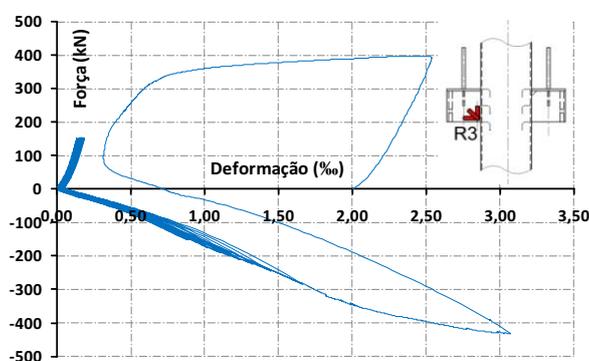


Figura 3.137 – Diagrama da Força vs. Máxima Deformação: Roseta R3 – modelo 4.

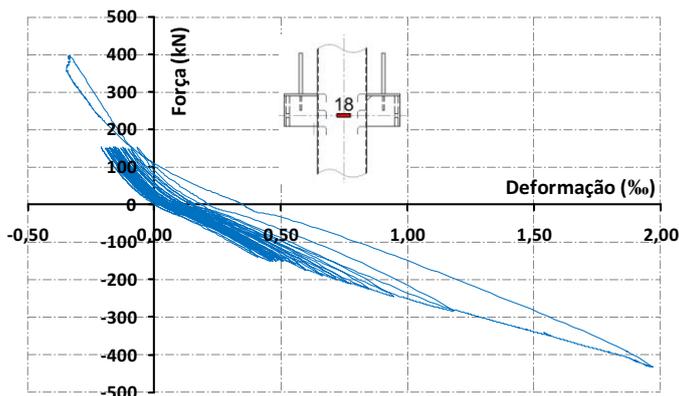


Figura 3.138 – Diagrama da Força vs. Deformação – Extensômetro 18 – modelo 4.

Assim como foi feito no modelo 3, foram traçadas as curvas Momento vs. Rotação da ligação que compõe o modelo 4. Foram admitidas as configurações deformadas apresentadas na figura 3.139. Da mesma forma, partir da configuração deformada calculou-se o ângulo ϕ através da equação 3.4 para momentos negativos e equação 3.5 para momentos positivos, e a partir destes valores foram traçadas as curvas Momento vs. Rotação.

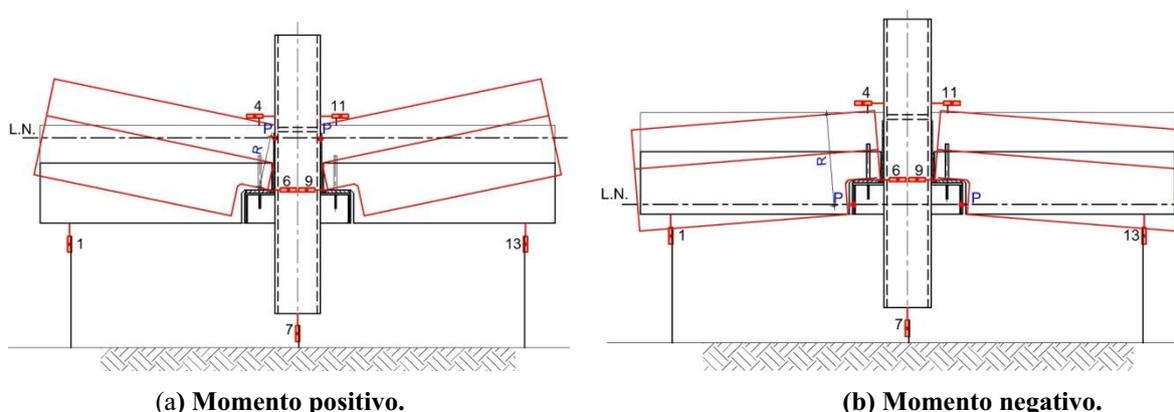


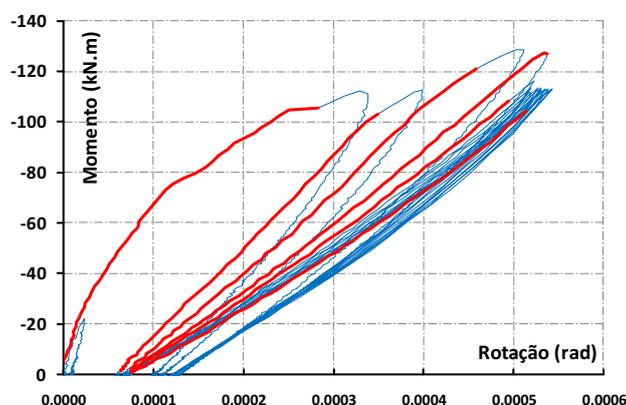
Figura 3.139 – Configurações deformadas para momento positivo e negativo – Modelo 4.

O gráfico Momento vs. Rotação da ligação para os momentos negativos, do 1° ao 14° ciclos, está disposto na figura 3.140-a. Curvas (em vermelho) foram sobrepostas ao gráfico original, indicando as regiões onde a rigidez da ligação foi calculada. Estas curvas correspondem à parte ascendente do 1°, 2°, 3°, 4°, 5° e 14° ciclos de carga. Estes ciclos foram escolhidos para o cálculo da rigidez, pois do primeiro ao quinto ciclos a carga foi gradativamente aumentada, tanto para momento negativo quanto para momento positivo; e a partir do quinto ciclo até o décimo quarto a carga foi mantida constante nas duas direções,

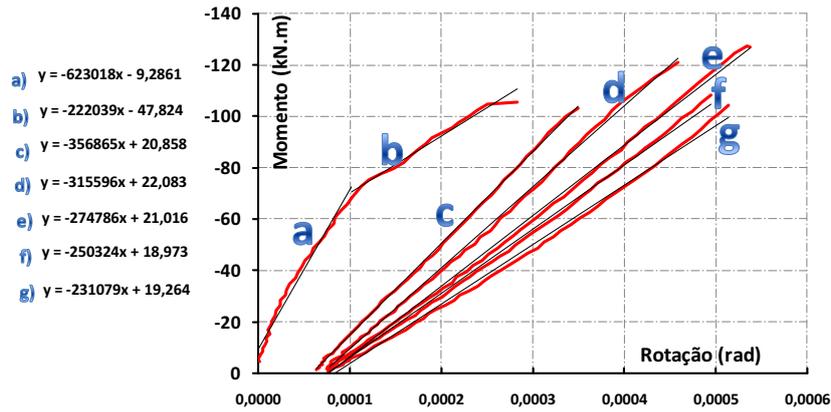
justificando o cálculo da rigidez nos ciclos 5 e 14. De posse destas curvas, foram traçadas as linhas de tendência (regressão linear) e assim calculada as rigidezes (Figura 3.140-b). Diferente do modelo 3, não se observou no modelo 4 uma menor rigidez nas fases iniciais do carregamento de cada ciclo.

Na figura 3.141 é mostrado o gráfico Momento vs. Rotação do 15° ao 25° ciclos e na figura 3.142 dos ciclos finais de carga (neste caso foram calculadas as rigidezes apenas do 26° e 33° ciclos, pois estes englobam os ciclos intermediários). Como resultado, a rigidez da ligação nas diversas fases do carregamento é listada na tabela 3-23. Na terceira coluna da tabela é feita a relação entre a rigidez da ligação do modelo 4 (k_4) com a do modelo 3 (k_3). Apesar dos momentos positivos não serem iguais para as duas situações, os momentos negativos são, e a relação entre as rigidezes é um bom parâmetro de comparação entre os dois modelos. A partir do 14° ciclo, a razão entre as rigidezes não foi mais calculada, pois o momento negativo dos modelos era diferente. Pode ser observado que a diferença de rigidez entre os dois modelos é maior no início do ensaio tendendo a se igualar com o decorrer dos ciclos de carga.

Nos gráficos do Momento vs. Rotação da figura 3.140 a figura 3.141 é possível observar, exceto no primeiro ciclos de carga, que dentro de um mesmo ciclo de carga a rigidez permanece praticamente constante, pois não há mudanças na inclinação das curvas. Mesmo em diferentes ciclos, com a mesma aplicação de carga máxima (5° ao 14° ciclos), a variação da rigidez é pequena (Figura 3.140-b, curvas f e g), sendo de 7,6% a diferença entre a rigidez do 5° e do 14° ciclo. Do 15° ao 25° ciclos (figura 3.141) não há variação nem mesmo para os diferentes ciclos, ficando as curvas deste intervalo praticamente sobrepostas.



(a) Momento x Rotação



(b) Regressão linear.

Figura 3.140 - Diagrama do Momento vs. Rotação do 1° ao 14° ciclos, Momento Negativo – Modelo 4.

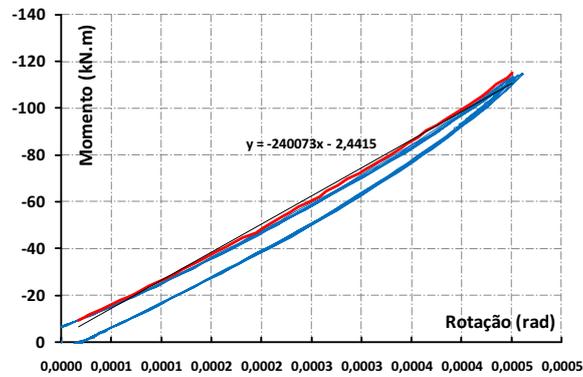


Figura 3.141 - Diagrama do Momento vs. Rotação do 15° ao 25° ciclos, Momento Negativo – Modelo 4.

Com o aumento das solicitações que provocam os momentos positivos há uma degradação da rigidez da ligação aos momentos negativos (figura 3.142), mesmo tendo sido mantidos os valores máximos destes momentos constantes.

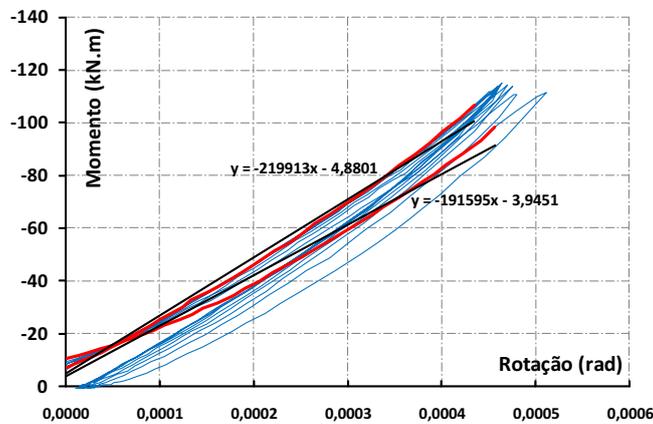


Figura 3.142 – Diagrama do Momento vs. Rotação do 26° ao 33° ciclos, Momento Negativo – Modelo 4.

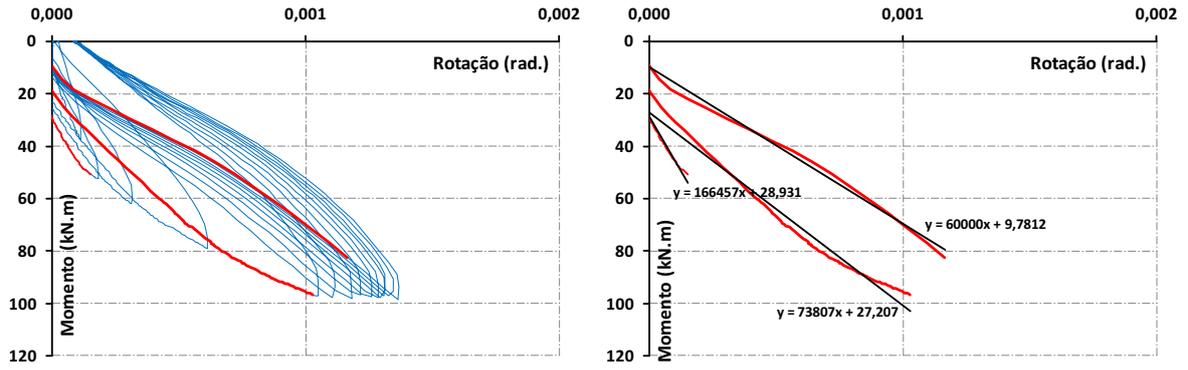
Tabela 3-23 – Rigidez da ligação ao momento negativo.

Ciclos	Rigidez (kN.m/Rad)	K4/K3
1° - a	623.018	2,66
1° - b	222.039	-
2°	356.865	1,45
3°	315.596	1,40
4°	274.786	1,22
5°	250.324	1,11
14°	231.079	1,02
15° ao 25°	240.073	-
26°	219.913	-
33°	191.595	-

O mesmo procedimento foi aplicado para estimar a rigidez da ligação ao momento positivo. Nas figura 3.143, figura 3.144 e figura 3.145 são mostradas as curvas Momento vs. Rotação e as linhas de tendência para as diversas fases do carregamento. Nas primeiras etapas, observa-se (figura 3.143-a) que há uma significativa redução da rigidez (-18,7%) mesmo sendo mantido o mesmo nível de solicitação máxima. O mesmo aconteceu nos ciclos 15 ao 25 (figura 3.144), com uma redução de 20% no valor da rigidez.

A partir do 26° ciclo, verificou-se um abatimento da curva ao final de cada ciclo de carga (figura 3.145), preferindo-se neste caso traçar-se a envoltória para o cálculo da rigidez, como pode ser visto na mesma figura.

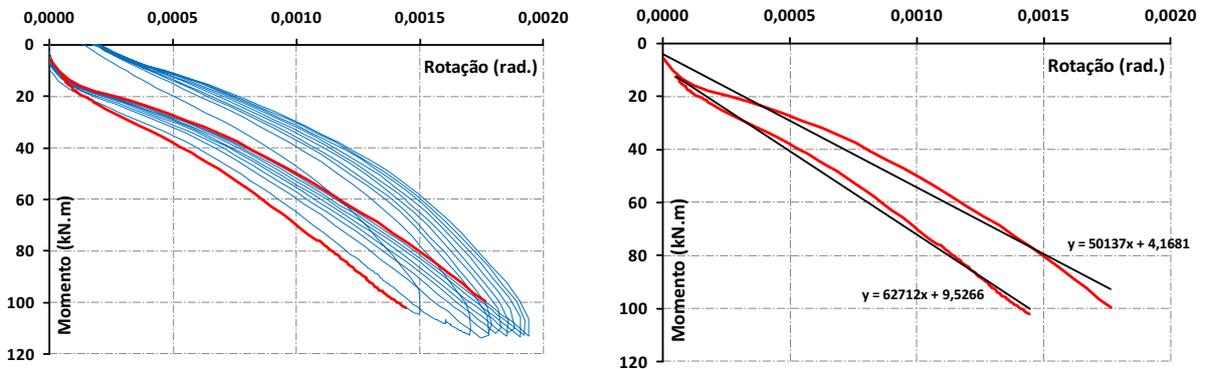
Assim, a rigidez da ligação ao momento positivo nas diversas fases do carregamento é listada na Tabela 3-24. Neste caso, como os momento positivos suportados pela ligação foram bem maiores que no modelo 3, não foi feita a comparação das rigidezes entre os dois modelos para as diversas fases do ensaio, pois com esta diferença seria possível apenas a comparação nas fases iniciais do carregamento do modelo 4. Entretanto, pode-se comparar a rigidez inicial, que no modelo 4 foi 16,4 vezes maior que a do modelo 3.



(a) Momento x Rotação

(b) Regressão linear.

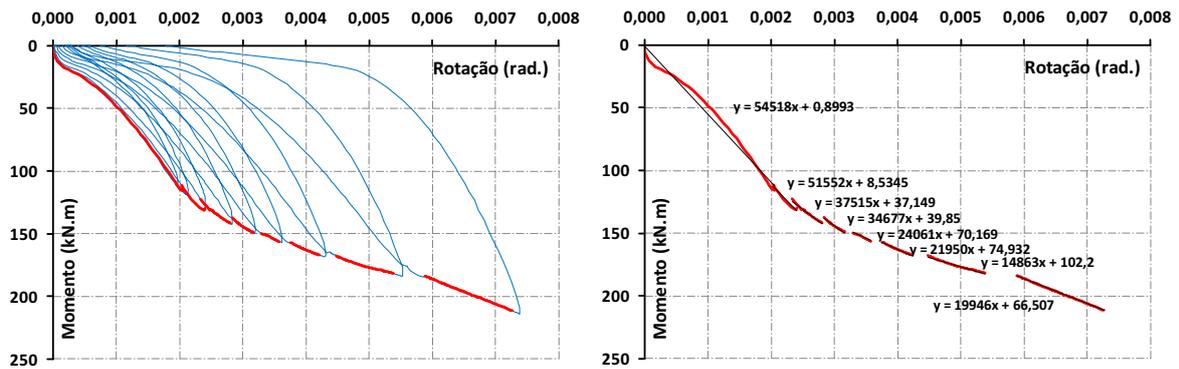
Figura 3.143 – Diagrama do Momento vs. Rotação do 1° ao 14° ciclos, Momento Positivo – Modelo 4.



(a) Momento x Rotação

(b) Regressão linear.

Figura 3.144 – Diagrama do Momento vs. Rotação do 15° ao 25° ciclos, Momento Positivo – Modelo 4.



(a) Momento x Rotação

(b) Regressão linear.

Figura 3.145 – Diagrama do Momento vs. Rotação do 26° ao 33° ciclos, Momento Positivo – Modelo 4.

Tabela 3-24 – Rigidez da ligação ao momento positivo.

Ciclos	Rigidez (kN.m/Rad)
1°	166.457
4°	73.807
14°	60.000
15°	62.712
25°	50.137
26°	54.518
27°	51.552
28°	37.515
29°	34.677
30°	24.061
31°	21.950
32°	14.863
33°	19.946

3.6. Considerações sobre o estudo experimental.

No capítulo 3 foi apresentado desde a caracterização dos materiais, passando pelo projeto das ligações, equipamentos, procedimentos de ensaios e finalizando com análise de resultados. Deve-se atentar para o fato de que os procedimentos citados não são capazes de explicar todos os aspectos relativos ao comportamento das ligações estudadas e dos elementos por elas conectados. Isto se deve a diversos fatores: complexidade geométrica das ligações, emprego de diferentes materiais com propriedades mecânicas diversas, existência de várias regiões de interface entre os materiais empregados, limitação do número de pontos a serem instrumentados, limitações do próprio procedimento de ensaio, que não é capaz de representar com exatidão o comportamento das ligações em uma estrutura real, entre outros. Em procedimentos usuais, geralmente o que se faz é limitar o número de incertezas dentro de um problema e investiga-se estas incertezas através de procedimentos experimentais. Entretanto, no estudo das ligações propostas é difícil apresentar um sistema simples, ou seja, com poucas incertezas, devido à própria dificuldade em se fazer uma ligação resistente a momento positivo e momento negativo entre uma viga pré-moldada e um pilar misto preenchido.

Contudo, pode ser observado que os ensaios realizados, dentro das limitações citadas, trouxeram bastantes esclarecimentos sobre o comportamento das ligações e dos elementos por elas conectados, que juntamente com as análises numéricas (mostradas no capítulo seguinte) não equacionam completamente o problema, mas servem como um passo inicial na criação e entendimento de um novo sistema estrutural.

Capítulo 4

4. Simulações numéricas.

4.1. Introdução.

A viabilidade das ligações propostas para a transferência de esforços foi inicialmente avaliada através de modelos numéricos usando o programa DIANA® – método dos elementos finitos. O programa DIANA (DISplacement method ANAlyser) foi desenvolvido por engenheiros civis e tem características que o torna atraente para aplicações em concreto, dentre elas podem ser citadas as mais importantes para o estudo das ligações em questão: capacidade de modelar a fissuração, deformações plásticas e deformação lenta do concreto, elementos especiais podem ser usados para modelar a armadura – para modelar este elemento o programa possui um pré-processador que permite seu traçado DIANA (2005). Além destas características particulares, o programa DIANA possui outras comuns aos usuais programas de elemento finitos, não sendo menos importantes: possibilidade de análise não linear física e geométrica de outros materiais, incluindo o aço, capacidade de modelar elementos de interface, etc.

Devido à complexidade geométrica do problema e à necessidade de se avaliar com precisão a distribuição das tensões e deformações nas ligações propostas, foram feitas análises em modelos tridimensionais, com elementos de casca e sólidos, contando com a não linearidade física e geométrica. Nas análises numéricas os modelos teóricos tinham as mesmas características dos modelos físicos avaliados na parte experimental da pesquisa. Como os modelos possuíam dupla simetria tanto relativa à geometria quanto às condições de contorno, nas análises foram representados apenas 1/4 dos mesmos.

4.2. Elementos finitos utilizados e suas principais características.

4.2.1. Aço do perfil tubular e consolo.

Para modelar o perfil tubular do pilar e o consolo metálico foi usado o elemento de casca CQ40S. Este é um elemento finito quadrático, isoparamétrico, curvo, de oito nós, com aproximação quadrática para os deslocamentos e rotações, com integração de Gauss na área $\xi\eta$ (Figura 4.1).

As equações 4.1 e 4.2 são os polinômios que descrevem os deslocamentos e as rotações deste elemento. Cada nó do elemento possui 5 graus de liberdade, três translações e duas rotações (Figura 4.2). Os deslocamentos nodais ocasionam as deformações d_{uX} , d_{uY} e d_{uZ} de uma parte infinitesimal dX dY , e as deformações angulares $d\phi_{\hat{x}}$, $d\phi_{\hat{y}}$ de uma parte infinitesimal $d\hat{x}$ $d\hat{y}$ (Figura 4.3). A partir destas deformações o programa obtém as deformações específicas de Green-Lagrange (equações 4.3 a 4.8) e as tensões de Cauchy (figura 4.4) nos pontos de integração (DIANA, 2005).

$$u_i(\xi, \eta) = a_0 + a_1\xi + a_2\eta + a_3\xi\eta + a_4\xi^2 + a_5\eta^2 + a_6\xi^2\eta + a_7\xi\eta^2 \quad (4.1)$$

$$\phi_i(\xi, \eta) = b_0 + b_1\xi + b_2\eta + b_3\xi\eta + b_4\xi^2 + b_5\eta^2 + b_6\xi^2\eta + b_7\xi\eta^2 \quad (4.2)$$

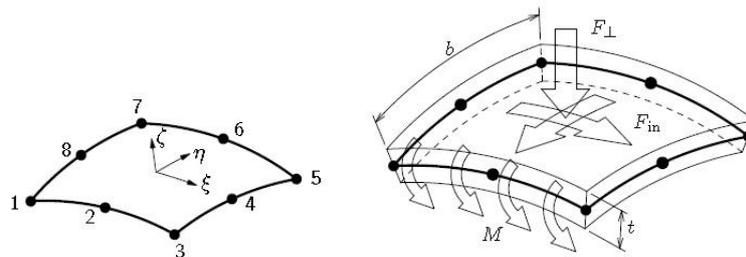


Figura 4.1 – Elemento curvo CQ40S. (DIANA, 2005).

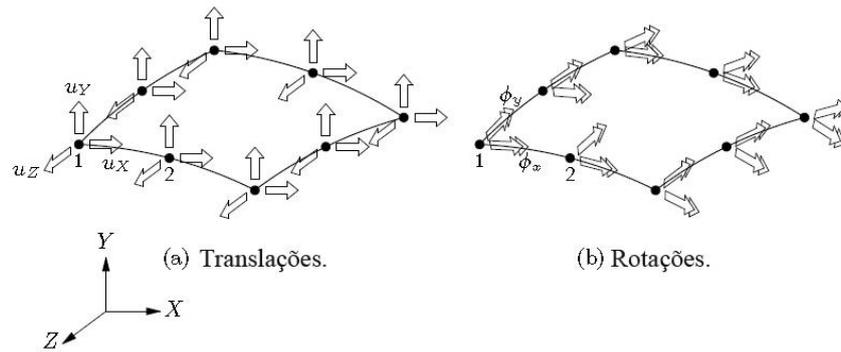


Figura 4.2 – Graus de liberdade dos nós: Elemento CQ40S. (DIANA, 2005).

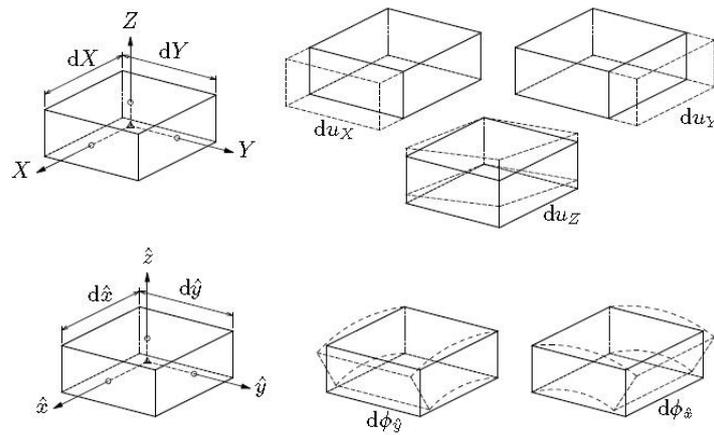


Figura 4.3 – Deformações em um elemento CQ40S. (DIANA, 2005)

$$\epsilon_{xx} = \frac{\partial u_x}{\partial x} \quad (4.3)$$

$$\epsilon_{yy} = \frac{\partial u_y}{\partial y} \quad (4.4)$$

$$\epsilon_{zz} = \frac{\partial u_z}{\partial z} \quad (4.5)$$

$$\gamma_{xy} = \frac{\partial u_x}{\partial y} + \frac{\partial u_y}{\partial x} \quad (4.6)$$

$$\gamma_{yz} = \frac{\partial u_y}{\partial z} + \frac{\partial u_z}{\partial y} \quad (4.7)$$

$$\gamma_{zx} = \frac{\partial u_z}{\partial x} + \frac{\partial u_x}{\partial z} \quad (4.8)$$

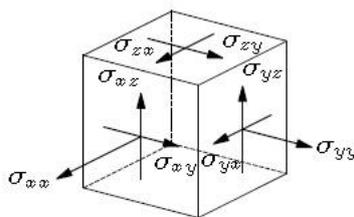


Figura 4.4 – Tensões de Cauchy para o elemento CQ40S. (DIANA, 2005).

O elemento curvo é mais indicado para modelagem de estruturas curvas, entretanto, neste elemento curvo em especial há possibilidade de análise não linear, inclusive com a opção de se examinar as deformações específicas (ϵ) elásticas e plásticas separadamente.

As solicitações aplicadas ao elemento escolhido podem atuar em qualquer direção, desde perpendicular à superfície até estar contida nesta. Os momentos podem ser aplicados aos eixos que compõem as extremidades do elemento (Figura 4.1).

4.2.2. Núcleo de concreto do pilar, vigas, capas e lajes.

Para modelar o núcleo de concreto do pilar, as vigas e lajes foi usado o elemento sólido CHX60. Este é um elemento finito sólido, isoparamétrico, curvo, de vinte nós, com aproximação quadrática e integração de Gauss (figura 4.5). Na equação 4.9 é apresentado o polinômio que descreve os deslocamentos deste elemento. Cada nó do elemento possui 3 graus de liberdade (três translações – figura 4.5). Os deslocamento nodais ocasionam as deformações d_{uX} , d_{uY} e d_{uZ} de uma parte infinitesimal dX dY (figura 4.6), a partir destas deformações o programa obtém as deformações específicas de Green-Lagrange em relação aos eixos locais \hat{x} \hat{y} \hat{z} (DIANA, 2005).

$$\begin{aligned}
 u_i(\xi, \eta, \zeta) = & a_0 + a_1\xi + a_2\eta + a_3\zeta + a_4\xi\eta + a_5\eta\zeta \\
 & + a_6\xi\zeta + a_7\xi^2 + a_8\eta^2 + a_9\zeta^2 + a_{10}\xi\eta\zeta + a_{11}\xi^2\eta \\
 & + a_{12}\xi^2\zeta + a_{13}\xi\eta^2 + a_{14}\xi\zeta^2 + a_{15}\eta^2\zeta + a_{16}\eta\zeta^2 \\
 & + a_{17}\xi^2\eta\zeta + a_{18}\xi\eta^2\zeta + a_{19}\xi\eta\zeta^2
 \end{aligned} \tag{4.9}$$

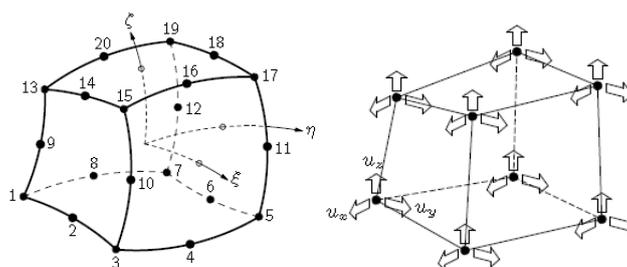


Figura 4.5 - Elemento Sólido CHX60 e graus de Liberdade nodais. (DIANA, 2005).

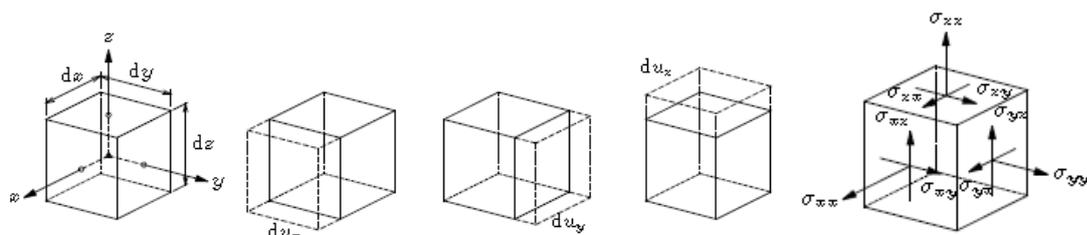


Figura 4.6 – Deformações e tensões no elemento CHX60 (DIANA, 2005).

4.2.3. Elementos de Interface.

O elemento usado para modelar a interface entre o concreto e o aço foi o CQ48I, que é um elemento de interface indicado para ser colocado entre dois planos em uma configuração tridimensional (DIANA, 2005). O elemento CQ48I é isoparamétrico com 16 nós, sendo compatível com os elementos CHX60 e CQ40S, pois todos possuem 8 nós em cada face. Este elemento pode ser usado para simular o atrito entre duas superfícies e o seu comportamento é determinado através da relação entre o esforço normal e cisalhante na interface e os deslocamentos relativos normais e de cisalhamento.

4.2.4. Armadura e chumbador.

Para simulação da armadura foi utilizado o elemento denominado *reinforcement bar*. Estes elementos funcionam como enrijecedores dos elementos finitos aos quais estão conectados (chamados de *mother elements*) e suas tensões e deformações são medidas no sentido do eixo longitudinal. A aderência entre a armadura e o concreto é considerada perfeita.

Para simular o chumbador foi usado o elemento de viga denominado CL18B (Figura 4.7). Este elemento é tridimensional curvo de 3 nós, com seis graus de liberdade, três translações e três rotações.

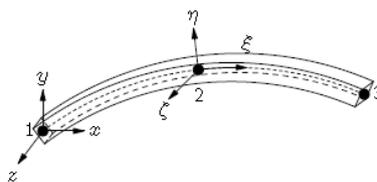


Figura 4.7 – Elemento de viga CL18B (DIANA, 2005).

4.3. Modelos constitutivos.

4.3.1. Aço.

Para representar o comportamento não linear do aço foi aplicado o critério de plastificação de von Mises em modelo constitutivo elasto-plástico com endurecimento, representado por um diagrama tensão vs. deformação multilinear. O diagrama teórico foi traçado sobre os diagramas obtidos na caracterização do aço utilizado nos modelos físicos, como pode ser visto na figura 4.8, na qual consta o traçado teórico sobreposto aos dados obtidos na caracterização do aço dos modelos experimentais 1 e 2.

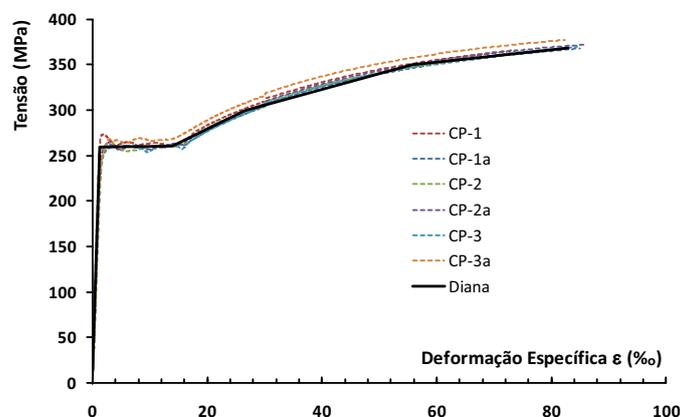


Figura 4.8 – Exemplo do traçado do diagrama tensão vs. deformação teórico do aço.

4.3.2. Concreto.

Modelar numericamente o comportamento do concreto é bastante complicado. Para um modelo constitutivo representar razoavelmente o comportamento deste material, submetido às cargas de curta duração, deve-se reproduzir algumas de suas características: (i) Ruptura na tração (formação das fissuras), (ii) propagação das fissuras, (iii) ruptura na

compressão, (iv) redistribuição das tensões após a fissuração localizada, e (v) efeitos laterais devidos à fissuração ou confinamento (HSIEH, 1981).

Todos os modelos disponíveis no programa DIANA para simular o comportamento do concreto podem ser reunidos em duas categorias: (i) Modelos de fissuração distribuída (“smeared cracking models”) ou (ii) Modelos de fissuração discreta (“discrete cracking models”). A principal diferença entre os dois é que no segundo caso a malha é modificada ao longo das iterações para melhor representar a propagação das fissuras no concreto, enquanto no primeiro a malha gerada não sofre nenhuma modificação, o material danificado pelas fissuras é considerado como meio contínuo. A desvantagem do modelo de fissuração discreta é que modificar a malha a cada passo de carga demanda um grande esforço computacional.

São apresentados na figura 4.9 todos os modelos disponíveis no programa para simular o comportamento do concreto. As principais características deles serão brevemente resumidas para justificar a escolha do modelo que mais se adequou as análises numéricas necessárias.

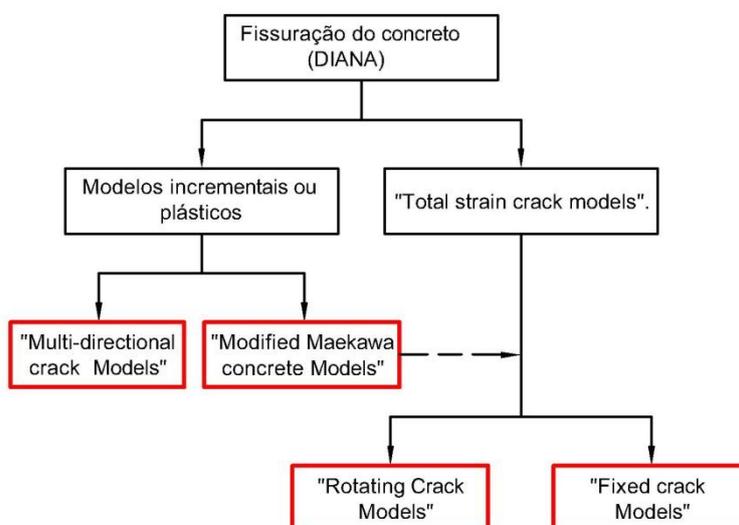


Figura 4.9 – Modelos para simular a fissuração do concreto disponíveis no DIANA.

No modelo constitutivo definido como “Total Strain Crack Model” a tensão é descrita como função da deformação. A idéia básica é que a tensão seja calculada nas direções dadas pelas fissuras (DIANA, 2005). Neste modelo há possibilidade de várias abordagens, o programa DIANA disponibiliza duas: “Rotating Crack model” e o “Fixed Crack Model”. No primeiro caso a relação tensão-deformação é avaliada nas direções principais do vetor de deformação e o modelo permite que a fissura mude de direção enquanto a mesma se propaga no material. No segundo caso, a mudança na direção da fissura só ocorre em um ângulo de

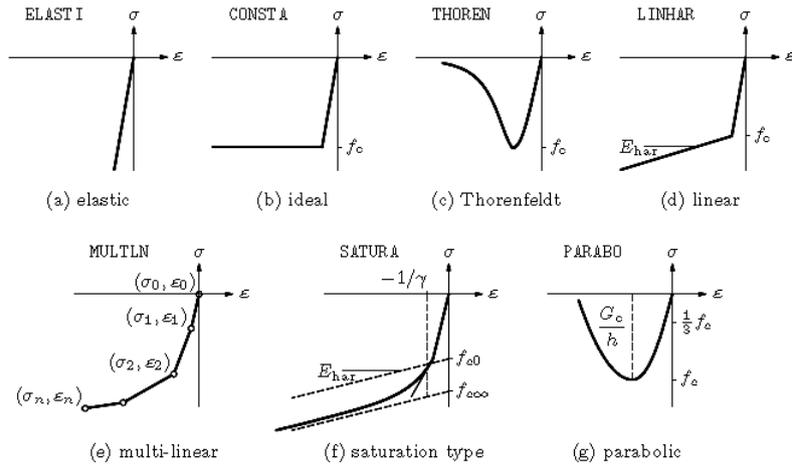
90° e a relação tensão-deformação é estabelecida em um sistema de coordenadas fixo a esta fissura. De acordo com CRUZ et al. (2004) apud AGUIAR (2010), os modelos de fissuras fixas tendem a prever respostas mais rígidas que a resposta experimental.

No modelo “multi-directional crack model” a deformação é dividida em duas parcelas: deformação elástica (ϵ^e) e deformação da fissura (ϵ^{cr} - “crack strain”) que pode ser entendida como deformação plástica. O início da formação de uma fissura é determinado quando a principal tensão de tração ultrapassa a resistência do material. Este modelo não está disponível para elementos sólidos.

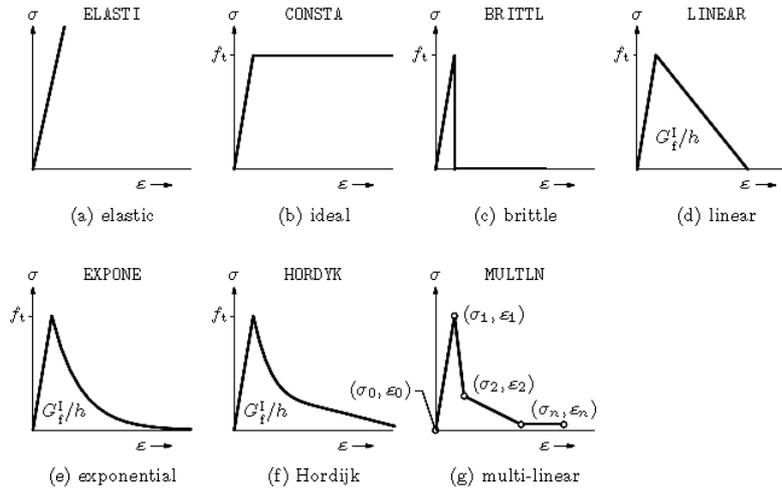
O modelo “Modified Maekawa Concrete Model” é baseado na mecânica do dano e plasticidade no regime de compressão. O modelo assume que o dano é governado pela parte elástica da deformação total. Antes de determinar a contribuição da parte danificada (fissurada), devem ser calculadas as parte elásticas e plásticas do vetor de deformações por meio de análise plástica (DIANA, 2005). Neste modelo também há a possibilidade de escolher entre as duas abordagens: “Rotating Crack model” e o “Fixed Crack Model”, descritas anteriormente.

Devido à complexidade geométrica das ligações a serem analisadas, procurou-se selecionar um modelo de análise do concreto que traga resultados satisfatórios, porém não demande muito esforço computacional. Assim, um modelo de fissuração distribuída (“smeared cracking models”) pareceu uma escolha lógica, já que não há necessidade de adaptação de malha ao longo da análise. O modelo “multi-directional crack model” foi descartado, pois não pode ser aplicado em elementos sólidos, e o modelo “Modified Maekawa Concrete Model” também não pôde ser usado, já que não estava disponível na licença adquirida pelo departamento de estruturas da USP na época do estudo. Ficando então como método escolhido para as análises o “total strain crack model”, com a mudança na direção das fissuras apenas em um ângulo de 90° (“fixed crack”).

Para o modelo “Total Strain Crack Model” o programa DIANA disponibiliza várias leis constitutivas pré-definidas, tanto para o comportamento do material à compressão (figura 4.10) quanto à tração (figura 4.11). Além dessas é possível também usar a curva à compressão proposta pelo CEB (1990).



**Figura 4.10 – Leis Constitutivas à compressão disponíveis para o modelo “Total Strain Crack Model”.
DIANA (2005)**



**Figura 4.11 – Leis Constitutivas à tração disponíveis para o modelo “Total Strain Crack Model”.
DIANA (2005)**

Para a escolha de uma curva representativa do modelo à compressão (dentre as mostradas na figura 4.10), foi feita uma comparação entre as curvas teóricas e a curva obtida através da caracterização do material em laboratório. De posse das equações que definem a curva proposta por THORENFELDT et. al (1987) (equação 4.10) e CEB(1990) (equações 4.11, 4.12 e 4.13), as curvas foram traçadas e sobrepostas à média dos resultados obtidos nos ensaios de caracterização (figuras 4.12a e 4.12b).

$$f_c(\epsilon_c) = f_{ck} \cdot \frac{n \cdot \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_0}\right)}{n - 1 + \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_0}\right)^{n-k}}$$

(4.10)

$$\sigma_c(\varepsilon_c) = -\frac{\frac{E_{ci}}{E_{c1}} \cdot \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}}\right)^2}{1 + \left(\frac{E_{ci}}{E_{c1}} - 2\right) \cdot \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}}} \cdot f_{cm}$$

, para $|\varepsilon_c| < |\varepsilon_{c,lim}|$ (4.11)

$$\sigma_c(\varepsilon_c) = -\left[\left(\frac{1}{\frac{\varepsilon_{c,lim}}{\varepsilon_{c1}}} \cdot \xi - \frac{2}{\left(\frac{\varepsilon_{c,lim}}{\varepsilon_{c1}}\right)^2} \right) \cdot \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}}\right)^2 + \left(\frac{4}{\frac{\varepsilon_{c,lim}}{\varepsilon_{c1}}} - \xi \right) \cdot \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} \right]^{-1} \cdot f_{cm}$$

, para $|\varepsilon_c| > |\varepsilon_{c,lim}|$ (4.12)

$$\xi = \frac{4 \left[\left(\frac{\varepsilon_{c,lim}}{\varepsilon_{c1}}\right)^2 \left(\frac{E_{ci}}{E_{c1}} - 2\right) + 2 \cdot \frac{\varepsilon_{c,lim}}{\varepsilon_{c1}} - \frac{E_{ci}}{E_{c1}} \right]}{\left[\frac{\varepsilon_{c,lim}}{\varepsilon_{c1}} \cdot \left(\frac{E_{ci}}{E_{c1}} - 2\right) + 1 \right]}$$

(4.13)

Onde:

f_c e σ_c – tensão de compressão no concreto (MPa);

f_{cm} – resistência a compressão média do concreto (MPa);

f_{ck} – resistência característica a compressão (MPa);

ε_c – deformação específica do concreto;

ε_0 – deformação específica do concreto correspondente ao f_{ck} ;

k, n – Coeficientes que dependem da deformação do concreto;

ξ - coeficiente (equação 5.13);

$\varepsilon_{c,lim}$ – deformação limite do concreto;

E_{c1} – módulo de elasticidade secante(MPa);

E_{ci} – módulo de elasticidade tangente (MPa).

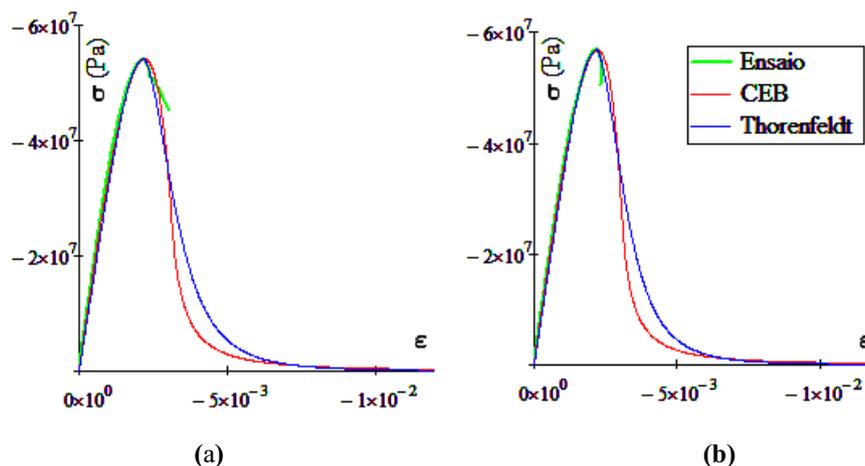


Figura 4.12 – Diagramas tensão vs. deformação teóricos e experimental – Modelos 1 e 2.

Pode ser observado nos gráficos que as curvas propostas pelo CEB (1990) e por THORENFELDT et. al (1987) são muito semelhantes. A proposta do CEB (1990) apresenta uma queda um pouco mais acentuada no ramo descendente da curva. O modelo escolhido foi o do THORENFELDT et. al (1987) pelo simples fato que quando é escolhido o modelo proposto pelo CEB(1990) o programa DIANA calcula todos os parâmetros relativos ao concreto automaticamente de acordo com a norma, para uma dada resistência característica. Não sendo permitido, por exemplo, adotar um módulo de elasticidade diferente do proposto pela norma para uma resistência específica.

A curva adotada para o comportamento à tração foi a exponencial (figura 4.11e).

O comportamento do concreto fissurado e submetido à compressão é consideravelmente diferente daquele observado em um ensaio de compressão simples de corpos-de-prova cilíndricos. De acordo com VECCHIO & COLLINS (1993), a presença de grandes deformações de tração transversais resulta em uma substancial redução da resistência e rigidez do concreto na compressão (figura 4.13). Esse efeito de redução da resistência devido à fissuração é conhecido como amolecimento e seus efeitos foram incorporados em um modelo analítico proposto por VECCHIO & COLLINS (1986), conhecido como *teoria do campo de compressão modificado* ou *Modified Compression Field Theory – MCFT*. Nesta teoria foram incorporados os seguintes refinamentos por VECCHIO & COLLINS (1993): (i) Um modelo constitutivo para o concreto na compressão, refletindo o amolecimento à compressão; (ii) Um modelo para o concreto fissurado na tração, refletindo os efeitos de enrijecimento na tração; e (iii) Verificações condições das tensões locais nas regiões fissuradas.

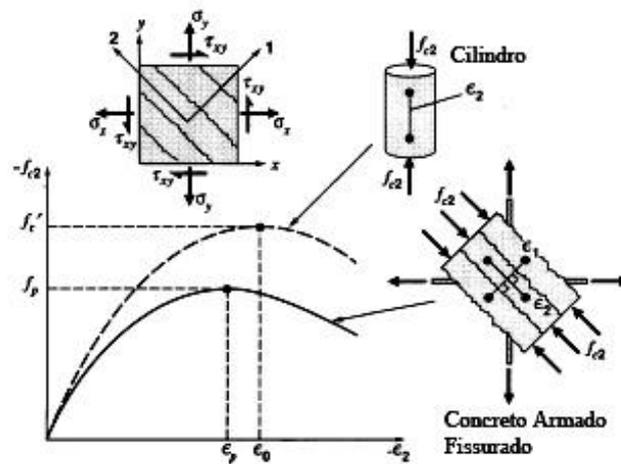


Figura 4.13 – Deterioração da resposta à compressão no concreto armado fissurado, VECCHIO & COLLINS (1993).

No modelo inicialmente proposto por VECCHIO & COLLINS (1986) é usado um parâmetro de amolecimento β , que é função da razão entre a deformação de tração principal (ϵ_1) com a deformação de compressão principal (ϵ_2). Para facilitar a aplicação dos modelos de amolecimento nos procedimentos de dimensionamento de vigas submetidas ao cisalhamento, VECCHIO & COLLINS (1986) propuseram uma equação para o cálculo de β como função apenas da tensão de tração principal ϵ_1 . Com base em novos estudos estatísticos VECCHIO & COLLINS (1993) reformularam suas equações originais e aplicando-as a curva proposta por THORENFELDT et. al (1987), tendo como resultado dois modelos: (i) modelo A (β como função de ϵ_1 / ϵ_2) com as equações 4.14 a 4.16, representado na figura 4.14-a; (ii) modelo B (β como função apenas de ϵ_1), equações 4.17 e 4.18 figura 4.14-b.

O modelo B é disponível no programa DIANA e foi adotado para as análises numéricas.

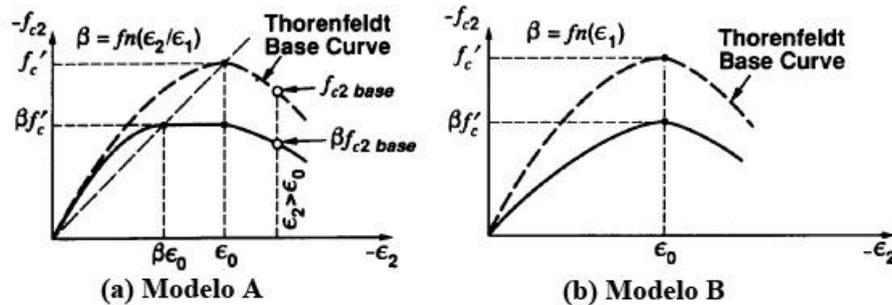


Figura 4.14 – Modelos de Amolecimento propostos por VECCHIO & COLLINS (1993).

Formulação do modelo A proposto por VECCHIO & COLLINS (1993):

$$\beta = \frac{1}{1 + K_c \cdot K_f} \quad (4.14)$$

$$K_c = 0,35 \cdot \left(\frac{-\varepsilon_1}{\varepsilon_2} - 0,28 \right)^{0,80} \geq 1,0 \quad (4.15)$$

$$K_f = 0,1825 \cdot \sqrt{f_c} \geq 1,0 \quad (4.16)$$

Formulação do modelo B proposto por VECCHIO & COLLINS (1993):

$$\beta = \frac{1}{1 + K_c} \quad (4.17)$$

$$K_c = 0,27 \cdot \left(\frac{-\varepsilon_1}{\varepsilon_0} - 0,37 \right) \quad (4.18)$$

Onde:

β - Coeficiente de redução da resistência a compressão;

k_c – coeficiente (equação (4.18));

k_f – coeficiente (equação (4.16));

ε_1 – deformação de tração principal;

ε_2 – deformação de compressão principal;

ε_0 – deformação específica do concreto correspondente ao f_c .

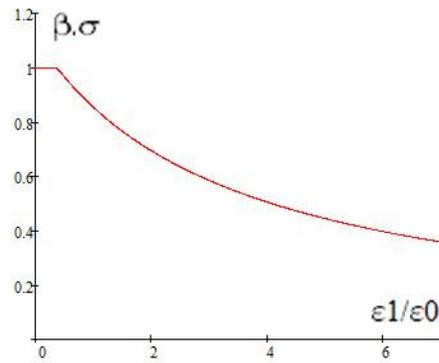


Figura 4.15 – Parâmetro de amolecimento $\beta(\epsilon_1)$ – VECCHIO & COLLINS (1993).

Para ter uma noção da ordem de grandeza da redução da resistência e rigidez que pode ser provocada pela fissuração, traçou-se o gráfico da figura 4.16. Neste gráfico se supôs, para o concreto dos modelos experimentais 1 e 2 (caracterizado com $f_{cm} = 54,2\text{MPa}$), que a deformação de tração na direção perpendicular as fissuras tivesse duas vezes o valor de ϵ_0 . Com isso a resistência média a compressão passou de $54,2\text{ MPa}$ para $37,6\text{ MPa}$ (figura 4.16), o que representa uma redução de 30%.

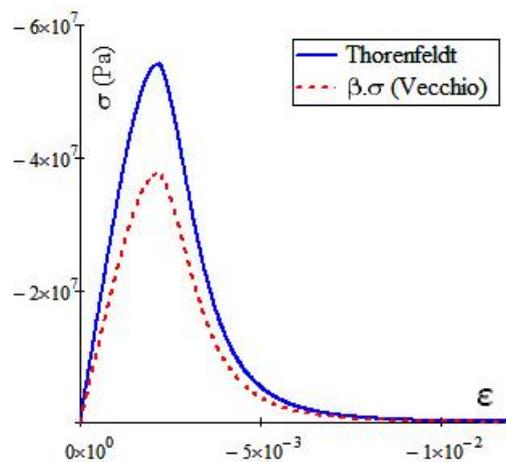


Figura 4.16 – Diagrama Tensão vs. Deformação do concreto – considerando $\epsilon_1 = 2\epsilon_0$.

Assim como a fissuração, o confinamento também influencia a resistência à compressão do concreto. Quando sujeito a um estado tri-axial de compressão, tem-se um aumento tanto da resistência quanto da ductilidade do concreto. No programa DIANA este efeito é aplicado com o emprego da formulação da superfície de ruptura de Hseih-Ting-Chen, resultando no gráfico do concreto à compressão mostrado na figura 4.17.

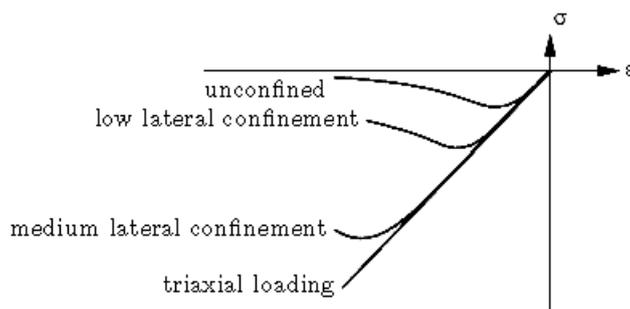


Figura 4.17 – Influência do confinamento na curva tensão vs. deformação do concreto, (DIANA 2005).

4.3.3. Interface.

Como citado anteriormente o comportamento da interface é determinado através da relação entre o esforço normal e cisalhante na interface, bem como os deslocamentos relativos normais e de cisalhamento. Então, é necessário definir valores para o módulo de rigidez normal e transversal da interface. Os cálculos destas rigidezes foram feitos de forma diferente para as duas situações em que a interface foi usada.

Nos modelos 1 e 2, nos quais a interface foi usada entre o núcleo de concreto e o tubo metálico que compõe o pilar, as solicitações predominantes eram de cisalhamento, não havendo tensões significativas de tração devidas a flexão. Neste caso adotou-se uma rigidez transversal da interface próximo a zero, desprezando assim a aderência entre o concreto e o tubo metálico. A rigidez normal da interface foi estimada em $333,33 \times 10^{10} \text{ N/m}^2$ e usada tanto para tração como para a compressão. Na interface usada nos modelos 1 e 2, as rigidezes foram consideradas constantes, ou seja, não variaram mesmo na análise não linear.

Nos modelos 3 e 4, a interface foi usada na região da almofada de apoio e na região do graute. Nestas regiões havia um problema, como a almofada e o graute estavam entre o concreto (da viga e da laje) e o aço (do perfil tubular e do consolo), em uma região sujeita a elevadas tensões de tração e com a aderência entre o graute e a almofada com o aço quase nula, não havia a possibilidade destes elementos oferecerem resistência a tração. Sabendo disso, optou-se por simular este comportamento no modelo numérico da interface, adotando-se uma rigidez variável obedecendo a um diagrama bi-linear como mostra a figura 4.18, onde a rigidez da almofada ($\text{tg } \alpha$) foi obtida em laboratório. Como o módulo de elasticidade do graute obtida em laboratório foi maior que a do concreto, preferiu-se considerar um módulo elevado para este elemento, de forma que a interface ficasse com uma rigidez normal a compressão maior que a do mesmo. Este procedimento é recomendado nos manuais do

DIANA (2005) como forma de não permitir que haja acomodação do concreto provocada pela interface, que poderia promover uma redução da fissuração dos elementos conectados. A rigidez normal a tração e a rigidez tangencial dos dois componentes (graute e almofada) foram consideradas próximas a zero.

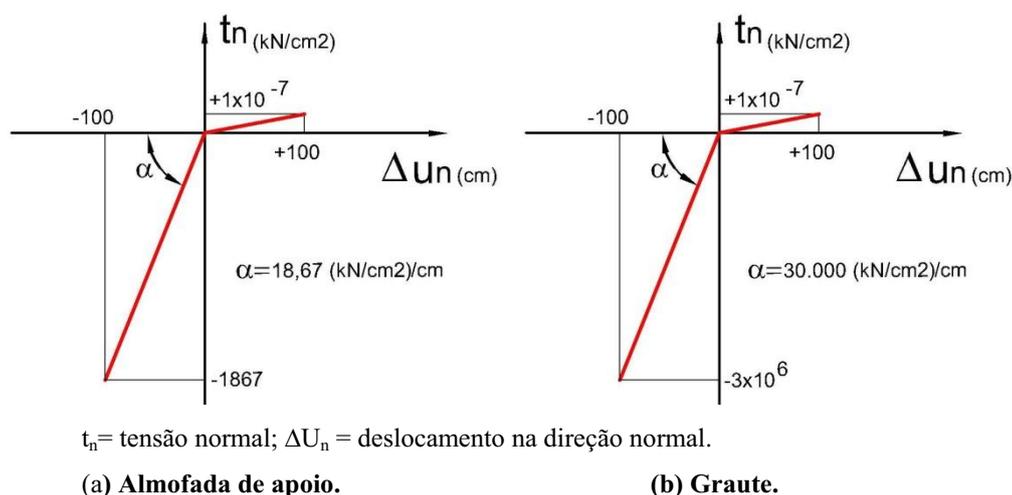


Figura 4.18 – Diagrama da Tensão vs. Deslocamento das interfaces.

4.1. Critérios para solução do sistema de equações.

O método Quasi-Newton foi adotado para solução dos sistemas de equações. A vantagem da escolha deste método é que não é criada uma matriz de rigidez totalmente nova a cada iteração. O critério de parada usado foi o energético, no qual é avaliado o trabalho das forças internas do modelo, sendo adotada uma tolerância de 1%. A solicitação total foi dividida em várias etapas, de forma que em cada etapa foi aplicado o método Quasi-Newton, no qual são realizadas várias iterações até se obter a convergência da solução para aquele passo de carga específico. Assim, o deslocamento imposto foi dividido em passos, resultando em 145 etapas de carregamento nos modelos 1 e 2 e 166 passos no modelo 3 e 4. Apesar do programa Diana possuir ferramentas que otimizam o cálculo do número de divisões da carga total para uma solução mais rápida, preferiu-se impor um valor específico de divisões, obtido através do teste de vários valores e posterior estudo dos gráficos resultantes, sempre observando regiões destes onde ocorriam variações bruscas da curva e quando necessário sendo estabelecido um novo número de divisões.

4.2. Características geométricas, condições de contorno e malha.

4.2.1. Modelos 1 e 2.

Como foi dito anteriormente, as análises numéricas foram realizadas em apenas $\frac{1}{4}$ dos modelos, e com as mesmas características (materiais, geometria e contorno) dos modelos ensaiados em laboratório. Com isso, tem-se representado na figura 4.19 a geometria, malha e componentes do modelo teórico 1 e na figura 4.20 do modelo 2. Estes modelos são representativos do primeiro e segundo ensaios realizados em laboratório (modelos experimentais 1 e 2). Quanto às malhas, teve-se o cuidado de gerá-las suficientemente finas e regularmente distribuídas, sem transição brusca entre o tamanho dos elementos e que estes não possuíssem desproporcionalidades em suas dimensões ou formassem ângulos muito agudos ou obtusos. Após a geração da malha, estes fatores foram verificados tanto visualmente quanto pelo uso de uma ferramenta do programa destinada a este fim. No modelo dotado de cantoneiras internas ao pilar, a malha teve que ser mais fina, para poder comportá-las sem provocar problemas relativos aos ângulos e dimensões antes citados. A interface (representada em azul – figura 4.19) foi inserida entre o tubo de aço (em vermelho) e o núcleo de concreto (em amarelo), na figura este elemento está isolado apenas para facilitar a visualização. No modelo 2 (figura 4.20) as cantoneiras internas (representadas em azul) transpassaram a interface, conectando o tubo metálico ao núcleo de concreto, sendo considerada perfeita a aderência entre estes elementos.

Assim como nos modelos físicos testados em laboratório, nos quais a solicitação externa foi aplicada por meio de um disco rígido de aço acoplado ao atuador, para simular o mesmo efeito nos modelos teóricos criou-se um bloco rígido na base destes, com grande espessura e composto com material de elevado módulo de elasticidade, conferindo grande rigidez ao elemento.

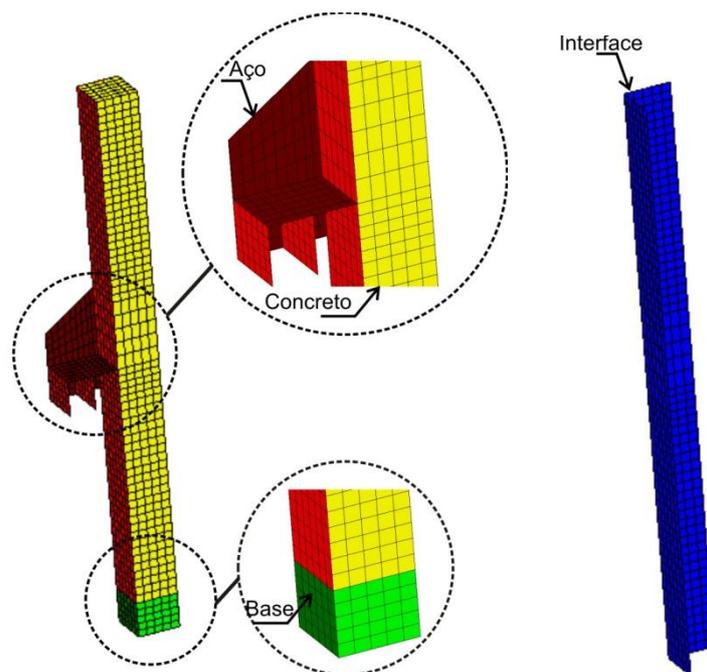


Figura 4.19 – Malha e componentes do modelo teórico 1.

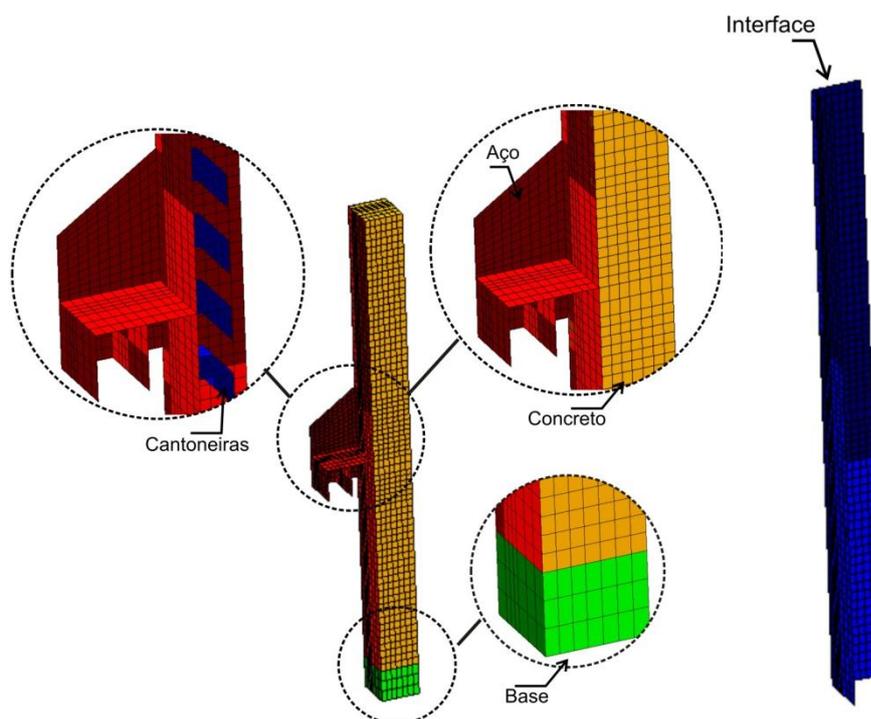


Figura 4.20 – Malha e componentes do modelo teórico 2.

As condições de contorno dos modelos 1 e 2 são mostradas na figura 4.21, foram aplicadas restrições ao deslocamento na chapa horizontal do consolo (elemento usado como apoio) e nas regiões de simetria de acordo com a figura. Estes modelos foram solicitados através de um deslocamento de 8 mm imposto à base na direção vertical, de baixo para cima. A solicitação por meio de imposição deslocamento é mais adequada, pois possibilita a

obtenção do trecho descendente da curva dos diagramas da força vs. deslocamento e da tensão vs. deformação. Este valor de deslocamento foi obtido a partir dos resultados dos ensaios em laboratório, sendo seu valor próximo ao máximo deslocamento imposto antes da interrupção dos ensaios.

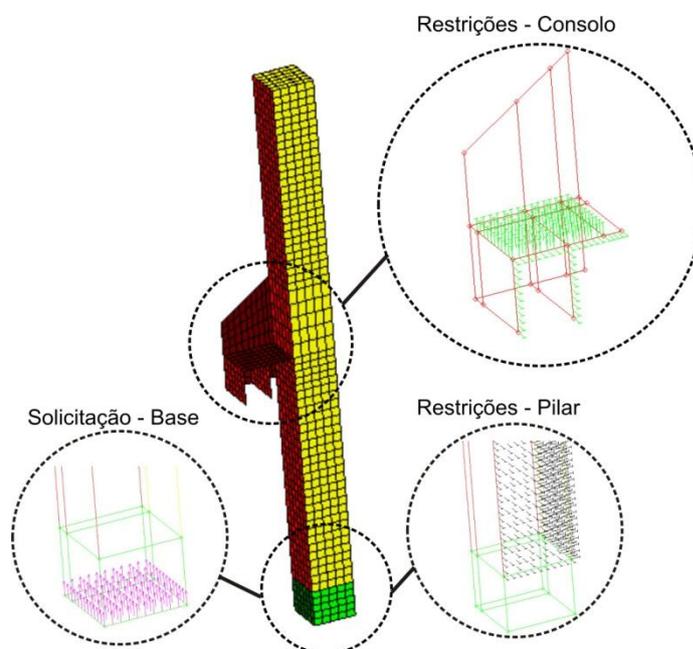


Figura 4.21 – Condições de contorno dos modelos 1 e 2.

4.2.2. Modelos 3 e 4.

Está representado na figura 4.22 a geometria, malha e componentes do modelo teórico 3, lembrando que as análises numéricas foram realizadas em apenas $\frac{1}{4}$ dos modelos. O modelo 4 tem a mesma geometria e malha, com a diferença que foi inserido o graute entre a viga e o consolo metálico e feita a conexão entre os nós da armadura positiva da viga com o consolo (Figura 4.24), fato comentado adiante. Estes modelos são representativos do terceiro e quarto ensaios realizados em laboratório (modelos experimentais 3 e 4). O mesmo cuidado prestado na geração de malha dos modelos 1 e 2, se teve nos modelos 3 e 4, como resultado foram geradas: malhas finas, regularmente distribuídas, sem transição brusca entre o tamanho dos elementos, sem grandes diferenças e sem ângulos muito agudos ou obtusos.

Nos modelos 3 e 4 a interface não foi inserida entre o núcleo de concreto e o perfil tubular, nestes casos preferiu-se colocá-la entre a viga de concreto e os elementos nos quais a

mesma estava conectada (consolo metálico e perfil tubular) através do graute e almofada de apoio. Para não se criar duas interfaces em um mesmo elemento, por exemplo, uma entre a almofada de apoio e a viga, e a outra e entre a almofada e o consolo, definiu-se a própria almofada como um elemento de interface (feito o mesmo para o graute).

Da mesma forma que foi criado nos modelos 1 e 2 um bloco rígido (de grande espessura e elevado módulo de elasticidade) para aplicação das solicitações, foi colocado no topo do pilar dos modelos 3 e 4 um elemento rígido (Figura 4.22).

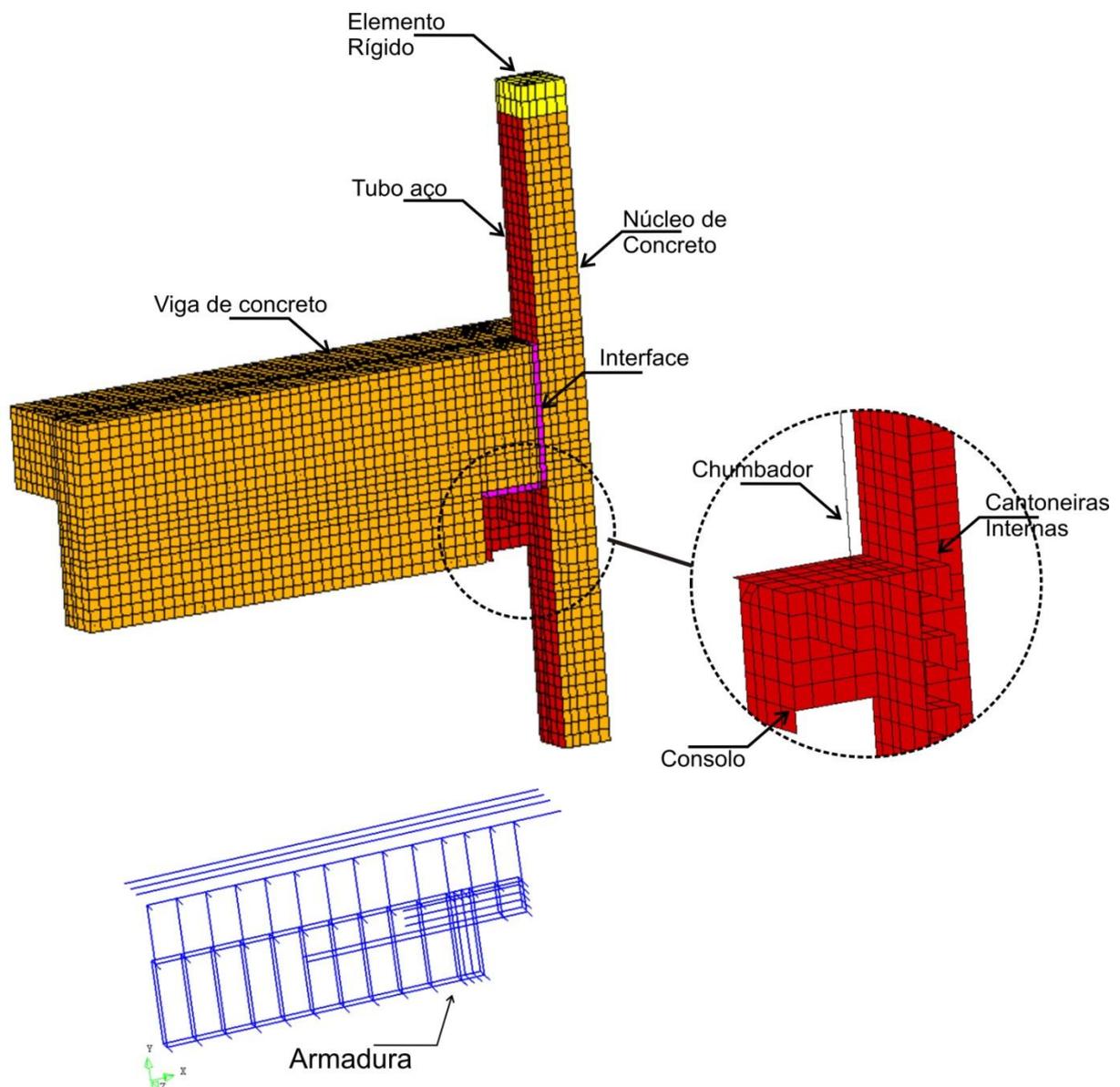


Figura 4.22 – Malha e componentes do modelo teórico 3

Nos modelos físicos ensaiados em laboratório as solicitações foram aplicadas na direção vertical, tanto de baixo para cima como de cima para baixo. Nos modelos numéricos foram criados dois arquivos iguais para cada modelo real ensaiado, um para simular a carga em uma direção e o outro modelo para simular a carga na outra. A única diferença entre estes modelos foi a definição da região de apoio, pois, nos modelos reais, quando a solicitação foi aplicada de cima para baixo (força negativa) a parte inferior da viga funcionou como apoio, e quando a carga teve sua direção invertida a parte superior da viga é que apoiou o modelo.

As condições de contorno dos modelos 3 e 4 são mostradas na figura 4.23. Como pode ser visto, em todas as faces situadas nas posições de simetria foram restringidas nas direções destas simetrias. Assim, a face posterior da viga na direção x (direção do eixo da viga), teve seus deslocamentos restringidos também na direção x; a face na direção z (seção longitudinal) foi restringida na direção z e assim por diante. Mostra-se na mesma figura que a face anterior da viga na direção x teve alguns elementos com restrição ao deslocamento na direção y, esta condição foi aplicada para simular os apoios do modelo quando a solicitação foi aplicada de baixo para cima (força positiva). Na figura 4.23-d são mostradas as condições de contorno do pilar, com as restrições aplicadas nas regiões de simetria e a solicitação no topo do mesmo. Na mesma figura, são mostradas as restrições impostas à viga quando a solicitação se deu na direção oposta (força negativa), deve-se notar que as restrições em sua extremidade foram impostas na parte inferior da seção transversal.

Os modelos 3 e 4 foram solicitados através de deslocamentos impostos aos blocos rígidos situados no topo dos pilares na direção vertical, de baixo para cima e de cima para baixo. Lembrando que foram criados dois modelos numéricos para cada ensaio de laboratório, um com a carga de cima para baixo e o outro com a carga no sentido contrário. Assim, o deslocamento imposto ao modelo 3 foi de 10 mm (de cima para baixo) e de 24mm (de baixo para cima); no modelo 4 o deslocamento aplicado foi de 5 mm nas duas direções .

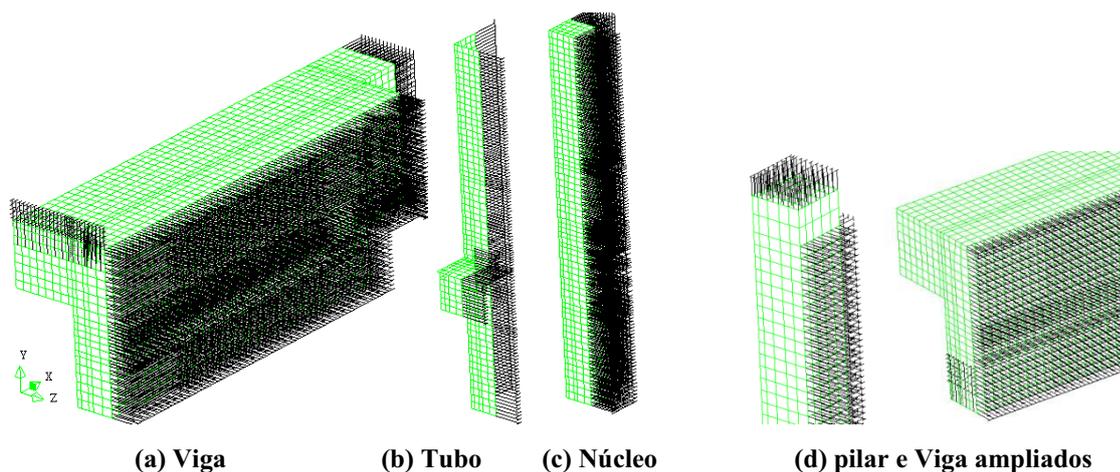
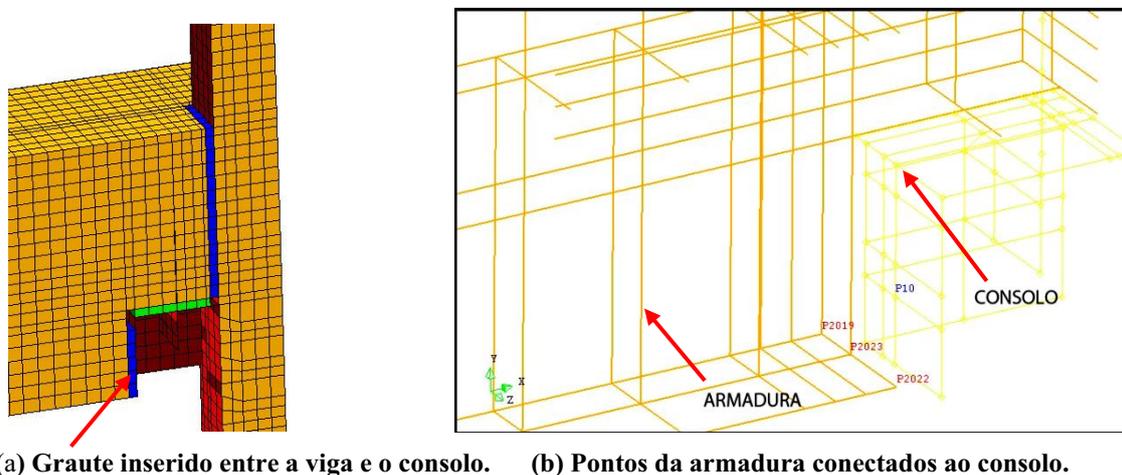


Figura 4.23 – Condições de contorno dos modelos 3 e 4.

Devido à complexidade que o modelo 3 já havia adquirido, na criação do modelo 4 preferiu-se não modelar o dispositivo de transferência de momento positivo. Ao invés disso, para simular a transferência deste esforço de uma maneira mais simplificada, optou-se por conectar o nó da extremidade de cada barra da armadura positiva (pontos P2019, P2023 e P2022 - figura 4.24) a um nó do consolo, na posição (ponto P10) que corresponde no modelo experimental ao ponto onde foi conectado o parafuso de ligação.



(a) Graute inserido entre a viga e o consolo. (b) Pontos da armadura conectados ao consolo.

Figura 4.24 – Modificações implementadas para simular o modelo 4.

4.3. Resultados da simulação numérica.

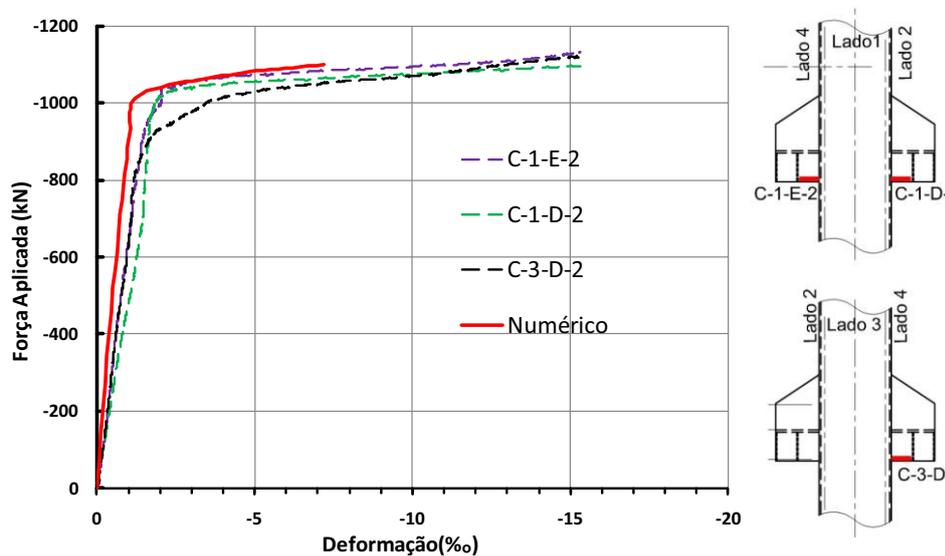
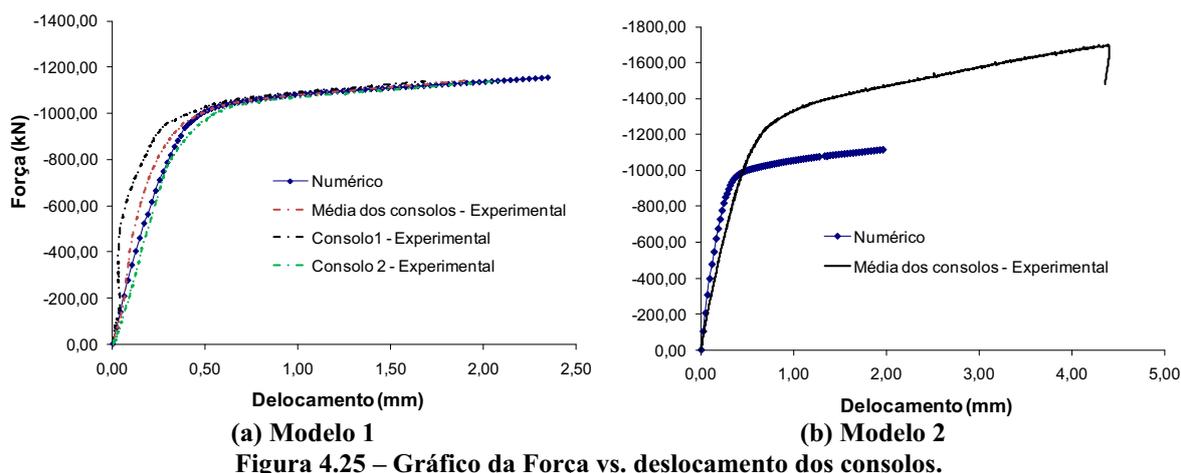
4.3.1. Modelos 1 e 2.

Na avaliação dos resultados da análise numérica, inicialmente os modelos foram validados através da comparação destes resultados com os resultados de laboratório. As comparações foram feitas entre os gráficos da força vs. deslocamento do consolo; da força vs. deformação de um ponto da aba lateral do consolo e da força vs. deslocamento relativo entre o núcleo de concreto e o perfil tubular.

Após realizar o procedimento de comparação para validar os modelos, procurou-se identificar na ligação através dos resultados das análises teóricas: a distribuição das tensões, regiões mais solicitadas; onde o escoamento do aço iniciou e como se propagou para outros elementos; permitindo dessa forma avaliar a eficiência dos componentes da ligação e identificar as melhorias que podem ser feitas.

Na Figura 4.25 está representado o gráfico da força vs. deslocamento dos consolos. É fácil observar na curva 'a' que o modelo numérico representa com uma aproximação muito boa o comportamento do modelo 1 (não dotado de conectores internos) observado em laboratório. Entretanto no modelo 2, dotado de conectores internos, não foi observada tal semelhança. Neste caso, nos resultados de laboratório a mudança de inclinação da curva, que indica a perda da capacidade portante, se dá para uma carga 20% maior que a obtida nos ensaios numéricos.

Na figura 4.26 está representado o gráfico da força vs. deformação da aba lateral do consolo em pontos específicos do modelo 1, indicados na legenda da mesma figura. Assim como do caso anterior, com o modelo numérico também se obteve resultados bem próximos dos de laboratório, comprovando a boa correlação entre ambos, teórico vs. experimental. Entretanto, não se obteve uma boa correlação quando se comparou o deslocamento relativo entre o núcleo de concreto e o perfil tubular (figura 4.28a) para o modelo 1. Já para o modelo 2 a correlação foi mais satisfatória (figura 4.28b). As diferenças observadas advêm em parte da dificuldade em se reproduzir os fenômenos físicos que ocorrem na região de interface nos modelos numéricos. Entretanto, mesmo de forma aproximada, a incorporação destes fenômenos contribui para representação mais fiel do modelo físico como um todo.



Comparando-se os valores das deformações obtidas através das análises numéricas com os valores experimentais do modelo 2, observa-se (figura 4.27) que eles não foram tão próximos quanto aos obtidos nas análises do modelo 1.

Na figura 4.28 são representados os gráficos da força aplicada vs. deslocamento do núcleo de concreto (para fora do perfil tubular) dos modelos teóricos e experimentais. O reflexo da incorporação das cantoneiras no modelo 2 é facilmente verificada com a considerável redução no deslizamento do núcleo, sendo obtida boa correspondência dos resultados do modelo 2 teórico com os experimentais (figura 4.28-b).

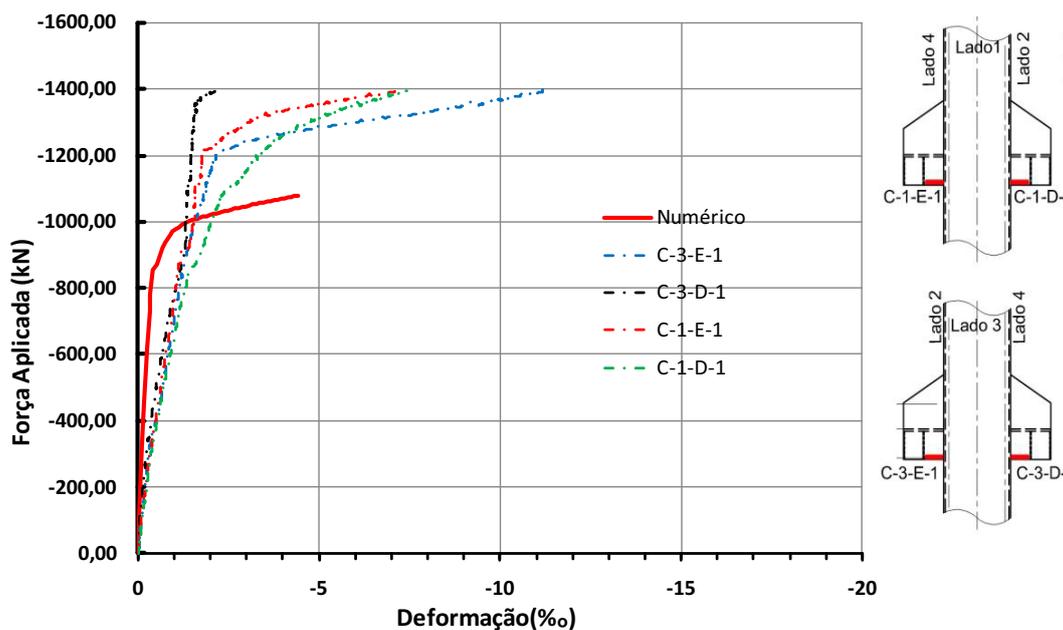
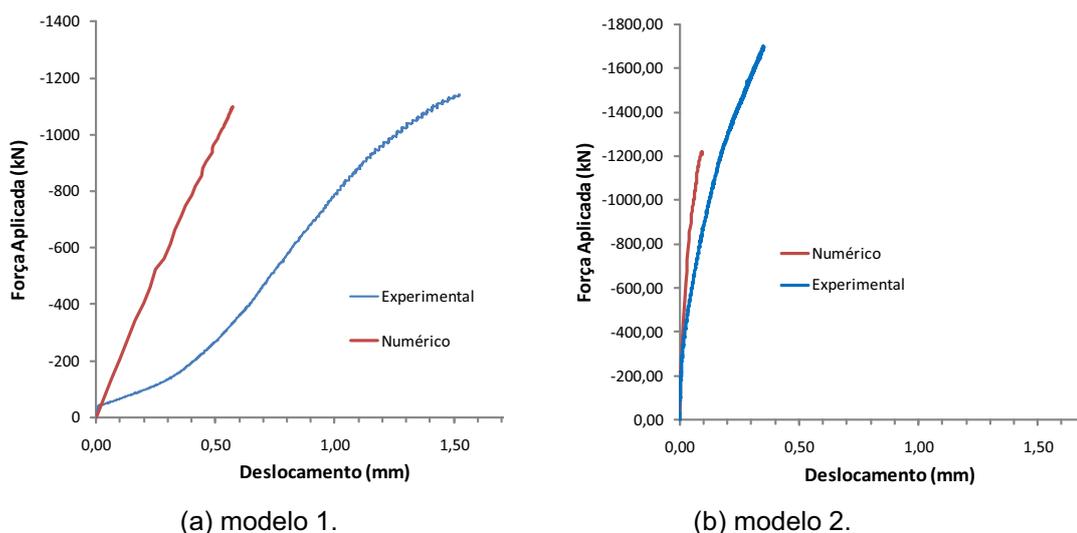


Figura 4.27 – Gráfico da Força vs. Deformação dos consolos do modelo 2.



(a) modelo 1.

(b) modelo 2.

Figura 4.28 – Deslocamento relativo entre o núcleo de concreto e o perfil tubular.

Na figura 4.29 são representados os gráficos da força aplicada vs. deformação do núcleo de concreto dos modelos teóricos e experimentais. Assim como no estudo do deslizamento do núcleo de concreto, o reflexo da incorporação das cantoneiras pode ser observado, neste caso com o aumento da deformação do núcleo de concreto do modelo 2 se comparado ao modelo 1, indicando que o núcleo é mais solicitado quando usadas as cantoneiras.

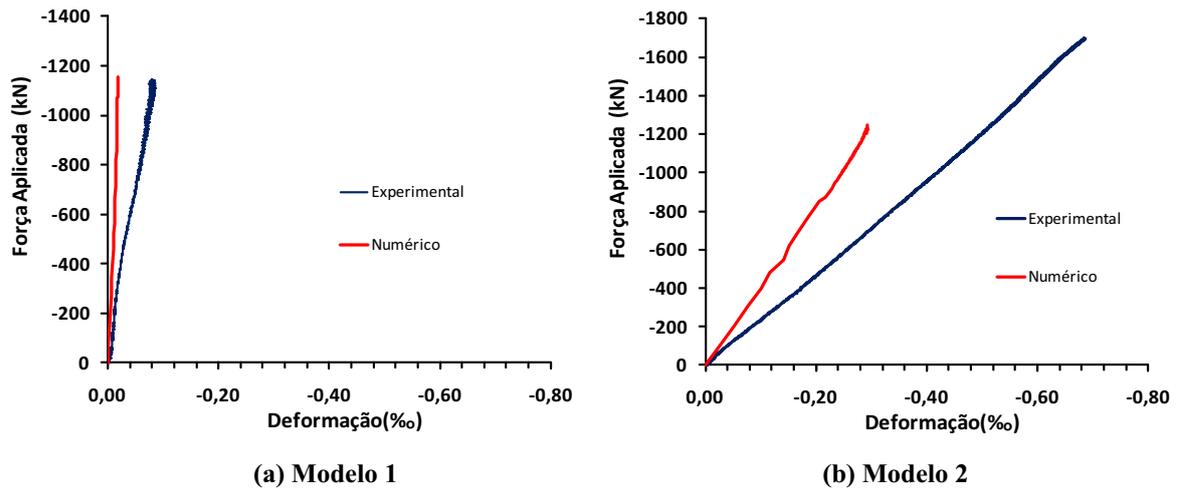
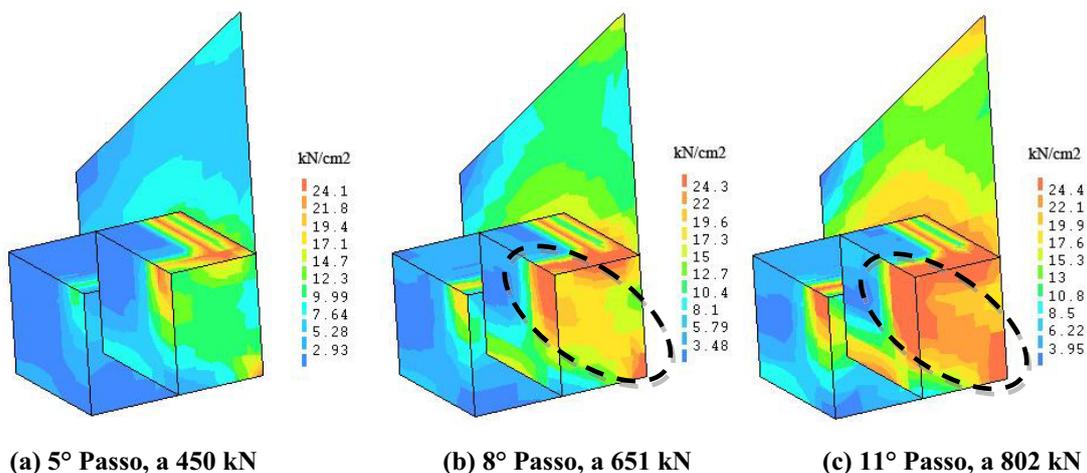


Figura 4.29 – Gráfico da Força vs. deformação do núcleo de concreto.

Findo o estudo comparativo, a etapa seguinte foi a avaliação da distribuição de tensões, deformações, plastificações, entre outros. Na figura 4.30 está representada a evolução das tensões de Von Mises com o incremento das solicitações no modelo 1. É fácil observar o elevado nível de tensões se formando em uma diagonal na aba lateral do consolo a partir do enrijecedor interno, indicada na figura por uma elipse tracejada. Na mesma chapa, na parte superior à região de apoio, as tensões aumentam mais lentamente, sendo observado um nível de plastificação reduzido. Isto é um indício que a aba lateral superior não é eficiente, sendo mais solicitada apenas quando o consolo já está bastante plastificado, podendo ser utilizado apenas como elemento redundante.

Para uma solicitação de 802 kN o consolo já estava com um nível de plastificação bem elevado, sendo de 1000 kN a solicitação em que foi observado o início da perda da capacidade portante (região do gráfico força vs. deslocamento do consolo em que ocorre uma acentuada inclinação da curva), tanto para o modelo teórico como experimental.



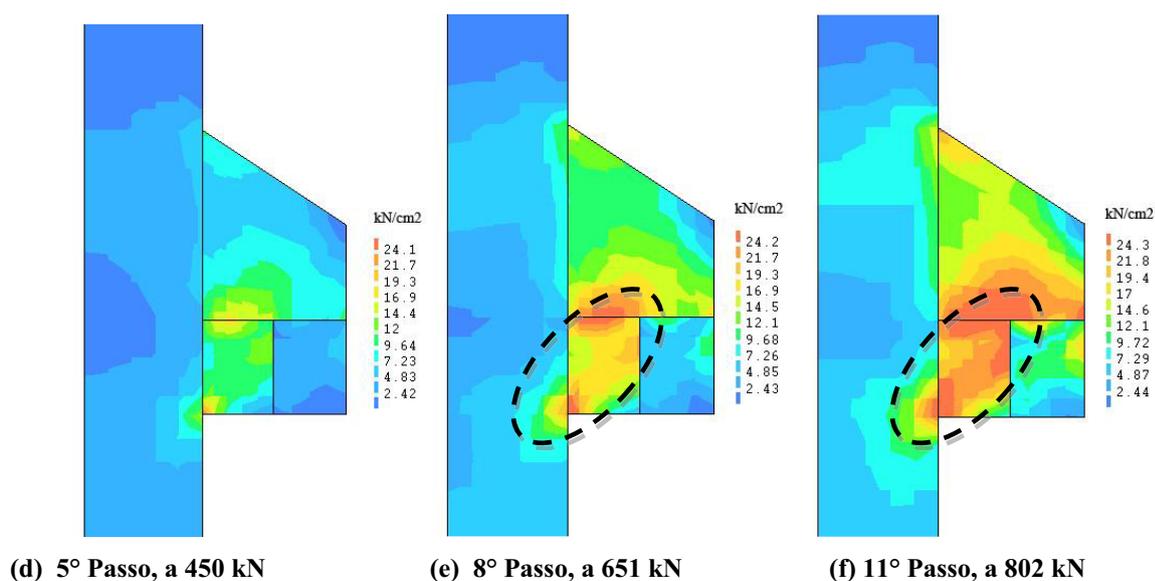


Figura 4.30 – Tensões de Von Mises para diversos passos de carga – modelo 1.

No perfil tubular metálico que compõe o pilar, um nível elevado de tensão foi observado apenas na região que encontra a diagonal do consolo citada anteriormente e na região de encontro com a chapa horizontal. Percebeu-se que houve apenas estes dois pontos críticos no pilar, e que ocorreu a distribuição destas elevadas tensões localizadas para o restante do elemento.

4.3.2. Modelos 3 e 4.

Da mesma forma que foi feito nos modelos numéricos 1 e 2, a primeira fase da avaliação dos resultados das análises numéricas do modelos 3 e 4 foi a validação dos mesmos através da comparação dos resultados teóricos com os resultados de laboratório. As comparações foram feitas entre os gráficos da força aplicada vs. deslocamento da parte inferior do pilar. O deslocamento do pilar, em sua parte inferior, foi escolhido como parâmetro de comparação, pois sofre o efeito de todos os fenômenos que ocorrem em outras partes do modelo, por exemplo: se há uma fissuração mais intensa na viga o deslocamento do pilar vai ser maior.

Na figura 4.31 está representado o gráfico da força (negativa) vs. deslocamento do pilar (medido em sua parte inferior) do modelo 3. Como pode ser verificado, no modelo numérico a rigidez obtida foi maior que a do que a registrada nos ensaios de laboratório. Neste caso a diferença foi significativa. Acredita-se que esta diferença se deve ao fato de não

ter sido inserido nos modelos numéricos os alvéolos das lajes. Há também o problema de no modelo numérico o concreto que compõe a viga, laje e capa é considerado monolítico, o que não representa com precisão o modelo real, que foi composto por partes de concreto pré-moldado e partes de concreto moldado no local. Sabe-se que na região de interface entre os dois concretos a adesão não é a mesma do concreto monolítico. No modelo teórico também foi considerada a aderência perfeita entre o chumbador e a viga, que não ocorre no modelo real. Os fatos citados podem ter um efeito mais significativo neste modelo em particular, devido à região mais fissurada do concreto (modelo teórico) ter sido na laje maciça, e os outros elementos resistentes não serem muito eficientes na transferência do momento positivo.

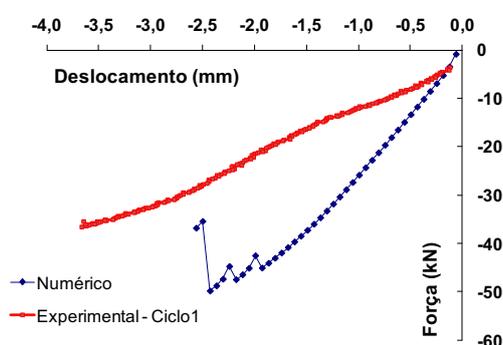


Figura 4.31 – Gráfico da Força (negativa) vs. deslocamento do pilar – modelo 3.

Na figura 4.32 está a configuração deformada do modelo 3 e na figura 4.33 a fissuração que ocorreu no modelo nas diversas etapas do carregamento. Nota-se que a fissuração foi mais intensa na laje, na região situada ao lado do pilar. Como no local onde a fissuração iniciou não havia nenhuma armadura, houve uma rápida propagação destas. O concreto situado na região do consolo teve, como pode ser visto na figura, apenas uma leve fissuração nos arredores do chumbador, demonstrando a incapacidade da ligação em transferir o momento positivo através do consolo neste caso. Fica claro que a transferência do momento positivo se dá através da laje, situação imprópria, pois não há como colocar armadura na região onde houve a fissuração, visto que se trata de uma laje pré-moldada.

Ao se atingir elevados níveis de fissuração nos modelos teóricos houve problemas de convergência, não sendo possível, mesmo aumentando o número de passos de carga ou de iterações, obter resultados para uma faixa de deslocamentos impostos da mesma magnitude das aplicadas aos modelos experimentais.

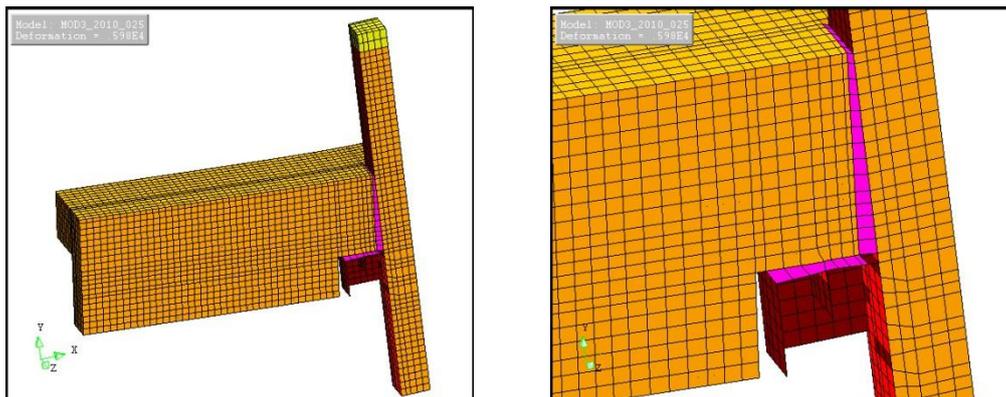
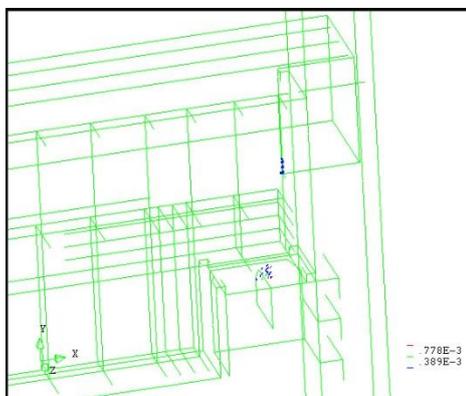
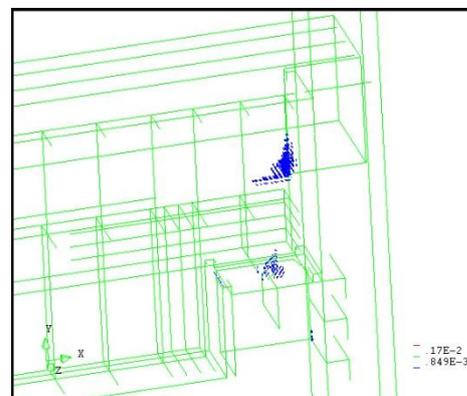


Figura 4.32 – Configuração deformada – modelo 3, força negativa.

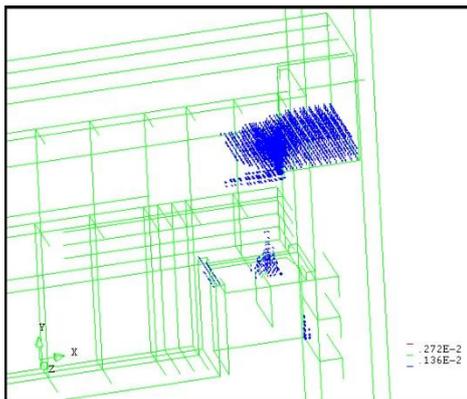
Como pode ser observado na figura 4.34, as tensões na armadura e consolo foram reduzidas, não sendo capazes de provocar a plastificação dos mesmos. Isto foi comprovado pelo estudo experimental, no qual não foram registradas deformações elevadas nestes elementos. Assim, no modelo 3, a análise numérica indica que tanto a viga quanto o consolo foram sub-utilizados na transferência do momento positivo, sendo a laje situada nas laterais do pilar a responsável pela transferência deste esforço.



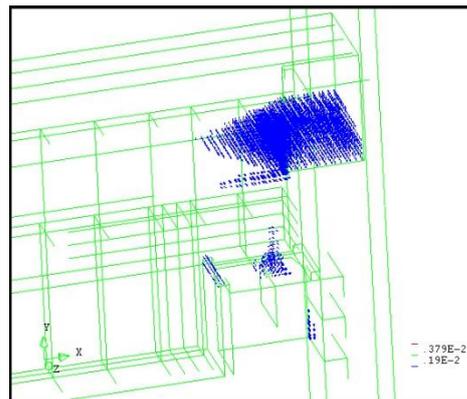
(a) Força aplicada de -16,56 kN, passo:10



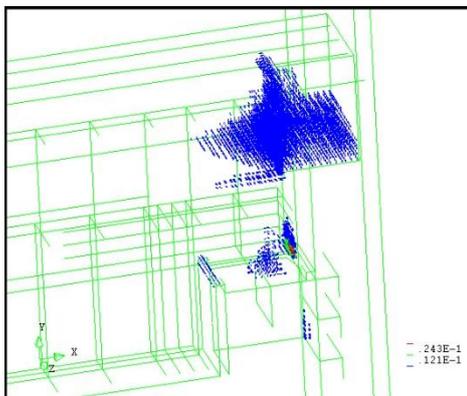
(b) Força aplicada de -31,88 kN; Passo:20



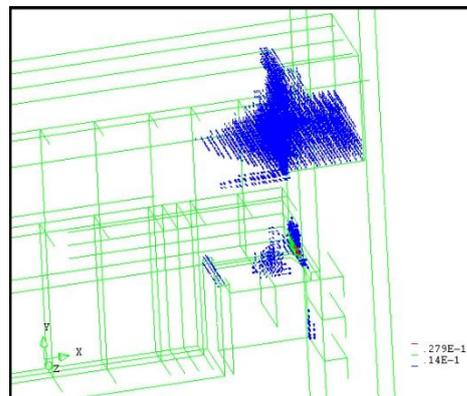
(c) Força aplicada de -44,11 kN, passo:30



(d) Força aplicada de -49,85 kN;Passo:39

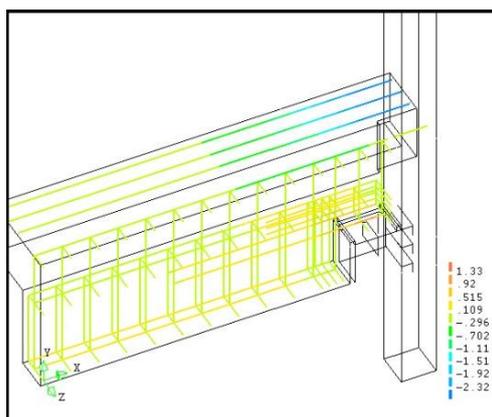


(e) Força aplicada de -26,79 kN, passo:45

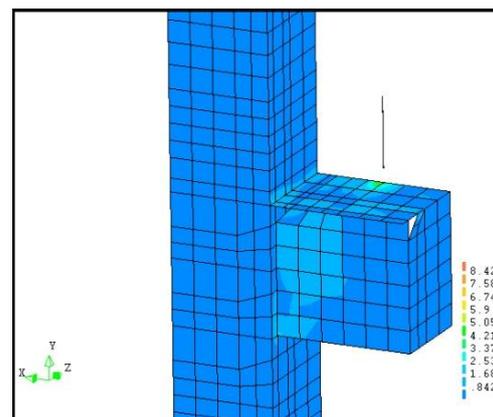


(f) Força aplicada de -22,42 kN;Passo:50

Figura 4.33 – Fissuração em diversas etapas do carregamento (força negativa) – modelo 3.



(a) Tensões na Armadura, Passo:39.



(b) tensões de von Mises no consolo, Passo:39.

Figura 4.34 – Tensões na armadura e consolo (força aplicada negativa) – modelo 3.

Na figura 4.35 está representado o gráfico da força (positiva) vs. deslocamento do pilar do modelo 3. Neste caso obteve-se uma curva mais próxima da experimental, apesar do modelo numérico ser novamente mais rígido. Na figura 4.36 está a configuração deformada e na figura 4.37 a fissuração que ocorreu no modelo nas diversas etapas do carregamento. Da mesma forma que ocorreu no modelo citado anteriormente, ao ser atingido níveis elevados de fissuração, ficou difícil obter a convergência. Como consequência não foi possível obter toda a curva força vs. deslocamento.

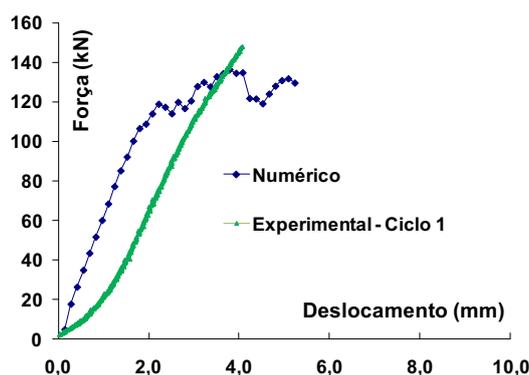


Figura 4.35 – Gráfico da Força (positiva) vs. Deslocamento do pilar – modelo 3.

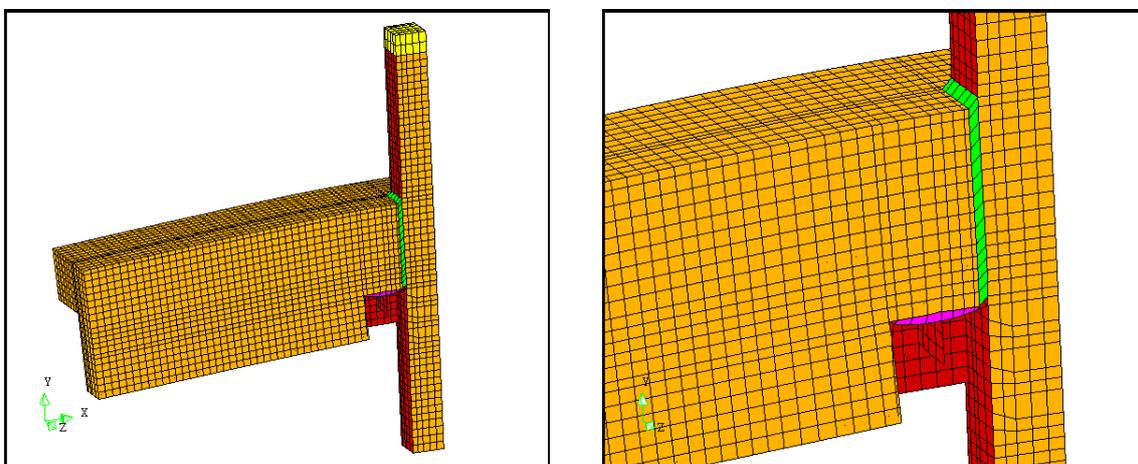


Figura 4.36 – Configuração deformada – modelo 3, força positiva .

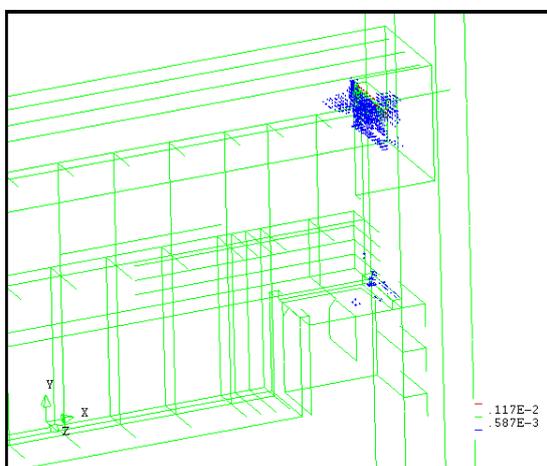
No caso da força aplicada positiva, a fissuração foi novamente mais intensa na laje (figura 4.37), porém, neste caso, a fissuração se deu mais intensamente na parte superior, onde havia armadura. No dente da viga pré-moldada na região próxima ao pilar também houve fissuração, sendo que neste caso ocorreu em uma região comprimida. Observa-se que a carga suportada para um nível de fissuração semelhante ao modelo solicitado por força negativa foi bem maior (126 kN). Nas duas situações não se fala em carga última ou capacidade de carga

da ligação, pois esta não pôde ser obtida através dos modelos teóricos devido aos problemas de convergência quando foram atingidos elevados níveis de fissuração.

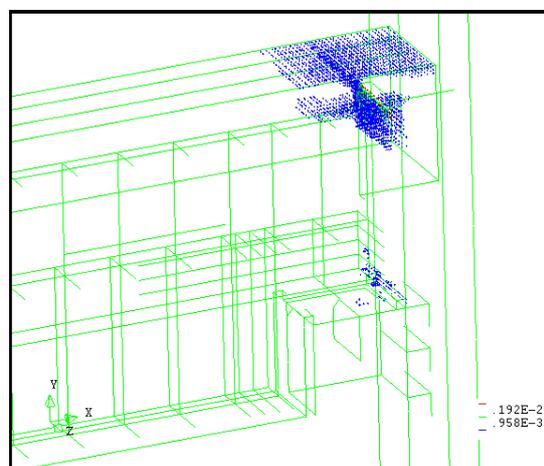
Com a análise dos resultados do modelo numérico 3 é possível confirmar a eficiência do detalhe de ligação representado na transferência do momento negativo. A solicitação (126 kN), na qual foi observada uma degradação significativa da seção resistente, foi mais elevada que a observada no mesmo modelo sujeito a momento positivo. O que se nota, com a observação da evolução das fissuras devido ao aumento do carregamento, é a contribuição da viga na seção resistente da ligação, diferente da situação anterior em que a laje foi praticamente o único elemento que fissurou. Percebe-se também que as armaduras negativas foram bem solicitadas (figura 4.38) com tensões que chegaram a $31,0 \text{ kN/cm}^2$.

Um nível de tensões significativo surgiu no perfil tubular na região por onde passou a armadura negativa da viga (figura 4.38), onde a máxima tensão (Von Mises) registrada no modelo numérico foi de $14,2 \text{ kN/cm}^2$. No consolo novamente não foram registradas tensões elevadas.

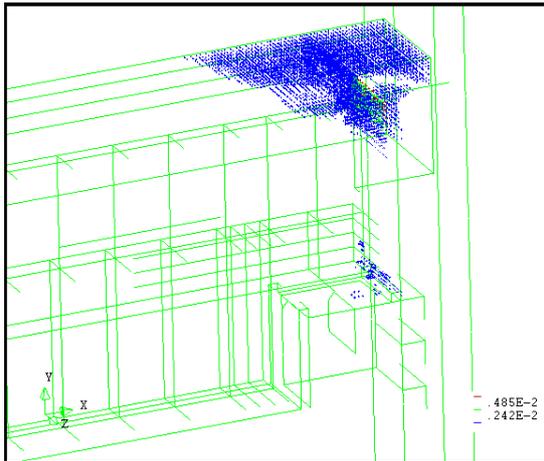
No caso do modelo numérico da ligação 3 solicitado por forças positivas, o colapso observado se deu pela elevada fissuração da parte superior da viga e laje, até a situação em que estas fissuras progrediram para região comprimida do dente da viga (Figura 4.37).



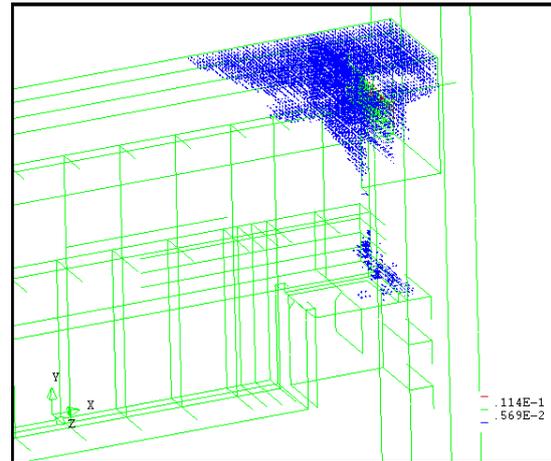
(a) Força aplicada de 84,85 kN, passo:10



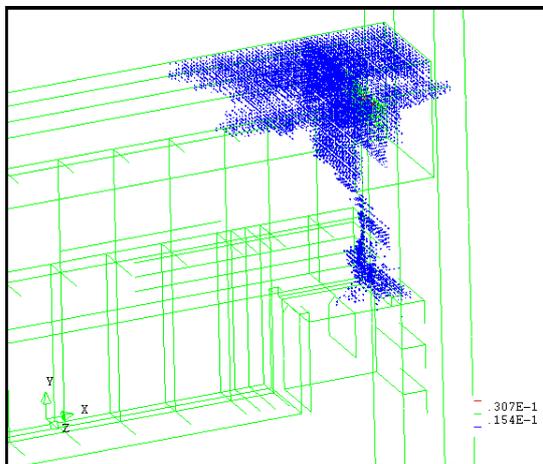
(b) Força aplicada de 99,92 kN;Passo:12



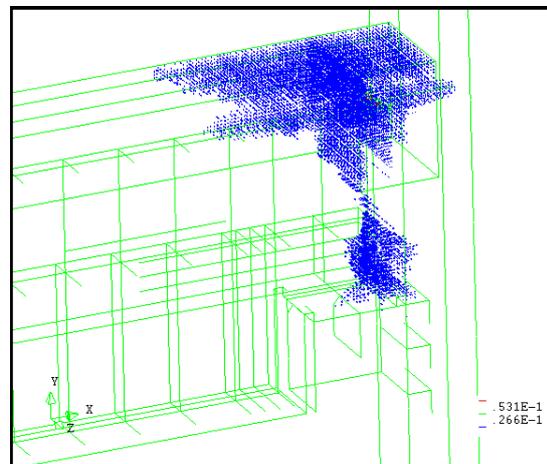
(c) Força aplicada de 113,72 kN, passo:15



(d) Força aplicada de 116,43 kN;Passo:20

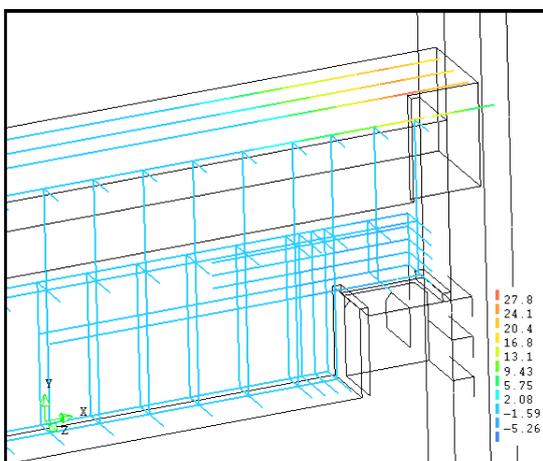


(e) Força aplicada de 121,55 kN, passo:30

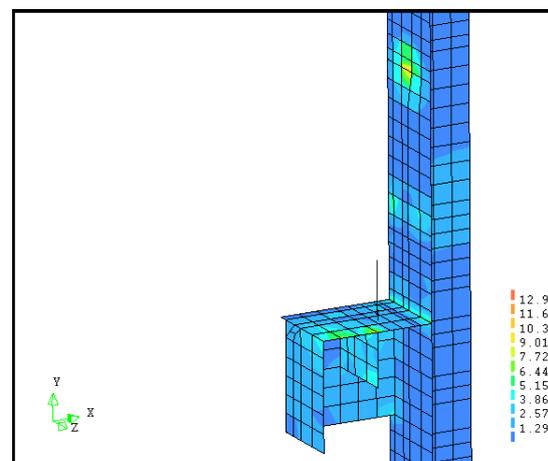


(f) Força aplicada de 126,21 kN;Passo:40

Figura 4.37 – Fissuração em diversas etapas do carregamento (força positiva) – modelo 3.



(a) Tensões na Armadura, Passo:40.



(b) tensões de Von Mises no consolo e pilar, Passo:40.

Figura 4.38 – Tensões na armadura e consolo (força aplicada positiva) – modelo numérico 3.

Na figura 4.39 está representado o gráfico da força (negativa) vs. deslocamento do pilar do modelo 4. Os resultados obtidos neste modelo teórico foram bastante satisfatórios, com a curva obtida semelhante a do ensaio experimental. Na figura 4.40 está representada a deformada e na figura 4.41 a fissuração nas várias etapas do carregamento. Os problemas de convergência, para elevados níveis de fissuração, que ocorreram na análise do modelo 3 se repetiram no modelo 4.

É possível verificar, com a análise da Figura 4.41, que houve uma fissuração mais intensa nas proximidades do chumbador ao se comparar com o modelo 3. Também surgiram fissuras na parte inferior da viga nas proximidades do ponto onde a armadura foi conectada ao consolo. Entretanto, o local onde a fissuração ocorreu com maior intensidade foi o mesmo do modelo 3: na parte inferior da laje, na região situada ao lado do pilar. A diferença é que no caso do modelo 4 as fissuras surgiram para um nível de solicitação maior, por exemplo: A fissuração que ocorreu na laje iniciou para uma força aplicada de 80 kN no modelo 4, enquanto que no modelo 3 a força aplicada foi de 32 kN, representando um acréscimo de 150% da força.

A fissuração que ocorreu no modelo teórico 4 quando solicitado a momento positivo corresponde à observada no modelo de laboratório (figura 4.43), onde se vê a formação de uma grande fissura no mesmo local.

Com relação à armadura positiva da viga, percebe-se (figura 4.44-a) que houve tensões mais elevadas, da ordem de 35 kN/cm^2 , apenas nas proximidades do ponto de conexão com o consolo. Este comportamento assemelha-se ao apresentado por uma barra em um ensaio de arrancamento, no qual *as máximas tensões na barra estão nas proximidades do ponto de introdução da força, diminuindo à medida que se considera as seções mais afastadas do local de entrada no bloco de concreto* (FUSCO,1995). Para a ligação como um todo este comportamento não é favorável, pois propicia a fissuração do concreto em uma região localizada nas proximidades do consolo, fato observado tanto no modelo numérico como no experimental.

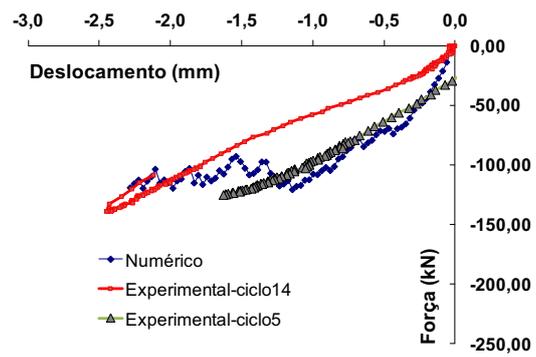


Figura 4.39 – Gráfico da Força (negativa) vs. Deslocamento do pilar – modelo 4.

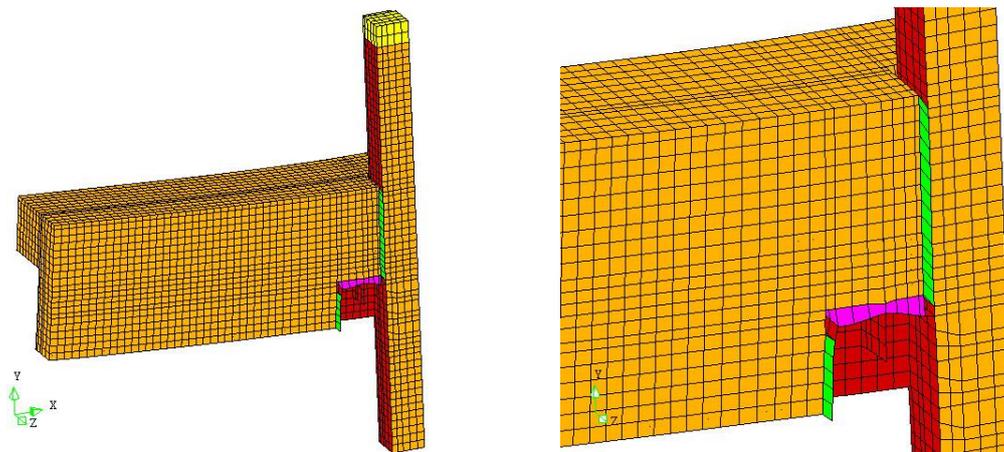
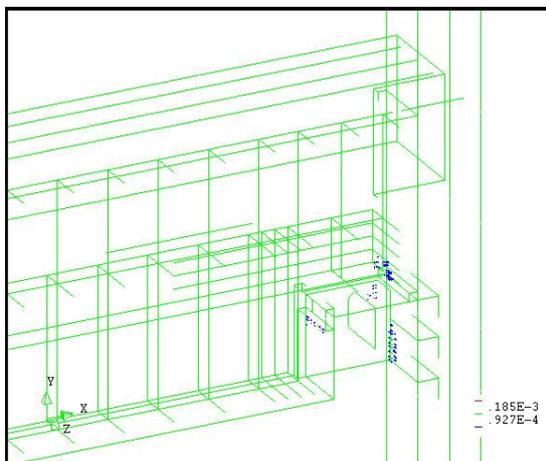
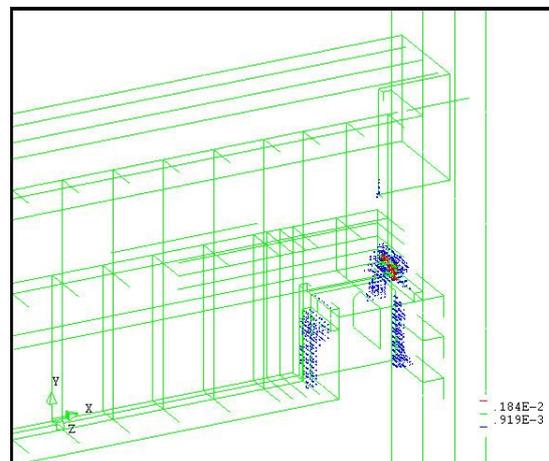


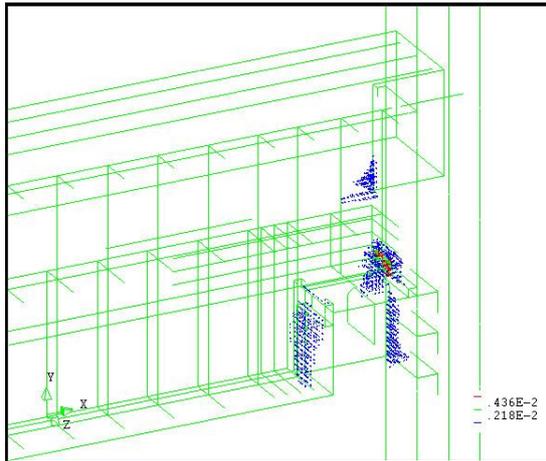
Figura 4.40 – Configuração deformada – modelo 4, força negativa.



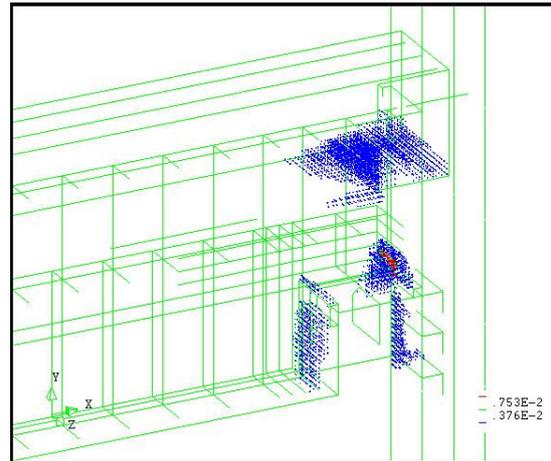
(a) Força aplicada de -32,71 kN, passo:5



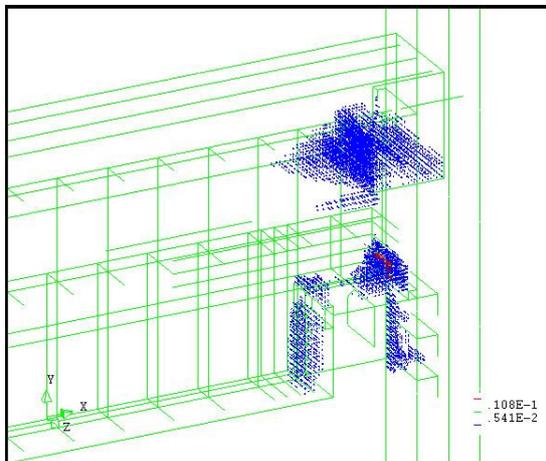
(b) Força aplicada de -74,10 kN; Passo:15



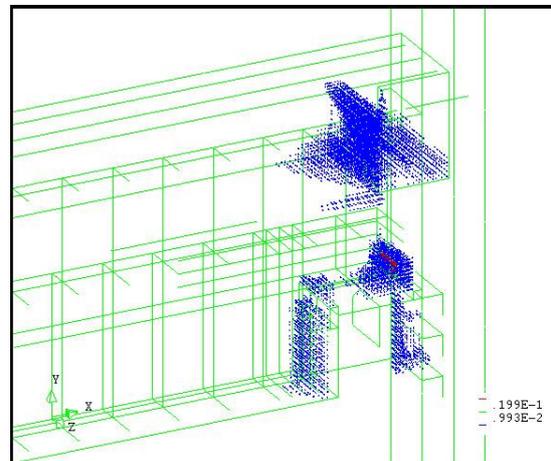
(a) Força aplicada de -79,43 kN, passo:20



(b) Força aplicada de -104,84 kN; Passo:30



(c) Força aplicada de -113,42 kN, passo:40



(d) Força aplicada de -116,55 kN; Passo:60

Figura 4.41 – Fissuração em diversas etapas do carregamento (força negativa) – modelo 4.

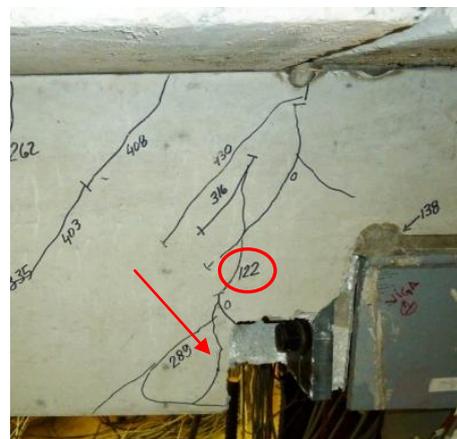
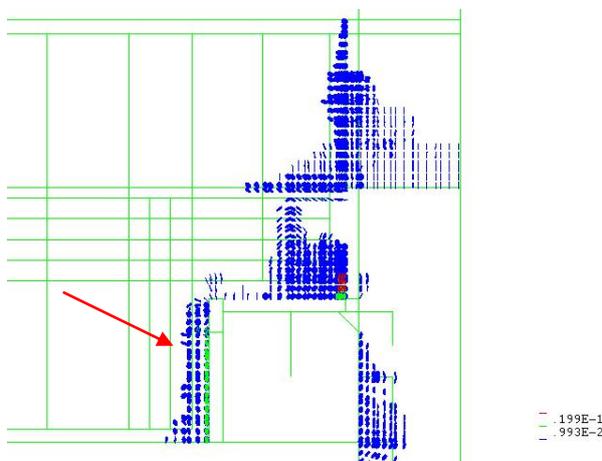


Figura 4.42 – Comparativo das fissuras – Modelo numérico (Força aplicada -116,55 kN) x Laboratório.



Figura 4.43 – Fissuração do modelo 4.

No consolo metálico pode ser observado um nível de tensão maior que a do modelo3, principalmente na aba lateral (figura 4.44-b) nas proximidades do ponto conexão com a viga. Nos ensaios realizados em laboratório estes pontos do modelo não foram instrumentados, mas indícios de elevadas tensões nestas regiões foram registrados (figura 3.136).

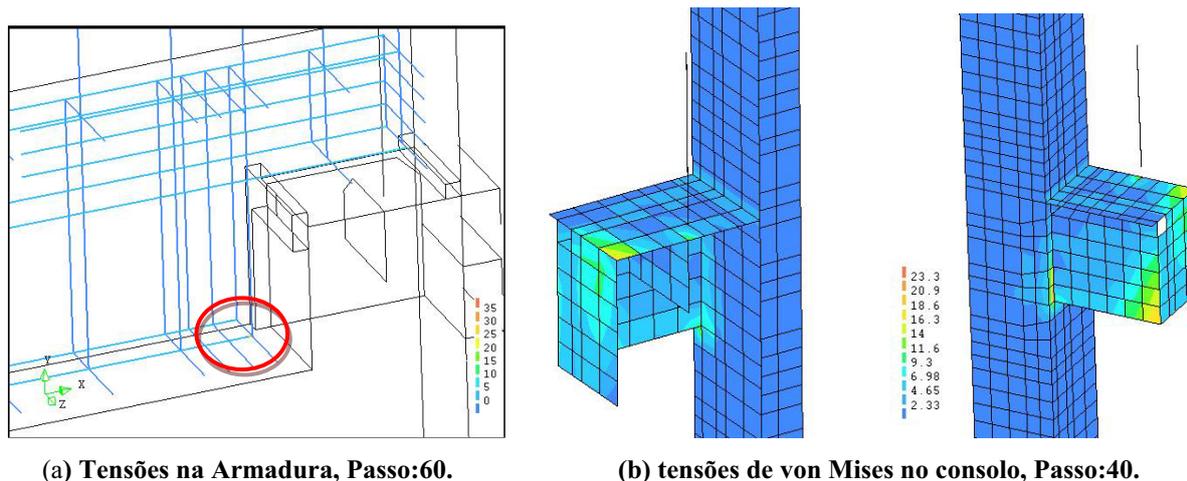


Figura 4.44 – Tensões na armadura e consolo (força aplicada negativa) – modelo 4.

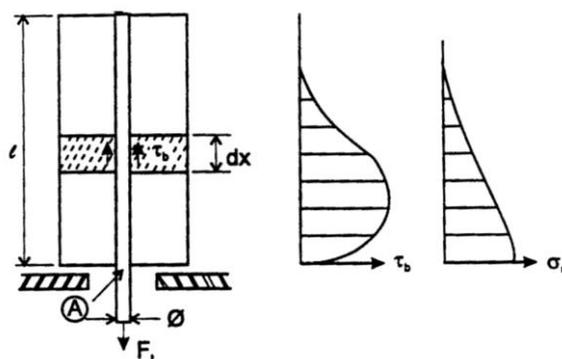


Figura 4.45 – Tensões teóricas em um ensaio de arrancamento (FUSCO, 1995)

Na Figura 4.46 está representado o gráfico da força (positiva) vs. deslocamento do pilar do modelo 4. Na figura 4.47 está a configuração deformada e na figura 4.48 a fissuração em diversas etapas do carregamento. O quadro de fissuração do modelo 4 possui o mesmo aspecto geral verificado no modelo 3, com a diferença de surgirem fissuras (distribuídas uniformemente) na região inferior da viga no encontro desta com o consolo. O surgimento destas fissuras é importante para a caracterização do comportamento do modelo, pois comprova que a região comprimida da viga esta sendo bastante solicitada. Apesar de no modelo real, nesta posição, estar instalado o dispositivo metálico para ligação com o consolo, com o modelo numérico é possível comprovar que o conjunto formado pela armadura negativa e consolo metálico são eficientes na formação do binário resistente, desde que apropriadamente solidarizados à viga. Deve-se notar também que, com maior altura do braço de alavanca formado, o modelo suportou uma solicitação mais elevada (200 kN) nos estágios finais de fissuração se comparado com o modelo 3.

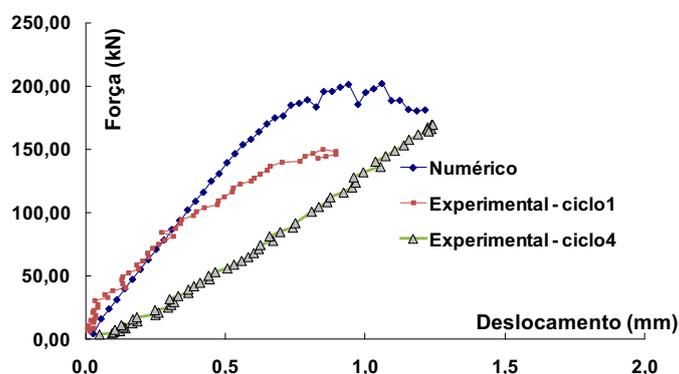


Figura 4.46 – Gráfico da Força (positiva) vs. deslocamento do pilar – modelo 4

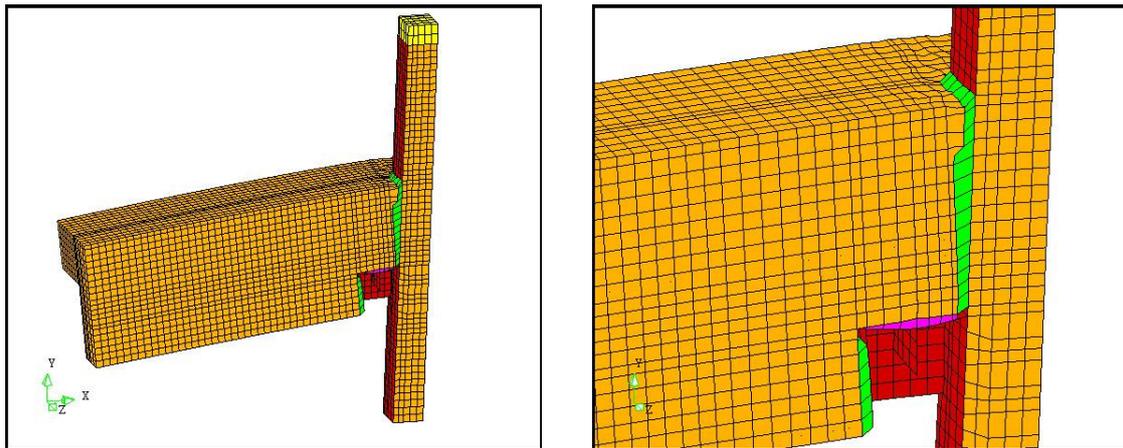
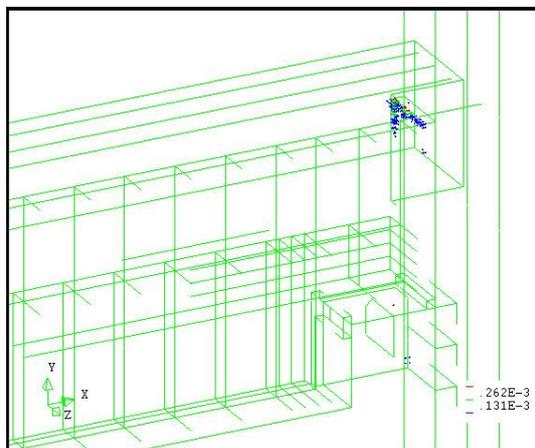
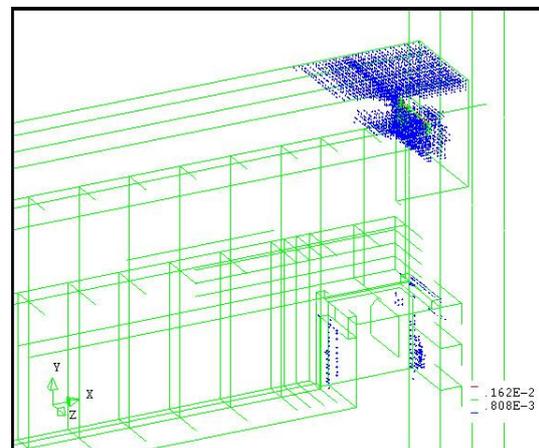


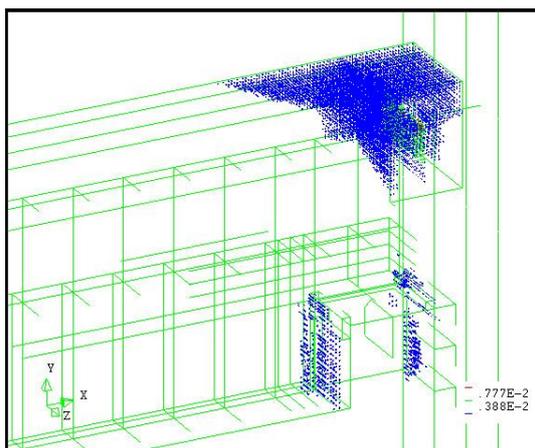
Figura 4.47 – Configuração deformada – modelo 4, força negativa.



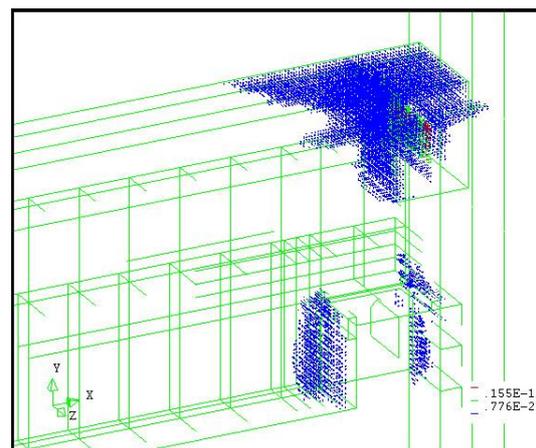
(a) Força aplicada de 78,15 kN; passo:10



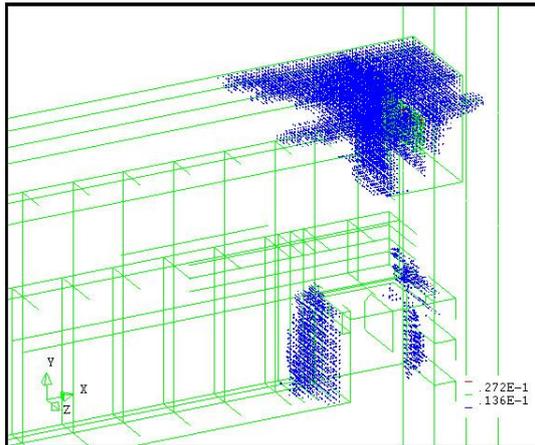
(b) Força aplicada de 153,53 kN; Passo:20



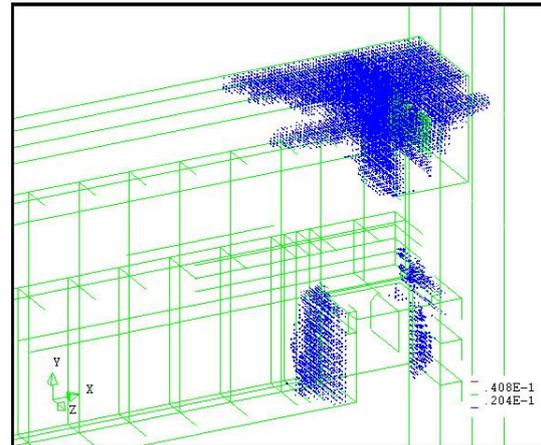
(c) Força aplicada de 195,39 kN; passo:30



(d) Força aplicada de 181,23 kN; Passo:40



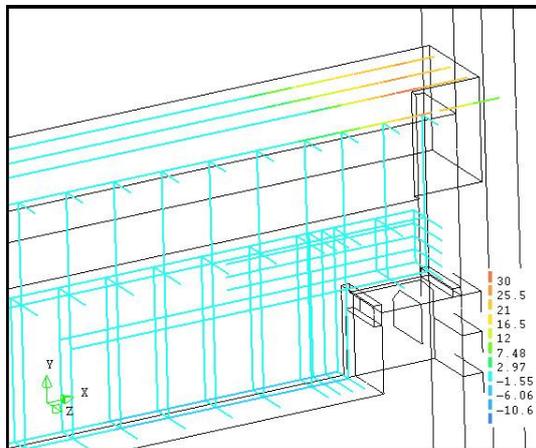
(e) Força aplicada de 194 kN, passo:50



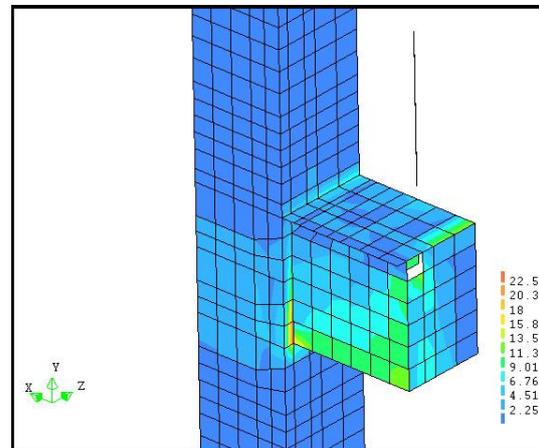
(f) Força aplicada de 212 kN;Passo:60

Figura 4.48 – Fissuração em diversas etapas do carregamento (força positiva) – modelo 4.

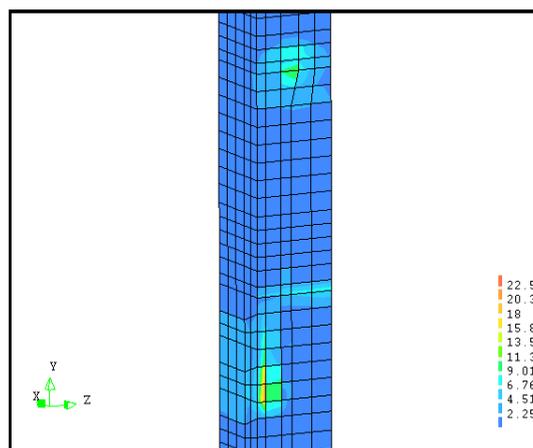
No perfil tubular as regiões mais solicitadas foram: a parede do tubo próximo ao local de traspasse da armadura negativa e na região de encontro com a aba lateral do consolo (Figura 4.49-c). O consolo, por sua vez, teve a aba lateral com o maior nível de tensões (Figura 4.49-b), novamente nas proximidades da região de ligação com a viga, com a máxima de $17,5 \text{ kN/cm}^2$. Na armadura negativa (Figura 4.49-a) a máxima tensão registrada foi de $34,6 \text{ kN/cm}^2$.



(a) Tensões na Armadura, Passo:60



(b) Tensões no consolo, Passo:60



(c) Tensões no pilar, Passo:60

Figura 4.49 – Tensões na armadura, consolo e pilar (força aplicada positiva) – modelo 4.

Está traçado na figura 4.50 o gráfico comparativo entre os modelos numéricos representativos dos ensaios 3 e 4. É fácil perceber as vantagens obtidas com a transferência de forças entre a armadura da viga e o graute para o consolo metálico, tanto no que se refere ao ganho de rigidez quanto ao ganho de resistência.

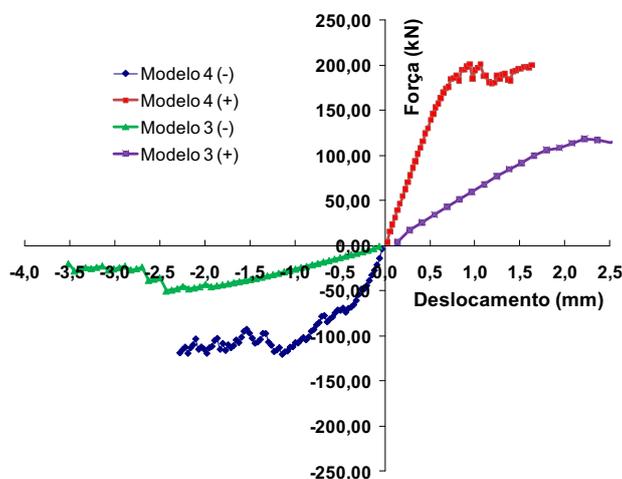


Figura 4.50 – Gráfico comparativo Força vs. Deslocamento dos modelo numéricos 3 e 4.

4.4. Análises Paramétricas.

4.4.1. Modelos 1 e 2.

Depois das análises e estudo dos modelos numéricos que tinham as mesmas características dos modelos experimentais, na seqüência do trabalho, foram mudados alguns parâmetros com posterior verificação da influência destas mudanças no comportamento estrutural.

A relação entre as espessuras das chapas do consolo é um parâmetro importante, pois influencia no caminho que a solicitação percorre antes de ser transferida para o pilar. Assim, foram efetuadas várias análises com diferentes espessuras da chapa horizontal do consolo e manutenção das demais espessuras (enrijecedores e abas laterais com 6,3mm), pois com o aumento da espessura esperava-se que ao invés da carga ser direcionada para as abas laterais, que fosse direcionada para a parede frontal do pilar e assim verificar qual efeito que isso causaria.

Na figura 4.51 está representado o gráfico da força vs. deslocamento do consolo para várias espessuras da chapa horizontal do consolo do modelo 1. Não há dúvidas que o aumento da espessura da chapa trás consigo um aumento considerável na capacidade de carga do consolo, com um aumento de 30% no valor desta quando a chapa de apoio passa de 6,3mm para 12,5mm de espessura. Entretanto, este aumento provoca uma concentração de tensões e plastificações na parede do pilar em uma região que antes não ocorria. O ideal é que haja um equilíbrio na distribuição das tensões, solicitando igualmente tanto a parte frontal do pilar (carga transferida pela chapa horizontal) quanto à parte lateral (carga transferida pela aba do consolo). No modelo 1, isto foi obtido quando adotada uma espessura de 8 mm para a chapa horizontal, sendo mantido o restante com 6,3 mm, podendo ser observado com a análise da distribuição das deformações plásticas de Von Mises nas paredes do perfil tubular mostrada na figura 4.52 (na figura está representado apenas o pilar visto a 45° e a plastificação pode ser vista no local de encontro deste com a chapa horizontal do consolo), para uma solicitação de 960 kN e diferentes espessuras adotadas para a chapa horizontal do consolo.

Em resumo, pode-se dizer que a espessura da chapa de apoio sendo 27% maior que as restantes há uma distribuição de tensões mais favorável ao pilar para este caso específico (modelo 1). As análises que levaram a obtenção deste percentual podem ser feitas de forma a se obter uma distribuição ainda melhor, já que foram realizadas tomando como base as espessuras comerciais do aço.

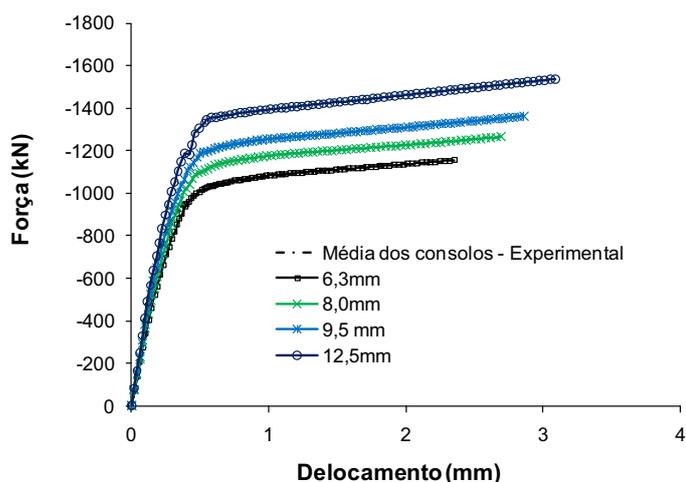
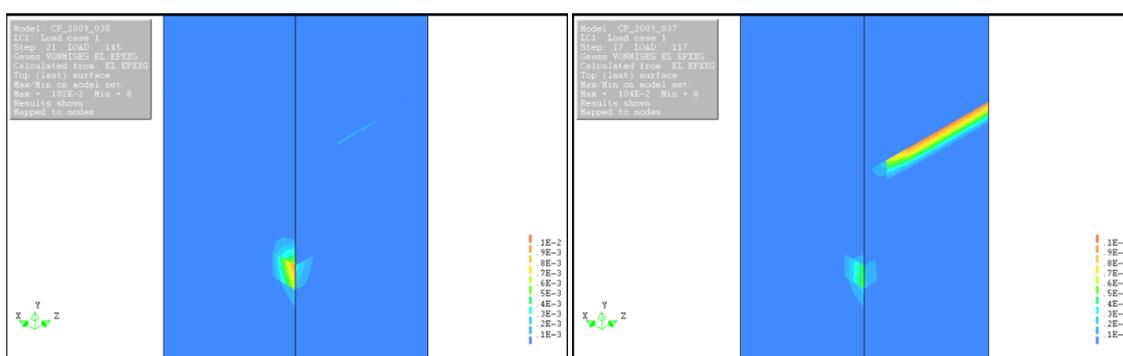


Figura 4.51 – Diagrama da Força vs. deslocamento do consolo para várias espessuras da chapa de apoio – Modelo 1.

No modelo 2, como há os conectores internos ao tubo, este sofreu menos o efeito da plastificação do aço na região de encontro com a chapa horizontal do consolo. Isto é facilmente verificado comparando-se as deformações plásticas observadas na figura 4.53 e figura 4.52-c. Esse menor índice de plastificação na parede do tubo metálico para uma mesma solicitação e espessuras de chapas é um indício forte que um percentual significativo da solicitação é transferido para o núcleo de concreto por meio das cantoneiras internas.



(a) Chapa 6,3 mm.

(b) Chapa 8,0 mm.

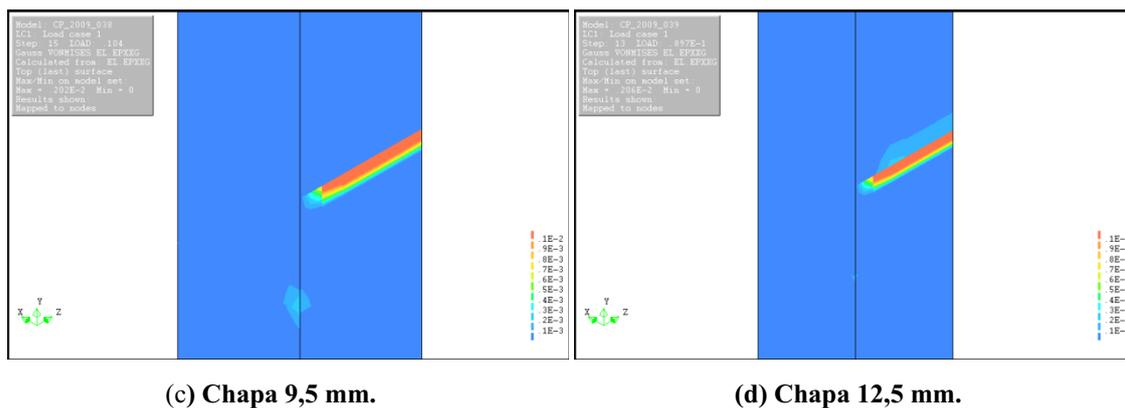


Figura 4.52 – Deformações plásticas de Von Mises nas paredes do tubo do pilar, chapa horizontal do consolo com diferentes espessuras – modelo 1.

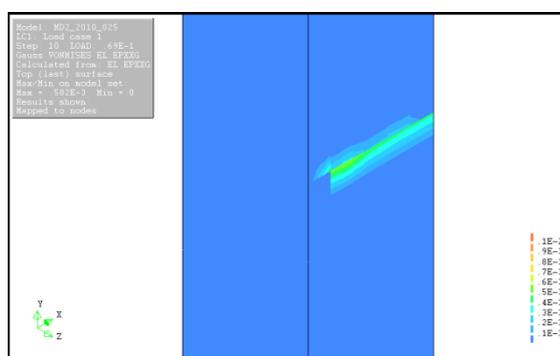


Figura 4.53 - Deformações plásticas de Von Mises nas paredes do tubo do pilar, chapa horizontal do consolo com espessura de 9,5mm – modelo 2.

4.4.2. Modelo 4.

Com os deslocamentos observados na análise numérica do consolo (ligação submetida a momento positivo – Figura 4.54) foi cogitado que se houvesse um aumento da rigidez deste componente, a viga pré-moldada sofreria uma maior sollicitação, reduzindo a fissuração que ocorreu na parte inferior da laje. Assim, foi adicionado ao modelo numérico 4 uma chapa adicional, interna ao consolo metálico (Figura 4.55-a). Este modelo, denominado de modelo numérico 4B, foi submetido às mesmas sollicitações e condições de contorno do modelo numérico 4, permitindo avaliar a influência do emprego da chapa adicional no comportamento da ligação como um todo.

Foi observado que a inserção da chapa no interior do consolo não contribuiu de forma significativa na resistência ou rigidez do modelo. Na figura 4.56 está representado o gráfico da força vs. deslocamento comparativo entre os modelos com chapa adicional (modelo 4B) e o modelo numérico representativo do ensaio de laboratório (modelo 4). Neste gráfico

não são observadas diferenças expressivas entre os dois modelos. O quadro de fissuração da viga-laje dos dois modelos também foi semelhante. A diferença mais significativa foi a redução das tensões nas chapas laterais do consolo e um aumento localizado (Figura 4.58) das tensões na armadura positiva da viga.

Na figura 4.57 estão representadas as tensões de Von Mises no consolo e no encontro deste com o pilar. Nota-se que no modelo 4B a concentração de tensão no perfil tubular do pilar, nas proximidades da aba do consolo permanece, apesar de ocorrer com menor intensidade. Entretanto, a finalidade de se colocar uma chapa adicional não foi para reduzir as tensões na aba do consolo e sim para aumentar a rigidez deste e assim solicitar mais a viga, o que não ocorreu.

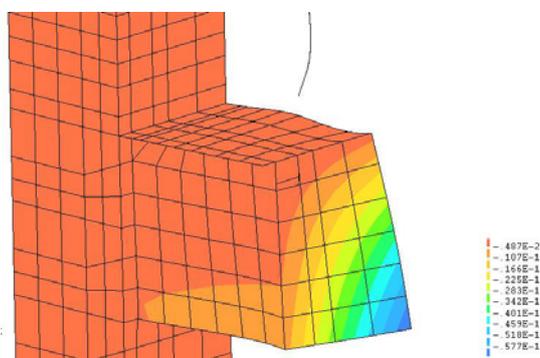
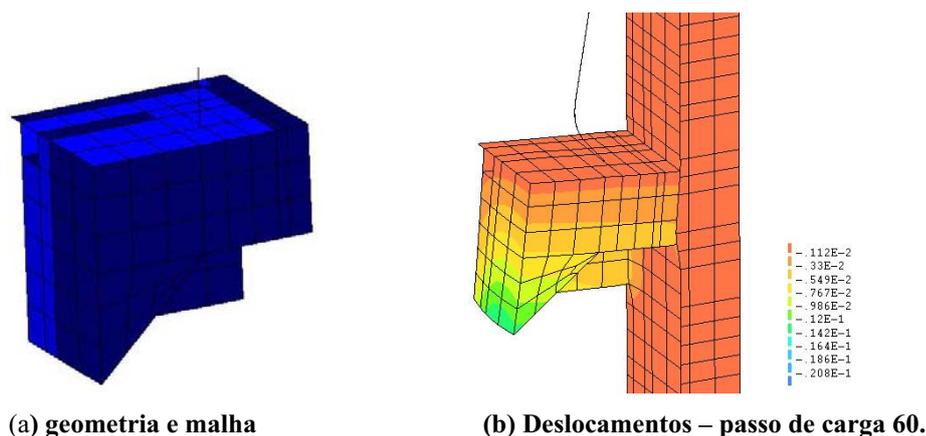


Figura 4.54 – Deslocamentos - modelo4.



(a) geometria e malha

(b) Deslocamentos – passo de carga 60.

Figura 4.55 – Modelo 4B - Chapa adicional interna ao consolo.

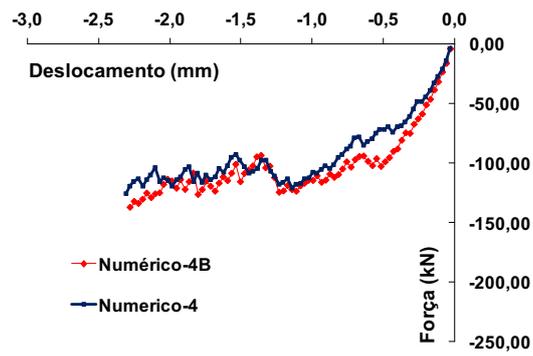


Figura 4.56 – Diagrama Força vs. Deslocamento comparativo – Modelo 4 e modelo 4B.

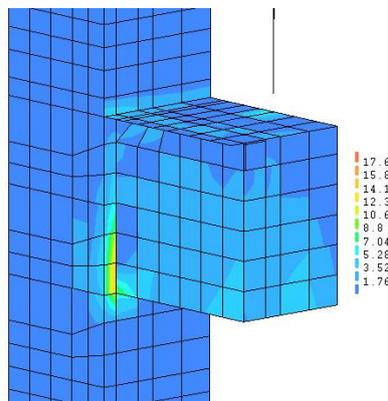


Figura 4.57 – Tensões (kN/cm² – Passo de carga 60) – Modelo 4B.

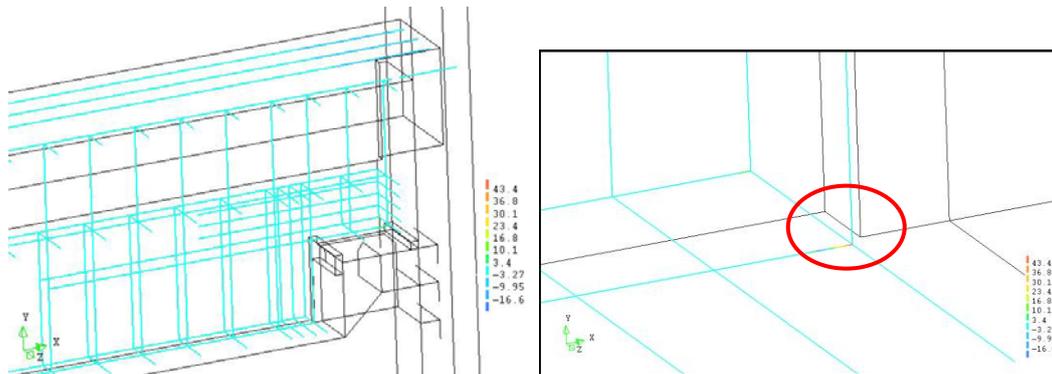


Figura 4.58 – Tensões na armadura (kN/cm² – Passo de carga 60) – Modelo 4B.

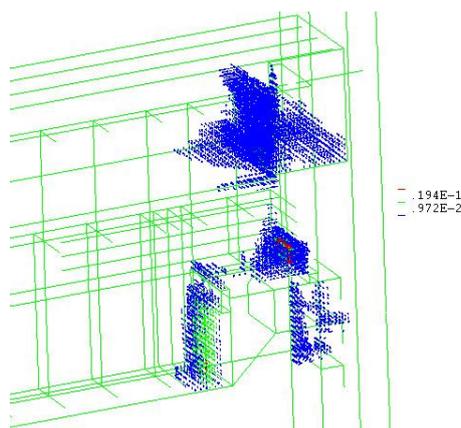


Figura 4.59 – Fissuração – Modelo 4B.

Mesmo aumentando-se a bitola da armadura positiva o efeito localizado permanece. Foi analisado um modelo com a armadura positiva com diâmetro de 20mm em substituição ao de 10mm, este modelo foi denominado de modelo numérico 4C e o gráfico comparativo da força x deslocamento deste com os demais modelos está representado na figura 4.60. Nota-se que não há diferenças significativas entre as curvas.

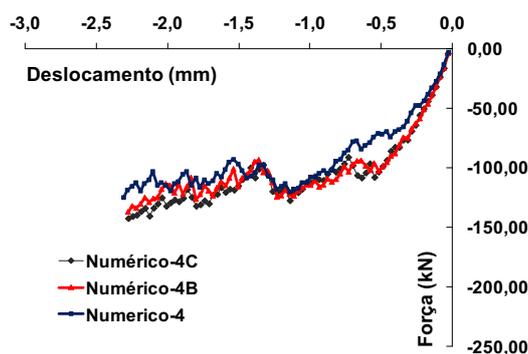


Figura 4.60 – Diagrama Força vs. Deslocamento comparativo – Modelo 4, Modelo 4B e Modelo 4C.

Outra variação analisada (modelo 4D) foi o resultado obtido ao se adicionar duas barras ($\phi 20\text{mm}$) à configuração da armadura positiva do modelo 4C. A adição desta armadura foi a única alternativa estudada que melhorou o desempenho da ligação, como pode ser visto na figura 4.61. Nota-se que houve um aumento da rigidez e o modelo suportou valor de carga última um pouco mais elevado. Houve também um pequeno aumento da fissuração tanto na viga como no interior do pilar misto (Figura 4.62).

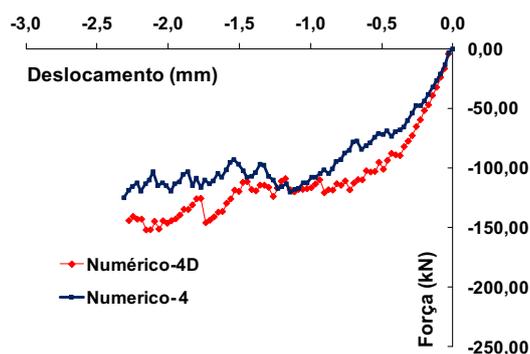


Figura 4.61 – Diagrama Força vs. Deslocamento comparativo – Modelo 4 e modelo 4D.

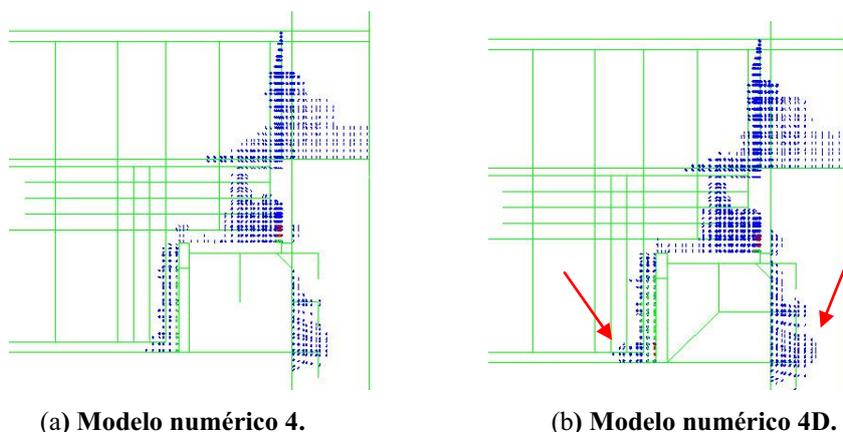


Figura 4.62 – Fissuração dos modelos 4 e 4D – Passo 60.

Para verificar a influência da laje (lateral ao pilar) no desempenho da ligação, foi analisado um modelo sem este elemento, denominado de modelo numérico 4E. Seu gráfico Força vs. Deslocamento comparativo com o modelo 4 está na figura 4.63. Neste caso nota-se uma diferença mais significativa entre as duas curvas, confirmando as análises anteriores, que com a fissuração da viga nas proximidades do consolo metálico, a laje acaba sendo o elemento com rigidez suficiente para se tornar o caminho preferencial das solicitações devidas ao momento positivo. Com a retirada deste elemento, a ligação perde substancialmente a capacidade de transferir o momento.

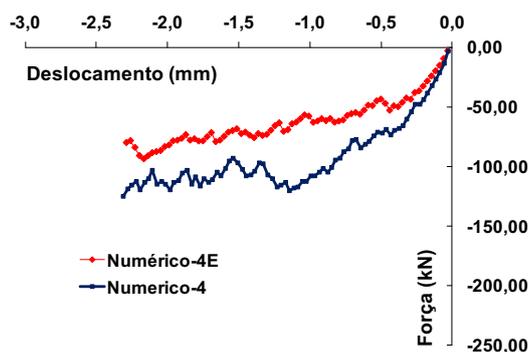


Figura 4.63 – Diagrama Força vs. Deslocamento comparativo – Modelo 4 e modelo 4E.

4.5. Considerações sobre as simulações numéricas.

Assim como as complexidades inerentes aos modelos estudados dificultaram o estudo experimental, dificultaram também as análises numéricas. O tempo consumido para modelar as ligações impediu que fosse gerado um grande número de modelos, fato que restringe a possibilidade de uma análise paramétrica mais abrangente. Pode ser visto ao longo do capítulo 4 que algumas características das ligações tiveram que ser simplificadas, notadamente algumas regiões de interface que não foram consideradas e na simplificação do componente metálico incorporado na viga de concreto. Porém, sabendo que de qualquer forma, uma análise numérica sempre será uma simplificação de um modelo real, as deficiências citadas não invalidam os estudos, deve-se portanto definir a relação do que é possível com o que é aceitável, usando a comparação entre os modelos numéricos e os experimentais como ferramenta para definir esta relação. Deve-se ainda salientar que, em muitos casos, modelos numéricos bi-dimensionais quando bem elaborados e aplicados a situações em que o grau de complexidade permite, trazem ótimos resultados.

Capítulo 5

5. Conclusões.

Nesta pesquisa foi investigado o comportamento de ligações entre vigas pré-moldadas de concreto e pilares mistos preenchidos através de consolos metálicos. Foram realizados ensaios experimentais em quatro modelos, sendo que em dois deles foi avaliada a eficiência da ligação na transferência do esforço cortante, com os modelos dotados apenas do pilar misto e dos consolos metálicos. Nos dois modelos seguintes a ligação foi estudada com ênfase ao momento fletor, em modelos dotados de pilares mistos preenchidos, consolos metálicos, vigas de concreto pré-moldado, armadura de transpasse e graute. Foram realizadas também simulações numéricas de todos os modelos experimentais bem como análises paramétricas.

Apesar das dificuldades encontradas em se caracterizar completamente o comportamento das ligações, em particular das que transferem momento, acredita-se que a pesquisa esclareceu muitos aspectos importantes e foi criado um ponto de partida no caminho à viabilização do uso prático da estrutura híbrida proposta (composta por pilares mistos e vigas de concreto pré-moldado).

Como a pesquisa avaliou diferentes detalhes de ligação sujeitos a solicitações variadas, as conclusões foram divididas em tópicos relativos a cada tipo de detalhe e solicitação predominante. Assim, primeiro foram considerados os ensaios preliminares (modelos 1 e 2), e depois os ensaios definitivos (modelos 3 e 4) em duas situações distintas: quando sujeitos ao momento positivo e ao momento negativo.

5.1. Modelos 1 e 2.

Pode-se dizer que os consolos responderam de forma satisfatória, tendo em vista diversos fatores: o uso de chapas de pequena espessura; processo de fabricação convencional e sem grandes dificuldades; elevada carga suportada (um pavimento típico de um edifício com vão de 15m, distância entre pórticos de 7,5m, viga protendida de seção retangular $h=50$ cm e

$b=30$ cm, laje alveolar com $h=15$ cm, carga permanente adicional de $1,0$ kN/m² e sobrecarga de $3,0$ kN/m², aplicaria uma força de 200 kN em cada consolo) com a primeira plastificação sendo registrada para uma força de 270 kN e carga máxima registrada de 1142 kN.

O fato do primeiro elemento a plastificar ser o enrijecedor vertical, e este dar sinais que a ligação está entrando em colapso, pode ser proveitoso para evitar que a ruptura da ligação se dê sem aviso. Assim, o dimensionamento pode ser feito com a imposição que este elemento seja o mais solicitado e atinja a ruína primeiro.

A transferência de carga do consolo para o núcleo de concreto, só por intermédio da aderência entre os dois, se mostrou ineficaz. Este fato é relevante, visto que faz o pilar misto perder eficiência, pois o núcleo de concreto não é plenamente utilizado. O mesmo não ocorreu quando os conectores internos foram utilizados, havendo então a indiscutível necessidade de dispositivos capazes de transferir as solicitações para o núcleo.

As análises numéricas forneceram dados importantes sobre o comportamento dos consolos metálicos projetados, com a identificação de quais elementos são mais solicitados e de como é possível melhorar a distribuição das tensões tanto no consolo como no pilar. Assim, foi observada a formação de uma diagonal de compressão na aba lateral do consolo situada entre o enrijecedor interno e o pilar misto. Observou-se também a pouca eficiência da parte da aba lateral situada acima do ponto de introdução das solicitações no consolo, ou seja, acima da chapa horizontal deste, fazendo com que, no projeto dos modelos definitivos, este trecho fosse eliminado. Outro fator importante observado foi a verificação de que o aumento da espessura da chapa horizontal do consolo ocasiona uma concentração de tensões na parede do pilar. Foi notado nos modelos sem conectores internos que quando as chapas horizontais do consolo são ligeiramente mais espessas que as abas laterais é promovida uma distribuição mais uniforme das solicitações.

Quanto ao modelo dotado de conectores internos, foi observado que os conectores contribuíram de forma significativa para transferência das solicitações para o núcleo de concreto, notadamente na região de encontro da chapa horizontal do consolo com o pilar misto, provocando assim uma redução das plastificações nas paredes do perfil tubular nesta região. Verificou-se também uma redução no deslocamento relativo entre o núcleo de concreto e o perfil tubular ao se comparar com o modelo no qual não foi colocado tais conectores.

Foi encontrada uma boa correlação dos resultados teóricos com os obtidos em laboratório, exceto no modelo dotado de conectores internos quando se comparou os resultados relativos ao deslocamento do consolo nas etapas finais do carregamento.

5.2. Modelo 3 – Momento positivo.

No modelo 3, como esperado, não se obteve resistência e rigidez satisfatória ao momento positivo, sendo observados grandes deslocamentos para baixos valores de solicitação (máxima força suportada pelo modelo foi de -52kN). A extensometria das armaduras das vigas pré-moldadas não registrou deformações significativas para o momento positivo. Este fato somado ao baixo nível de fissuração que foi observado nas vigas, permite afirmar que as mesmas foram subutilizadas, não sendo solicitadas de forma eficiente quando sujeitas a este esforço, demonstrando a incapacidade do dispositivo de apoio em transferir o momento positivo. A abertura que surgiu entre o graute (situado entre a viga e o pilar) e o pilar misto é mais um fator que reforça a tese de que o detalhe usado no modelo 3 oferece pouca resistência para impedir a rotação da viga quando sujeita ao momento positivo, não utilizando plenamente a capacidade da mesma. Nem mesmo nas etapas finais do ensaio foi observada fissuração na viga.

A contínua redução da rigidez ao momento positivo para um mesmo histórico de solicitação (primeiros ciclos de carga) observada no ensaio do modelo 3 não é desejável. Em uma estrutural real a ligação poderá ser submetida a vários ciclos e com o progressivo aumento dos deslocamentos a mesma pode atingir o estado limite de serviço ou até mesmo o estado limite último. O aumento dos deslocamentos foi acompanhado de uma perda de 28% da rigidez da ligação, ressaltando que esta redução ocorreu em um histórico de carregamento que seria teoricamente de serviço.

Outro problema foi o descolamento que ocorreu entre o graute e o pilar misto durante a atuação dos momentos positivos. Este não foi configurado como um fator que provocasse uma redução da resistência ou rigidez, entretanto, sua ocorrência confere um aspecto desagradável a estrutura, além de possibilitar o acúmulo de agentes agressivos na região, favorecendo a oxidação do aço do pilar misto. Apesar de não ter sido identificado com precisão o nível de solicitação que provocou o descolamento, seria mais adequada uma solução em que o material usado nesta região ficasse aderido ao aço.

Em todos os elementos metálicos que constituem o pilar misto e consolo, não foram registradas deformações que indicassem a ocorrência de alguma plastificação, tanto para força aplicada negativa como positiva. Como citado anteriormente, o consolo foi projetado para, neste modelo, transferir predominantemente as forças cortantes da viga para o consolo. Assim, esperava-se que não houvesse deformações significativas no consolo.

A análise numérica do modelo 3 submetido ao momento positivo, mostrou que a fissuração foi mais intensa na laje, na região situada ao lado do pilar. Com esta fissuração acompanhada de uma perda da capacidade resistente da ligação, há de se concluir que a transferência do momento positivo se deu em sua maioria através deste elemento.

A simulação numérica ratificou o baixo nível de tensões na armadura e no consolo, bem como a pouca fissuração da viga, observados nos modelos experimentais.

5.3. Modelo 3 – Momento negativo.

Solicitado pelo momento negativo, a ligação do modelo 3 apresentou resultados melhores que quando solicitada pelo momento positivo: a rigidez elevada, se comparada com a observada na situação de momento positivo (23 vezes maior, nas fases iniciais do carregamento); resistência maior, com escoamento das armaduras negativas ocorrendo quando a solicitação ultrapassou os 350,0 kN e carga máxima aplicada ao modelo de 380 kN (7,3 vezes maior que a força suportada na direção contrária - momento positivo).

A fissura que ocorreu na região de contato entre o concreto da viga-laje e o perfil tubular do pilar não foi tão expressiva quanto o descolamento do graute que ocorreu na situação de momento positivo. A abertura desta fissura foi pequena e não foi observado o aumento da mesma nos ciclos iniciais de carga e descarga. Para evitar a penetração de agentes agressivos nesta região seria suficiente aplicar um impermeabilizante, como por exemplo, uma camada de masticue. Mesmo nas etapas finais do ensaio o deslocamento máximo registrado entre a capa da laje e o pilar misto foi baixo, o que representa um bom comportamento da ligação.

Como as armaduras negativas que foram instaladas ao lado do pilar contribuíram de forma semelhante às armaduras que traspassaram o mesmo, recomenda-se o uso destes elementos. A desvantagem apresentada pela armadura de traspasse foi relativa às dificuldades de instalação das mesmas e também devido a estas introduzirem tensões adicionais à parede do tubo que compõe o pilar misto (verificado através da análise numérica). Entretanto, somente com os ensaios e análises numéricas realizadas nesta pesquisa, não é possível estabelecer a influência da não utilização da armadura de traspasse no desempenho da ligação, em particular, como seria a evolução da fissura que surgiu na região de encontro da laje com o pilar misto.

A considerável fissuração observada no modelo 3, quando sujeito ao momento negativo, somado ao registro de deformações plásticas nas armaduras negativas,

comprovaram que a ligação permite a adequada solicitação do conjunto viga-laje durante a atuação deste esforço.

Nos elementos metálicos constituintes do pilar misto e consolo não foram registradas, nos estudos experimentais, deformações significativas também para o momento negativo.

A rigidez da ligação ao momento negativo se manteve relativamente estável ao longo dos ciclos iniciais de carga, não havendo mudanças significativas desta durante os diversos ciclos. Houve uma redução de apenas 3% entre a máxima rigidez do 1º ciclo e a do 14º. Isto demonstra o bom comportamento da ligação, na qual não há deterioração em uma de suas propriedades principais (rigidez) ao longo de diversos ciclos de carga. Entretanto, a menor rigidez que foi registrada no início de cada ciclo (apenas 40% da máxima rigidez de cada ciclo) não é uma característica desejada neste tipo de ligação. O ideal seria que a rigidez fosse alta logo no início das solicitações, evitando assim o surgimento de grandes rotações ou deslocamentos advindos desta deficiência.

Através da análise numérica foram comprovadas algumas das observações feitas nos ensaios experimentais, entre elas a intensa fissuração na parte superior da laje e as solicitações nas armaduras negativas. Entretanto, novos fenômenos não registrados no estudo experimental foram observados, entre eles o surgimento de tensões adicionais no perfil tubular, concentradas na região de traspasse da armadura. Também foi possível acompanhar a evolução da fissuração que iniciou na parte superior da viga e adentrou nesta até chegar ao chumbador, caracterizando a contribuição mais efetiva da viga na seção resistente da ligação, diferente da situação anterior em que a laje foi praticamente o único elemento que fissurou.

5.4. Modelo 4 – Momento positivo.

Assim como foi observado no modelo 3, o modelo 4 apresentou melhores resultados quando solicitado pelos momentos negativos se comparado com o desempenho do mesmo modelo submetido ao momento positivo. Apesar do pior desempenho, quando sujeito ao momento positivo, no modelo 4 foi observado considerável aumento da resistência e rigidez se comparado com o modelo anterior. Entretanto, o aparato de fixação incorporado à viga pré-moldada não foi capaz de fazer com que a ligação resistisse aos momentos positivos com a mesma eficiência que resistiu aos negativos.

Neste modelo não foram observados incrementos nos deslocamentos máximos do pilar, para ligação submetida aos ciclos iniciais de carregamento. Entretanto, este resultado

reflete o comportamento global do pórtico, ao se avaliar o incremento dos deslocamentos localizadamente, foi observado que não houve estabilização destes, em particular os deslocamentos horizontais relativos entre a viga e o pilar misto. Portanto, a não estabilização dos deslocamentos máximos horizontais entre a viga e o pilar misto na região do consolo é uma indicação que esta região é mais sensível às plastificações e acomodações que o modelo como um todo. Assim, uma considerável perda de rigidez ao momento positivo foi registrada ao longo dos primeiros ciclos de carga. Este comportamento, como já foi dito, não é desejável. Durante esta fase foi registrado o descolamento do graute situado entre a viga e o consolo.

Apesar de apresentar perda de rigidez ao longo do carregamento, a ligação propiciou uma fissuração na viga muito mais intensa da que ocorreu no modelo 3, o que é uma indicação da transferência mais eficiente do momento entre a viga e o pilar. A grande fissura que surgiu na parte inferior da laje, quando a ligação foi submetida ao momento positivo, indica que este elemento também foi solicitado por este esforço (este comportamento também foi observado nas análises numéricas).

Percebeu-se, no modelo sujeito a força negativa, que o pilar puncionou o conjunto viga-laje nas etapas finais do carregamento, isso ocorreu devido a não haver elementos resistentes capazes de transferir as elevadas forças cortantes atuantes na ligação, fazendo com que o modelo não correspondesse a situação que seria submetido em uma estrutura real. Entretanto, apenas nos seis últimos ciclos é que foi observado este fenômeno, nas fases iniciais das solicitações negativas, o efeito do puncionamento não foi significativo, podendo o modelo ser considerado válido nesta etapa.

Nas armaduras das vigas foram registradas deformações significativas apenas nas fases finais do carregamento, na condição, já citada, que não refletia uma situação possível de ocorrer em uma estrutura real. Nas análises numéricas também foram registradas pequenas deformações nas armaduras das vigas, entretanto um fato adicional foi observado: verificou-se, na análise numérica, uma concentração de tensões na armadura positiva da viga na região de ligação com o consolo. Esta concentração de tensão, no modelo numérico, provocou o surgimento de uma fissura vertical (muito semelhante a que surgiu no modelo experimental) ocasionando a perda da capacidade da ligação suportar acréscimos de carga. Após a fissuração da região mencionada, a parte inferior da laje (lateral do pilar) fissurou de forma semelhante ao modelo 3. Assim, com o registro de elevadas tensões na aba lateral do consolo, ficam caracterizados os pontos críticos da ligação na transferência do momento positivo: A armadura positiva da viga nas proximidades do consolo e a aba lateral do mesmo. No estudo

paramétrico barras adicionais foram colocadas para tentar solucionar o problema da concentração de tensões nestes elementos, entretanto os resultados mostraram que este procedimento não foi eficiente, ocorrendo a mesma concentração de tensões, apesar do modelo ter sua rigidez e resistência aumentada. O problema principal é que a solicitação é introduzida diretamente nas barras da armadura positiva e esta se comporta de forma semelhante ao observado em um ensaio de arrancamento, por consequência ocorrem tensões elevadas nos pontos de introdução, provocando fissuração e redução da resistência.

5.5. Modelo 4 – Momento negativo.

O comportamento observado no modelo 4 submetido a momento negativo foi semelhante ao do modelo 3. Ocorreu novamente o desprendimento entre concreto da laje e o perfil tubular do pilar, formando uma pequena fissura na interface entre os dois materiais. O quadro de fissuração observado na laje também foi semelhante, porém menos intensa e com as fissuras surgindo para forças maiores. Como já citado no capítulo 4, o menor grau de fissuração observado pode ser atribuído ao braço de alavanca maior na região de ligação, isto devido ao graute situado entre o consolo e a viga pré-moldada, que possibilitou a transferência das tensões de compressão nesta região quando o modelo foi submetido aos momentos negativos.

A rigidez do modelo 4 ao momento negativo, após a acomodação inicial (1° ao 5° ciclos), teve uma pequena redução de 7,6% (nos ciclos 6 ao 14°, nos quais a carga máxima foi mantida constante) para depois se estabilizar e não diminuir para os ciclos subsequentes (16° ao 25° ciclos). Foi verificado também que dentro de um mesmo ciclo, nas fases iniciais, o gráfico momento vs. rotação permaneceu praticamente linear, sem variação da rigidez. Este é o comportamento adequado, pois garante a eficiência do detalhe dentro dos diversos ciclos, sem a degradação de suas principais características como seqüência de aplicação e retiradas das solicitações.

5.6. Considerações finais.

Devido aos diversos fatores citados conclui-se que as ligações projetadas de acordo com o modelo 3 são mais apropriadas para serem aplicadas em elementos sujeitos apenas a forças gravitacionais. Isto não impede que os pilares mistos com vigas pré-moldadas sejam

usados em edificações altas submetidas a ações laterais (ação do vento), desde que sejam usados elementos de contraventamento tais como núcleos rígidos.

A ligação usada no modelo 4 ainda tem deficiências de comportamento a serem resolvidas. Apesar de ter sido verificado um desempenho melhor, se comparado ao modelo 3, alguns problemas que ocorreram dificultam sua aplicação prática: a degradação de suas características estruturais ao longo dos ciclos de carga e a concentração de tensões na armadura positiva da viga. Entretanto, os estudos evidenciaram a viabilidade da transferência das solicitações provenientes dos momentos fletores através do consolo, sendo necessário melhorar a eficiência ou até mesmo a criação de uma nova proposta para o dispositivo que foi incorporado à viga para este fim.

5.7. Sugestões para trabalhos futuros.

Devido às deficiências dos detalhes de ligação, são necessários estudos adicionais de forma a viabilizar o uso de pilares mistos em ligações resistentes a momentos fletores. Dessa forma, são apresentadas algumas sugestões para trabalhos futuros:

- a) Estudar outros materiais para aplicação entre a viga e o consolo em substituição ao graute;
- b) Propor novas alternativas para transferência das forças entre as barras da armadura positiva da viga e o consolo metálico de modo a não concentrar tensões nas barras;
- c) Desenvolver novos tipos de detalhes, incorporados à viga de concreto, para transferir os momentos positivos ao consolo.

6. Referências Bibliográficas.

AGUIAR, E. A. B. (2010). *Comportamento de chumbadores grauteados de ligações viga-pilar parcialmente resistentes a momento fletor*. São Carlos. 244p. Tese (Doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

AL-RODAN, A. (2004). *T-Cleat Connections to Concrete-filled Tubular Internal Columns*. In: *Journal of Structural Engineering – ASCE*, p. 725-731.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (2007). ASTM A370. *Standard test methods and definitions for mechanical testing of steel products*. West Conshohocken, PA, USA.

ASHADI, H.; BOUWKAMP, J.G. (1992). *An Seismic Hybrid Composite Structural Frame System for Buildings*. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON EARTHQUAKE DISASTER PREVENTION, Mexico City, Mexico. p 110-17.

ASHADI, H.; BOUWKAMP, J.G. (1995). *Behaviour of hybrid composite structural earthquake resistant joints*. In: EUROPEAN CONFERENCE ON EARTHQUAKE ENGINEERING, 10th Proceedings. Balkema. p. 1619-24.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1994). *NBR 7222: Concreto e argamassa — Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos de prova cilíndricos*. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2003). *NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento*. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2006). *NBR 9062: Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado*. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2007). *NBR 5739: Concreto - Ensaios de compressão de corpos-de-prova cilíndricos*. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2008). *NBR 8522: Concreto - Determinação do módulo estático de elasticidade à compressão*. 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*. Rio de Janeiro.

-
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2009). *NBR 7211: Agregados para concreto - Especificação*. Rio de Janeiro.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2002). *NBR 6892: Materiais metálicos - Ensaio de tração à temperatura ambiente*. Rio de Janeiro.
- AZIZINAMINI, A.; PRAKASH, B. (1993), *A tentative design guideline for a new steel beam connection detail to composite tube columns*, Eng J (AISC) ;3rd Quarter, p. 108-115.
- BALDISSERA, A. (2006), *Estudo Experimental de uma Ligação Viga Pilar de Concreto Pré-Moldado Parcialmente Resistente a Momento Fletor*, São Carlos 149p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.
- BARBOZA, A.S.R (2002), *COMPORTAMENTO DE JUNTAS DE ARGAMASSA SOLICITADAS À COMPRESSÃO NA LIGAÇÃO ENTRE ELEMENTOS PRÉ-MOLDADOS*, São Carlos 154p. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.
- BELLUCIO, E. K (2010), *Influência da rugosidade superficial e o uso de novos tipos de fibras em almofadas de argamassa para ligações de concreto pré-moldado*. São Carlos 128p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.
- BEUTEL, J. A.; THAMBIRATNAM, D.; PERERA,N. (2001), *Monotonic Behaviour of Composite Column to Beam Connections*, Engineering Structures, n.23, p. 1152–1161
- CHOU, C.; WU, C. (2007), *Performance evaluation of steel reduced flange plate moment connections*, Earthquake Engineering and Structural Dynamics.; V. 36, p. 2083–2097.
- COMITE EURO-INTERNATIONAL DU BETON (1990). CEB-FIP. *Model Code for Concrete Structures*. Paris: CEB, 1991.
- CRUZ, J. S., BARROS, J. A. O. e AZEVEDO, A. (2004). *Elasto-plastic multi-fixed smeared crack model for concrete*. 70 p. Technical Report N. 04-DEC/E-05, Universidade do Minho e Universidade do Porto, Portugal.
- DE NARDIN, S. (2003), *Pilares mistos preenchidos: estudo da flexo-compressão e de ligações viga-pilar*. São Carlos 323p, Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.
- DIANA (2005). *DIANA Finite Element Analysis. User's manual release 9*. TNO DIANA, Delft, Netherland.
- ELREMAILY, A.; AZIZINAMINI (2002), A. Behavior and strength of circular concrete-filled tube columns. *Journal of Constructional Steel Research*. v.58, n.12,p.1567-1591.

- FARIAS, R. S.(2008), *Estudo Teórico-Experimental do Efeito da Laje na Transferência de Forças em Ligações Viga-Pilar Misto Preenchido*, São Carlos 193p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.
- FEDERATION INTERNATIONALE DU BETON - FIB, (2002). *Precast concrete in Mixed Construction*. State-of-art Review.
- FUSCO P. B. (1995). *Técnicas de armar as estruturas de concreto*. PINI, São Paulo. 382p.
- GOODCHILD,C. H.; GLASS, J. (2004). *Best practice Guidance for Hybrid Concrete Construction*. The Concrete center. Surrey p. 34-28.
- HAWKINS, N. M.; MITCHELL, D.; ROEDER, C.W. (1980). *Moment resisting connections for mixed construction*. Engineering Journal – AISC, first quarter, p. 1-10.
- HSIEH, S.S., TING E.C. e CHEN W.F. (1982). *A plastic-fracture model for concrete*. Int. J. Solids structures, Vol 18 n.3 pp 181-197.
- JOHANSSON, M.; GYLLTOFT (2002), K. *Mechanical behavior of circular steel–concrete composite stub columns*. *Journal of Structural Engineering*, ASCE, v.128, n.8, p.1073-1081.
- KATAOKA, M. N. (2007), *Estudo da Continuidade em Ligações Laje-Viga-Pilar em Estruturas Pré-Moldadas de Concreto*, São Carlos 134p. Dissertação (Mestrado), Universidade Federal de São Carlos.
- KATO, B.; KIMURA, M. (1992). *Connection of Beam Flange to Concrete-Filled Tubular Column*, Composite Construction of Steel and concrete II, American Society of Civil Engineers – ASCE, New York, p. 528-38.
- MEHTA, P. K. & MONTEIRO, P.J.M. *Concreto: estrutura, propriedades e materiais*. Editora PINI. São Paulo, 1994.
- MIOTTO, A. M. (2002), *Ligações viga-pilar de estruturas de concreto pré-moldado com ênfase ao estudo da deformabilidade ao momento fletor*. São Carlos. 234p. Tese (Doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.
- MONTEDOR, L.C. (2004), *Desenvolvimento de compósito a ser utilizado como almofada de apoio nas ligações entre elementos pré-moldados*. São Carlos. 144p. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.
- OLIVEIRA, W. L. A. (2008), *Análise Teórico-Experimental De Pilares Mistos Preenchidos De Seção Circular*. São Carlos. 251p. Tese (Doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

-
- PARRA-MONTESINOS, G.J.; LIANG, X.; WIGHT, J.K. (2003). *Towards deformation-based capacity design of RCS beam-column connections*. Engineering Structures, v.25, n.5, p. 681-90.
- PRECAST/PRESTRESSED CONCRETE INSTITUTE, *PCI Design Handbook, 6th Edition*, Chicago, 2004, 736p.
- PRION, H. G. L.; MCLELLAN A. B. (1994), *Through-bolt connections for concrete-filled hollow structural steel sections*, In: Annual Task Group Technical Session, Proceedings. Bethlehem, p.239-250.
- RICLES, J.A.; LU,L.; SOOL, T.; VERMAAS, G.A.; GRAHAM, W.E. (1995). *Seismic performance of concrete filled tube column-to-wf beam moment connections*. In: 1995 ANNUAL TECHNICAL SECTION., Kansas, 27-28 March. Proceedings, p. 83-102.
- SAW, H.S.; LIEW, J.Y.R. (2000.), *Assessment of current methods for design of composite columns in buildings*. Journal of Constructional Steel Research. v.53, n.2, p.121-147.
- SCHNEIDER, S. P.; ALOSTAZ, Y. M. (1998), *Experimental Behaviour of Connections to Concrete-filled Steel Tubes*. Journal of constructional steel research, V.45,n.3, p. 312-52.
- SHAKIR-KHALIL, H. (1992). *Full-Scale Test on composite connections*. Composite Construction of Steel and concrete II, American Society of Civil Engineers – ASCE, New York, p. 539-54.
- SHAKIR-KHALIL, H. (1995). *Experimental study of concrete-filled rectangular hollow section columns*. Structural Engineering Review, v.6, n.2, p.85-96.
- SHANMUGAM, N.E.; TING, L.C.; LEE, S.L. (1992), *Behaviour of I-Beam to Box-Column Connections Stiffened Externally and Subjected to Fluctuating Loads*, Journal of Constructional Steel Research, UK, Vol. 20, No. 2, p. 129-148.
- SHIM, J. S.; HAN, D. J.; KIM, K. S. (1995), *An Experimental Study on The Structural Behaviors of H-Shaped Steel Beam-To-Concrete Filled Steel Tubular Column Connections*, In: Structural Steel PSSC'95, 4th Pacific Structural Steel Conference, p. 41-48.
- SHIN, K.; KIM, Y.; OH, Y. (2008), *Seismic Behaviour of Composite Concrete-Filled Tube Column-To-Beam Moment Connections*, Journal of Constructional Steel Research, Vol 64, p. 118-127.
- SIQUEIRA,G.H. (2007), *Almofada de apoio de compósito de cimento para ligações em concreto pré-moldado*. São Carlos. 169p. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.
- SILVA, R.D. (2005), *Estudo da aderência aço-concreto em pilares mistos preenchidos*. São Carlos. 144p. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

THORENFELDT, E., TOMASZEWICZ, A., AND JENSEN, J. J. (1987). *Mechanical properties of high strength concrete and application in design* Proc., Symp. Utilization of High Strength Concrete, Tapir, Trondheim, Norway, 149–159.

THORNTON, HUNGSPRUKE & JOSEPH (2001). *Tall building structures, a world view, Composite High-rise Construction in Asia*, proceedings of 67th regional conference in conjunction with asce structures congress xiv, Chicago, Illinois, USA, p.331-338.

VANDEGANS, D.; JANS, J. (1995). *Connection between steel and concrete filled R.H.S based on stud technique*. In: 1995 ANNUAL TECHNICAL SECTION., Kansas, 27-28 March. Proceedings, p. 67-76.

VECCHIO, F. J., AND COLLINS, M. P. (1986) *The modified compression field theory for reinforced concrete elements subjected to shear*. ACI Journal 83, 22 , 219–231.

VECCHIO, F. J., AND COLLINS, M. P. (1993) *Compression response of cracked reinforced concrete*. Journal of Structural Eng., ASCE 119, 12, 3590–3610.

WANG, W.; HAN, L.; UY B. (2007), *Experimental behaviour of steel reduced beam section to concrete-filled circular hollow section column connections*, Journal of Constructional Steel Research.

APÊNDICE

DIMENSIONAMENTOS.

Simbologia utilizada no apêndice 1:

$\beta, \beta_1, \beta_c, \beta_s$	– Coeficientes;
γ	– Coeficiente de majoração das cargas;
γ_c	– Coeficiente de minoração da resistência do concreto;
γ_s	– Coeficiente de minoração da resistência do aço;
ρ_{sw}	– Taxa geométrica da armadura transversal;
τ_{wd}	– Tensão de cisalhamento de cálculo por força cortante;
τ_{wu}	– Tensão de cisalhamento última por força cortante;
σ	– Tensão normal;
$\sigma_{b,Max}$	– Tensão máxima na direção b;
a, b	– Dimensões da chapa (Figura 2);
$A_{s,cal}$	– Área de aço calculada;
$A_{s,ef}$	– Área de aço efetiva;
$A_{s,h}$	– Área da armadura de costura;
$A_{s,susp}$	– Área da armadura de suspensão;
$A_{s,tir}$	– Área da armadura do tirante;
A_{sw}	– Área da seção transversal dos estribos;
b_w	– Largura da mesa;
d	– Altura útil;
f_{cd}	– Resistência de cálculo à compressão do concreto;
f_{ck}	– Resistência característica à compressão do concreto;
f_{ctd}	– Resistência de cálculo à tração direta do concreto;
F_{rup}	– Força de ruptura;
f_y	– Resistência ao escoamento do aço;
H_d	– Força horizontal de cálculo;
L_b	– Comprimento de ancoragem;
$L_{b,nec}$	– Comprimento de ancoragem necessário;
M	– Momento fletor;
$N_{pl,a,Rd}$	– Força axial resistente de cálculo do perfil de aço do pilar à plastificação total;
$N_{pl,c,Rd}$	– Força axial resistente do concreto do pilar misto à plastificação total;
$N_{pl,Rd}$	– Força axial resistente de cálculo da seção transversal do pilar misto à plastificação total;

$N_{pl,s,Rd}$	– Força axial resistente da armadura do pilar misto à plastificação total;
q	– Carga distribuída;
t	– Espessura;
V_d	– Força cortante de cálculo;
V_k	– Força cortante característica;
V_{sd}	– Força cortante solicitante de cálculo;
V_{sw}	– Parcela da força cortante resistida pela armadura transversal;
W	– Momento resistente;

1. Dimensionamento - Modelos 1 e 2

1.1. Dimensionamento dos Consolos dos modelos 1 e 2.

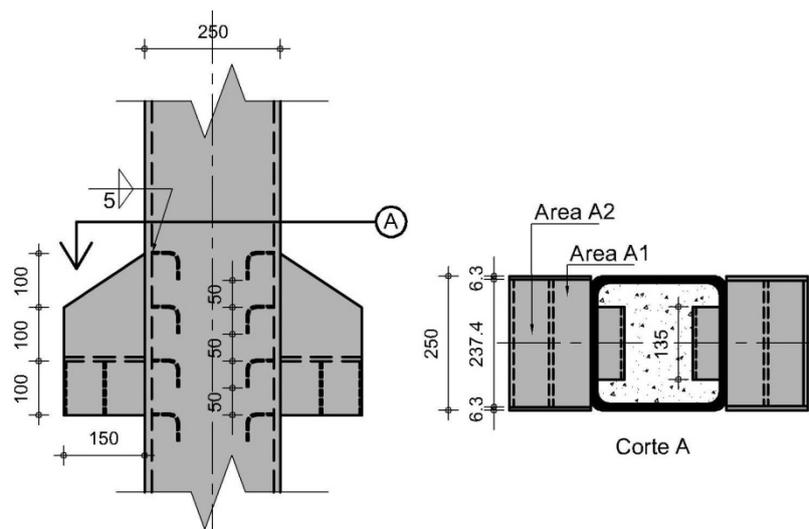


Figura 1 – consolo Modelos 1 e 2.

Chapa de apoio:

Área total (A1+A2) = 351,0 cm².

Carga máxima adotada = 300 kN. (capacidade do atuador = 500 kN)

60% da carga máxima = 90 kN (distribuída uniformemente na chapa de apoio).

Tensão máxima calculada com a equação 1 (Young, 2002) aplicada à área A2 do consolo.

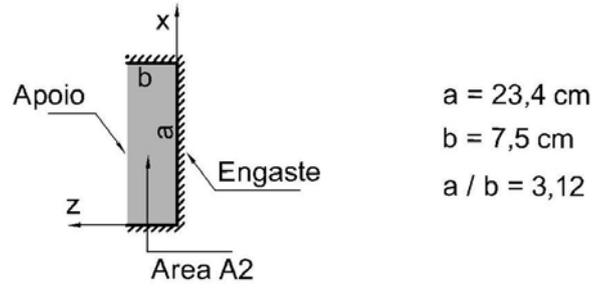


Figura 2 – Modelo teórico da chapa de apoio.

$$\sigma_{b,máx} = \frac{\beta_1 \cdot q \cdot b^2}{t^2} \quad (1)$$

$\beta_1=0,718$ (da Tabela 11.4 – YOUNG, 2002)

No escoamento:

$$t = \sqrt{\frac{\beta_1 \cdot q \cdot b^2}{f_y}} = \sqrt{\frac{0,718 \cdot 0,256 \cdot 7,5^2}{25}} = 0,64 \text{ cm}$$

Verificação dos Enrijecedores:

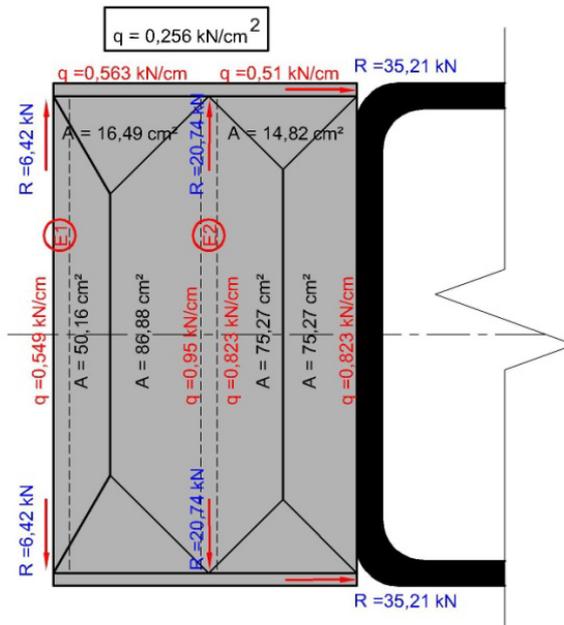


Figura 3 – Estimativa da distribuição de cargas no consolo.

Enrijecedor E2:

Considerando como uma viga bi-engastada:

$$M = \frac{q \cdot l^2}{12} = \frac{1,77 \cdot 23,4^2}{12} = 80,77 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

Para um enrijecedor de 5 cm de altura:

$$W = \frac{b \cdot h^2}{6} = \frac{0,63 \cdot 5^2}{6} = 2,625 \text{ cm}^3 \qquad \sigma = \frac{121,15}{2,625} = 46,15 \text{ kN/cm}^2 > 25 \text{ , Não}$$

Atende.

Adotando um enrijecedor de 10 cm de altura:

$$W = \frac{b \cdot h^2}{6} = \frac{0,63 \cdot 10^2}{6} = 10,5 \text{ cm}^3$$

Mesmo considerando como viga bi-apoiada (condição mais desfavorável):

$$\sigma = 11,54 > 25 \text{ , Ok!}$$

Cisalhamento:

$$\tau = \frac{R}{A} = \frac{20,74}{6,3} = 9,64 < 0,6 f_y$$

Aba lateral:

Nas abas laterais dos consolos, com as solicitações previstas no cálculo anterior, obteve-se tensões baixas mesmo usando chapas de 4,75mm de espessura. Então, para facilitar o processo de fabricação, permitindo trabalhar com chapas de mesma espessura, adotou-se chapas de 6,3mm de espessura também para as abas laterais do consolo.

1.2. Dimensionamento do pilar misto – modelos 1 e 2 (NBR8800:2008).

Fator de contribuição do aço:

$$\delta = \frac{A_a \cdot f_y \cdot d}{N_{pl,Rd}}$$

$$N_{pl,Rd} = N_{pl,a,Rd} + N_{pl,c,Rd} + N_{pl,s,Rd} = 1394 + 1843 = 3237 \text{ kN}$$

$$N_{pl,a,Rd} = f_{yd} \cdot A_a = 22,7 \cdot 61,41 = 1394 \text{ kN}$$

$$N_{pl,c,Rd} = f_{cd1} \cdot A_c = 3,27 \cdot 563,60 = 1843 \text{ kN}$$

$$N_{pl,s,Rd} = 0$$

$$f_{cd1} = \alpha \cdot f_{cd} = 0,85 \cdot 3,846 = 3,27 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{cd} = \frac{50}{1,3} = 3,85 \text{ kN/cm}^2 \quad f_{yd} = \frac{25}{1,10} = 22,72 \text{ kN/cm}^2$$

$$\delta = \frac{1394}{1843+1394} = 0,43 \quad (0,2 < \delta < 0,9 \text{ Ok!})$$

Flambagem local dos elementos de aço:

$$\frac{b_1}{t} \leq 2,26 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$E = 200 \text{ GPa} = 200 \text{ 000 MPa} = 20 \text{ 000 kN/cm}^2.$$

$$b_1 = 25 \text{ cm}; t = 0,63 \text{ cm.} \quad \frac{25}{0,63} = 39,7 < 2,26 \sqrt{\frac{20000}{25}} = 63,9 \text{ Ok!}$$

2. Modelos 3 e 4.

2.1. Dimensionamento do dente Gerber – modelos 3 e 4.

Equipamento: $F_{\text{máx}} = 500 \text{ kN}$,

Para cada consolo: $F = 250 \text{ kN}$.

$f_{\text{ck}} = 40 \text{ MPa}$. (adotado)

a) Verificação do esmagamento do concreto.

$$\tau_{wd} = \frac{V_d}{b \cdot d} \leq \tau_{wu} \quad , \text{ onde: } \quad \tau_{wu} = \frac{0,18 \cdot \beta \cdot f_{cd}}{\sqrt{0,9^2 + \left(\frac{a}{d}\right)^2}}$$

$$\gamma_c = 1,3 ;$$

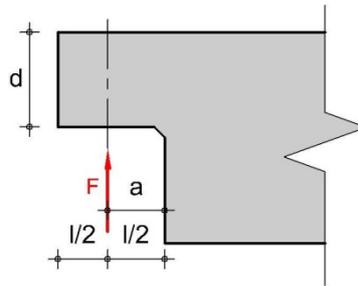


Figura 4 – Posição teórica do apoio do dente de concreto.

$$f_{cd} = \frac{f_{cm}}{1,3} = \frac{4,0}{1,3} = 3,08 \text{ kN/cm}^2;$$

$$\beta = 1 \text{ (NBR9062:2006);}$$

Considerando: $a = 10$;

$$d = 18 - 3 = 15 \text{ cm}$$

$$a/d = 0,67 \text{ (consolo curto)}$$

$$V_d = \frac{0,18 \cdot \beta \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d}{\sqrt{(0,9)^2 + \left(\frac{a}{d}\right)^2}} = \frac{0,18 \cdot 3,08 \cdot 30 \cdot 15}{\sqrt{(0,9)^2 + \left(\frac{10}{15}\right)^2}} = 222,74 \text{ kN}$$

$$V_d = V_k \cdot \gamma ; \quad V_k = \frac{V_d}{\gamma} = \frac{222,64}{1,1 \cdot 1,0} = 202 \text{ kN}$$

Para a ruptura iniciar à 60% da $F_{\text{máx}}$:

$$F_{Rup} = 250 \cdot 0,6 = 150 < V_k, \text{ Ok!}$$

b) Cálculo da armadura do tirante.

$$A_{s,tir} = \frac{1}{f_{yd}} \cdot \left(\frac{V_d \cdot a}{0,9 \cdot d} + 1,2 \cdot H_d \right) = \frac{1}{43,5} \cdot \left(\frac{222,74 \cdot 10}{0,9 \cdot 15} + 1,2 \cdot 44,5 \right) = 5,0 \text{ cm}^2$$

Onde, $H_d = 0,2 \cdot V_d$

Assim: $4\phi 12,5 \therefore A_s = 4,91 \text{ cm}^2$

c) Cálculo da armadura de costura.

$$A_{s,h} \geq 0,4A_{s,tir}; A_{s,tir} = \frac{1}{f_{yd}} \cdot \left(\frac{V_d \cdot a}{0,9 \cdot d} + 1,2 \cdot H_d \right); 1,2 \cdot H_d = 0 (\text{não produz biela})$$

$$A_{s,tir} = \frac{1}{f_{yd}} \cdot \left(\frac{V_d \cdot a}{0,9 \cdot d} \right) = \frac{1}{43,5} \cdot \left(\frac{222,74 \cdot 10}{0,9 \cdot 15} \right) = 3,79 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,h} = 0,4 \cdot 3,79 = 1,51 \text{ cm}^2$$

$$6\phi 6,3 \therefore 3\phi 6,3 (\text{duas pernas}) \rightarrow A_s = 1,87 \text{ cm}^2$$

d) Armadura de suspensão (modelo 3 e 4).

$$A_{s,susp} = \frac{V_d}{f_{yd}}; \text{ Aço CA-50: } f_y = 500 \text{ MPa}; f_{yd} = \frac{500}{1,15} = 434,8 \text{ MPa}$$

$$A_{s,susp} = \frac{V_d}{f_{yd}} = \frac{202}{43,48} = 4,64 \text{ cm}^2 \rightarrow 3\phi 10 - \text{duas pernas} (A_s = 4,71 \text{ cm}^2).$$

e) Cálculo das ancoragens.

$$f_{ctk,inf} = 0,7 \cdot 0,3 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2} = 0,21 \cdot \sqrt[3]{40^2} = 2,46MPa$$

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk,inf}}{1,3} = \frac{2,46}{1,3} = 1,89MPa$$

$f_{bd} = \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \eta_3 \cdot f_{ctd}$; $\eta_1 = 2,25$ (barra de alta aderência); $\eta_2 = 0,7$ (região de má aderência); $\eta_3 = 1$ ($\phi < 32mm$).

$$L_b = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{bd}} = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{434,8}{2,98} = 36,5\phi$$
 ; Adotar: $L_b = 40 \cdot \phi$

Assim,

Ancoragem para o tirante:

$$\frac{A_{s,cal}}{A_{s,ef}} = \frac{3,79}{4,91} = 0,77$$

$$L_{b,nec} = 40 \cdot \phi \cdot 0,77 = 40 \cdot 1,25 \cdot 0,77 = 38,5cm$$

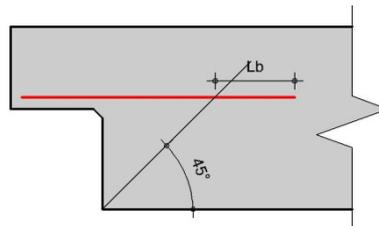


Figura 5 – Ancoragem do tirante.

Ancoragem para a costura:

$$\frac{A_{s,cal}}{A_{s,ef}} = \frac{1,51}{1,87} = 0,81$$

$$L_{b,nec} = 40 \cdot \phi \cdot 0,81 = 40 \cdot 0,63 \cdot 0,81 = 20,41cm$$

$$1,5 \cdot L_{b,nec} = 1,5 \cdot 20,41 = 30,61 \text{ cm}$$

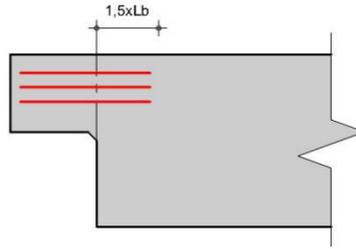


Figura 6 – Ancoragem da armadura de costura.

2.2. Dimensionamento das vigas – modelo 3.

a) Armadura negativa.

$$P = 50\% \cdot F_{m\acute{a}x} = 50\% \cdot 500 = 250 \text{ kN}$$

$$F = \frac{P}{2} = 125 \text{ kN}$$

$$M = 125 \cdot 1,60 = 200 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

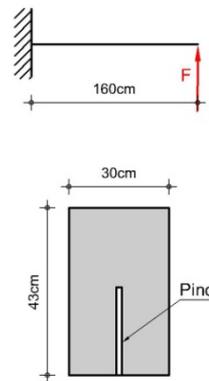


Figura 7 – Modelo e seção transversal da viga.

Dados da seção transversal da viga: $b_w = 30 \text{ cm}$; $h = 43 \text{ cm}$; $d = 41 \text{ cm}$; $d' = 2 \text{ cm}$.

$$M_d = M_k = 20 \text{ 000 kN} \cdot \text{cm};$$

$$E \text{ (aço das armaduras)} = 21 \text{ 000 kN/cm}^2;$$

$$F_{ck} \text{ (adotado)} = 4,0 \text{ kN/cm}^2;$$

$$F_{yk} \text{ (aço)} = 50,0 \text{ kN/cm}^2; \quad \gamma_c = 1,3; \quad \gamma_s = 1,15.$$

Fazendo o cálculo da armadura com os dados acima, obteve-se:

$$A_s = 12,46 \text{ cm}^2; \quad A_s' = 0; \quad z = 36,92; \quad \frac{K_x}{K_{x,lim}} = 0,3867 \rightarrow \text{fracamente armada.}$$

Adotando-se:

2 ϕ 20 ($A_s=6,28\text{cm}^2$) por dentro do pilar e 6 ϕ 12,5 ($A_s=7,36$) passando ao lado do pilar, área total = 13,64 cm².

b) Armadura positiva e máximo momento positivo.

Para se determinar o momento positivo que a viga seria submetida primeiro estimou-se o máximo momento positivo transferido através da ligação, através do cálculo abaixo:

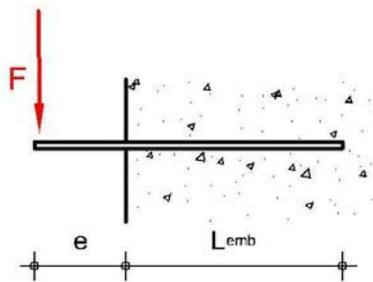


Figura 8 – Modelo para cálculo da capacidade de carga do chumbador.

$$F_{ruptura} = 1,27(\sqrt{1 - 1,69 \cdot \varepsilon^2} - 1,3 \cdot \varepsilon) \cdot \phi^2 \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot f_{yk}}$$

$$\varepsilon = 2,86 \cdot \frac{e \cdot f_{ck}}{\phi \cdot f_{yk}}$$

Para e=0 (sem proteção de borda e não confinado):

$$F_{ruptura} = 1,27 \cdot \phi^2 \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot f_{yk}} = 1,27 \cdot 2,54^2 \cdot \sqrt{4,0 \cdot 24} = 80,3 \text{ kN}$$

(fy=240 MPa –SAE1020)

Para e=20mm (almofada de apoio):

$$\varepsilon = 2,86 \cdot \frac{2 \cdot 4,0}{2,5 \cdot 24} = 0,38$$

$$F_{ruptura} = 67,6 \text{ kN}$$

Assim, na figura 9 adotando z=0,875d

$$M_{m\acute{a}x} = 67,6 \cdot 41 = 2771,6 \text{ kN}$$

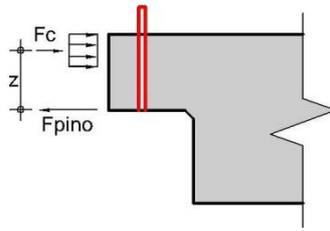


Figura 9 – modelo para momento positivo.

Calculando a força máxima aplicada ao modelo para ser atingida a capacidade de carga:

$$\left(\frac{F_{m\acute{a}x}}{2}\right) \cdot 155 = 2771,6 \therefore F_{m\acute{a}x} = 35,8 \text{ kN}$$

Com a capacidade de carga do modelo definida, é possível determinar a armadura positiva:

Dados da seção transversal da viga: $b_w = 30 \text{ cm}$; $h = 65 \text{ cm}$; $d = 63 \text{ cm}$; $d' = 2 \text{ cm}$.

$$M_d = M_k = 2771,6 \text{ kN} \cdot \text{cm};$$

Fazendo o cálculo da armadura com os dados acima, obteve-se:

$$A_s = 1,08 \text{ cm}^2; A_s' = 0; z = 57,12 \text{ cm}; \frac{K_x}{K_{x,\text{lim}}} = 0,1157 \rightarrow \text{fracamente armada.}$$

Adotando-se:

$4\phi 10$ ($A_s = 3,14 \text{ m}^2$) armadura mínima.

c) Armadura transversal (estribos) - Verificação feita para cortante de 150 kN..

Força cortante $V_{sd,\text{min}}$ relativa a armadura transversal mínima :

$$V_{sd,\text{min}} = V_{sw,\text{min}} + V_c$$

$$f_{ctk,\text{inf}} = 0,7 \cdot f_{ctm} = 0,7 \cdot 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} = 0,21 \cdot f_{ck}^{2/3} = 0,21 \cdot 40^{2/3} = 2,45 \text{ MPa}$$

$$f_{ctk,inf} = 0,245 \frac{kN}{cm^2}$$

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk,inf}}{\gamma_c} = \frac{0,245}{1,3} = 0,189 \frac{kN}{cm^2}$$

$$V_c = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d = 0,6 \cdot 0,189 \cdot 16 \cdot 63 = 114,3 \text{ kN}$$

$$V_{sw,min} = \rho_{sw,min} \cdot 0,9 \cdot b \cdot d \cdot f_{ywd} \quad \rho_{sw,min} = 0,1284 \text{ (tabelado)}$$

$$V_{sw,min} = \frac{0,1284}{100} \cdot 0,9 \cdot 16 \cdot 63 \cdot 43,5 = 50,76 \text{ kN}$$

$$V_{sd,min} = V_{sw,min} + V_c = 114,3 + 50,76 = 165,03 > 150 \text{ kN} , \text{ Ok!}$$

Armadura transversal mínima:

$$a_{sw,min} = \frac{A_{sw,min}}{s} = \rho_{sw,min} \cdot b_w = \frac{0,1284}{100} \cdot 0,16 = 2,05 \times 10^{-4} \frac{m^2}{m} = 2,05 \frac{cm^2}{m}$$

$$\text{Para dois ramos: } \frac{A_{sw,min}}{s} = 1,03 \frac{cm^2}{m} \rightarrow \text{Ø}6,3c12 (A_s = 2,60 \frac{cm^2}{m})$$

d) Armadura de costura/interface.

$$V_d = 125 \text{ kN}$$

$$F_{ck} = 40 \text{ MPa}; f_{yk} = 414 \text{ (costura)}$$

$$\tau_d < \tau_u$$

$$\tau_d = \frac{V_d}{b_{inf} \cdot d} = \frac{125}{16 \cdot 65} = 0,12 \text{ kN/cm}^2$$

$$b_{inf} = 16 \text{ cm}; \quad d = 65 \text{ cm.}$$

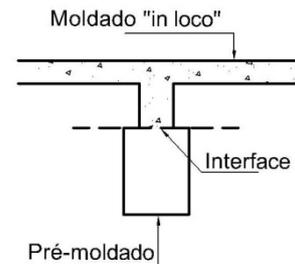


Figura 10 – Seção da viga.

Grupo III – elemento tipo viga, elevada sollicitação:

$$\tau_{wu} = \beta_s \cdot \rho \cdot f_{yd} + \beta_c \cdot f_{td} < 0,31 \cdot f_{ck}$$

Superfície intencionalmente rugosa: Categoria II.

$$\beta_s=0,90; \beta_c=0,40$$

$$f_{td} = 0,28\sqrt{f_{ck}} = 0,28\sqrt{40} = 1,77\text{MPa} = 0,177 \text{ kN/cm}^2$$

Fazendo $\tau_u=\tau_d$:

$$\beta_s \cdot \rho \cdot f_{yd} + \beta_c \cdot f_{td} = \tau_d \quad \rho = \frac{\tau_d - \beta_c \cdot f_{td}}{\beta_s \cdot f_{yd}} = \frac{0,12 - 0,4 \cdot 0,177}{0,90 \cdot 36} = 0,00152$$

$$\frac{A_{st}}{s} = \rho \cdot b_{inf} = 0,00152 \cdot 16 = 0,024 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}} = 2,4 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \rightarrow \text{para duas pernas} = 1,20 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Adotado: $\phi 6,3\text{c}12$ ($A_s=2,60 \text{ cm}^2/\text{m}$)

2.3. Dimensionamento das vigas – modelo 4.

a) Armadura negativa.

$$b_w=30\text{cm}; h=65\text{cm}; d=63\text{cm}; d'=2\text{cm}.$$

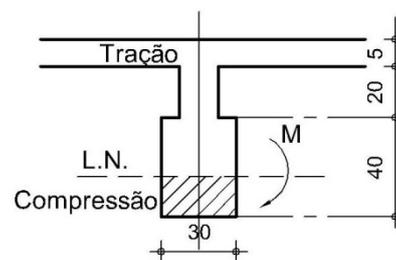


Figura 11 – Seção da viga

$$M_d = M_k = 20\,000 \text{ kN} \cdot \text{cm};$$

$$f_{ck}=40 \text{ MPa};$$

Fazendo o cálculo da armadura com os dados acima, obteve-se:

$$A_s=7,68 \text{ cm}^2; A_s'=0; z=59,9; \frac{K_x}{K_{x,\text{lim}}} = 0,2145 \rightarrow \text{Sub-armada.}$$

Adotando-se:

2 ϕ 16 ($A_s=4,02 \text{ cm}^2$) por dentro do pilar e 6 ϕ 10 ($A_s=4,71$) passando ao lado do pilar,
 área total = 8,73 cm^2 .

b) Armadura positiva.

$b_w=16\text{cm}$ (considerando apenas a contribuição da viga);

$h=65\text{cm}$; $d=63\text{cm}$; $d'=2\text{cm}$.

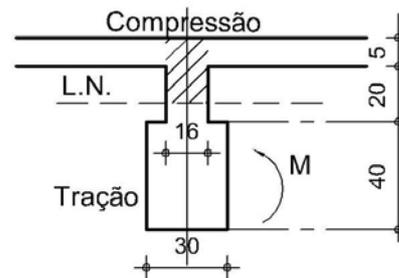


Figura 12 – seção da viga

Neste caso, considerou-se um momento menor que o adotado para o dimensionamento da ligação sujeita ao momento negativo. Com menos armadura positiva, supôs-se que seria mais fácil registrar maiores deformações nesta armadura. Assim, têm-se o momento adotado: $M_d = M_k = 14\ 000 \text{ kN.cm}$ (70% do momento negativo).

Fazendo o cálculo da armadura com os dados acima, foi obtido:

$$A_s=5,35 \text{ cm}^2; A_s'=0; z=60,2; \frac{K_x}{K_{x,\text{lim}}} = 0,175$$

Adotando-se: 5 ϕ 12,5 ($A_s=6,14 \text{ cm}^2$).

2.4. Dimensionamento do pilar misto – modelos 3 e 4 (NBR8800:2008).

Fator de contribuição do aço:

$$\delta = \frac{A_a \cdot f_y \cdot d}{N_{pl,Rd}}$$

$$N_{pl,Rd} = N_{pl,a,Rd} + N_{pl,c,Rd} + N_{pl,s,Rd} = 1680 + 2700 = 4380 \text{ kN}$$

$$N_{pl,a,Rd} = f_{yd} \cdot A_a = 22,7 \cdot 74,01 = 1680 \text{ kN}$$

$$N_{pl,c,Rd} = f_{cd1} \cdot A_c = 3,27 \cdot 826 = 2700 \text{ kN}$$

$$N_{pl,s,Rd} = 0$$

$$f_{cd1} = \alpha \cdot f_{cd} = 0,85 \cdot 3,846 = 3,27 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{cd} = \frac{50}{1,3} = 3,85 \text{ kN/cm}^2 \quad f_{yd} = \frac{25}{1,10} = 22,72 \text{ kN/cm}^2$$

$$\delta = \frac{1680}{1680+2700} = 0,38 \quad (0,2 < \delta < 0,9 \text{ Ok!})$$

Flambagem local dos elementos de aço:

$$\frac{b_1}{t} \leq 2,26 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad E = 200 \text{ GPa} = 200\,000 \text{ MPa} = 20\,000 \text{ kN/cm}^2.$$

$$b_1 = 30 \text{ cm}; t = 0,63 \text{ cm}. \quad \frac{30}{0,63} = 47 < 2,26 \sqrt{\frac{20000}{25}} = 63,9 \text{ Ok!}$$

Verificação das cantoneiras internas ao pilar:

$$F_{\text{consolo/viga}} = 125 \text{ kN}$$

$$3L \ 50 \times 50 \times 6,3 \ (L=250\text{mm}): A_{liq} = 25 \times 0,63 \times 3 = 47,25 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Escoamento: } \tau = \frac{V_d}{A_g}$$

$$\text{Ruptura: } \tau = \frac{V_d}{A_{liq}} = \frac{125}{47,25} = 2,64 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} < \phi \cdot R_n = 0,75 \cdot (0,6 \cdot f_u) = 18 \text{ kN/cm}^2$$

2.5. Dimensionamento dos consolos – modelos 3 e 4.

Devido a complexidade de solicitações e geometria do consolo usado no modelo 4, optou-se pela obtenção das tensões neste elemento através de modelos numéricos com o uso do programa DIANA. Nestes modelos, foram testadas várias espessuras de chapa de modo a obter uma distribuição de tensões (Von Mises) na qual a máxima tensão registrada fosse menor que a tensão de escoamento do aço utilizado reduzida pelo coeficiente $\phi=0,9$ (ϕf_y).

Como o consolo do modelo 3 tinha geometria semelhante ao do modelo 4, apesar de ser mais simples em termos de solicitações, aplicou-se o mesmo procedimento para este elemento. Mesmo assim, foi feito um pré-dimensionamento manual usado como ponto de partida para os modelos numéricos.

As análises numéricas, nestes casos, foram lineares, sem consideração de qualquer plastificação ou efeito de segunda ordem. O elemento usado para modelar o aço foi o CT30S que é um elemento de casca isoparamétrico curvo de 6 nós (figura 13) com aproximação quadrática para os deslocamentos e rotações, com integração de Gauss na área $\xi\eta$ aproximação quadrática para os deslocamentos e rotações, com integração de Gauss na área $\xi\eta$. Cada nó do elemento possui 5 graus de liberdade, três translações e duas rotações

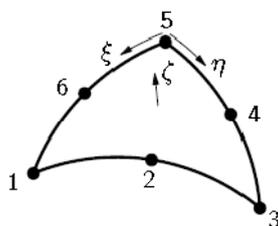


Figura 13 – Elemento CT30S – DIANA.

Na figura yy, tem-se uma seção longitudinal do consolo usado no modelo 3. Foi considerada uma carga aplicada de 150 kN (60% da capacidade do atuador). E abaixo da figura estão os cálculos para obtenção das espessuras de chapas usadas como primeiras aproximações nos modelos numéricos.

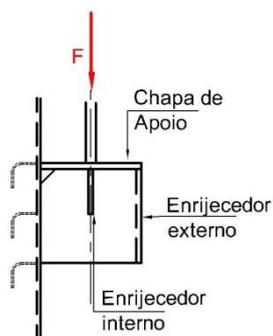


Figura 14 – Consolo – modelo 3.

Considerando F distribuída sobre o enrijecedor interno e esta chapa como bi engastada:

$$h_1=70\text{mm}; \quad A = t \cdot h = 7t \text{ cm}^2; \quad w = \frac{t \cdot h^2}{6} = \frac{t \cdot 7^2}{6} = 8,17t \text{ cm}^3$$

$$f_{d,max} = \frac{M_d}{w} = \frac{350}{8,17t} = \frac{42,8}{t} \text{ kN/cm}^2$$

$$\text{Limitando a tensão a } 0,9 f_y: \quad \frac{42,8}{t} = \phi \cdot f_y \quad \therefore t = \frac{42,8}{0,9 \cdot 25} = 1,9 \text{ cm} = 19 \text{ mm}$$

Considerando agora que o enrijecedor interno constituiu com a chapa de apoio uma viga T com largura de mesa de 100 mm:

Propriedades da viga T (Figura 15):

$$e=12,5\text{mm}; \quad A= 21,25 \text{ cm}^2; \quad I_x=124,93 \text{ cm}^4; \quad I_y=105,30\text{cm}^4;$$

$$y_{c.g.}=5,93\text{cm}; \quad w_i=20,91\text{cm}^3; \quad w_s=53,83 \text{ cm}^3.$$

$$f_{m\acute{a}x} = \frac{M}{w} = \frac{350}{20,91} = 16,74 \text{ kN/cm}^2$$

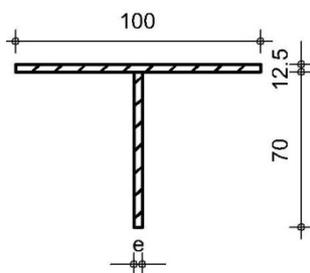


Figura 15 – seção do enrijecedor interno.

Adotando $e=9,5\text{mm}$ e espessura da chapa de apoio também de $9,5\text{mm}$:

$$f_{m\acute{a}x} = \frac{M}{w} = \frac{350}{16,54} = 21,16 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} < \phi f_y \text{ ok!}$$

Fazendo o mesmo cálculo para o enrijecedor externo, considerando a metade da força F e a seção mostrada na figura 16 obteve-se uma espessura de chapa de $6,3 \text{ mm}$. Assim, as dimensões adotadas para a primeira análise numérica são mostradas na figura 17. Foi adotada uma espessura ligeiramente inferior à calculada para o enrijecedor interno na expectativa de obter um resultado mais eficiente, e as espessuras adotadas para a aba lateral e chapa de apoio foram aleatórias.

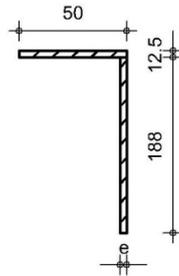


Figura 16 – Seção do enrijecedor externo.

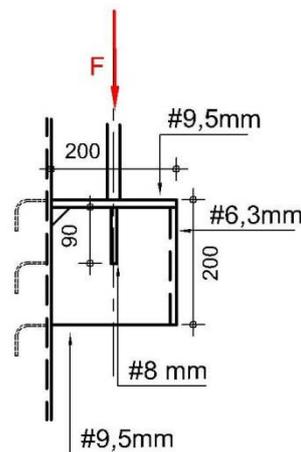


Figura 17 – Seção longitudinal e dimensões adotadas na 1ª análise numérica.

Na figura 18 está representada a malha adotada, bem como as condições de contorno do modelo.

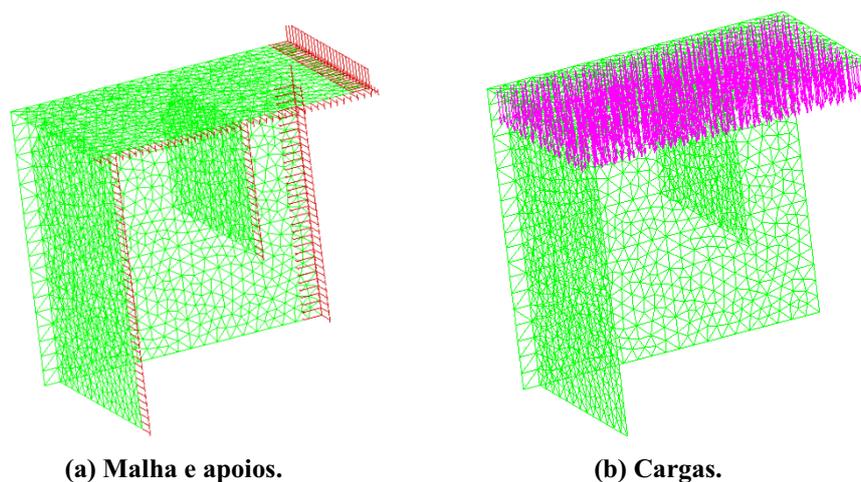


Figura 18 – Malha e contorno do modelo numérico para dimensionamento do consolo 3.

Assim, na figura 19 é mostrada a distribuição de tensão na chapa de apoio após a primeira análise. Como as tensões foram superiores a $0,9f_y$, foi efetuada uma nova análise mudando-se a espessura desta chapa para 12,5mm obtendo-se uma nova distribuição de tensões mostrada na figura 20. Na figura 21 está a distribuição das tensões no enrijecedor interno com chapa de 8 mm, como ficaram ligeiramente maiores que $0,9f_y$ na segunda análise mudou-se a espessura para 9,5mm cuja distribuição de tensões está na figura 22. As tensões nas abas laterais (na segunda análise) ficaram também maiores que o desejado, então a espessura deste elemento foi modificada para 12,5 mm cujas tensões estão representadas na figura 22, pode ser observado nesta figura que em algumas regiões as tensões ficaram elevadas, na ordem de 26 kN/cm^2 , entretanto, como foi em uma região limitada a espessura de 12,5 mm foi mantida. Como resultado final as espessuras adotadas foram: **chapa de apoio** = 12,5mm; **enrijecedor interno** = 9,5mm; **enrijecedor externo** = 6,3mm e **abas laterais** = 12,5mm.

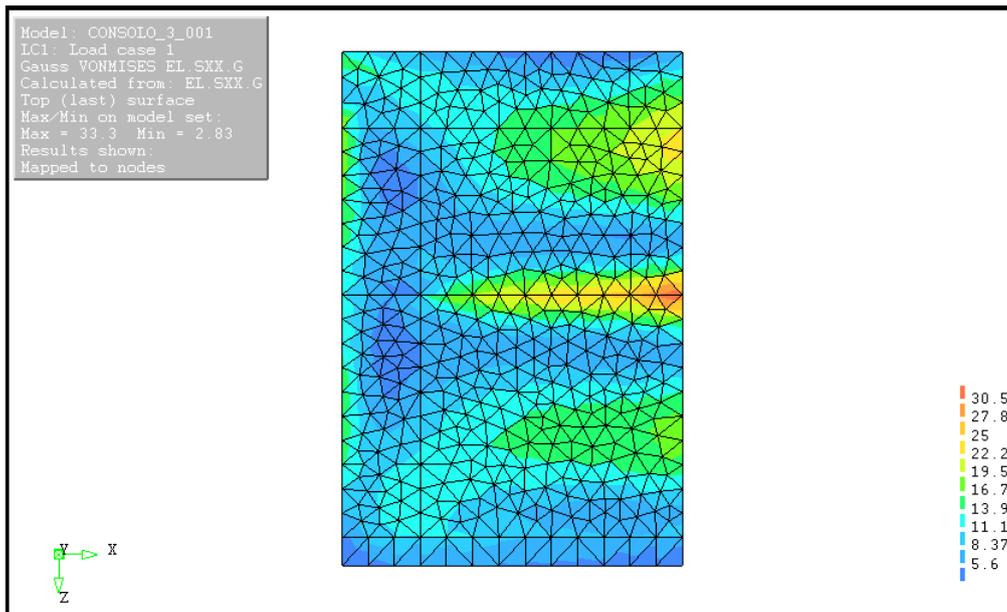


Figura 19 – Tensões de von Mises (kN/cm^2) – 1° análise: Chapa de apoio com espessura de 9,5mm.

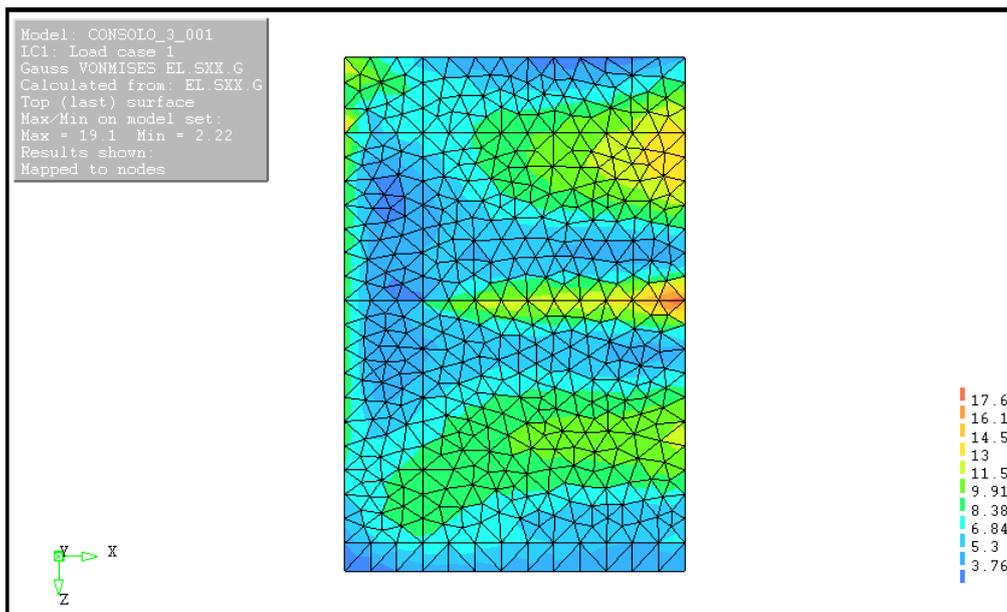


Figura 20 – Tensões de von Mises (kN/cm^2) – 2° análise: Chapa de apoio com espessura de 12,5mm.

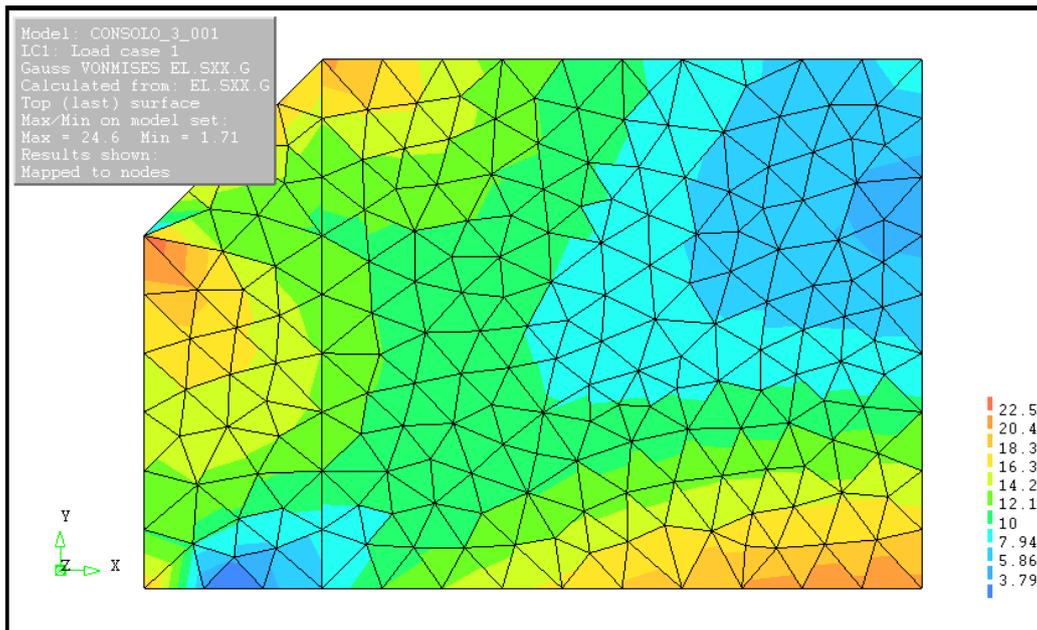


Figura 21 – Tensões de von Mises (kN/cm^2) – 1º análise: enrijecedor interno com espessura de 8 mm.

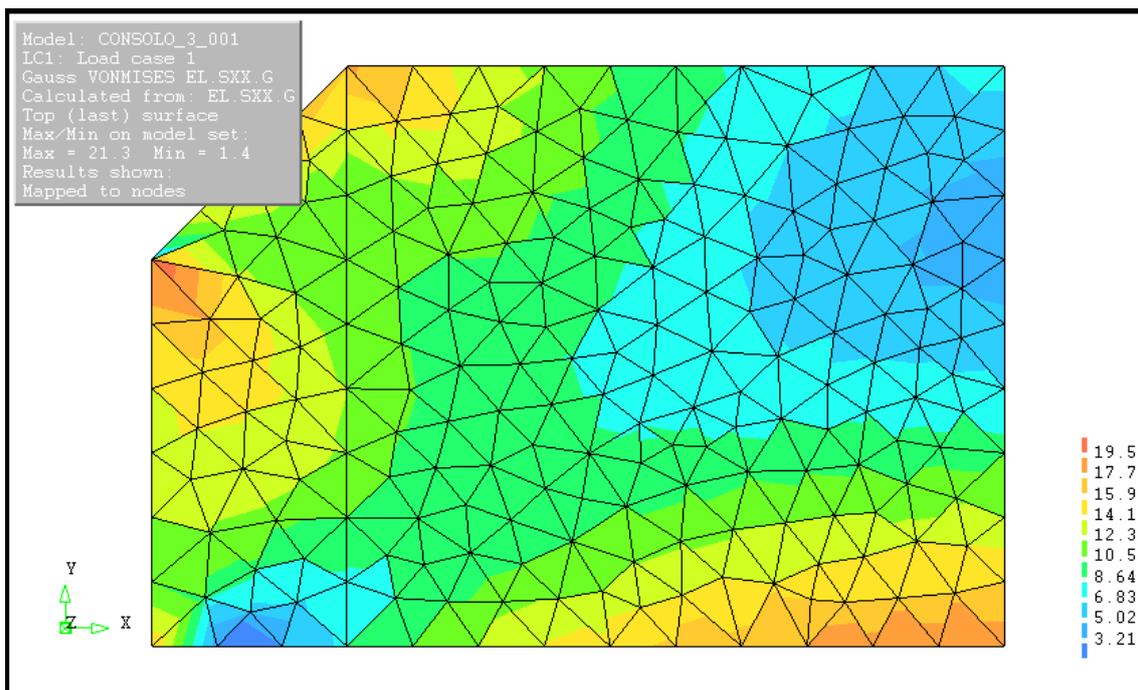


Figura 22 – Tensões de von Mises (kN/cm^2) – 2º análise: enrijecedor interno com espessura de 9.5 mm.

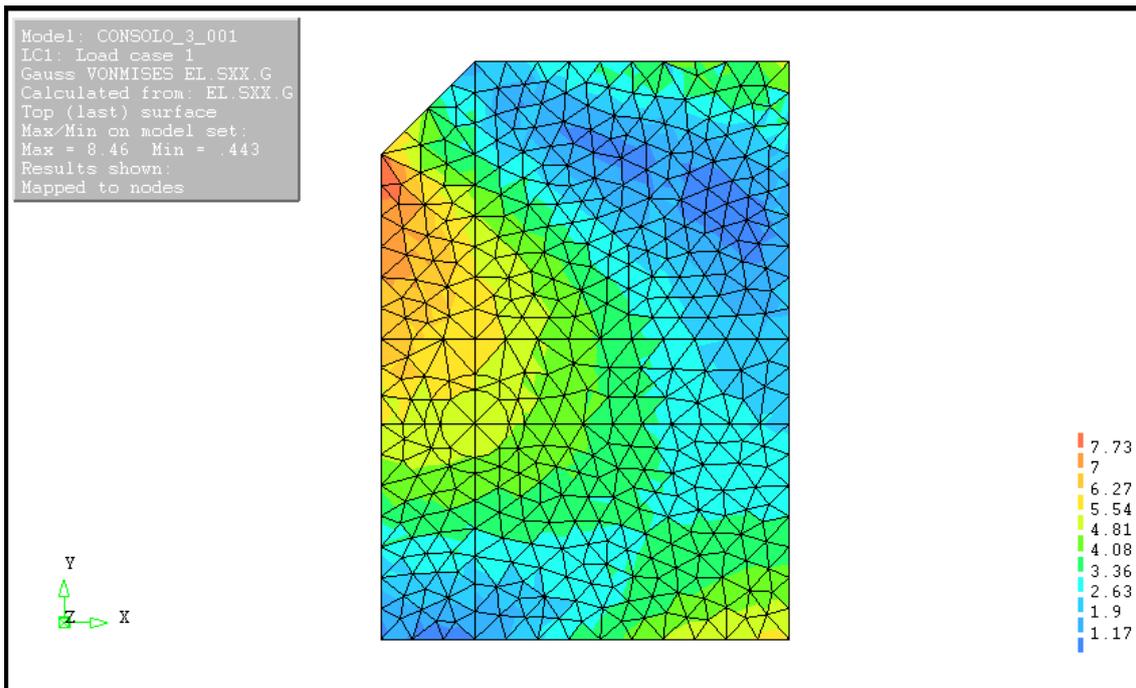


Figura 23 – Tensões de von Mises (kN/cm²) – 2º análise: enrijecedor externo com espessura de 6,3 mm.

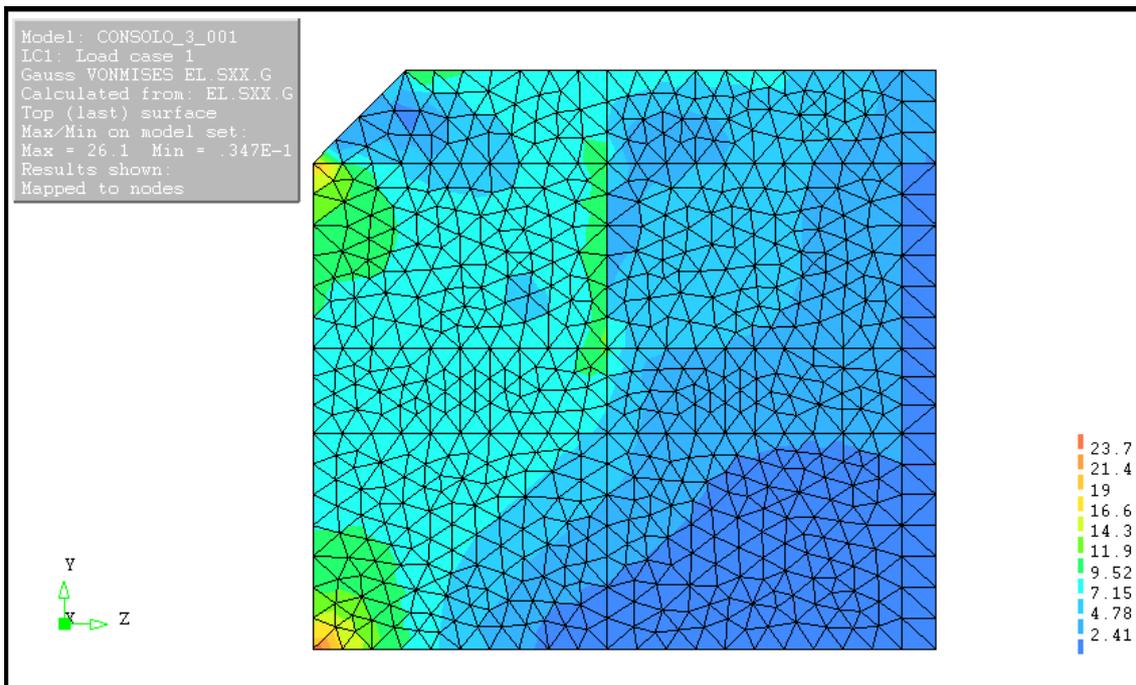


Figura 24 – Tensões de von Mises (kN/cm²) – 3º análise: aba lateral com espessura de 12,5 mm.

Procedimento semelhante foi adotado no modelo 4, a diferença é que neste caso foram consideradas três situações de carga: a primeira com a solicitação vertical atuando na

chapa de apoio, a segunda a solicitação introduzida no consolo através do parafuso e a terceira as duas solicitações atuando simultaneamente. Apesar da terceira situação não ocorrer no ensaio experimental, ela é passível de acontecer em uma estrutura real. Assim, na figura 25 tem-se a malha e as condições de contorno do modelo numérico usado.

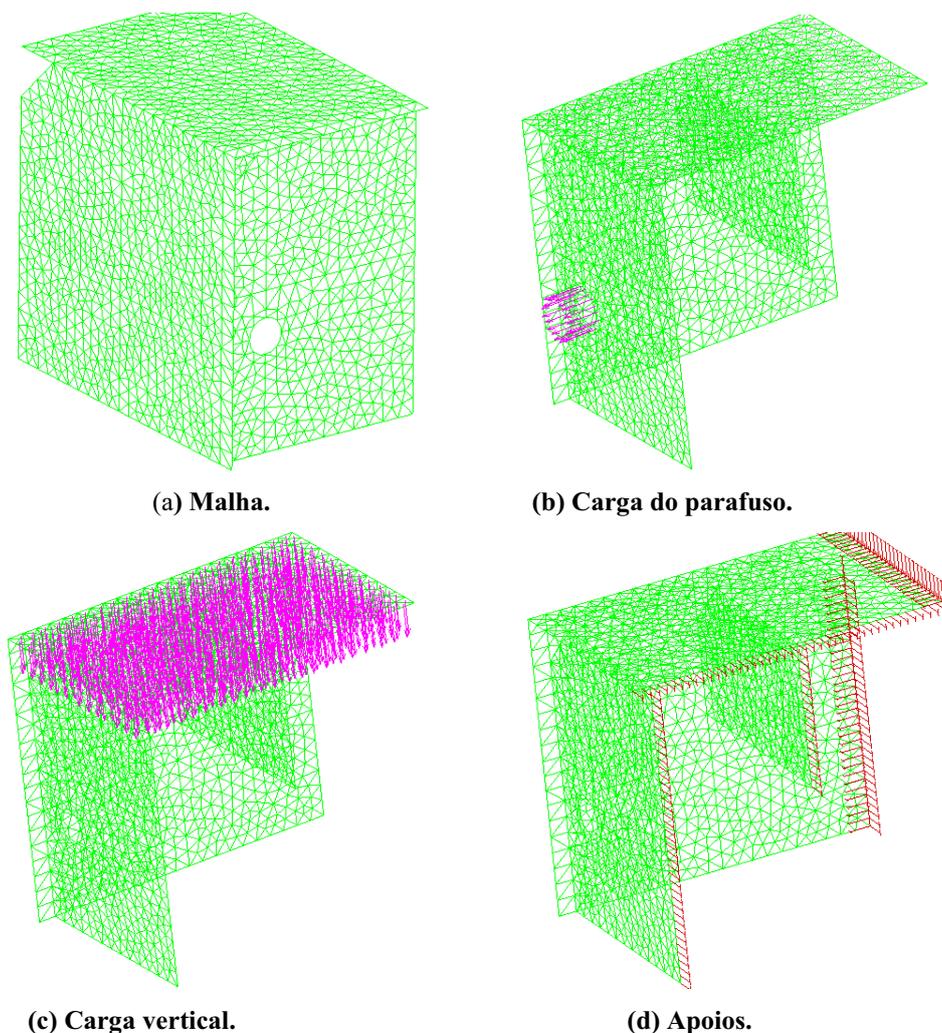


Figura 25 - Malha e contorno do modelo numérico para dimensionamento do consolo 4.

Da figura 26 até a figura 29 são mostradas as tensões de Von Mises obtidas ao final das análises para o consolo do modelo 4. Nas chapas onde houve tensões elevadas apenas em algumas regiões limitadas do elemento as espessuras não foram aumentadas, esperando que com a plastificação destas, as tensões se redistribuiriam. Como resultado final as espessuras adotadas foram: **chapa de apoio** = 12,5mm; **enrijecedor interno** = 9,5mm; **enrijecedor externo** = 22 mm e **abas laterais** = 16mm. A chapa de 22 mm a ser usada no

enrijecedor externo foi substituída por uma de 25 mm por não haver disponibilidade comercial desta espessura (aço ASTM A-36) na época da fabricação dos modelos.

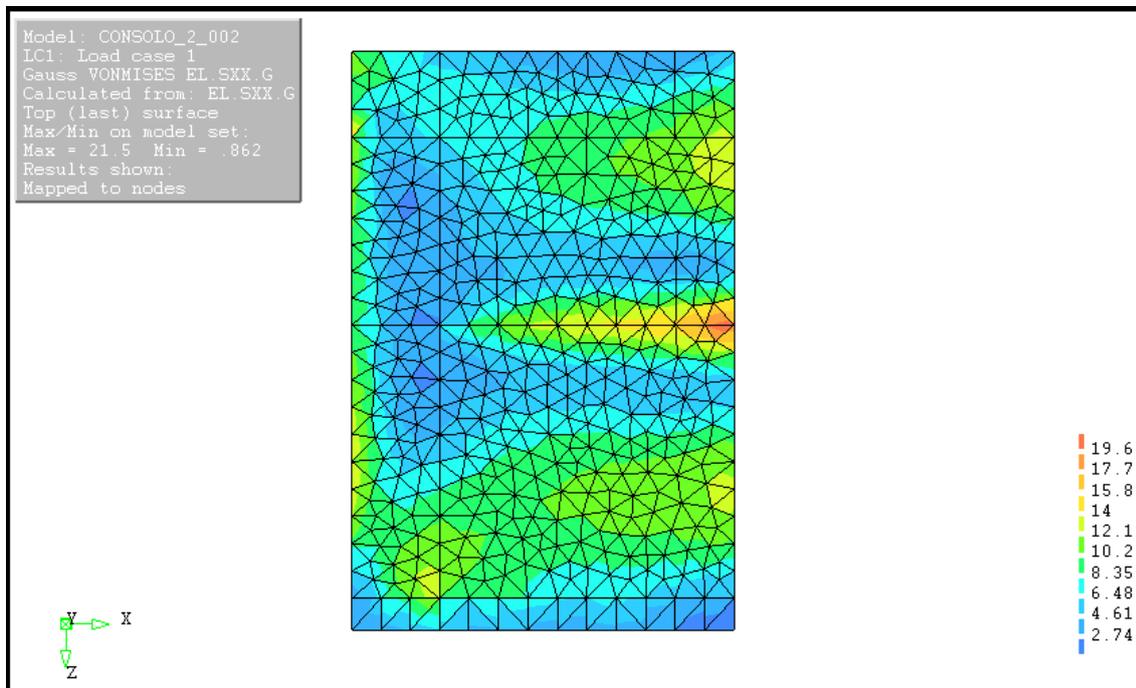


Figura 26 - Tensões de von Mises (kN/cm²) – análise final: Chapa de apoio com espessura de 12,5mm.

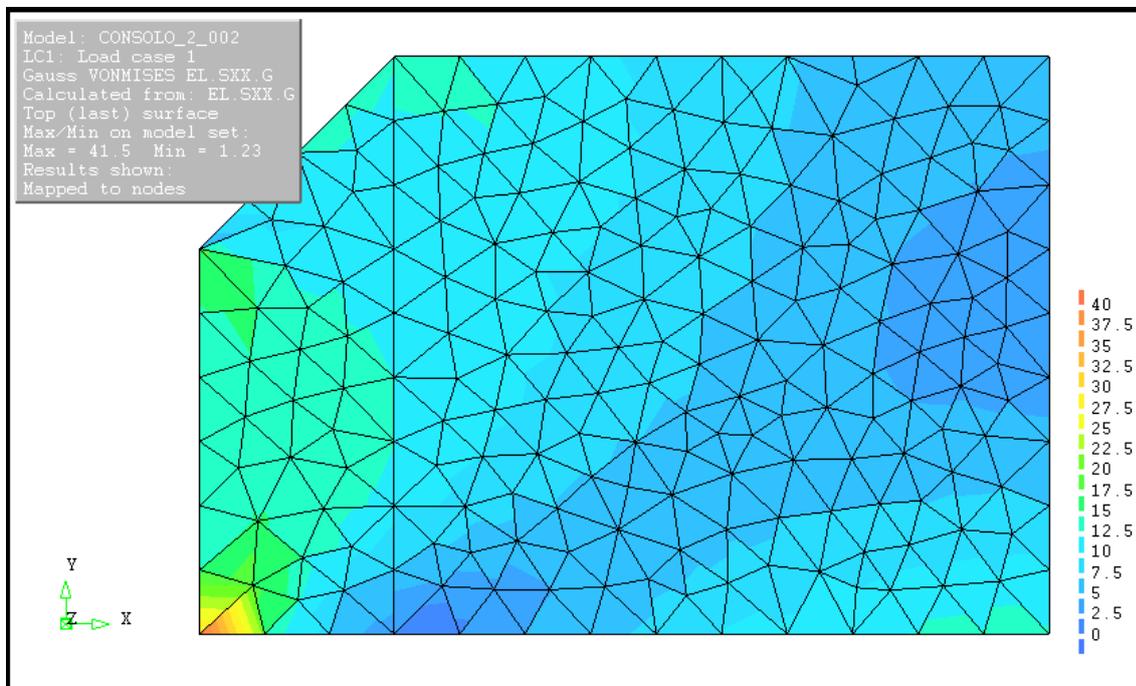


Figura 27 - Tensões de von Mises (kN/cm²) – análise final: enrijecedor interno com espessura de 9,5mm.

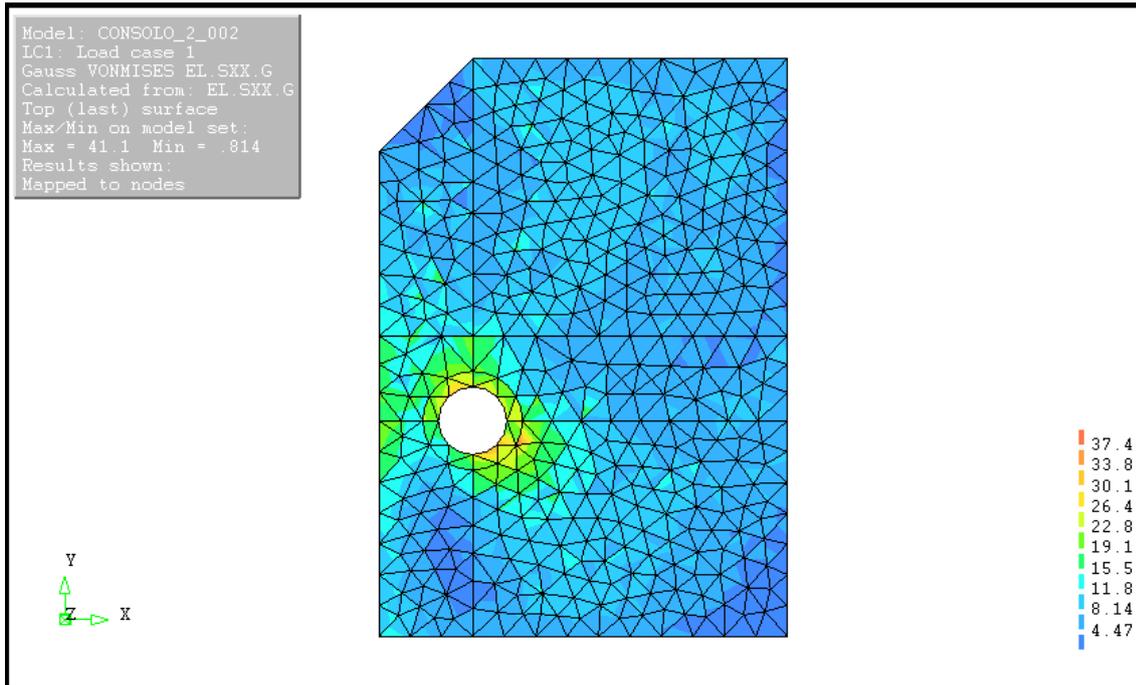


Figura 28 - Tensões de von Mises (kN/cm²) – análise final: enrijecedor externo com espessura de 22 mm.

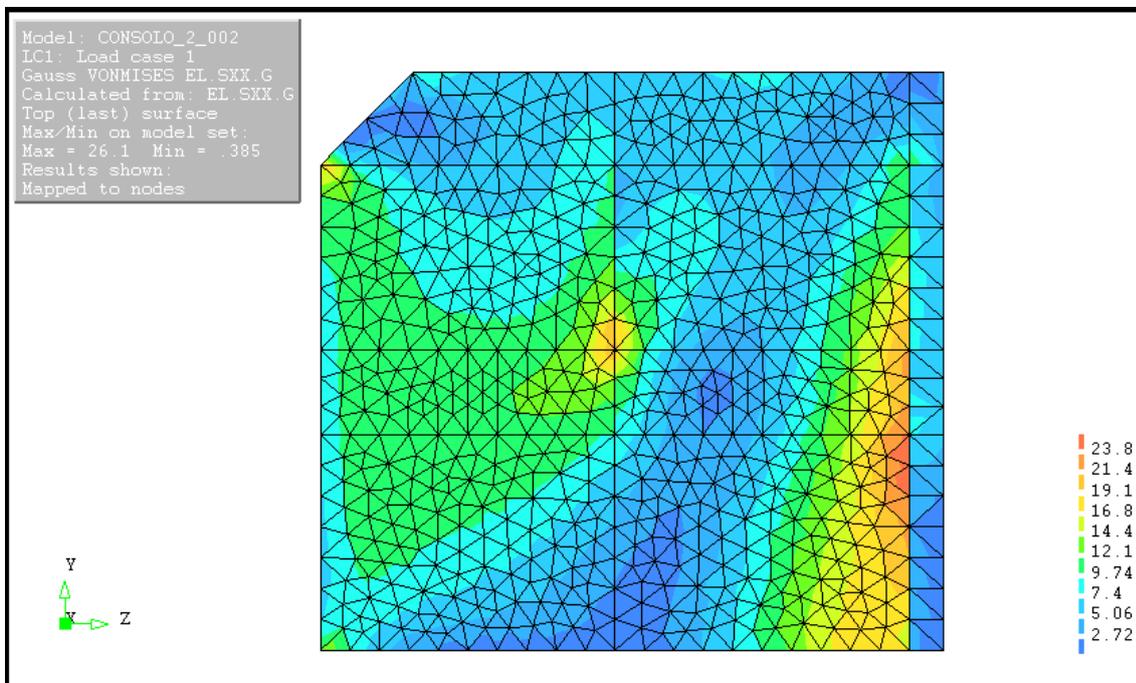


Figura 29 - Tensões de von Mises (kN/cm²) – análise final: Aba lateral com espessura de 16 mm.