

Marcela Novischi Kataoka

***Estudo do comportamento de ligações viga-pilar
preenchido submetidas a ações cíclicas***

Tese apresentada à Escola de Engenharia de São Carlos, da Universidade de São Paulo, como parte dos requisitos necessários para a obtenção do Título de Doutora em Engenharia de Estruturas.

Orientadora: Profa. Dra. Ana Lúcia H. de C. El Debs

Versão corrigida.

A versão original encontra-se na Escola de Engenharia de São Carlos.

São Carlos - SP
2011

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

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

Kataoka, Marcela Novischi
K19e Estudo do comportamento de ligações viga-pilar preenchido submetidas a ações cíclicas / Marcela Novischi Kataoka ; orientadora Ana Lúcia Homce de Cresce 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. Estruturas mistas. 2. Ligações mistas. 3. Análise numérica. 4. Pilar misto preenchido.
I. Título.

FOLHA DE JULGAMENTO

Candidato: Engenheira **MARCELA NOVISCHI KATAOKA**

Título da tese: **Estudo do comportamento de ligações viga-pilar preenchido submetidas a ações cíclicas.**

Data da defesa: 28/06/2011:

Comissão Julgadora:

Resultado:

Profª. Assoc. **Ana Lucia Homce de Cresce El Debs (Orientadora)**
(Escola de Engenharia de São Carlos/EESC)

Aprovada

Prof. Dr. **Jorge Munaiar Neto**
(Escola de Engenharia de São Carlos/EESC)

Aprovada

Prof. Dr. **Vladimir Guilherme Haach**
(Escola de Engenharia de São Carlos/EESC)

APROVADA

Prof. Dr. **Julio Fruchtengarten**
(Escola Politécnica/USP)

Aprovado

Dr. **Roberval José Pimenta**
(CODEME Engenharia)

Aprovado

Coordenador do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil (Engenharia de Estruturas):

Profª. Associada **Ana Lucia Homce de Cresce El Debs**

Presidente da Comissão de Pós-Graduação:

Prof. Associado **Paulo Cesar Lima Segantine**

*“A alegria está na luta, na tentativa,
no sofrimento envolvido e não na vitória
propriamente dita.”*

Mahatma Gandhi

*Dedico este trabalho ao meu marido Thiago,
aos meus pais, Nelson e Lais,
e aos meus irmãos, Rafael e Fabio.*

Agradecimentos

Em primeiro lugar a Deus, por me dado determinação para seguir o caminho escolhido e concluir mais uma etapa de minha vida.

À minha orientadora Ana Lúcia Homce de Cresce El Debs, por ser sempre tão prestativa e disposta a ajudar nos momentos de dificuldades.

Ao meu esposo Thiago por sempre me incentivar e acreditar em mim mesmo nas horas que o cansaço e o desânimo me tomavam.

Aos técnicos do Laboratório de Estruturas pelo empenho e determinação na execução dos ensaios. A todos os professores e funcionários do Departamento de Engenharia de Estruturas, que de uma maneira ou de outra colaboraram para a realização desse trabalho.

Ao Professor Vladimir pelas contribuições na definição da modelagem das ligações.

Ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico - CNPq, pela bolsa de estudo concedida.

Aos amigos que conquistei nesse período, em especial a Luciane Marcela Filizola, Jeffersons Lins que tornaram todos esses anos muito importantes em minha vida.

Em especial, vão meus agradecimentos ao meu grande amigo Luiz Álvaro pela paciência em me ensinar a modelar no DIANA, parte tão importante desse trabalho.

A minha família, meu pai Nelson, minha mãe Lais e meus irmãos, Fabio e Rafael, por estarem sempre ao meu lado.

Sumário

RESUMO	i
ABSTRACT	iii
LISTA DE FIGURAS	v
LISTA DE TABELAS	ix
1 Introdução	1
1.1 Considerações Iniciais	1
1.2 Objetivos.....	2
1.3 Justificativas	3
1.4 Metodologia.....	4
1.5 Apresentação do Trabalho	5
2. Revisão Bibliográfica.....	7
2.1 Estruturas mistas.....	7
2.2 Elementos mistos de aço e concreto	8
2.2.1 Pilares mistos	8
2.2.2 Vigas mistas.....	13
2.2.3 Lajes mistas	15
2.3 Ligações viga-pilar	17
2.4 Análise Numérica de Ligações	29
2.5 Comportamento das ligações mistas	34
2.6 Classificação de ligações de acordo com o Eurocode 3	41
2.7 Comentários Finais	43
3. Programa Experimental	45
3.1 Introdução.....	45

3.2	Caracterização dos Materiais	49
3.2.1	Parafusos	49
3.2.2	Perfis Metálicos.....	50
3.2.3	Armadura	52
3.2.4	Concreto	56
3.3	Detalhamento dos Modelos de Ligações	64
3.4	Instrumentação e Esquema de Ensaio	70
3.5	Apresentação dos resultados	79
3.5.1	Modelo Piloto.....	79
3.5.2	Modelo 1	83
3.5.3	Modelo 2	90
3.5.4	Modelo 3	96
4.	Simulação Numérica	103
4.1	Considerações Iniciais.....	103
4.2	Modelos numéricos	104
4.2.1	Elementos Finitos.....	104
4.2.2	Modelo Constitutivo do Concreto.....	105
4.2.3	Modelo Constitutivo do Aço.....	106
4.2.4	Modelo Constitutivo da Interface	108
4.2.5	Modelo Constitutivo da Armadura, Parafusos e Conectores	109
4.3	Caracterização dos modelos numéricos de ligação.....	109
4.4	Apresentação dos resultados numéricos	117
4.4.1	Modelo Piloto.....	117
4.4.2	Modelo 1	122
4.4.3	Modelo 2	128
4.4.4	Modelo 3	134
5.	Análise dos Resultados.....	141
5.1	Considerações Iniciais.....	141
5.2	Análise dos Resultados Experimentais	142
5.2.1	Análise da taxa de armadura da laje.....	142
5.2.2	Análise da ancoragem da armadura de continuidade.....	143
5.2.3	Análise da influência da laje	145

5.3	Análise da Simulação Numérica.....	148
5.4	Análise Paramétrica.....	156
5.4.1	Diâmetro dos Parafusos	156
5.4.2	Seção da Viga Metálica	159
5.4.3	Altura da Laje	162
5.5	Classificação das Ligações	164
6.	Considerações Finais e Conclusões	167
6.1	Considerações Finais	167
6.2	Conclusões.....	168
6.2.1	Análise Experimental	168
6.2.2	Análise Numérica	169
6.2.3	Análise Paramétrica.....	170
6.3	Sugestões para Pesquisas Futuras.....	171
	Referências Bibliográficas	173
	Apêndice A	181
	Apêndice B	185
	Apêndice C	187
	Apêndice D	189
	Apêndice E	191

Resumo

KATAOKA, M. N. (2011). **Estudo do comportamento de ligações viga-pilar preenchido submetidas a ações cíclicas**, São Carlos, 2011. 192p. Tese (Doutorado), Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

No presente trabalho foi analisado o comportamento de ligações viga-pilar em estruturas mistas de aço e concreto com o auxílio de simulação numérica e experimentação. A simulação numérica foi realizada no programa DIANA, baseado no método dos Elementos Finitos. Os modelos de ligações analisados são compostos por ligações com parafusos passantes entre pilares metálicos preenchidos com concreto e vigas metálicas. A laje utilizada foi do tipo com fôrma de aço incorporada, com a utilização de conectores de cisalhamento para resistir aos esforços em conjunto com a viga. Para simular a situação de pilar intermediário, foram utilizados modelos com formato cruciforme, os quais foram submetidos à força cíclica reversível com a finalidade de submeter à estrutura a esforços semelhantes aos provocados por vento e sismo. Além do efeito da força cíclica, este trabalho avaliou também a influência na rigidez da ligação causada pela taxa de armadura da laje e pelo detalhe de ancoragem da armadura de continuidade ao pilar misto. Para isso foram ensaiados quatro modelos. Dentro da metodologia proposta, obteve-se numérica e experimentalmente, dados que permitiram a construção de curvas momento *versus* rotação e força *versus* deslocamento para a quantificação da rigidez e determinação da ductilidade da ligação. Como resultado das análises concluiu-se que a laje contribui mais na rigidez da ligação quando ela está submetida a momento fletor positivo e com relação ao método de ancoragem não houve diferença significativa nas rigidezes.

Palavras Chave: *Estruturas mistas, ligações mistas, análise numérica, pilar misto preenchido.*

Abstract

KATAOKA, M. N. (2011). **Study on behavior of steel beam to CFT column connection subjected to cyclic loading**. São Carlos, 2011. 192p. Doctoral Thesis, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

This research studied the behavior of beam-column connection in composite steel-concrete structures and was developed with the use of numerical simulation and experimentation. The numerical simulation was performed using the program DIANA which is based on the finite element method. The models are composed of connections with bolts passing through the concrete filled tube (CFT) column and steel beams with a steel deck. It was used shear connectors for the slab works together with the beam to resist the bend. To simulate the situation of the middle column, they are used models with cruciform form, which were subjected to reversible cyclic loading in order to bring structure the efforts similar to those caused by wind and earthquake. Besides the effect of cyclic loading, this research also evaluated the influence on the connection stiffness caused by the slab reinforcement ratio and anchors detail to the column of some bars. To obtain this information four models were tested. Within the proposed methodology numerical and experimental data were obtained which made possible the construction of moment versus rotation curves and loading versus displacement for the quantification of stiffness and ductility of the connections. The result of this research shows that the slab contributes more on the increase of stiffness when the connection is subjected to sagging moment and about the method of anchoring, there is no significant difference on stiffness between the two methods.

Palavras Chave: *Mixed Structures, mixed connection, numerical analysis, CFT- concrete filled tube.*

Lista de Figuras

Figura 2-1 – Seções transversais de pilares mistos aço-concreto (CALDAS et al., 2007)	9
Figura 2-2 – Tipos de conectores de cisalhamento (SILVA, 2006).....	10
Figura 2-3 – (a) Tensões de confinamento em seção circular; (b) Tensões de confinamento em seção retangular; (c) Tensões de confinamento em seção quadrada.	12
Figura 2-4 – Principais tipos de vigas mistas.	13
Figura 2-5 – Distribuição de deformações (FABRIZZI, 2007).....	14
Figura 2-6 – Conectores de cisalhamento (FIGUEIREDO, 2004).....	14
Figura 2-7 – Laje com fôrma de aço incorporada (DE NARDIN, 2005).....	15
Figura 2-8 – Tipos de fôrmas para utilização em lajes mistas (ALVA, 2000).....	16
Figura 2-9 – Tipos de ligações viga-pilar (FIGUEIREDO, 2004).....	17
Figura 2-10 – Laje com forma de aço incorporada utilizada por De Nardin (2007).	18
Figura 2-11 – Esquema dos modelos ensaiados (SILVA, 2006).	19
Figura 2-12 – Detalhe das ligações propostas por Azizinamini e Prakash (1993).....	20
Figura 2-13 – Esquema de ensaio de ELREMAILY e AZIZINAMINI (2001).....	21
Figura 2-14 – Ligações após a realização dos ensaios (ELREMAILY e AZIZINAMINI, 2001).....	21
Figura 2-15 – Detalhes das ligações com barras soldadas (BEUTEL et al. 2002).	22
Figura 2-16 – Ligação estudada por Gardner e Goldsworthy (2005).	23
Figura 2-17 – Esquema de ensaio de Kovács et al. (2004).	24
Figura 2-18 – Ligação com chapa passante e diafragma Cheng e Chung (2003).....	25
Figura 2-19 – Pilar preenchido com diafragma interno (RICLES et al., 2004).	25
Figura 2-20 – Ligação estudada por Shin et al. (2007).	26
Figura 2-21 – Modelo ensaiado por Green et al. (2004).	27
Figura 2-22 – Detalhe da ligação e das armaduras transversais utilizadas por Braconi et al. (2007).....	28
Figura 2-23 – Pórticos ensaiados por Wang e Li (2007).....	29
Figura 2-24 – Resultado da simulação numérica e projeto da ligação de Takhirov e Popov (2002).....	30
Figura 2-25 – Tensões de cisalhamento ao longo da estrutura ensaiada Bursi et al. (2005).....	31
Figura 2-26 – Ligação protendida entre pilar preenchido e viga metálica (CHOU et al., 2006).	31
Figura 2-27 – Malha de elementos finitos utilizada por Elremaily e Azizinamini (2001).....	32
Figura 2-28 – Detalhe da modelagem das armaduras e dos perfis de aço (Conceição, 2011).....	33
Figura 2-29 – (a) Ligação estudada; (b) malha de elementos finitos (CHIEW et al., 2001).	34
Figura 2-30 – Histerese típica para os tipos de falha juntamente com a envoltória.	38
Figura 2-31 – Modo de ruptura de ligação na chapa de topo (KOVÁCS et al., 2004).....	39
Figura 2-32 – Modo de ruptura de ligação no parafuso (KOVÁCS et al., 2004).	39
Figura 2-33 – Modo de ruptura de ligação na chapa de topo e parafuso (KOVÁCS et al., 2004).....	40
Figura 2-34 – Modo de ruptura de ligação com escoamento do pilar (KOVÁCS et al., 2004).	40
Figura 2-35 – Especificação para classificação de ligações segundo o Eurocode 3.....	42
Figura 3-1 – Luvas rosqueadas para barras de diâmetro de 12,5 mm e 20 mm.....	46
Figura 3-2 – Esquema de posicionamento das luvas rosqueadas (Unidade: milímetro).....	46
Figura 3-3 – Esquema de aplicação do carregamento cíclico.....	48
Figura 3-4 – Deslocamentos gerados em edifícios submetidos a carregamento sísmico.	49
Figura 3-5 – Ensaios de tração das barras rosqueadas (parafusos).	49
Figura 3-6 – Curvas tensão versus deformação para caracterização dos parafusos.	50
Figura 3-7 – Dimensões dos corpos-de-prova de aço (Unidade: milímetro).....	51

Figura 3-8 – Corpos-de-prova da mesa e alma da viga e pilar.	51
Figura 3-9 – Ensaio de tração de barra de aço realizado na Instron 8506.	52
Figura 3-10 – Curvas tensão versus deformação das barras de 8 mm.	53
Figura 3-11 – Curvas tensão versus deslocamento das barras de 12,5 mm.	54
Figura 3-12 – Curvas tensão versus deslocamento das barras de 16,0 mm.	55
Figura 3-13 – Curvas tensão versus deformação das barras de 20 mm.	56
Figura 3-14 – Curvas tensão versus deslocamento para o concreto 1.	58
Figura 3-15 – Curvas tensão versus deformação do concreto 2.	59
Figura 3-16 – Corpos-de-prova do ensaio de compressão diametral do concreto 3.	60
Figura 3-17 – Curvas tensão versus deformação do concreto 3.	61
Figura 3-18 – Curvas tensão versus deformação para o concreto 4.	62
Figura 3-19 – Curvas tensão versus deslocamento do concreto 5.	63
Figura 3-20 – Características da forma de aço da laje mista (Unidade: milímetro).	64
Figura 3-21 – Projeto dos elementos que integram os modelos de ligações (Unidade: milímetro).	65
Figura 3-22 – Dimensões do Modelo Piloto (Unidade: milímetro).	66
Figura 3-23 – Dimensões dos modelos com laje (Unidade: milímetro).	67
Figura 3-24 – Projeto de armação da laje do Modelo 1 e do Modelo 3 (Unidade: milímetro).	67
Figura 3-25 – Detalhes da armação da laje do Modelo 1.	68
Figura 3-26 – Projeto de armação da laje do Modelo 2.	68
Figura 3-27 – Detalhes da armação da laje do Modelo 2.	69
Figura 3-28 – Detalhes da armação da laje do Modelo 3.	69
Figura 3-29 – Localização dos extensômetros nas vigas (Unidade: milímetro).	70
Figura 3-30 – Modelos de ligações com a instrumentação concluída.	70
Figura 3-31 – Localização dos transdutores no Modelo Piloto (Unidade: milímetro).	71
Figura 3-32 – Posicionamento dos transdutores nos Modelos 1, 2 e 3 (Unidade: milímetro).	71
Figura 3-33 – Transdutores localizados abaixo da viga.	72
Figura 3-34 – Localização dos extensômetros nas armaduras da laje do Modelo 1 e Modelo 3.	72
Figura 3-35 – Instrumentação das barras de aço da laje do Modelo 1 e Modelo 3.	73
Figura 3-36 – Localização dos extensômetros nas armaduras da laje do Modelo 2.	73
Figura 3-37 – Instrumentação das barras de aço da laje do Modelo 2.	74
Figura 3-38 – Localização dos transdutores para leitura da abertura da ligação.	74
Figura 3-39 – Instrumentação da abertura da ligação no Modelo Piloto.	74
Figura 3-40 – Transdutor localizado próximo ao topo do pilar.	75
Figura 3-41 – Posicionamento das rótulas nos modelos de ligação ensaiados.	76
Figura 3-42 – Projeto da rótula de aplicação da força cíclica (Unidade: centímetro).	76
Figura 3-43 – Rótula utilizada para aplicação da força cíclica.	77
Figura 3-44 – Travamento da base e topo dos pilares.	78
Figura 3-45 – Esquema de ensaio dos modelos de ligações.	78
Figura 3-46 – Indicação do posicionamento dos atuadores (Unidade: milímetro).	79
Figura 3-47 – Representação dos ciclos de carregamento do Modelo Piloto.	79
Figura 3-48 – Curvas força versus deslocamento do Modelo Piloto.	80
Figura 3-49 – Determinação da tensão no parafuso (Unidade: milímetro).	80
Figura 3-50 – Abertura da ligação do Modelo Piloto.	81
Figura 3-51 – Deformações nas vigas do Modelo Piloto (Unidade: $\text{mm/mm} \times 10^{-6}$).	81
Figura 3-52 – Curvas Momento Fletor versus Rotação e envoltória do Modelo Piloto.	82
Figura 3-53 – Curvas momento fletor versus rotação da chapa de topo para do Modelo Piloto.	83
Figura 3-54 – Descolamento da viga e a laje do Modelo 1.	84
Figura 3-55 – Representação dos ciclos de carregamento do Modelo 1.	84
Figura 3-56 – Curvas força versus deslocamento do Modelo 1.	85
Figura 3-57 – Deformações nas vigas do Modelo 1.	85
Figura 3-58 – Curva força versus deformação da armadura de continuidade do Modelo 1.	86
Figura 3-59 – Curva força versus deformação da armadura lateral ao pilar do Modelo 1 e localização.	87
Figura 3-60 – Curva força versus deformação da armadura à direita do Modelo 1.	87
Figura 3-61 – Curvas Momento Fletor versus Rotação e envoltória do Modelo 1.	88
Figura 3-62 – Curvas força versus rotação da chapa de topo do Modelo 1.	89
Figura 3-63 – Fissuração na laje do Modelo 1.	90
Figura 3-64 – Representação dos ciclos de carregamento do Modelo 2.	90
Figura 3-65 – Descolamento da laje e a viga do Modelo 2.	91
Figura 3-66 – Curva força versus deslocamento do Modelo 2.	91
Figura 3-67 – Deformações nas vigas do Modelo 2.	92

Figura 3-68 – Curva força versus deformação da armadura de continuidade do Modelo 2.....	92
Figura 3-69 – Curva força versus deformação da armadura lateral e sua localização no Modelo 2.....	93
Figura 3-70 – Curva força versus deformação da armadura à direita do Modelo 2.....	93
Figura 3-71 – Curvas Momento versus Rotação e envoltória do Modelo 2.....	94
Figura 3-72 – Curvas força versus rotação da ligação do Modelo 2 (abertura da ligação).....	95
Figura 3-73 – Fissuração na laje do Modelo 2.....	96
Figura 3-74 – Representação dos ciclos de carregamento do Modelo 3.....	96
Figura 3-75 – Descolamento da laje e a viga do Modelo 3.....	97
Figura 3-76 – Curva força versus deslocamento do Modelo 3.....	97
Figura 3-77 – Deformações nas vigas do Modelo 3.....	98
Figura 3-78 – Curva força versus deformação da armadura de continuidade do Modelo 3.....	98
Figura 3-79 – Curva força versus deformação da armadura lateral ao pilar do Modelo 3 e localização.....	99
Figura 3-80 – Curva força versus deformação da armadura à direita do Modelo 3.....	99
Figura 3-81 – Curvas Momento versus Rotação e envoltória do Modelo 3.....	100
Figura 3-82 – Curvas força versus rotação determinada a partir de transdutores para o Modelo 3.....	101
Figura 3-83 – Fissuração na laje do Modelo 3.....	101
Figura 4-1 – Elemento finito Q8MEM (TNO, 2005).....	105
Figura 4-2 – Elemento de interface L8IF (TNO, 2005).....	105
Figura 4-3 – Modelo constitutivo do concreto.....	106
Figura 4-4 – Teoria da energia de distorção máxima.....	107
Figura 4-5 – Comportamento perfeitamente plástico (plasticidade ideal).....	107
Figura 4-6 – Modelo constitutivo dos perfis de aço.....	107
Figura 4-7 – Modelo constitutivo das interfaces.....	108
Figura 4-8 – Modelo constitutivo das armaduras e parafusos.....	109
Figura 4-9 – Representação da simetria do Modelo Piloto.....	110
Figura 4-10 – Representação da malha de elementos finitos do Modelo Piloto.....	110
Figura 4-11 – Condições de contorno do Modelo Piloto.....	111
Figura 4-12 – Representação da simetria dos Modelos 1, 2 e 3.....	112
Figura 4-13 – Representação da malha de elementos finitos dos Modelos 1 e 2.....	112
Figura 4-14 – Representação da malha de elementos finitos do Modelo 3.....	113
Figura 4-15 – Condições de contorno dos Modelos 1, 2 e 3.....	114
Figura 4-16 – Curva força versus deslocamento para o Modelo Piloto Numérico.....	118
Figura 4-17 – Curva força versus deslocamento para carregamento monotônico do.....	118
Figura 4-18 – Curva momento fletor versus rotação do Modelo Piloto Numérico.....	119
Figura 4-19 – Representação dos deslocamentos verticais da modelagem do Modelo Piloto.....	120
Figura 4-20 – Tensões para o último estágio de carregamento do Modelo Piloto.....	121
Figura 4-21 – Tensões de Von Mises para o Modelo Piloto.....	121
Figura 4-22 – Curva força versus deslocamento do Modelo 1 Numérico.....	122
Figura 4-23 – Curva força versus deslocamento do Modelo 1 Numérico para carregamento monotônico.....	123
Figura 4-24 – Curva momento fletor versus rotação do Modelo 1 Numérico.....	123
Figura 4-25 – Representação dos deslocamentos verticais do Modelo 1 Numérico.....	124
Figura 4-26 – Representação das tensões no Modelo 1 Numérico.....	125
Figura 4-27 – Tensões nos conectores de cisalhamento do Modelo 1 Numérico.....	126
Figura 4-28 – Tensões de Von Mises para o Modelo 1 Numérico.....	127
Figura 4-29 – Representação da fissuração do Modelo 1 Numérico.....	127
Figura 4-30 – Curva força versus deslocamento do Modelo 2 para carregamento monotônico.....	128
Figura 4-31 – Curva força versus deslocamento do Modelo 2 Numérico.....	129
Figura 4-32 – Curva momento fletor versus rotação do Modelo 2 Numérico.....	129
Figura 4-33 – Representação dos deslocamentos verticais máximos do Modelo 2 Numérico.....	130
Figura 4-34 – Representação das tensões no Modelo 2 Numérico.....	131
Figura 4-35 – Tensões de Von Mises para o Modelo 2 Numérico.....	132
Figura 4-36 – Tensões nos conectores de cisalhamento do Modelo 2 Numérico.....	133
Figura 4-37 – Representação da fissuração do Modelo 2 Numérico.....	133
Figura 4-38 – Curva força versus deslocamento do Modelo 3 Numérico.....	134
Figura 4-39 – Curva força versus deslocamento do Modelo 3 para carregamento monotônico.....	135
Figura 4-40 – Curva momento fletor versus rotação do Modelo 3 Numérico.....	135
Figura 4-41 – Representação dos deslocamentos verticais do Modelo 3 Numérico.....	136
Figura 4-42 – Representação das tensões no Modelo 3 Numérico.....	137
Figura 4-43 – Tensões de Von Mises para o Modelo 3 Numérico.....	138
Figura 4-44 – Tensões nos conectores de cisalhamento do Modelo 3 Numérico.....	139

<i>Figura 4-45 – Representação da fissuração do Modelo 3 Numérico.</i>	139
<i>Figura 5-1 – Comparação entre as envoltórias dos Modelos 1 e 2.</i>	143
<i>Figura 5-2 – Comparação entre as envoltórias dos Modelos 1 e 3.</i>	144
<i>Figura 5-3 – Curvas envoltórias do Modelo Piloto.</i>	145
<i>Figura 5-4 – Curvas envoltórias do Modelo 1.</i>	146
<i>Figura 5-5 – Curvas envoltórias do Modelo 2.</i>	146
<i>Figura 5-6 – Curvas envoltórias do Modelo 3.</i>	147
<i>Figura 5-7 – Envoltórias experimentais e numérica do Modelo Piloto.</i>	148
<i>Figura 5-8 – Comparação entre as envoltórias do Modelo Piloto.</i>	149
<i>Figura 5-9 – Comparação entre as curvas força versus deslocamento do Modelo Piloto.</i>	149
<i>Figura 5-10 – Envoltórias experimentais e numérica do Modelo 1.</i>	150
<i>Figura 5-11 – Comparação entre as envoltórias do Modelo 1.</i>	150
<i>Figura 5-12 – Comparação entre as curvas força versus deslocamento do Modelo 1.</i>	151
<i>Figura 5-13 – Envoltórias experimentais e numérica do Modelo 2.</i>	151
<i>Figura 5-14 – Comparação entre as envoltórias do Modelo 2.</i>	152
<i>Figura 5-15 – Comparação entre as curvas força versus deslocamento do Modelo 2.</i>	152
<i>Figura 5-16 – Envoltórias experimentais e numérica do Modelo 3.</i>	153
<i>Figura 5-17 – Comparação entre as envoltórias do Modelo 3.</i>	153
<i>Figura 5-18 – Comparação entre as curvas força versus deslocamento do Modelo 3.</i>	154
<i>Figura 5-19 – Comparação entre as envoltórias numéricas de todos os modelos de ligação.</i>	155
<i>Figura 5-20 – Curvas momento fletor versus rotação resultante das simulações para a análise paramétrica do diâmetro dos parafusos.</i>	157
<i>Figura 5-21 – Comparação das curvas momento fletor versus rotação da análise paramétrica do diâmetro dos parafusos.</i>	158
<i>Figura 5-22 – Comparação das envoltórias da análise paramétrica do diâmetro dos parafusos.</i>	158
<i>Figura 5-23 – Seções transversais das vigas utilizadas na análise paramétrica.</i>	159
<i>Figura 5-24 – Curvas momento fletor versus rotação resultante das simulações para a análise paramétrica da seção da viga.</i>	160
<i>Figura 5-25 – Comparação das curvas momento fletor versus rotação da análise paramétrica da seção da viga.</i>	160
<i>Figura 5-26 – Comparação das envoltórias da análise paramétrica da seção da viga.</i>	161
<i>Figura 5-27 – Curvas momento fletor versus rotação resultante das simulações para a análise paramétrica da altura da laje.</i>	163
<i>Figura 5-28 - Comparação das curvas momento fletor versus rotação da análise paramétrica da altura da laje.</i>	163
<i>Figura 5-29 - Comparação das envoltórias da análise paramétrica da altura da laje.</i>	164
<i>Figura 5-30 – Seção transversal da viga.</i>	165
<i>Figura 5-31 – Curvas para classificação da rigidez das ligações dos modelos experimentais.</i>	166
<i>Figura A.1 – Esquema de esforços no Modelo Piloto.</i>	183
<i>Figura A.2 – Dimensões da seção completa do pilar.</i>	189
<i>Figura A.3 – Dimensões da metade da seção do pilar.</i>	189
<i>Figura A.4 – Esquema para a determinação da largura do pilar.</i>	190

Lista de Tabelas

<i>Tabela 2-1 – Ensaio de ligações mistas submetidas a carregamento cíclico.</i>	35
<i>Tabela 3-1 – Resumo dos modelos de ligações.</i>	47
<i>Tabela 3-2 – Resumo dos resultados dos ensaios de tração dos parafusos.</i>	50
<i>Tabela 3-3 – Resultados dos ensaios de tração dos aços dos perfis</i>	52
<i>Tabela 3-4 – Módulo de Elasticidade e Resistência à Tração das barras de 8,0 mm.</i>	53
<i>Tabela 3-5 – Módulo de Elasticidade e Resistência à Tração das barras de 12,5 mm.</i>	53
<i>Tabela 3-6 – Módulo de Elasticidade e Resistência à Tração das barras de 16,0 mm.</i>	54
<i>Tabela 3-7 – Módulo de Elasticidade e Resistência à Tração das barras de 20,0 mm.</i>	55
<i>Tabela 3-8 – Composição das Matrizes dos concretos.</i>	57
<i>Tabela 3-9 – Resultados obtidos nos ensaios de caracterização do concreto 1.</i>	58
<i>Tabela 3-10 – Resultados da caracterização do concreto 2.</i>	59
<i>Tabela 3-11 – Resultados dos ensaios de caracterização do concreto 3.</i>	60
<i>Tabela 3-12 – Resultados dos ensaios de caracterização do concreto 4.</i>	62
<i>Tabela 3-13 – Resultados dos ensaios de caracterização do concreto 5.</i>	63
<i>Tabela 3-14 – Rigidezes do Modelo Piloto.</i>	82
<i>Tabela 3-15 – Rigidezes do Modelo 1.</i>	89
<i>Tabela 3-16 – Rigidezes do Modelo 2.</i>	95
<i>Tabela 3-17 – Rigidezes do Modelo 3.</i>	100
<i>Tabela 4-1 – Propriedades dos materiais adotadas nas modelagens.</i>	116
<i>Tabela 4-2 – Dimensões na direção z utilizadas nas modelagens das ligações.</i>	116
<i>Tabela 5-1 – Comparação entre os valores de rigidez dos Modelos 1 e 2.</i>	143
<i>Tabela 5-2 – Comparação entre os valores de rigidez dos Modelos 1 e 3.</i>	144
<i>Tabela 5-3 – Rigidezes dos modelos experimentais.</i>	147
<i>Tabela 5-4 – Rigidez dos modelos de ligações simulados numericamente.</i>	155
<i>Tabela 5-5 – Relação entre as rigidezes da análise paramétrica do diâmetro dos parafusos.</i>	158
<i>Tabela 5-6 – Relação entre as rigidezes da análise paramétrica da seção da viga.</i>	162
<i>Tabela 5-7 – Relação entre as rigidezes da análise paramétrica da altura da laje.</i>	164
<i>Tabela 5-8 – Propriedades da viga utilizadas na classificação da rigidez.</i>	165
<i>Tabela A-1 – Propriedades das vigas do modelo físicos de ligação.</i>	185
<i>Tabela A-2 – Parâmetros para a determinação do diâmetro dos parafusos.</i>	186
<i>Tabela A-3 – Propriedades das vigas da análise paramétrica.</i>	192
<i>Tabela A-4 – Diâmetro dos parafusos das seções da análise paramétrica.</i>	193

Introdução

1.1 Considerações Iniciais

Todo tipo de estrutura pré-fabricada vem para modernizar, agilizar e racionalizar a indústria da Construção Civil. Como o setor da construção tem em seu histórico a característica de ser um dos mais atrasados no nosso país, com emprego de mão-de-obra desqualificada, falta de organização, baixa produtividade e alto índice de desperdício, os sistemas construtivos pré-fabricados vêm para mudar este quadro.

As construções metálicas constituem um sistema construtivo pré-fabricado eficiente que apresenta diversas vantagens, dentre elas, pode-se citar: menor prazo de execução, maior área útil devido às seções de pilares e vigas serem mais esbeltas, alívio de cargas nas fundações por serem mais leves e facilidade de compatibilidade com outros materiais. Essa última característica das construções metálicas gerou as estruturas mistas, sendo a mais comum, a estrutura mista de aço e concreto.

No Brasil não existem muitas pesquisas e informações técnicas a respeito de estruturas mistas. Esse sistema construtivo foi introduzido no Brasil por volta da década de 1950 (DE NARDIN, 1999), mas sua utilização não teve grande crescimento devido à cultura preferencial do país por estruturas de concreto armado. Talvez, outro empecilho para o desenvolvimento das estruturas mistas seja o desconhecimento por parte dos engenheiros projetistas que, por falta de informação, evitam inovar.

A utilização de sistemas mistos amplia consideravelmente as possíveis soluções em concreto armado e em aço, o que possibilita a obtenção de benefícios arquitetônicos e econômicos. Comparada às características da construção em concreto armado, a construção em sistema misto de aço e concreto é competitiva quando utilizada em estruturas de vãos médios a elevados, caracterizando-se pela rapidez de execução e pela significativa redução do peso total da estrutura, o que proporciona fundações mais econômicas. A proteção contra o fogo é um fator que influencia a escolha entre as estruturas de concreto, mista e de aço, pois afeta consideravelmente seu custo final. O preenchimento ou o revestimento de perfis de aço com concreto, constituindo elementos mistos, pode ser solução econômica quando for necessária a proteção contra o fogo e a corrosão.

Nos últimos anos grande atenção tem sido dada ao estudo de estruturas constituídas por elementos mistos, tais como pilares e vigas. Nesse tipo de sistema construtivo, as ligações, em especial as do tipo viga-pilar, têm recebido grande atenção por parte dos pesquisadores. O estudo das ligações é muito importante porque influencia diretamente no processo de dimensionamento das estruturas, pois quando se conhece o comportamento da ligação pode haver grande economia de material, o que proporciona menores seções dos pilares e possibilita a construção de edifícios mais altos entre outras vantagens.

Como nesse tipo de estrutura as ligações podem não ter a rigidez característica de uma ligação monolítica, o desempenho das ligações é de grande importância. Durante muito tempo, a análise estrutural foi realizada considerando as ligações com comportamento de nó rígido ou rotulado. Com a realização de pesquisas e também com a prática, foi possível demonstrar a inadequação de classificar as ligações somente como rígidas ou rotuladas. O comportamento usual das ligações é, na verdade, intermediário às duas situações idealizadas e, para definir este comportamento, utiliza-se o termo “ligações semi-rígidas”.

1.2 Objetivos

O objetivo geral deste trabalho é estudar o efeito das forças cíclicas nas ligações entre viga metálica e pilar preenchido com concreto no estado limite de serviço, com o intuito de analisar a degradação da rigidez.

Entre os objetivos específicos tem-se:

- Analisar o comportamento da ligação quando submetida a forças cíclicas;

- Investigar a influência da laje e de sua taxa de armadura no processo de degradação da rigidez da ligação;
- Definir qual detalhamento de ancoragem da armadura de continuidade é melhor para proporcionar à ligação um comportamento mais dúctil e maior transferência de momento fletor e capacidade rotacional;
- Comparar valores experimentais de rotação, deslocamento e momento fletor com valores obtidos a partir de análise não-linear utilizando o método dos elementos finitos, por meio do programa DIANA, para estudo do comportamento da ligação;
- Realizar análises paramétricas no programa DIANA para investigar a influência de variáveis não consideradas no programa experimental.

1.3 Justificativas

Um dos grandes desafios da indústria da Construção Civil é a necessidade de conciliar a redução de custos com a elevação da qualidade através da adoção de procedimentos mais eficientes e da racionalização das técnicas construtivas. O setor apenas alcançará esse nível tecnológico ponto com a realização de pesquisas e a difusão do conhecimento adquirido.

Nos últimos anos vem crescendo a utilização de pilares metálicos preenchidos com concreto na composição de sistemas estruturais mistos. Esse crescimento se deve às vantagens econômicas, construtivas e estruturais oferecidas por esse elemento, mas para que a utilização dos pilares preenchidos se torne usual necessita-se de mais pesquisas sobre o seu comportamento e ligações com outros elementos.

No Brasil são escassas as pesquisas na área de estruturas mistas que possam fornecer informações técnicas consistentes para profissionais da área. No Departamento de Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos o estudo com pilares preenchidos teve início em meados dos anos 1990 com a pesquisa de mestrado de De Nardin (1999) que realizou um estudo teórico-experimental de pilares preenchidos com concreto de alta resistência submetidos à compressão axial.

O estudo de ligações é de suma importância para se analisar de modo abrangente o comportamento de estruturas não monolíticas, como é o caso das estruturas metálicas e mistas. Portanto, a continuidade nas pesquisas sobre ligações com pilares preenchidos

desenvolvidas no Departamento de Engenharia de Estruturas e a necessidade de mais informações a respeito do comportamento desse tipo de ligação, justificam a realização deste trabalho. A abrangência desta pesquisa envolve parâmetros que não foram analisados em trabalhos anteriores, como a utilização de forças cíclicas antissimétricas que submetem a ligação a esforços semelhantes aos causados pela ação do vento e sismo, além de aprofundar no estudo de um tipo de sistema estrutural que proporciona desenvolvimento ao setor da Construção Civil.

Além da investigação experimental, a pesquisa também utiliza a modelagem computacional para analisar o comportamento das ligações. Essa técnica de análise estrutural está em grande desenvolvimento, facilitando a previsão do comportamento de estruturas dos mais diversos tipos, sem a necessidade da construção do modelo físico para ensaio.

1.4 Metodologia

Esta pesquisa tem seu foco no estudo do comportamento de ligações parafusadas entre vigas metálicas e pilares mistos preenchidos sob a ação de forças cíclicas. O estudo foi dividido em três partes principais: uma teórica, compreendida pela revisão bibliográfica, uma experimental, com a realização de ensaios de ligações e, finalizando, a simulação computacional para reprodução do que foi realizado em laboratório.

A revisão bibliográfica é muito importante para as pesquisas em geral, porque a partir dela o pesquisador se intera sobre os vários aspectos referentes aos estudos que já foram realizados em outras instituições do mundo e também obtém subsídios para a realização das próprias análises.

Durante a execução do programa experimental foram realizados quatro ensaios de ligações, incluindo um Modelo Piloto para teste do esquema de ensaio desenvolvido. Os modelos foram dimensionados para que comparações relacionadas à taxa de armadura da laje e método de fixação de barras de aço ao pilar fossem analisadas. Os modelos experimentais reproduziram ligações com pilar intermediário, gerando protótipos com formato cruciforme, os quais foram submetidos à força cíclica antissimétrica reversível.

Para simular o comportamento das ligações observado em laboratório, foram realizadas análises não-lineares no programa DIANA, com a utilização de modelagem bidimensional. Os resultados obtidos puderam ser validados com os resultados experimentais.

Por se tratar de ensaios de difícil execução, outros parâmetros não analisados experimentalmente foram estudados a partir de uma análise paramétrica com a utilização de simulação numérica. Um modelo de ligação já testado foi considerado como referência e três outros parâmetros foram variados, sendo eles: o diâmetro dos parafusos, a seção transversal da viga e a altura da laje.

Com base em todas as análises realizadas foi possível compreender o comportamento mecânico da ligação, com a indicação de quais parâmetros são de grande influência na rigidez.

1.5 Apresentação do Trabalho

No *capítulo 1* é feita uma introdução do assunto abordado no trabalho, no qual constam os objetivos, justificativas para a realização do trabalho e metodologia para o desenvolvimento da pesquisa.

O *capítulo 2* descreve inicialmente o que é a estrutura mista e seus componentes, além de abordar diversos estudos já realizados sobre ligações mistas, com análises experimentais e modelagem numérica.

No *capítulo 3* encontra-se todo o programa experimental desenvolvido, com o detalhamento dos modelos físicos, esquemas de ensaio, instrumentação, caracterização dos materiais e resultados.

Para comparação com os resultados experimentais foram realizadas simulações computacionais, as quais foram abordadas no *capítulo 4*, com detalhamento da modelagem e resultados obtidos.

As análises, comparações e estudo paramétrico estão no *capítulo 5* e posteriormente, no *capítulo 6* encontram-se as considerações finais do trabalho, conclusões e sugestões para pesquisas futuras. Por último, as referências bibliográficas citadas na tese e apêndices.

Revisão Bibliográfica

2.1 Estruturas mistas

Com o desenvolvimento econômico, técnico e científico surgiram sistemas estruturais e construtivos que proporcionam à Construção Civil maior produtividade e racionalização, entre os quais está o sistema formado por elementos mistos de aço e concreto, cuja combinação de perfis de aço e concreto visa aproveitar ao máximo as vantagens de cada material, tanto em termos estruturais como construtivos.

Na Construção Civil, os méritos de um determinado sistema construtivo são avaliados com base em diversos fatores, tais como: eficiência, resistência, durabilidade e funcionalidade. O trabalho do engenheiro, no entanto, consiste em avaliar os diferentes materiais e métodos construtivos com a finalidade de elaborar uma estrutura com o mínimo custo, visando atender os objetivos para os quais foi idealizada. O processo de aperfeiçoamento da utilização dos materiais pode ser realizado de duas maneiras. A primeira consiste em combinar materiais apropriados de forma a se criar um terceiro material misto. Na segunda maneira, diferentes materiais podem ser arranjados em uma configuração geométrica ótima, com o objetivo de somente as propriedades desejadas em cada material serem utilizadas em virtude da sua posição designada. Este último caso é denominado construção mista.

Pode-se denominar construção mista de aço e concreto àquela na qual um perfil de aço trabalha em conjunto com o concreto, formando pilares mistos, vigas mistas, lajes mistas e até

ligações mistas. A interação entre o concreto e o perfil de aço pode ocorrer por meios mecânicos (conectores, mossas, etc.) ou, em alguns casos, por simples aderência e repartição de cargas (como em pilares mistos sujeitos apenas à força normal de compressão).

Segundo De Nardin *et al.* (2005), a crescente utilização de estruturas mistas ocorreu devido aos avanços tecnológicos nas últimas décadas, que permitiram obter concretos e aços de alta resistência. Além da variedade de opções e combinações possíveis para as estruturas mistas, em relação às estruturas em concreto armado, verifica-se a possibilidade de dispensar formas e escoramentos, reduzindo custos com materiais e mão-de-obra, a redução do peso próprio da estrutura devido à utilização de elementos mistos estruturalmente mais eficientes e o aumento da precisão dimensional dos elementos. Por outro lado, em relação às estruturas de aço, as estruturas mistas permitem reduzir o consumo de aço estrutural e substituir parte do aço necessário para resistir às ações pelo concreto, que tem menor custo.

2.2 Elementos mistos de aço e concreto

2.2.1 Pilares mistos

A associação aço-concreto compondo estruturas mistas teve início com a necessidade de proteger as estruturas metálicas contra o fogo e a corrosão. Essa técnica de proteção aos elementos metálicos fez surgir os primeiros pilares mistos de aço e concreto, que a partir daí evoluíram muito e atualmente apresentam variações no arranjo, sendo classificados em função deste.

A ABNT NBR 8800:2008 prevê o dimensionamento de pilares mistos para quatro tipos de seções transversais: seção totalmente revestida com concreto (Figura 2-1a), parcialmente revestidas com concreto (Figura 2-1b), tubulares quadradas ou retangulares preenchidas com concreto (Figura 2-1c) e circulares preenchidas com concreto (Figura 2-1d), submetidos à compressão axial ou à flexo-compressão. Observou-se que essas quatro seções são previstas, também, pelo Eurocode 4 (EN 1994-1-1:2004), mas a ANSI/AISC 360-05 não prevê as seções parcialmente revestidas com concreto. Segundo Fakury (2007), a ABNT NBR 8800:2008 destaca a importância de se ter uma norma atualizada para o avanço consistente da construção metálica e mista no Brasil

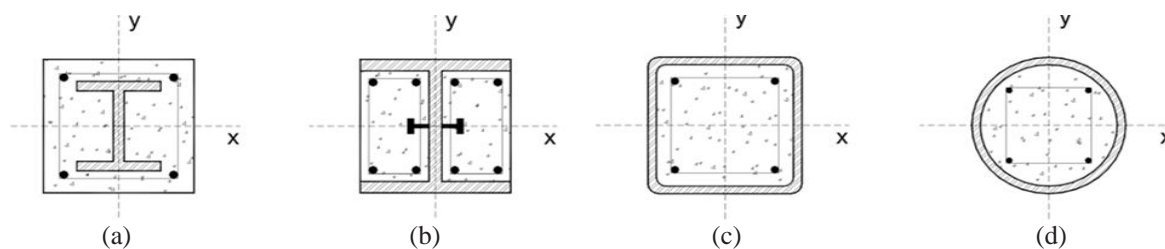


Figura 2-1 – Seções transversais de pilares mistos aço-concreto (CALDAS *et al.*, 2007)

O processo construtivo de pilares mistos apresenta diversas vantagens em relação ao tradicional, pois o esqueleto de aço pode suportar as cargas de peso próprio e de construção, permitindo a montagem dos pavimentos superiores enquanto ainda é realizada a concretagem dos pavimentos inferiores. Após a concretagem, a estrutura mista torna-se apta a suportar o carregamento permanente e de serviço. Em edifícios de vários pavimentos, isso significa uma economia considerável de tempo.

Muitos aspectos influenciam no bom desempenho dos pilares mistos preenchidos com concreto. Dentre eles pode-se citar a aderência aço-concreto, a seção transversal do elemento, a resistência do aço, a espessura da parede do perfil e a relação entre a espessura e a largura, que também tem grande influência no comportamento do elemento estrutural. O concreto, por sua vez, também tem um papel importante no comportamento do pilar misto; ele aumenta a rigidez do elemento, diminuindo os problemas de flambagem local do perfil.

De acordo com Inai *et al.* (2004), que estudaram o comportamento de pilares preenchidos de seção transversal quadrada e circular submetido à compressão axial constante e carga cíclica horizontal, quanto maior a resistência e espessura dos tubos metálicos, maior sua ductilidade. Concluiu-se também com este estudo, que a ductilidade do tubo metálico circular é superior a do tubo quadrado.

Essa conclusão também foi obtida no estudo realizado por De Nardin (1999), que em seu trabalho de mestrado analisou o comportamento de pilares mistos preenchidos com concreto de alta resistência submetidos à compressão axial. Foram ensaiados modelos com seção transversal quadrada, circular e retangular. A ruína dos modelos foi caracterizada pelo esmagamento do concreto seguido da flambagem local do perfil. Os pilares circulares apresentaram comportamento mais dúctil, seguindo-se os pilares quadrados e por fim os retangulares.

A maneira pela qual se dá a transferência de cisalhamento na interface aço-concreto em pilares mistos preenchidos é de fundamental importância no comportamento do elemento.

Estudos realizados nos Estados Unidos por Roeder *et al.* (1999) mostraram a importância da retração do concreto e do diâmetro do pilar tubular na aderência entre esses materiais. De acordo com os resultados obtidos concluiu-se que pilares retangulares possuem capacidade de aderência menor que pilares com seção transversal circular. Quanto à retração, pilares com diâmetro grande e com relações diâmetro/espessura também grandes, a retração pode resultar em pouca capacidade de aderência.

Para melhorar a aderência e, conseqüentemente, a transmissão do cisalhamento entre a parede do pilar e o concreto de preenchimento, Silva (2006) realizou estudos de pilares mistos com conectores de cisalhamento. Os conectores de cisalhamento são dispositivos mecânicos fixados nas superfícies internas dos tubos, utilizados para ampliar a resistência ao escorregamento. Foram utilizados conectores do tipo pino com cabeça e cantoneiras metálicas na interface aço-concreto (Figura 2-2) e esse autor concluiu que essas alternativas apresentam excelente desempenho como dispositivos auxiliares na transferência de tensões de cisalhamento.

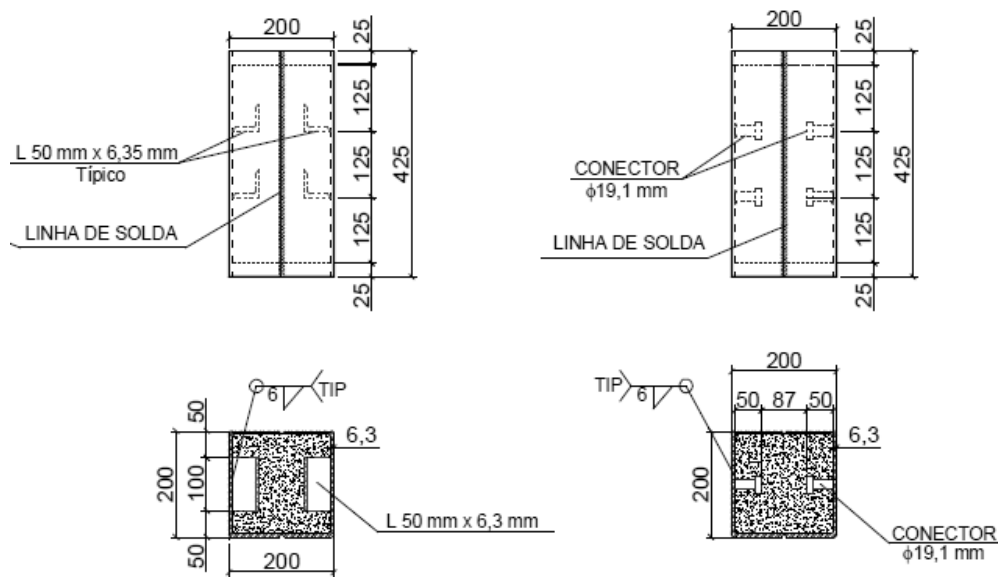


Figura 2-2 – Tipos de conectores de cisalhamento (SILVA, 2006).

O início dos estudos sobre conectores de cisalhamento data de diversas décadas passadas. Viest (1956) realizou ensaios com conectores tipo pino com cabeça com o objetivo de investigar a influência da resistência do concreto, do espaçamento e do diâmetro dos conectores. Com as informações obtidas nos ensaios esse autor concluiu que a resistência do conector aumenta proporcionalmente à raiz quadrada da resistência do concreto.

An e Cederwall (1996) estudaram a influência da resistência do concreto na resistência do conector de cisalhamento do tipo pino com cabeça. Foram realizados ensaios de “*push-out*” através dos quais, com os dados obtidos, curvas força *versus* deslizamento foram traçadas. As curvas mostraram que os modelos compostos por concreto de resistência normal apresentaram um comportamento mais dúctil após o pico de carregamento, enquanto para os modelos construídos com concreto de alta resistência, a parte descendente da curva foi pequena e curta, significando baixa ductilidade.

Para superar a fragilidade dos concretos de resistência mais elevada podem-se utilizar fibras, como as de aço, polipropileno, carbono e etc. No trabalho de Qian e Li (2006) foi realizado um estudo experimental sobre a influência da ductilidade do concreto na resposta ao cisalhamento de conectores tipo pino com cabeça, incluindo o modo de ruptura, a resistência última, a capacidade de deslizamento e a integridade estrutural. Foram realizados ensaios de cisalhamento direto (tipo “*push-out*”) para avaliação da ligação utilizando compósito cimentício reforçado com fibra. Os resultados experimentais mostraram que as ligações com pinos com cabeça e esse compósito possuem modo de ruptura mais dúctil e maiores resistência última e capacidade de deslizamento, se comparadas às ligações com concretos convencionais, além de ter a integridade estrutural melhorada. A maior ductilidade do compósito cimentício foi evidenciada pelo desenvolvimento da microfissuração perto dos conectores, suprimindo o modo de ruptura localizado, típico de concretos de ductilidade menor.

O efeito de confinamento é outro fator muito importante quando se fala em pilar preenchido. Segundo De Nardin (1999), o efeito de confinamento surge devido à maior expansão lateral do concreto em comparação a do aço e, conseqüentemente, desenvolve tensões radiais na interface aço-concreto. Devido ao surgimento de tensões, o perfil não consegue suportar toda a carga e passa a transferir parte dos esforços para o núcleo de concreto. Dessa forma, o estado de confinamento do concreto do núcleo influi diretamente na capacidade resistente dos pilares preenchidos.

Como foi dito anteriormente, de acordo com pesquisas já realizadas, os pilares com seção transversal circular são mais dúcteis que os de seção quadrada ou retangular. A questão da forma da seção transversal é de suma importância na consideração dos efeitos de confinamento, pois, de acordo com De Nardin (1999), para seções circulares, todo o concreto de preenchimento está sujeito a um mesmo grau de confinamento, conforme ilustra a Figura 2-3a, e para pilares de seção quadrada, o concreto do centro e dos cantos estará submetido a

um grau de confinamento maior que o concreto situado nas laterais, como mostra a Figura 2-3c. Para as seções retangulares, Figura 2-3b, a variação do grau de confinamento do concreto é ainda maior que a verificada nas seções quadradas.

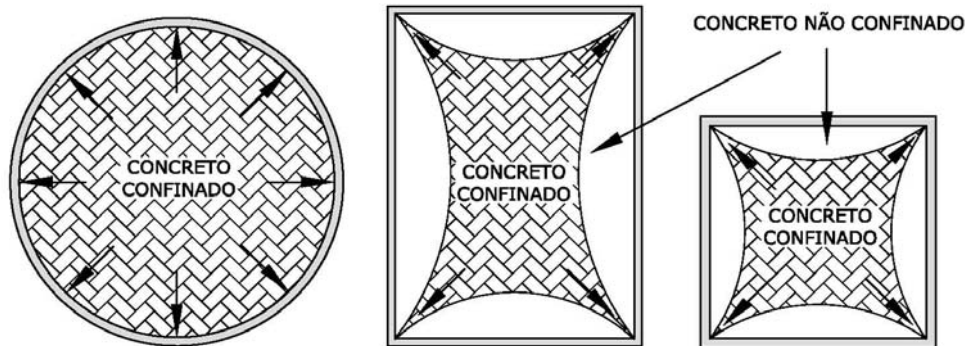


Figura 2-3 – (a) Tensões de confinamento em seção circular; (b) Tensões de confinamento em seção retangular; (c) Tensões de confinamento em seção quadrada.

O ganho de resistência devido ao confinamento para seções quadradas é ligeiramente inferior ao verificado para seções circulares, portanto esse ganho é desprezado pelas normas de dimensionamento.

De acordo com Oliveira e El Debs (2006), os estudos já realizados sobre confinamento em pilares preenchidos mostraram que elementos preenchidos com concreto de resistência normal, por apresentarem maior capacidade de deformação antes da ruptura, recebem uma contribuição maior do confinamento para sua capacidade resistente que aqueles preenchidos com concreto de alta resistência. Outro fator que influencia tanto no confinamento quanto na capacidade resistente do pilar é a relação entre comprimento e diâmetro externo do tubo preenchido. Para análise dos resultados experimentais obtidos em seus ensaios, esses autores compararam a capacidade resistente experimental com a normativa. Foi observado nessas análises que os valores normativos de capacidade de resistente, com e sem consideração do efeito de confinamento, se aproximam dos valores experimentais à medida que a esbeltez do pilar aumenta. Com isso, concluiu-se que os modelos teóricos não apresentam bons resultados para os pilares curtos, para os quais o efeito de confinamento é mais pronunciado necessitando de algum tipo de correção.

Baig *et al.* (2006) realizaram estudos comparando a resistência à compressão axial de tubos metálicos preenchidos e não preenchidos com concreto de diferentes seções transversais. Os experimentos mostraram que o aumento da resistência em pilares circulares é muito maior que em pilares quadrados. O aumento da resistência em uma série de pilares

circulares foi de mais de 60% o que fez com que esses autores confirmassem a idéia de que os pilares preenchidos são mais resistentes que os vazados.

Por fim, para uma análise mais completa do comportamento dos pilares mistos, Queiroz (2003) realizou um estudo numérico onde foram discutidos itens relacionados aos modelos constitutivos dos materiais. Os pilares mistos de aço e concreto representados numericamente nesse trabalho eram do tipo parcialmente revestido, no qual foram discretizados com elementos finitos de casca a alma e as mesas do perfil metálico e o concreto com elementos sólidos tridimensionais de oito nós com três graus de liberdade cada um. Dois tipos de elementos finitos sólidos tridimensionais da biblioteca do programa ANSYS foram testados, cada um com suas vantagens e desvantagens.

2.2.2 Vigas mistas

As vigas mistas resultam da associação de uma viga de aço com uma laje de concreto ou uma laje mista, cuja ligação é feita por meio dos conectores de cisalhamento, geralmente soldados à mesa superior do perfil. Em edifícios, o perfil mais utilizado como viga de aço é o do tipo “I”, como os exemplos ilustrados na Figura 2-4.

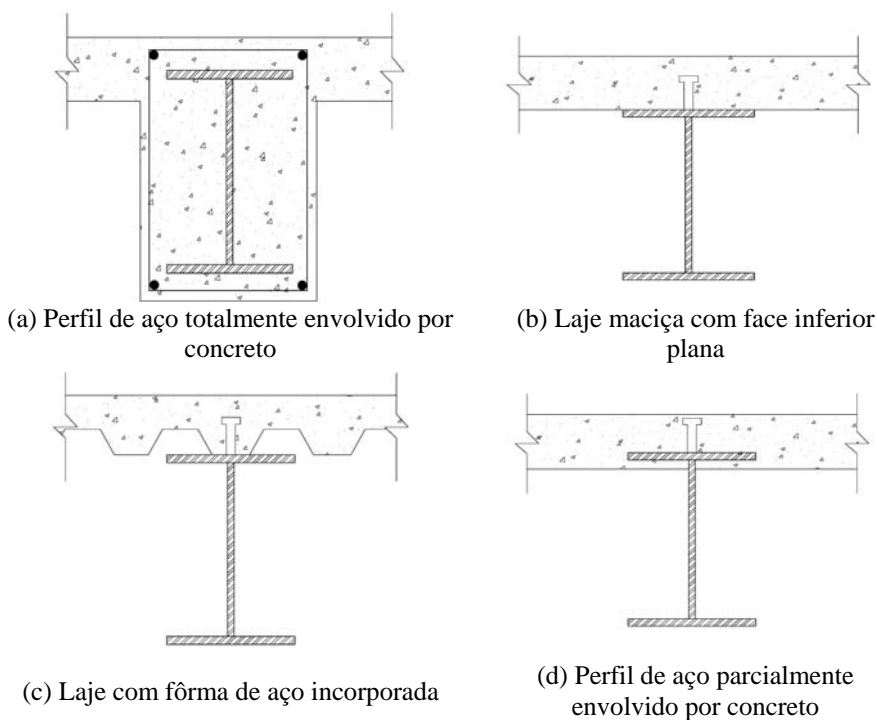


Figura 2-4 – Principais tipos de vigas mistas.

No trabalho de De Nardin *et al.* (2005) consta que o comportamento das vigas mistas varia em função da resistência da ligação aço-concreto e do processo construtivo. A interação pode ser total, quando o número de conectores for suficiente para absorver a totalidade do cisalhamento longitudinal na interface aço-concreto, ou parcial, quando um número menor de conectores é utilizado sem redução significativa no momento resistente da seção mista.

Quando ocorre a interação parcial há a formação de duas linhas neutras, com escorregamento relativo entre a laje e a viga metálica, sendo que esse escorregamento é inferior ao que ocorre com a viga isolada. No caso de interação total, despreza-se o deslocamento relativo na interface e assim ocorre à formação de apenas uma linha neutra, como é ilustrado na Figura 2-5.

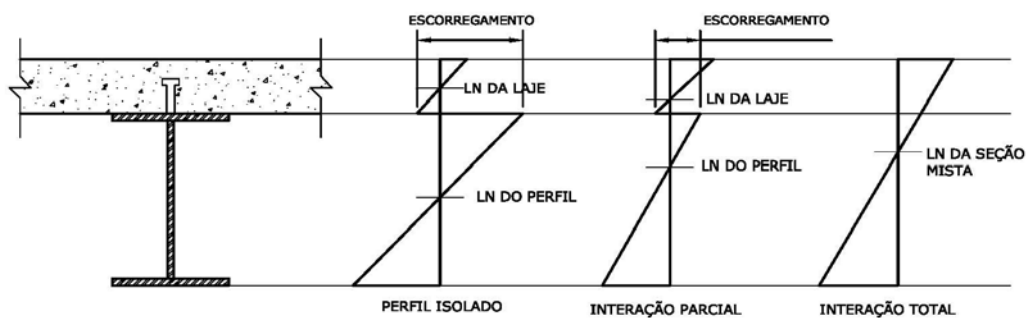
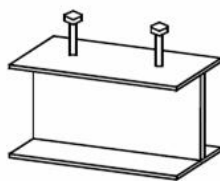
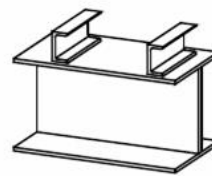


Figura 2-5 – Distribuição de deformações (FABRIZZI, 2007).

De acordo com Figueiredo (2004), no início, as ligações da viga com a laje não eram consideradas no dimensionamento, mas ao perceber que a ação conjunta da viga de aço com a laje de concreto traria economia ao considerá-la no dimensionamento da viga, surgiram muitas pesquisas com a finalidade de avaliar esse comportamento e inseri-lo no cálculo. Logo, prever a colocação de conectores de cisalhamento e considerá-los nos cálculos significa que a seção transversal da viga deixa de ser apenas um perfil de aço e passa a ser uma seção mista muito mais rígida e resistente. Os conectores de cisalhamento mais comuns utilizados em edifícios são os do tipo pino com cabeça e perfil U (dobrado ou laminado). A Figura 2-6 apresenta esses dois tipos de conector.



(a) Pino com cabeça



(b) Perfil U

Figura 2-6 – Conectores de cisalhamento (FIGUEIREDO, 2004).

Existem duas classificações distintas de interação para as vigas mistas, uma com relação à resistência e outra quanto à rigidez. A primeira é determinada pela resistência ao momento fletor, ou seja, em caso de colapso haverá rompimento do aço ou do concreto. A segunda classificação, com relação à rigidez, diz respeito à resistência ao cisalhamento da ligação viga-laje. Uma ligação é considerada flexível quando utiliza conectores flexíveis, como por exemplo, o conector tipo pino com cabeça, que permite deformação.

2.2.3 Lajes mistas

Segundo Crisinel e O’Leary (1996), o sistema de lajes mistas surgiu nos anos 1930 para o uso em edifícios altos. Devido as suas vantagens, as lajes compostas logo foram aplicadas em larga escala na construção de edifícios de múltiplos pavimentos e edifícios industriais. Na Europa as primeiras lajes compostas ou mistas apareceram no final dos anos 1950, com a utilização de folhas corrugadas apoiadas em vigas metálicas e cobertas com uma fina camada de concreto. Foi nos anos 1980, que com a necessidade de mais velocidade na construção houve aumento do interesse nas estruturas metálicas e conseqüentemente, nas lajes mistas. Essa mudança de mentalidade, associada a uma busca por fabricantes, marcou um novo período da expansão para a técnica.

Denomina-se laje mista (Figura 2-7) aquela que utiliza forma de aço nervurada como forma permanente de suporte para o concreto antes da cura e das cargas de utilização. Após o endurecimento e cura do concreto, os dois materiais combinam-se estruturalmente, formando o sistema misto, sendo que a forma de aço substitui a armadura positiva da laje.

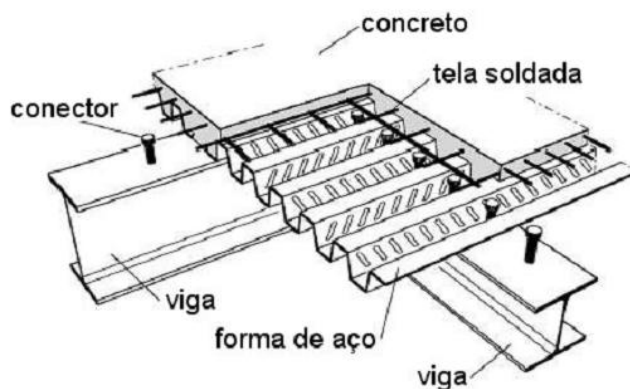


Figura 2-7 – Laje com fôrma de aço incorporada (DE NARDIN, 2005).

A utilização do sistema de lajes mistas em edifícios no Brasil é recente e tem aumentado consideravelmente. Com a necessidade da racionalização do processo construtivo, a utilização das lajes com forma de aço incorporada está aumentando consideravelmente. Esse tipo de laje é uma alternativa atraente porque apresenta diversas vantagens quando comparada à laje de concreto convencional. Dentre as vantagens advindas do uso de lajes com forma de aço incorporada, as mais importantes são:

- A forma de aço desempenha a função de armaduras de tração da laje, gerando economia de tempo, material e mão-de-obra;
- Substitui as formas de madeira, que constituem uma parcela significativa do custo total de uma estrutura de concreto;
- Reduz sensivelmente a necessidade de escoramentos tornando o canteiro-de-obras mais organizado;
- A forma de aço pode servir de plataforma de trabalho nos andares superiores e proteção aos operários em serviço nos andares inferiores;
- As formas de aço são leves, de fácil manuseio e instalação;
- O uso de formas de aço facilita a execução das diversas instalações e a fixação de forros falsos.

O comportamento misto desse tipo de laje baseia-se na transmissão, pela forma de aço, das tensões cisalhantes horizontais na interface com o concreto. A maneira pela qual a transmissão de tensões é realizada varia de acordo com o tipo de forma utilizada. As conexões podem ser realizadas por meio mecânico, através de saliências e reentrâncias (Figura 2-8a), por atrito, em perfis de chapa modelados numa fôrma reentrante (Figura 2-8b), com ancoragem de extremidade fornecida por conectores tipo pino com cabeça associado a meios mecânicos (Figura 2-8) e também por deformação da nervura na extremidade da fôrma (Figura 2-8d).

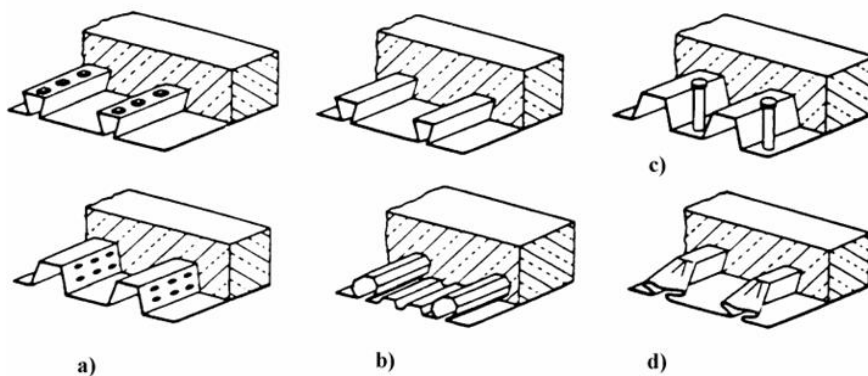


Figura 2-8 – Tipos de fôrmas para utilização em lajes mistas (ALVA, 2000).

Segundo Fabrizzi (2007), as lajes mistas apresentam um comportamento intermediário ao da laje maciça de concreto armado e o da viga mista. A forma de aço comporta-se como armadura incorporada ao concreto, com a desvantagem de não estar totalmente envolvida por ele, mas apresenta rigidez à flexão como uma viga mista.

2.3 Ligações viga-pilar

Nas estruturas metálicas existem diversas configurações possíveis de ligações entre vigas e pilares. Nessas configurações os meios e dispositivos variam, sempre em busca de uma maior rigidez para a ligação, já que é difícil a obtenção de um engastamento perfeito. Normalmente, em pórticos de aço, o pilar é o elemento contínuo e as vigas estão conectadas a ele por ligações que podem ser de diferentes tipos, alguns dos quais mostrados na Figura 2-9.

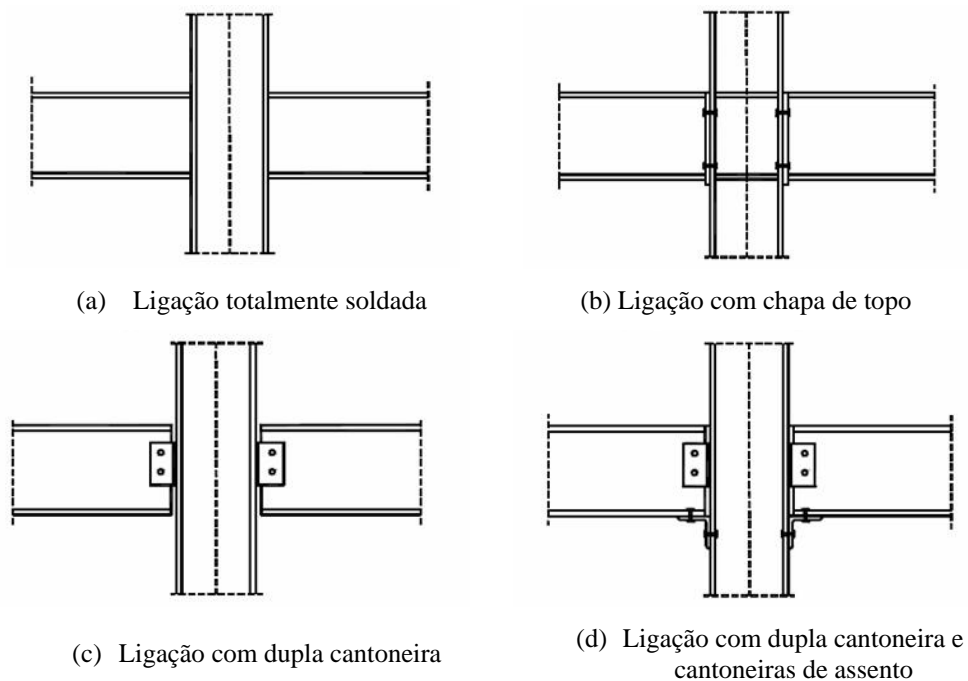


Figura 2-9 – Tipos de ligações viga-pilar (FIGUEIREDO, 2004).

Em outra linha de pesquisa desenvolvida pelo Departamento de Engenharia de Estruturas da EESC-USP encontra-se o estudo de pilares metálicos preenchidos com concreto e, conseqüentemente, das ligações desses pilares com vigas metálicas. Uma das pesquisas pioneiras nessa área foi de De Nardin (2003) que realizou investigações experimentais com quatro tipologias de ligações submetidas a carregamento monotônico. As ligações com

parafusos passantes variavam quanto à aderência dos mesmos com o núcleo de concreto, como na pesquisa de Prion e McLellan (1994), com a diferença que a força utilizada nesse último foi aplicada diretamente na chapa de extremidade, submetendo os parafusos apenas a esforços de cisalhamento.

Os ensaios mostraram que a curva momento *versus* rotação na extremidade das vigas evidencia que a aderência não modifica e também não altera significativamente a capacidade resistente das ligações com a chapa de extremidade e parafusos. A falta de aderência ocasiona melhor transferência das forças de protensão entre as chapas através dos parafusos, reduzindo a rotação em consequência da redução das folgas de montagem. Quanto às cantoneiras no interior do pilar, sua utilização foi mais significativa na região tracionada da ligação, na qual houve mobilização do concreto no seu interior, modificando o comportamento das deformações e tornando essa mais rígida. Já na região comprimida não houve grandes alterações.

De Nardin (2007), em seu trabalho de pós-doutorado, deu continuidade às pesquisas sobre ligações com pilares mistos. Nesse trabalho foram ensaiadas ligações com chapas passantes, semelhante às estudadas por Malaska *et al.* (2001), associadas à lajes de diversos tipos para avaliar a influência dessas no comportamento da ligação quando submetida a carregamento monotônico. Foram utilizadas lajes maciças de concreto armado, lajes mistas com forma de aço incorporada (Figura 2-10) e piso misto de pequena altura.



Figura 2-10 – Laje com forma de aço incorporada utilizada por De Nardin (2007).

De posse dos resultados experimentais, De Nardin (2007) concluiu que a laje, independente do seu tipo, contribui para a transmissão de momento fletor da viga para o pilar. Com sua introdução, foi possível ampliar consideravelmente a parcela de momento fletor transferida.

Seguindo a linha de pesquisa em ligações com pilares preenchidos, Silva (2006) estudou a influência de conectores de cisalhamento na aderência aço-concreto em pilares preenchidos ligados a vigas metálicas. Essa pesquisa é continuação do estudo realizado por De Nardin (2003), com ligações compostas por chapa de extremidade e parafusos passantes. Foram ensaiadas ligações com conectores tipo pino com cabeça e cantoneiras metálicas, além de uma ligação sem conectores de cisalhamento para ser utilizada como referência (Figura 2-11).

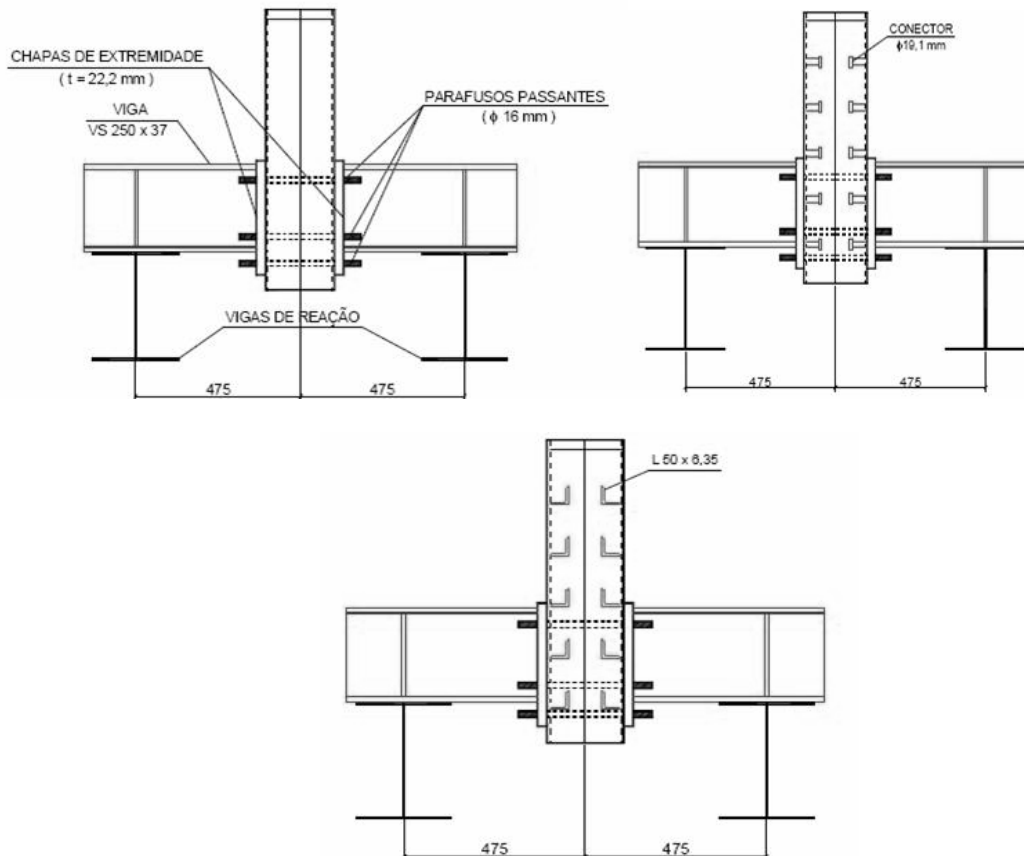


Figura 2-11 – Esquema dos modelos ensaiados (SILVA, 2006).

Como a finalidade da pesquisa de Silva (2006) era de explorar a transferência de tensões de aderência aço-concreto que ocorrem nas ligações viga-pilar, ficou evidente com os resultados experimentais que os conectores de cisalhamento contribuíram para o aumento da resistência da interface. Na comparação entre os dois tipos de conectores, a cantoneira metálica foi mais eficiente.

Farias (2008) modificou a ligação estudada por Silva (2006) acrescentando uma laje e realizou uma análise teórico-experimental da ligação resultante para avaliar o comportamento de uma estrutura completa, semelhante às construídas atualmente. Como resultado,

Farias (2008) observou que a presença da laje proporcionou um aumento considerável na resistência da ligação.

Em países onde a estrutura metálica é mais utilizada, as pesquisas nessa área são em maior número que no Brasil, o qual não possui tradição em estruturas de aço. Azizinamini e Prakash (1993), pesquisadores da Universidade de Nebraska, são apresentadas diversas propostas de ligações entre vigas metálicas e pilares preenchidos com mecanismos de transferência de esforços baseados em parafusos e chapas ancorados no núcleo de concreto, assim como ligações com vigas atravessando completamente o perfil, compondo uma configuração pouco explorada, como mostra a Figura 2-12.

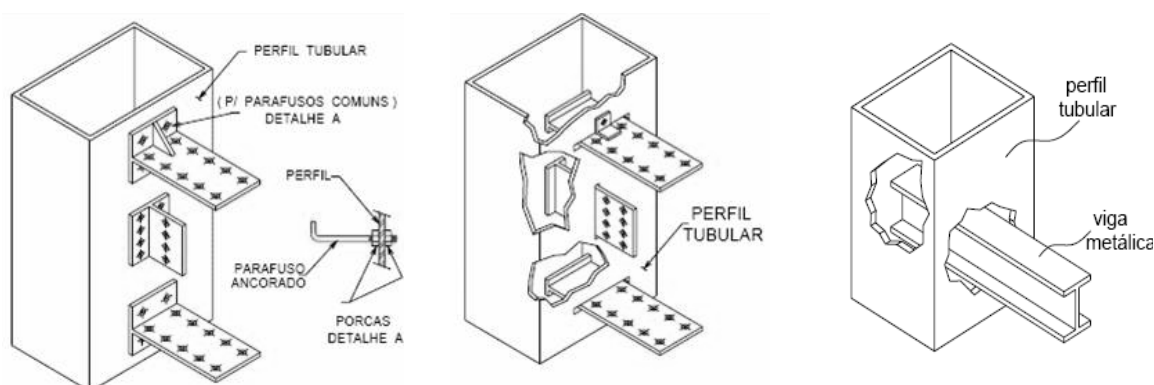


Figura 2-12 – Detalhe das ligações propostas por Azizinamini e Prakash (1993)

Dando seqüência as pesquisas, Elremaily e Azizinamini (2001) afirmam que ligações com viga metálica passando através do pilar preenchido são as mais indicadas. Logo, esses autores estudaram o comportamento dessa ligação simulando pilares internos de seção transversal circular, submetidos a forças laterais, como mostra a Figura 2-13.

Com esse trabalho, Elremaily e Azizinamini (2001) puderam observar que quando a viga é mais resistente que o pilar a ruptura se dá na solda que liga a mesa da viga ao pilar (Figura 2-14a), ocorrendo o rasgamento da parede do pilar nessa região. Nos modelos com pilares mais resistentes que as vigas, todos foram capazes de prevenir que a ruptura ocorresse na ligação. A ruptura desses modelos ocorreu pela formação da rótula plástica na viga, como mostrado na Figura 2-14b e na Figura 2-14c, comportamento recomendado em projeto em detrimento da ruptura do pilar e da ligação, que deve ser evitada. Para os modelos com a ligação menos resistente que os elementos conectados, a ruptura ocorreu devido às deformações excessivas causadas pelos esforços de cisalhamento, como mostra a Figura 2-14d.

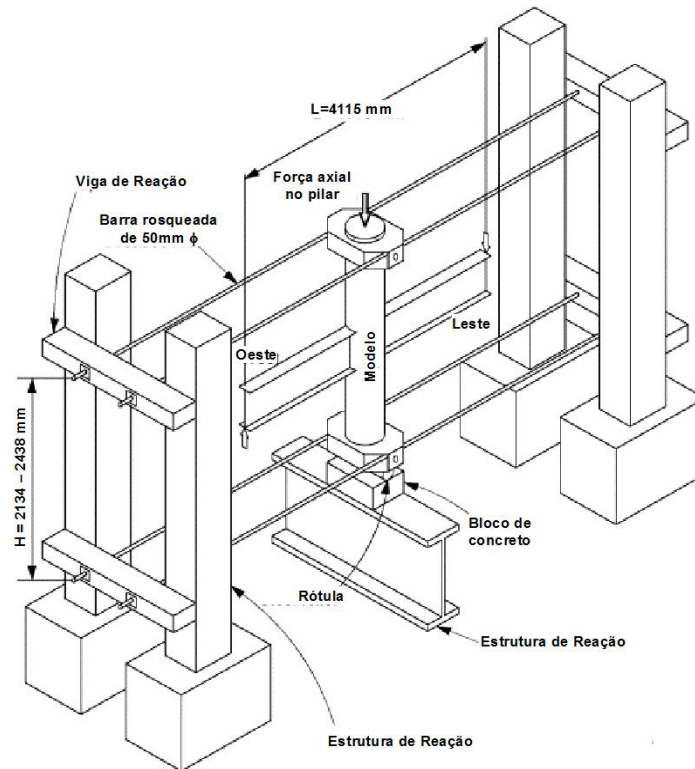


Figura 2-13 – Esquema de ensaio de ELREMAILY e AZIZINAMINI (2001).

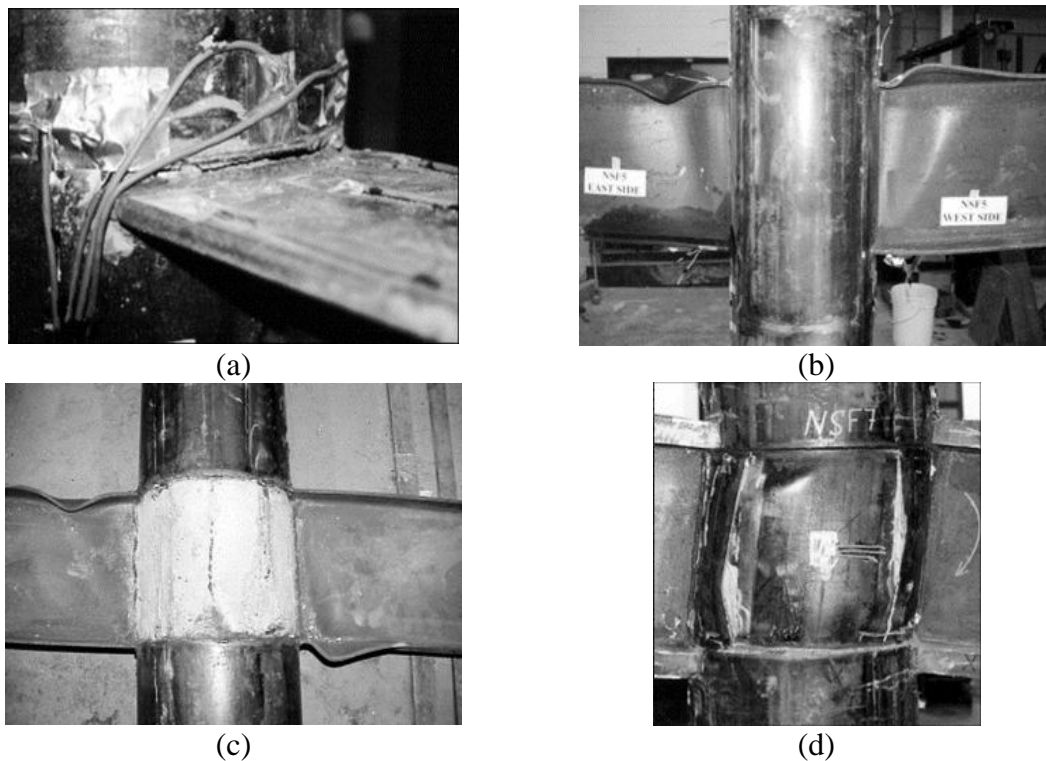


Figura 2-14 – Ligações após a realização dos ensaios (ELREMAILY e AZIZINAMINI, 2001)

Em uma parceria entre os Estados Unidos e Japão, foram realizadas na Universidade de Nebraska-Lincoln e na Universidade de Illinois diversos ensaios de ligações viga-pilar. As duas universidades tinham como responsabilidade se concentrar no desenvolvimento de detalhes de ligações, assim como, de determinar um procedimento de projeto para ligações entre vigas metálicas e pilares circulares preenchidos com concreto. Foram ensaiadas ligações com enrijecedores, vigas passantes e armaduras de continuidade, e um resumo dos resultados obtidos se encontra em Azizinamini e Schneider (2004). Nesse artigo é discutido o desempenho de diversos detalhes de ligações entre vigas metálicas e pilares circulares preenchidos com concreto e também, para esse mesmo trabalho, foi elaborado um procedimento de dimensionamento para as ligações com vigas passantes, por motivo de esses autores considerarem essa tipologia de ligação a mais adequada para edificações em regiões sísmicas.

Pesquisadores australianos também estão estudando ligações com pilares preenchidos. Beutel *et al.* (2002), da Universidade Queensland de Tecnologia, realizaram estudos com ligações viga-pilar preenchido de seção transversal circular, realizada com barras soldadas na mesa da viga e ancoradas ao pilar. Foram estudadas ligações com essas barras soldadas nas mesas e apenas ancoradas no núcleo de concreto do pilar através de gancho e também ligações com barras soldadas nas mesas e na face oposta do pilar, como mostra a Figura 2-15.

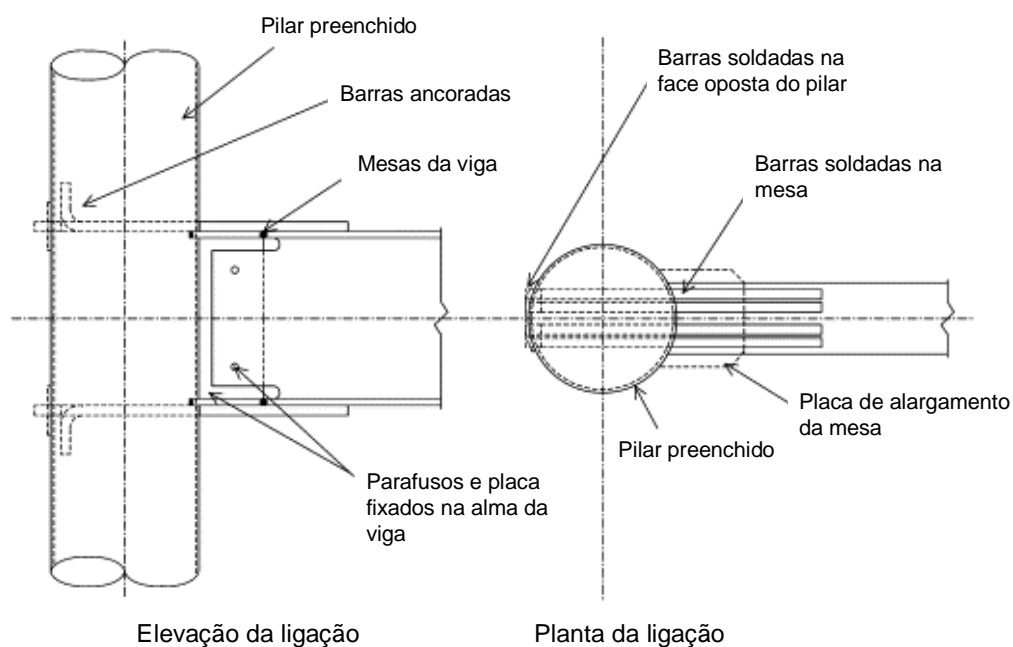


Figura 2-15 – Detalhes das ligações com barras soldadas (BEUTEL *et al.* 2002).

As ligações de Beutel *et al.* (2002) foram submetidas a carregamentos cíclicos com reversão dos esforços. Esses autores concluíram com essa pesquisa que as ligações com barras ancoradas no núcleo de concreto não são adequadas devido à formação da rótula plástica na ligação. Já para a segunda tipologia, com as barras soldadas nas mesas e na face oposta do pilar, a rótula se formou na viga, sendo essa ligação adequada para a aplicação em estruturas em áreas sísmicas.

Como ficou comprovado em pesquisas já realizadas com pilares preenchidos, pilares com seções transversais circulares são mais dúcteis que pilares com seções com outras geometrias como quadrada e retangular. A dificuldade de utilizar pilares com seções transversais circulares está na realização das ligações com as vigas. Gardner e Goldsworthy (2005) projetaram um tipo de ligação parafusada com chapa de extremidade, no qual os parafusos foram ancorados ao núcleo de concreto do pilar. A chapa era arredondada, acompanhando a face do pilar, e a ela foram soldadas duas chapas horizontais que se fixavam às mesas da viga como ilustra a Figura 2-16.

Foram ensaiadas ligações com os parafusos aderentes e sem aderência ao concreto do núcleo do pilar. As ligações com parafusos aderentes tiveram a força aplicada aumentada em 20% até o momento da ruptura, enquanto as ligações com parafusos não aderentes mostraram que a espessura do tubo não foi suficiente para suportar os esforços aplicados pelos parafusos, causando deformações ao redor dos furos.

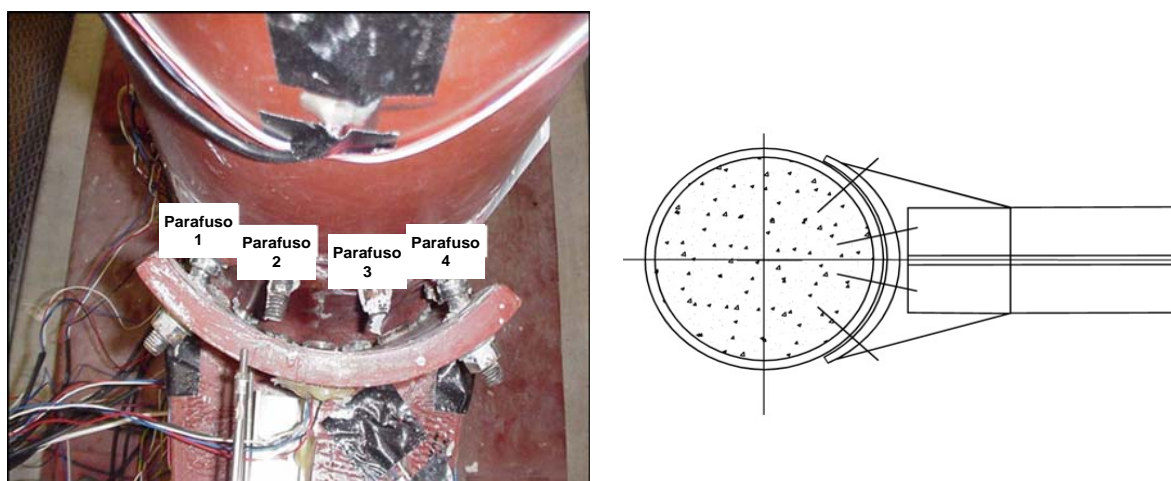


Figura 2-16 – Ligação estudada por Gardner e Goldsworthy (2005).

Ligações com chapas de extremidade parafusadas são muito comuns em estruturas metálicas e mistas. Várias pesquisas sobre esse tipo de ligação já foram realizadas, como no

trabalho de Kovács *et al.* (2004), que ensaiaram ligações parafusadas com chapa de extremidade com pilares mistos parcialmente revestidos submetidas a forças cíclicas. Esse trabalho tinha como objetivo principal analisar o comportamento desse tipo de ligação no caso da ocorrência de terremotos. O esquema de ensaio das ligações estudadas consta na Figura 2-17.

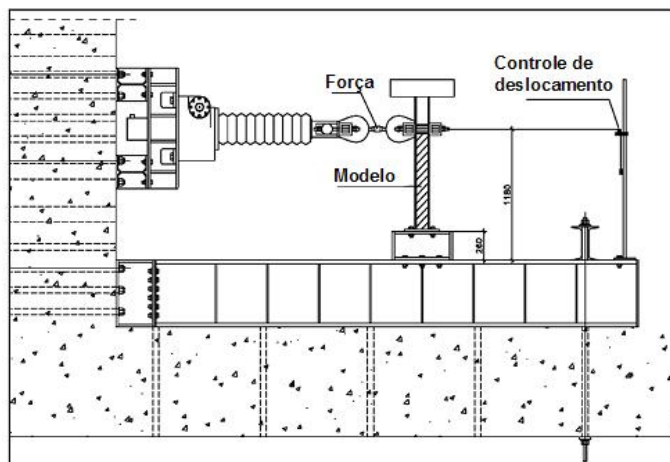


Figura 2-17 – Esquema de ensaio de Kovács *et al.* (2004).

Em países com freqüente ocorrência de terremotos é comum a realização de ensaios com carregamentos cíclicos para o estudo do comportamento das ligações em situação de sismos. Pesquisadores da Universidade Nacional de Taiwan e do Centro Nacional de Engenharia para Pesquisa de Terremotos de Taiwan analisaram o comportamento de ligações parafusadas entre vigas metálicas e pilares metálicos preenchidos com concreto quando submetidos a forças cíclicas. Wu *et al.* (2005) estudaram o comportamento de ligações viga-pilar preenchido com concreto realizada com chapa de extremidade e parafusos passantes. Nesse trabalho os pilares possuíam seção transversal quadrada e o parâmetro analisado foi a influência da espessura da chapa metálica na perda de rigidez da ligação. Como era esperado, pilares compostos por chapas com espessuras mais finas possuem ligações menos resistentes.

Cheng e Chung (2003), também pesquisadores de Taiwan, estudaram o comportamento de ligações entre viga metálica e pilar preenchido com concreto. A ligação ensaiada por eles era composta por chapa passante ou de cisalhamento e diafragmas externos soldados nas mesas da viga (Figura 2-18). As ligações com chapa passante são de fácil execução e já foram estudadas por pesquisadores brasileiros. O detalhe do diafragma externo utilizado contribuiu para diminuir a capacidade de deformação do pilar, possibilitando o aumento da ductilidade da ligação.



Figura 2-18 – Ligação com chapa passante e diafragma Cheng e Chung (2003).

Ricles *et al.* (2004) ensaiaram ligações com diafragma interno ao pilar e, a partir dos resultados dos ensaios, foi possível constatar o bom comportamento da ligação quando submetida a forças cíclicas (Figura 2-19). Dessa maneira, pode-se dizer que a utilização de diafragmas contribui na melhora do comportamento das ligações, no sentido de aumentar sua ductilidade.

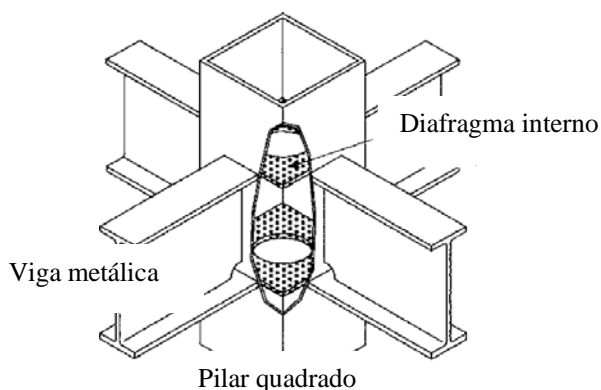


Figura 2-19 – Pilar preenchido com diafragma interno (RICLES *et al.*, 2004).

Além dos diafragmas, enrijecedores também podem ser usados para melhorar o desempenho das ligações. Nos trabalhos de Shin *et al.* (2004), Shin *et al.* (2007) e Kang *et al.* (2001), realizados na Coreia do Sul nas Universidades de Daejeon e Universidade Nacional Kyungpook, foram estudadas ligações com enrijecedores. Esse dispositivo foi fixado nas mesas da viga e na parede do pilar, como indicado na Figura 2-20 e já vem sendo estudado há muito tempo como comprova o trabalho de Lee *et al.* (1993), pesquisadores da Universidade Nacional de Cingapura, que realizaram ensaios com ligações com enrijecedores semelhantes aos estudados pelos pesquisadores coreanos.

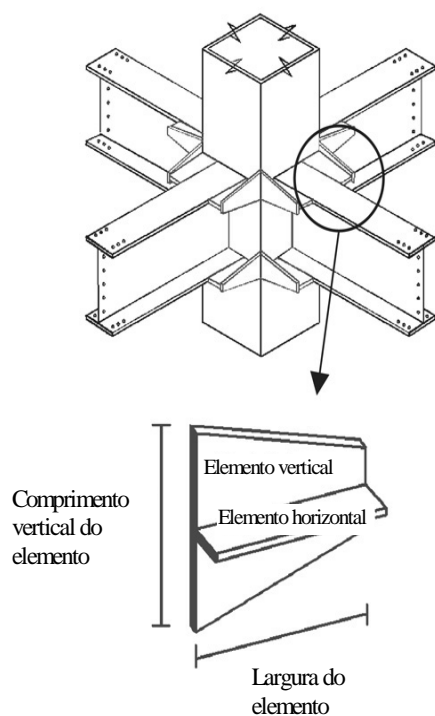


Figura 2-20 – Ligação estudada por Shin *et al.* (2007).

A influência da laje nas ligações também foi muito estudada por pesquisadores de outros países. De acordo com Cheng *et al.* (2007), a maneira na qual a laje e a viga metálica trabalham juntas depende da distribuição dos conectores de cisalhamento, da espessura da laje e da quantidade de armadura. Essas conclusões foram feitas com base em ensaios cíclicos realizados em modelos com pilares preenchidos, vigas metálicas, lajes com forma metálica incorporada e ligações com chapa passante.

Para analisar a contribuição da laje no comportamento da ligação submetida a forças cíclicas, Liu e Astaneh-Asl (2000) da Universidade da Califórnia, ensaiaram ligações com e sem a presença da laje. Como resultado, foi confirmado que a laje influi muito no comportamento da ligação, aumentando sua capacidade de transferência de momento, tornando-a mais rígida.

Na década de 1990, devido à ocorrência de grandes terremotos, como o de Northridge, que atingiu a cidade de Los Angeles nos Estados Unidos e Great Hanshin, que devastou a cidade de Kobe no Japão, houve um grande incentivo ao estudo das ligações.

Leon (1990) ensaiou vários tipos de ligações e analisou a influência da laje no seu comportamento. Os resultados mostraram que utilizando armadura contínua na laje, ou seja, uma armadura que contribua na transmissão de esforços da laje para o pilar, há um aumento significativo na resistência e rigidez da ligação. Esse autor ressalva ainda, que se os projetistas

utilizarem um mínimo de armadura em forma de malha, um acréscimo de rigidez e resistência também ocorrerá.

Continuando na mesma linha de pesquisa, Green *et al.* (2004), em um único ensaio de uma ligação viga-pilar com chapa passante e laje de concreto com forma incorporada (Figura 2-21), chegou as mesmas conclusões que Leon (1990) e devido aos seus resultados, um comentário foi incorporado na Parte II do 2002 AISC, que sugere que a espessura da laje seja maior ao redor do pilar, numa região de aproximadamente 150 mm.

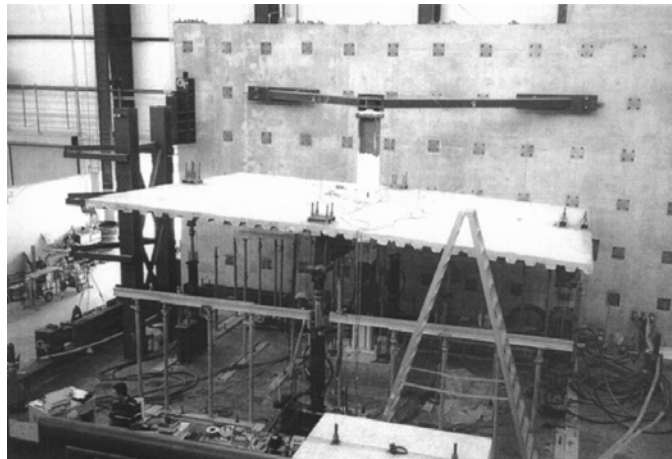


Figura 2-21 – Modelo ensaiado por Green *et al.* (2004).

Liew *et al.* (2000) estudaram o comportamento de ligações em estruturas metálicas com a utilização de lajes maciças de concreto. Nessa pesquisa foram analisados dois parâmetros importantes: a taxa de armadura da laje e o tipo de pilar utilizado, entre eles, o pilar sem revestimento, o parcialmente revestido e o pilar totalmente revestido. De acordo com os resultados dos ensaios, a maior influência da taxa de armadura é na rigidez inicial e na capacidade de transmissão de momento fletor. Contudo, a quantidade de armadura da laje deve ser cuidadosamente determinada em função da resistência à compressão da mesa da viga metálica. Com relação aos tipos de pilares, a utilização de concreto no revestimento fez com que sua resistência à compressão fosse aumentada, sendo que os pilares totalmente revestidos não apresentaram grandes vantagens quando comparados aos pilares revestidos parcialmente.

Para a obtenção da ação conjunta entre a laje e a viga é comum a utilização de conectores de cisalhamento. Segundo Batho (1938)¹ *apud* Leon (1998) a utilização da ação

¹ Batho C. The effect of concrete encasement on the behaviour of beam and stanchion connections. *The Structural Engineer* 1938: 427-447.

conjunta entre vigas e lajes em estruturas metálicas não é recente, com registros de estruturas com esse tipo de transferência de esforços que antecedem os anos de 1930.

Com o avanço e o desenvolvimento de novos sistemas construtivos como o pré-moldado de concreto, pesquisadores já estão estudando estruturas envolvendo pilares e vigas metálicas com lajes alveolares. Fu e Lam (2006) realizaram ensaios em modelos de ligações com lajes alveolares e analisaram variáveis como o espaçamento entre os conectores de cisalhamento, a altura do conector, a área de armadura longitudinal e a espessura da laje. Os resultados mostraram que o aumento da armadura longitudinal proporciona maior capacidade de resistir ao momento fletor, da mesma maneira que com lajes mais espessas o momento resistido também aumenta devido o aumento do braço de alavanca.

Em sua maior parte, os trabalhos mencionados anteriormente analisaram pilares centrais. Em pilares de canto há uma dificuldade em se distribuir as tensões ao redor de todo seu perímetro. Para minimizar esse problema o COST-C1 (1996) sugere a utilização de armaduras transversais para reduzir a fissuração. Figueiredo (2004) utilizou armaduras transversais nos modelos que reproduziam pilares de canto e Kataoka (2007) utilizou este detalhamento em ligações em estruturas pré-moldadas de concreto para pilares centrais, que apresentaram bom desempenho na transferência de tensões e redução da fissuração.

Mais um exemplo de utilização de armaduras transversais encontra-se no trabalho de Braconi *et al.* (2007), no qual as armaduras transversais, ou armaduras sísmicas, como são chamadas no artigo em questão, são utilizadas tanto em ligações em pilares de canto com em pilares centrais, como mostra Figura 2-22.

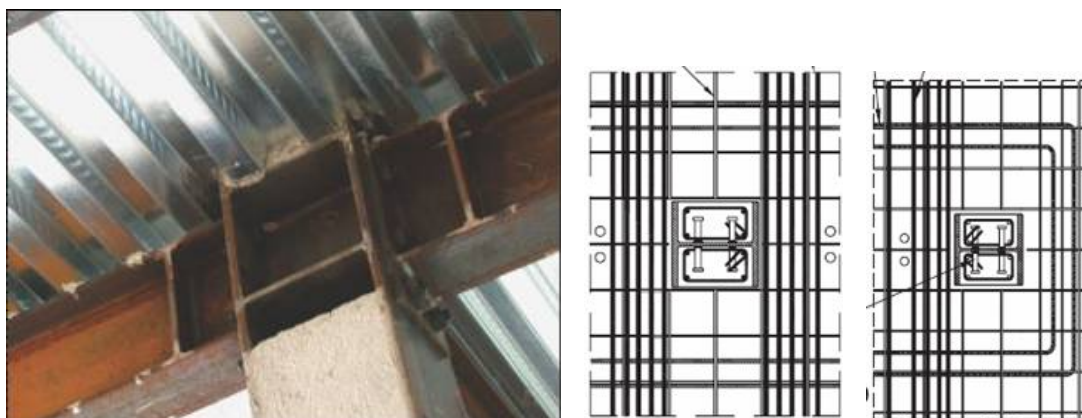


Figura 2-22 – Detalhe da ligação e das armaduras transversais utilizadas por Braconi *et al.* (2007).

O estudo das ligações não se restringe apenas a modelos experimentais que representam a ligação isolada. Pesquisadores chineses, Wang e Li (2007), realizaram ensaios com pórticos que reproduziam estruturas completas, com pilares, vigas e lajes como ilustra a Figura 2-23. A estrutura de pórtico analisada era metálica e possuía uma laje com forma de aço incorporada, a ligação foi realizada com chapa de extremidade soldada à viga e parafusada à parede do pilar.



Figura 2-23 – Pórticos ensaiados por Wang e Li (2007).

2.4 Análise Numérica de Ligações

Os avanços tecnológicos na área de informática nos últimos anos permitiram o desenvolvimento de programas de análise numérica altamente sofisticados e capazes de realizar uma grande variedade de tipos de análises. Aliado a isso, processadores cada vez mais rápidos reduziram bastante o custo computacional necessário para analisar os modelos, isto é, reduziram bastante o tempo de processamento dos mesmos, fazendo com que as modelagens numéricas se tornassem mais comuns. Além disso, as análises que requeriam grande tempo de processamento apesar da simplicidade dos modelos, agora podem ser realizadas sem as simplificações antes feitas.

Acompanhando a tendência de desenvolvimento observada na informática houve o desenvolvimento dos métodos numéricos. Um dos métodos mais utilizados para a análise numérica de estruturas é o método dos elementos finitos (MEF). Como exemplos de trabalhos que utilizaram esse método para a análise de ligações viga-pilar têm-se os descritos a seguir.

Takhirov e Popov (2002), da Universidade da Califórnia, realizaram uma análise numérica não linear de uma ligação entre pilar e viga metálica conectados por meio de dispositivos em formato “T” que se aparafusavam ao pilar e às mesas da viga. O estudo numérico foi conduzido utilizando o programa de elementos finitos ABAQUS, versão 6.2. O resultado de um dos modelos ensaiados e o projeto da ligação estão na Figura 2-24. O modelo da ligação foi discretizado com elementos finitos de casca de cinco graus de liberdade por nó e os dispositivos em “T” com elementos finitos sólidos. Foram realizadas duas análises diferentes: análise para estudo local do dispositivo “T” e análise de flambagem e instabilidade global da ligação.

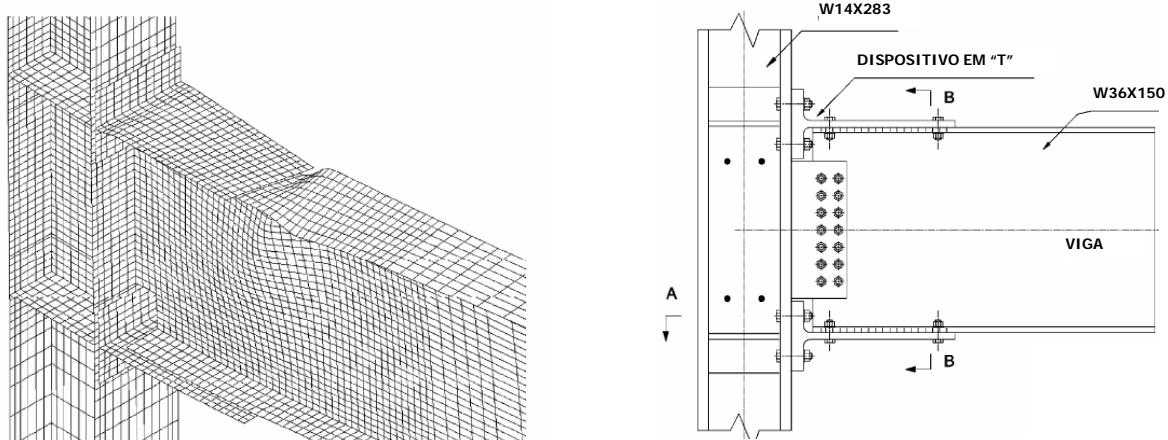


Figura 2-24 – Resultado da simulação numérica e projeto da ligação de Takhirov e Popov (2002).

Também utilizando o programa ABAQUS e elementos finitos de casca, Bursi *et al.* (2005) analisaram o comportamento de estruturas mistas de aço e concreto. A estrutura em questão era composta de vigas conectadas à laje maciça de concreto, com ligações aos pilares projetadas de modo que resistissem parcialmente ou completamente ao cisalhamento. A análise revelou que estruturas com ligações de baixa resistência ao cisalhamento se comportam melhor que estruturas com ligações de alta resistência ao cisalhamento quando submetidas a carregamentos cíclicos.

Esses autores ressaltam que a resistência ao cisalhamento de uma ligação tem que ser a maior possível para proteger da ruptura os conectores de cisalhamento localizados na parte central da viga. Pode-se observar na Figura 2-25 que as tensões de cisalhamento máximas (cores mais escuras) determinadas pelo programa ocorrem na região da ligação próxima a mesa superior da viga.

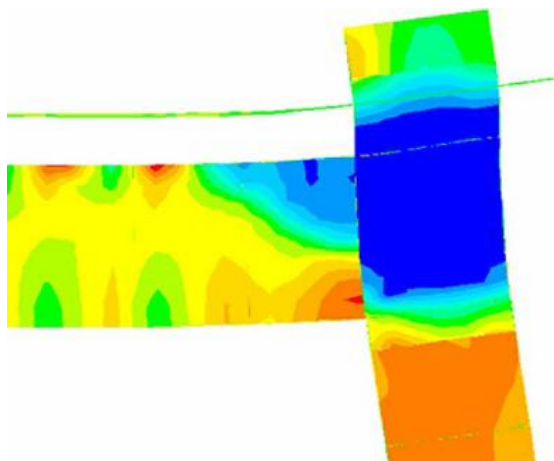


Figura 2-25 – Tensões de cisalhamento ao longo da estrutura ensaiada Bursi *et al.* (2005).

Em um trabalho experimental e analítico, Chou *et al.* (2006) estudaram ligações protendidas entre vigas metálicas e pilares metálicos preenchidos com concreto (Figura 2-26). A análise numérica foi realizada com a utilização do programa ABAQUS com as vigas e os enrijecedores modelados usando elementos de casca com quatro nós e o pilar e o concreto foram modelados com elementos sólidos de oito nós, considerando a ação conjunta do aço e do concreto como sendo completa.

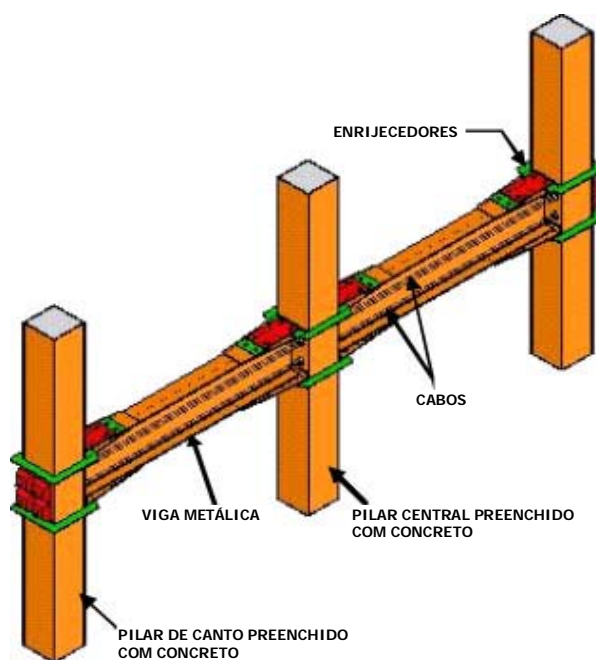


Figura 2-26 – Ligação protendida entre pilar preenchido e viga metálica (CHOU *et al.*, 2006).

A análise numérica compõe um instrumento importante para o entendimento do comportamento estrutural de ligações. No estudo paramétrico realizado por Fu *et al.* (2007) foi analisado o comportamento estrutural de uma ligação entre viga metálica e laje alveolar.

Na análise numérica foi variado o tamanho da viga, a espessura da chapa de extremidade, a espessura da alma do pilar, a altura da laje alveolar e o espaçamento entre os conectores de cisalhamento, para analisar qual a influência de cada detalhe da ligação. Os resultados experimentais para a validação dos resultados obtidos numericamente através do programa ABAQUS foram retirados de Fu *et al.* (2006) e com a realização desse estudo foi possível fazer recomendações de projeto para melhorar o desempenho desse tipo de ligação.

Existem outros programas comerciais bastante utilizados em análise numérica, como os programas DIANA e ANSYS. No trabalho de Kulkarni *et al.* (2008) a modelagem realizada pelo DIANA foi validada pelos resultados experimentais obtidos de ensaios em ligações híbridas aço-concreto realizados na Universidade Tecnológica Nanyang, em Cingapura. Na modelagem foram utilizados elementos finitos bidimensionais. Para o concreto foram utilizados elementos isoparamétricos de estado plano de tensões de quatro nós e dois graus de liberdade nodais, enquanto para a armadura foram utilizados elementos de treliça com dois graus de liberdade nodais. O critério utilizado para a modelagem da armadura e da chapa metálica da ligação foi o critério de von Mises com endurecimento isotrópico e uma lei de fluxo associativa usada para descrever um comportamento o constitutivo da armadura.

Elremaily e Azizinanimiti (2001), para dar continuidade no estudo de ligações com vigas metálicas passantes através de pilares circulares preenchidos com concreto, realizaram análises numéricas desse tipo de ligação utilizando o programa ANSYS. A Figura 2-27 mostra a malha de elementos finitos utilizada para o estudo numérico da estrutura ensaiada.

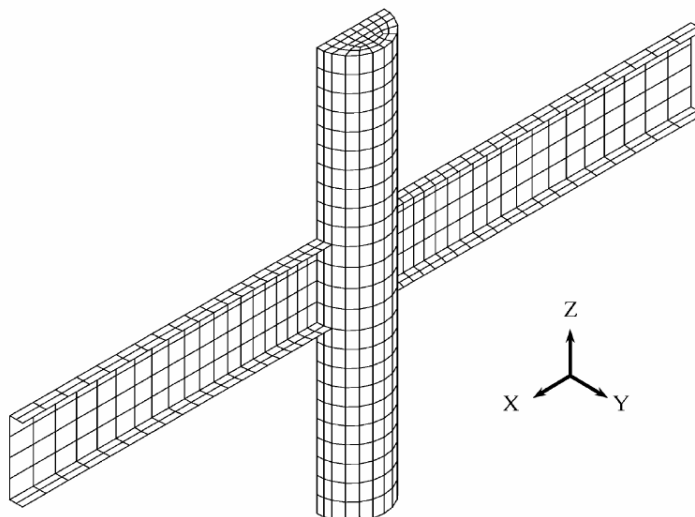


Figura 2-27 – Malha de elementos finitos utilizada por Elremaily e Azizinanimiti (2001).

As forças aplicadas nas extremidades das vigas e a força axial constante aplicada na cabeça do pilar foram as mesmas aplicadas no modelo numérico. Para o núcleo de concreto foram utilizados elementos com oito nós, cada um com três graus de liberdade, e para o tubo metálico o elemento possuía quatro nós com seis graus de liberdade nodais. Na interface entre o aço e o concreto foi considerada apenas a transferência de forças de compressão e atrito, através da utilização de elementos de contato. Para verificar a validade do modelo analítico, foram comparados os resultados experimentais com os numéricos e a partir deles pode-se constatar que os deslocamentos para a força máxima medidos experimentalmente foram praticamente iguais aos obtidos no modelo numérico, validando o método de dimensionamento utilizado.

Outro exemplo de modelagem de ligação mista realizada no programa ANSYS foi encontrado em Conceição (2011). Nessa pesquisa, realizada na Universidade Federal de Minas Gerais, foram estudadas ligações parafusadas entre viga-metálica e pilar misto de aço e concreto totalmente revestido. Na discretização do modelo foi utilizado um elemento finito de oito nós e três graus de liberdade cada um para o concreto (SOLID65) e os perfis metálicos (SOLID185), elementos de contato foram utilizados entre o concreto e o aço da estrutura e entre a viga e o pilar. Os elementos de contato são capazes de simular a existência de pressão entre os elementos, quando há contato, e a separação entre eles quando não há. Para os parafusos e armaduras foram utilizados elementos de treliça (LINK8) (Figura 2-28). De acordo com autor, a correlação obtida ente os resultados na simulação numérica e do modelo mecânico foi satisfatória.

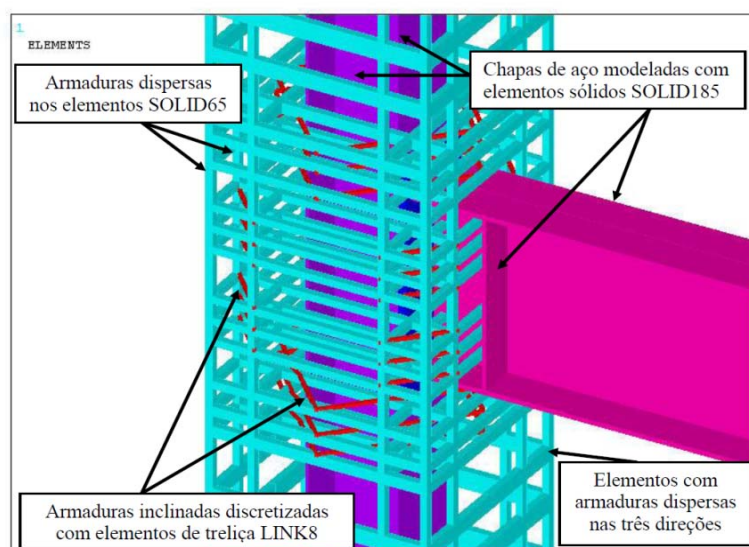


Figura 2-28 – Detalhe da modelagem das armaduras e dos perfis de aço (Conceição, 2011).

Existem muitos outros programas menos conhecidos utilizados para a realização de análise numérica. O programa MARC é um deles e foi utilizado no trabalho de Chiew *et al.* (2001) para o estudo de ligações entre pilares metálicos de seção transversal circular preenchidos com concreto e vigas metálicas, como ilustra a Figura 2-29a. Para a realização da análise numérica foram utilizados quatro tipos de elementos finitos: sólido isoparamétrico de oito nós para o concreto, com três graus de liberdade para cada nó; elemento de casca espessa bilinear para o tubo e as vigas, com quatro nós e cinco graus de liberdade nodais; elementos de casca espessa quadrática, com oito nós e cinco graus de liberdade cada nó, também foram utilizados para o tubo e as vigas, e na interface entre as paredes do tubo metálico e o núcleo de concreto foram utilizados elementos de contato. A Figura 2-29b mostra a malha utilizada na discretização de um quarto da estrutura.

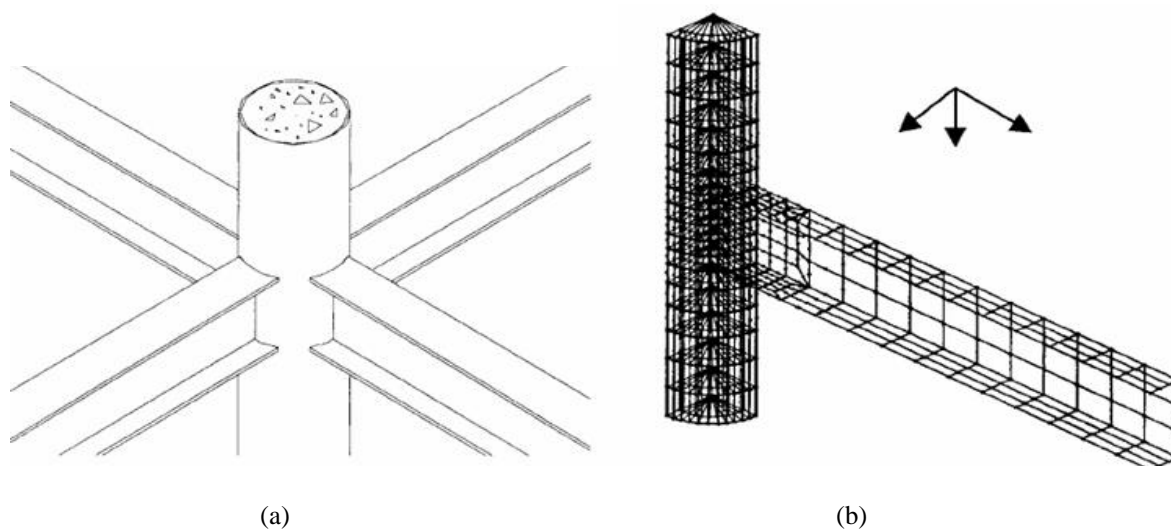


Figura 2-29 – (a) Ligação estudada; (b) malha de elementos finitos (CHIEW *et al.*, 2001).

2.5 Comportamento das ligações mistas

Estruturas mistas de aço e concreto combinam as vantagens da ductilidade das estruturas de aço com a alta resistência à compressão dos elementos de concreto. O pilar preenchido com concreto é um elemento misto que oferece muitas vantagens sobre outras tipologias. O tubo de aço promove o confinamento do concreto fazendo com que sua rigidez e resistência aumentem. O concreto, por sua vez, reduz a possibilidade do escoamento da parede do tubo. Além dessas vantagens, o tubo metálico elimina a necessidade da utilização de formas durante a construção.

As ligações viga-pilar que envolvem pilares mistos preenchidos com concreto, de acordo com alguns pesquisadores, podem se classificadas em duas categorias, sendo a mais utilizada o tipo em que a viga metálica é fixada diretamente na parede do tubo. Segundo resultados experimentais de Alostra e Schneider (1996), a viga não deve ser diretamente soldada à parede do tubo metálico em estruturas resistentes a momentos fletores, pois distorções no tubo inibem o desenvolvimento de deformações na viga, causando concentrações de tensões na solda da mesa e na parede do tubo. A outra categoria de ligação é caracterizada pelo transpasse da viga através do pilar preenchido. Pesquisas mostraram que a segunda categoria de ligações possui maior resistência a esforços advindos de terremotos, mas em compensação, a sua construção é muito complicada, gerando uma desvantagem para esse tipo de ligação.

Para ligações com pilar preenchido com concreto que requerem solda em campo, a AISC prescreve que sejam utilizadas ligações com viga penetrando no pilar, pois é considerada mais adequada para regiões onde ocorrem terremotos de alta magnitude. Mas em Choi *et al.* (2010), esse tipo de ligação é tido como antieconômico para a aplicação em regiões sísmicas de baixa intensidade como a Coréia, e salienta que a utilização de núcleos rígidos de concreto armado nas estruturas ajudam a resistir aos esforços laterais, não necessitando de ligações muito resistentes.

O comportamento de ligações submetidas a carregamento cíclico, quando comparado com o carregamento monotônico, apresenta o agravante correspondente à degradação da resistência e da rigidez nos sucessivos ciclos de força. Durante a revisão dos trabalhos realizados nesse campo foi notado que na última década o conhecimento sobre o comportamento de ligações mistas viga-pilar avançou de maneira extraordinária, principalmente em centros de pesquisa de países como Taiwan, China, Japão e Coréia. Ensaio sobre o comportamento de ligações mistas estão resumidos na Tabela 2-1, com a descrição dos ensaios e parâmetros analisados.

Tabela 2-1 – Ensaio de ligações mistas submetidas a carregamento cíclico.

Autores	Nº de	Descrição	Principais parâmetros
---------	-------	-----------	-----------------------

	ensaios		investigados
Simões, Silva e Cruz (2001)	4	Ensaio cíclico de ligações internas e externas.	Análise da influência do concreto confinado em pilares mistos.
Cheng e Chung (2003)	5	Ensaio de ligações com chapa passante parafusada a alma da viga e presença de diafragma.	Transferência de cisalhamento na região da ligação
Azizinamini e Schneider(2004)	7	Ensaio de ligações com vigas atravessando pilares de seção circular.	Análise do comportamento global.
Wu <i>et al.</i> (2005)	3	Ligações com pilares de seção quadrada preenchidos com concreto.	Influência da espessura do tubo metálico no comportamento da ligação.
Cheng <i>et al.</i> (2007)	4	Duas ligações internas e duas externas entre pilar preenchido e viga metálica através de chapa parafusada na alma.	Avaliar a ação conjunta da viga com a laje e a transferência de esforços na região da ligação.
Kovács <i>et al.</i> (2008)	9	Ensaio de ligações mistas parafusadas.	Espessura da chapa de topo e diâmetros dos parafusos.
Li <i>et al.</i> (2009)	3	Ensaio cíclico de ligações parafusadas com chapa de topo.	Avaliar o efeito da laje de concreto armado e a redução da seção transversal da viga.
Park <i>et al.</i> (2010)	3	Ligações com pilar preenchido que envolve soldagem das mesas e cantoneiras de apoio.	Avaliar a influência das cantoneiras e solda.
Wang <i>et al.</i> (2011)	8	Foram realizados quatro ensaios monotônicos e quatro cíclicos com chapa de topo parafusada e pilares de seção circular e quadrada.	Avaliar a influência da espessura da chapa de topo e da seção transversal do pilar.

Baseado nos resultados dos ensaios descritos na Tabela 2-1, várias conclusões podem ser mencionadas a respeito do comportamento das ligações mistas:

- Em termos de resistência, em ensaios de nós internos ocorre menor nível de degradação. Em contrapartida, para os nós externos há a fissuração da laje próximo da ancoragem das armaduras de continuidade, alcançando níveis elevados de degradação da resistência. Com relação ao tipo de pilar, ligações com pilares mistos apresentam maior rigidez, tanto para nós internos como externos (Simões *et al.*, 2001);
- Quanto maior a força axial aplicada no pilar, mais ductilidade será transferida para a ligação, mas o pilar apresentará maiores distorções (Cheng e Chung, 2003);
- Em geral, a falha da ligação ocorre no pilar quando sua resistência à flexão é inferior à resistência a flexão da viga e à resistência ao cisalhamento da própria ligação. Para a falha na viga, segue-se o mesmo raciocínio, sua resistência tem que ser inferior à resistência a flexão do pilar e à resistência ao cisalhamento da ligação. Quando ambos os elementos conectados possuem elevadas resistências a ruptura se dá na ligação (Azizinamini e Schneider, 2004);
- O mecanismo de dissipação de energia varia de acordo com a proporção entre a largura e a espessura do tubo de aço que compõe o pilar preenchido. Quanto maior for essa

relação menor será a espessura do tubo, gerando uma região onde provavelmente haverá maior dissipação de energia. Já para um tubo mais espesso, a dissipação de energia ocorre com o surgimento da rótula plástica na viga (Wu *et al.*, 2005);

- O trabalho em conjunto da viga metálica e a laje na resistência aos esforços aplicados na ligação é significativamente aumentado sob a ação de momento fletor positivo. A resistência à flexão se eleva em função do contato entre a laje de concreto e o tubo metálico, que contribui no combate ao momento fletor gerado. Em contrapartida, a rigidez à flexão de vigas compostas submetidas a momento fletor negativo é ligeiramente aumentada em função da armadura da laje, quando comparada à rigidez da viga metálica em si (Cheng *et al.* 2007);
- Observações experimentais mostram que a falha combinada dos parafusos, da chapa de topo e a flambagem local corresponde ao comportamento mais favorável para ligações em regiões sísmicas do ponto de vista de projeto, porque esses elementos têm significativa capacidade de deformação plástica e a histerese é estável até a propagação de fissuras (Kovács *et al.*, 2008);
- A utilização de laje juntamente com vigas metálicas com seção transversal reduzida, em geral, faz com que a rótula plástica se distancie da ligação. Analisando de forma isolada a presença da laje, sua integração à viga por meio de conectores de cisalhamento tem efeito significativo no comportamento mecânico de ligações mistas. Quando a ligação está submetida a momentos que comprimem a laje, sua resistência à flexão aumenta em função da compressão que surge entre esse elemento e o pilar. Para assegurar a formação da rótula plástica na viga em uma ligação com pilar mais resistente que a mesma, a contribuição da laje deve ser levada em consideração no processo de dimensionamento (Li *et al.*, 2009);
- Ligações mistas com pilar preenchido com concreto que utilizam cantoneiras de apoio para a viga podem substituir esse método por soldagem da mesa inferior sem prejuízos ao seu comportamento (Park *et al.*, 2010);
- O aumento da espessura da chapa de topo aumenta a área do braço da histerese, caracterizando maior dissipação de energia, além disso, a área dos ciclos da histerese para pilares de seção circular é maior que para pilares de seção quadrada, para a mesma espessura de chapa de topo (Wang *et al.*, 2011).

Em geral, o desenvolvimento de critérios de projeto para uma determinada ligação primeiro envolve a identificação dos possíveis modos de falha e, em seguida, estabelece controles de projeto adequados para prevenir a ocorrência desses modos de falhas.

Com os resultados de diversos estudos experimentais foi possível definir o formato das histereses de acordo com o modo de falha ocorrido. As falhas mais comuns em ligações mistas ocorrem: nos parafusos, na chapa de topo ou pelo escoamento do aço. A Figura 2-30 apresenta o formato das histereses para cada um dos tipos de falha.

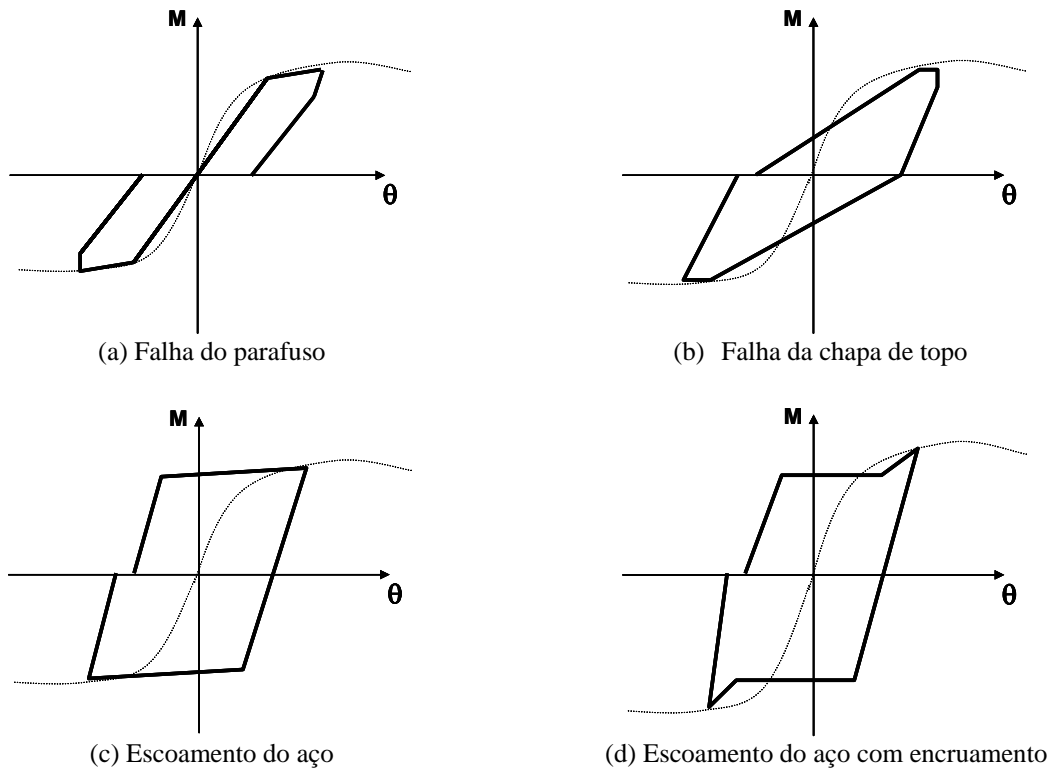


Figura 2-30 – Histerese típica para os tipos de falha juntamente com a envoltória.

Em Kovács *et al.* (2004) as histereses características dos ensaios de ligações retratou muito bem os formatos típicos característicos para cada tipo de falha. Na Figura 2-31 é apresentada uma ligação com ruptura na chapa de topo e a histerese com formato típico desse modo de falha. Para que ocorra esse tipo de ruptura, a ligação tem que possuir chapa de topo de espessura fina com pilar e parafusos resistentes. Pode-se observar na histerese do ensaio a deformação elástica da chapa de topo nos ciclos iniciais. No entanto, nos ciclos subsequentes, nota-se alguma deformação plástica e também o surgimento de fissuras próximas à solda das mesas da viga e da chapa de topo.

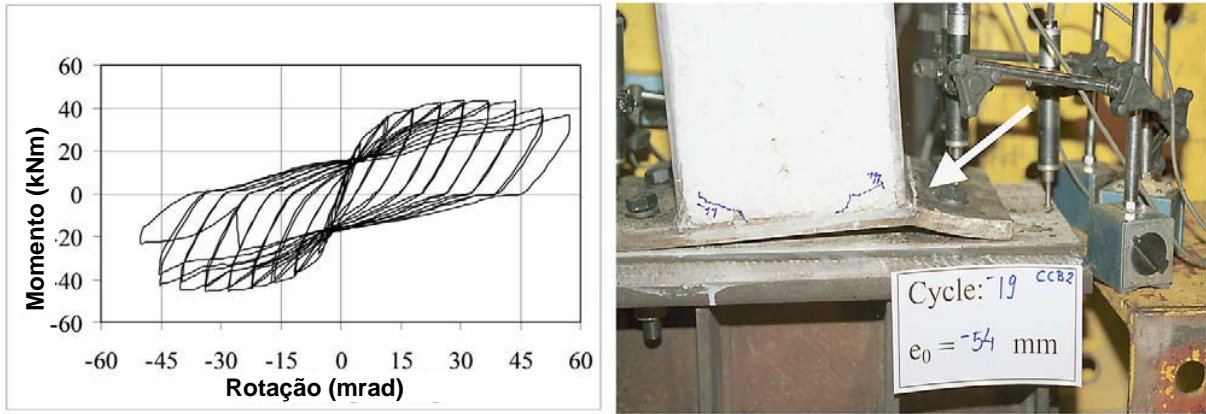


Figura 2-31 – Modo de ruptura de ligação na chapa de topo (KOVÁCS *et al.*, 2004).

A falha nos parafusos da ligação analisada em Kovács *et al.* (2004) ficou evidente ao visualizar o formato da histerese do ensaio. O fenômeno mais representativo é o tipo de rotação de corpo rígido do modelo, que é causado pelo alongamento dos parafusos. A rotação de corpo rígido aparece na histerese como grandes deformações em momento fletor quase nulo, como é mostrado na Figura 2-32. Nesses repetido ciclos, a histerese é muito estreita, o que mostra que a absorção de energia diminuiu. Enquanto os parafusos regem o comportamento do modelo, o concreto de preenchimento não tem efeito significativo sobre o comportamento cíclico, uma vez que o transporte de carga e capacidade de deformação são limitados pelas características dos parafusos.

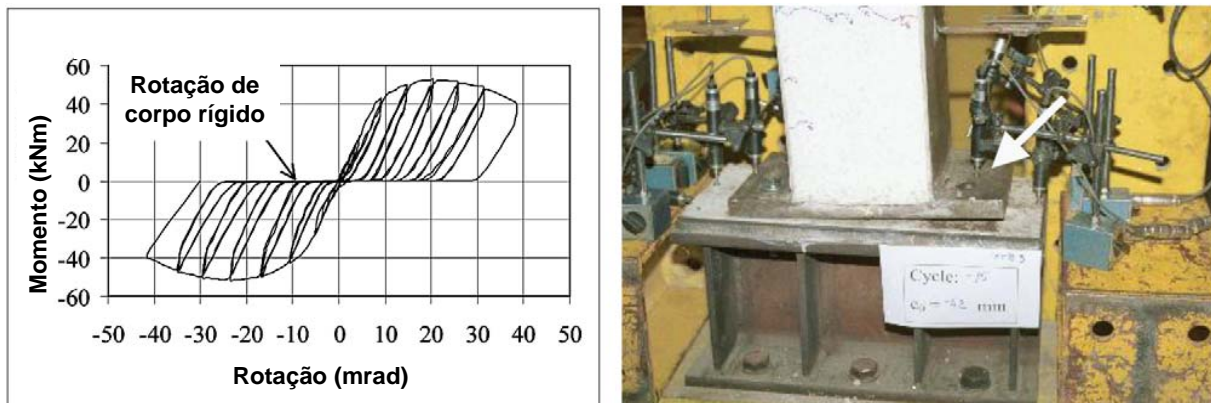


Figura 2-32 – Modo de ruptura de ligação no parafuso (KOVÁCS *et al.*, 2004).

O comportamento combinado dos elementos de uma ligação é desenvolvido quando a chapa de topo e os parafusos tem deformação plástica significativa. Isso pode ocorrer independente se os elementos conectados possuem transporte de carga semelhante e comportamento dúctil. A falha final foi causada por rachaduras e quebras na chapa de topo

com deformação plástica notável nos parafusos. A histerese do ensaio desse tipo de ligação consta na Figura 2-33.

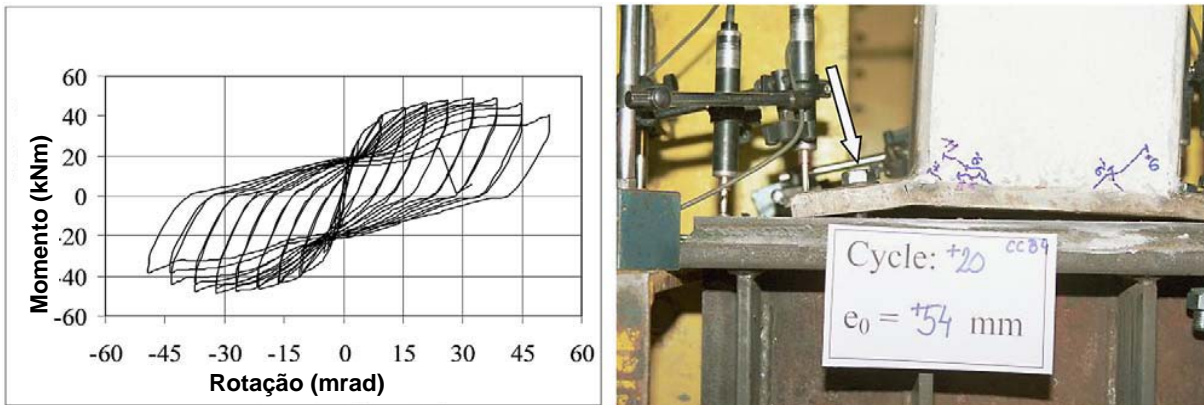


Figura 2-33 – Modo de ruptura de ligação na chapa de topo e parafuso (KOVÁCS *et al.*, 2004).

Na última situação de falha analisada por Kovács *et al.* (2004) foram utilizados pilares de seção delgada na ligação e, conseqüentemente, houve a flambagem da mesa. Durante o ensaio foi observada a flambagem da mesa comprimida que ocorreu em ciclos precoces, mas desapareceu sob carregamento reverso. Nos ciclos subsequentes, esse fenômeno se transforma em um comportamento plástico e o colapso final, provocado pela ruptura da mesa, se deve à fadiga de baixo ciclo. A histerese é apresentada na Figura 2-34.

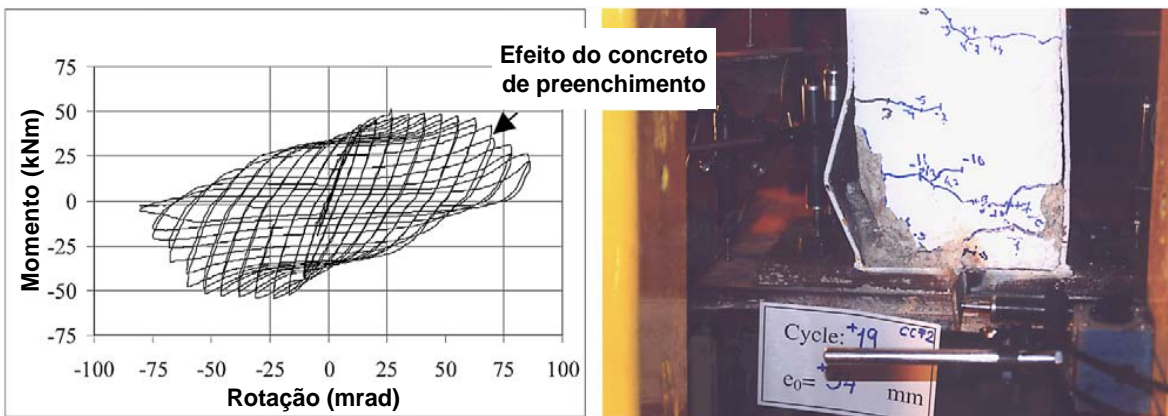


Figura 2-34 – Modo de ruptura de ligação com escoamento do pilar (KOVÁCS *et al.*, 2004).

O comportamento cíclico de uma ligação é sempre instável, apresentando uma degradação progressiva das suas propriedades mecânicas como rigidez, resistência e capacidade de dissipação de energia. Portanto, é importante que ensaios sejam realizados para caracterizar cada tipo de ligação, pois um detalhe modificado pode alterar todo o comportamento.

2.6 Classificação de ligações de acordo com o Eurocode 3

Tradicionalmente, as ligações são desenvolvidas, projetadas e detalhadas pelo fabricante dos perfis de aço. Estudos experimentais relacionados com o comportamento à flexão das ligações tem sido realizados por muitos pesquisadores nas últimas décadas. Quanto à sua semi-rigidez, essas ligações têm sido descritas com adjetivos muito vagos como "muito flexível", entre outros, tornando difícil a sua utilização na engenharia prática. É, portanto, de suma importância a investigação da flexibilidade real das ligações, com respeito a algum sistema racional de classificação.

O Eurocode 3 (EC3), como nos códigos AISC, possui três tipos de classificação para ligações: (a) rígida, (b) semi-rígida e (c) flexível. O EC3 reconhece o fato de que a grande variação do comportamento das ligações semi-rígidas depende em grande parte, se a estrutura é contraventada ou não. Assim, ele tem dois diferentes sistemas de classificação: uma para estrutura contraventada e outro para não contraventada.

Para as classificações do EC3, adota-se o eixo do momento fletor como normalizado com referência ao momento de plastificação da viga conectada (M_p) e ao momento resistente da ligação (M), de acordo com a Equação 2-1. O eixo da rotação, da mesma forma, é determinado a partir da rotação plástica da ligação, de acordo com a Equação 2-2.

$$\bar{m} = \frac{M}{M_p} \quad (2-1)$$

$$\bar{\phi} = \frac{\phi}{\frac{M_p \cdot L_b}{EI_b}} \quad (2-2)$$

Sendo:

M_p – Momento de plastificação da viga

M – Momento resistente da ligação

ϕ – Rotação da Ligação

L_b – Comprimento da viga

EI_b – Rigidez à flexão da viga

Quanto à rigidez, os valores numéricos para a linha de fronteira entre as zonas rígida e semi-rígida foram escolhidos de forma que a queda na capacidade resistente devido ao comportamento semi-rígido não deve exceda 5%. Para a resistência, o momento de plastificação da viga foi escolhido como o limite. As linhas de fronteira radial entre as ligações semi-rígidas e flexíveis é tomado como segue:

- $0,5 EI_b/L_b$ em termos de rigidez;
- $0,25 M_p$ em termos de resistência.

A Figura 2-35 mostra o sistema de classificação das ligações para estruturas contraventadas e não contraventadas. A linha de fronteira entre as ligações semi-rígidas e rígidas é uma curva tri-linear, enquanto a fronteira entre os comportamentos semi-rígido e flexível é descrita por uma curva bilinear.

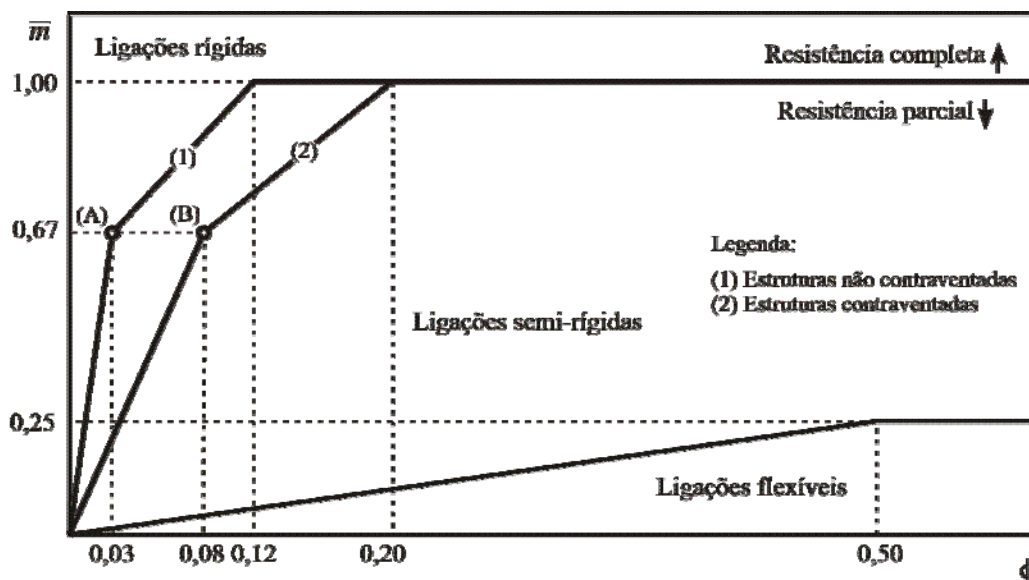


Figura 2-35 – Especificação para classificação de ligações segundo o Eurocode 3.

Apesar do Eurocode 3 ser muito utilizado para a classificação de ligações em estruturas de aço, Kishi *et al.* (1997) contestam essa metodologia e contestada. Segundo esses autores, que realizaram diversos ensaios para comprovação, muitas ligações são classificadas como semi-rígidas para carregamento em serviço, mas essas mesmas ligações se tornam flexíveis para um carregamento mais elevado. Da mesma maneira que existem ligações semi-rígida-flexível, existem também ligações rígida-semi-rígida. Sendo assim, esses autores sugerem dois níveis de definição para a classificação, um para carregamento de serviço e outro para o estado limite último.

2.7 Comentários Finais

Com a revisão bibliográfica foi possível notar que os pilares mistos preenchidos com concreto não são tradicionalmente utilizados em estruturas de edifícios de múltiplos pavimentos no Brasil e, em consequência disso, as pesquisas envolvendo esse elemento e as estruturas mistas propriamente ditas são mais escassas.

Durante a seleção dos artigos, percebeu-se que os pilares mistos são muito utilizados em locais com ocorrência de terremotos, devido a sua maior resistência em comparação com os pilares metálicos. Diversas configurações de ligações com pilares mistos puderam ser observadas ao longo da pesquisa, como as parafusadas, com chapa passante, com a própria viga transpassando a seção do pilar, e também vários métodos para enrijecimento foram vistos, incluindo diafragmas internos e externos, enrijecedores de mesas, conectores de cisalhamento entre outros elementos que ajudam a melhorar o comportamento da ligação.

Muitos parâmetros que influenciam a rigidez e a resistência de ligações mistas foram analisados ao longo dos anos por diversos pesquisadores. Com base nos estudos deles, algumas conclusões prévias puderam ser estabelecidas como, por exemplo, a respeito da espessura do tubo metálico. Recomenda-se utilizar tubos mais espessos para evitar que a maior dissipação de energia ocorra nele, mas sim, na viga, com o surgimento da rótula plástica. Pesquisadores recomendam que, em ligações resistentes a momentos fletores, a viga não seja diretamente soldada a parede do tubo para que não ocorram concentrações de tensões nessa região.

A seção transversal dos pilares mistos também apresenta diferenças quanto a sua rigidez e ductilidade. Foi constatado a partir de ensaios de compressão axial que pilares de seção circular são mais dúcteis que pilares com seção quadrada ou retangular, devido ao maior confinamento promovido por aquela seção.

As ligações de vigas metálicas com pilares mistos de seção circular são de difícil execução por causa da geometria. Mesmo com todas as dificuldades, várias configurações foram desenvolvidas, incluindo uma em que a viga atravessa o tubo metálico, tendo suas mesas e alma soldadas a ele. Esse tipo de ligação, apesar de não ser de fácil construção, é considerada indicada para a utilização em edifícios em regiões sísmicas.

A utilização de viga mista e laje mista foi outro ponto bastante analisado, sendo que todas as observações feitas pelos pesquisadores conduziram as mesmas conclusões. A primeira e mais geral diz que a laje constitui um elemento que contribui no aumento da

rigidez das ligações, principalmente quando essa possui armadura contínua que contribui na transmissão de esforços da laje para o pilar, devendo ser considerada no processo de dimensionamento das ligações. Outra conclusão importante faz referência à interação da viga com a laje. Quando ocorre esse fenômeno, ocasionado pela utilização de conectores de cisalhamento, a rótula plástica se distancia da ligação, fato que melhora seu comportamento.

Um parâmetro que ficou sem esclarecimento sobre sua influência no comportamento das ligações mistas diz respeito à resistência do concreto de preenchimento. Não foram encontrados trabalhos que abordassem esse parâmetro como uma variável, mas concretos mais resistentes com utilização de fibras já foram estudados para melhorar o comportamento dos conectores de cisalhamento.

Finalizando, a análise numérica de estruturas está se tornando cada vez mais comum na Engenharia. Muitos trabalhos foram encontrados abordando a simulação numérica de ligações dos mais diversos tipos, utilizando programas variados. Como nesta pesquisa foi utilizado o programa DIANA, uma busca mais refinada foi realizada por trabalhos utilizando esse programa, mas poucos foram encontrados. Dentre os trabalhos analisados, o programa mais utilizado foi o ABAQUS, fato que pode ser justificado por se tratar de um programa mais antigo.

Programa Experimental

3.1 Introdução

O programa experimental desenvolvido neste trabalho foi realizado no Laboratório de Estruturas do Departamento de Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos – USP. Tal programa consistiu de ensaios cíclicos de ligações viga-pilar, nas quais as vigas são metálicas e os pilares mistos, preenchidos com concreto.

Para a definição da ligação a ser estudada neste trabalho foram levados em consideração muitos aspectos que influenciam na viabilidade do projeto e no andamento da pesquisa. De acordo com a revisão bibliográfica realizada, muitos estudos mostraram que a melhor e mais resistente seção transversal para ser utilizada em pilares mistos é a circular, mas também foi verificado que o processo construtivo da ligação com esse tipo de pilar é muito mais complicado, devido à sua geometria.

Pensando nisso e também na continuidade das pesquisas realizadas no Departamento de Engenharia de Estruturas, optou-se por utilizar pilares de seção transversal quadrada e ligações com chapa de topo e parafusos passantes aderentes ao núcleo de concreto.

De acordo com os parâmetros que se pretende analisar neste trabalho, quatro modelos físicos foram suficientes para determinação da influência da laje e sua taxa de armadura e também do método de fixação das barras de aço da armadura de continuidade na rigidez da ligação.

O modelo piloto foi a base de comparação para todos os outros modelos. Seu ensaio, além de verificar a viabilidade do esquema de ensaio adotado, também forneceu informações sobre o comportamento de uma ligação sem a influência da laje.

Os modelos de ligações principais, que somam três, tiveram suas características determinadas de acordo com as comparações a serem realizadas. Para a avaliação da influência da taxa de armadura foi definido o Modelo 1 com 1% de armadura e o Modelo 2 com taxa superior, de 1,5%. Ambos os modelos tiveram a armadura de continuidade fixada ao pilar misto por meio de luvas rosqueadas.

Também foi investigado o modo de fixação da armadura de continuidade. Como nos modelos 1 e 2 ela foi feita com luvas rosqueadas (Figura 3-1 e Figura 3-2), no terceiro modelo a continuidade foi estabelecida por meio de soldagem. Essas formas de fixação foram selecionadas com o intuito de analisar um método convencional (a soldagem), e um método alternativo, com luvas rosqueadas.



Figura 3-1 – Luvas rosqueadas para barras de diâmetro de 12,5 mm e 20 mm.

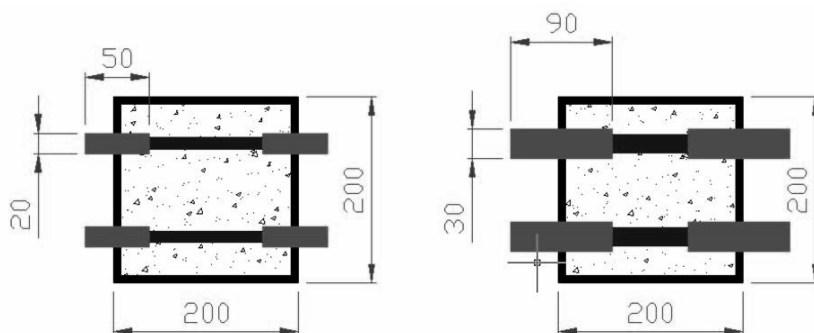


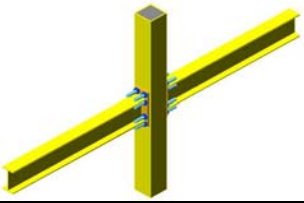
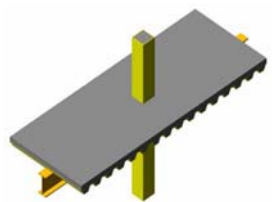
Figura 3-2 – Esquema de posicionamento das luvas rosqueadas (Unidade: milímetro).

A utilização das luvas traz ao canteiro-de-obras maior facilidade de montagem, pois dispensa a soldagem no local, os pilares vêm prontos de fábrica com as luvas posicionadas e já soldadas nos locais da ligação, aguardando apenas a colocação das barras de aço que

compõem a armadura de continuidade. As luvas escolhidas para utilização nos modelos possuem rosca dos dois lados, isso para que na parte interna do pilar, as luvas de ambos os lados fossem conectadas, na tentativa de proporcionar maior interação nas armaduras de continuidade, como ilustra a Figura 3-2.

Todos os três modelos de ligações principais possuem laje e, seguindo a linha de estudo em estruturas mistas, optou-se pela laje com forma de aço incorporada, popularmente conhecida como “steel deck”. A presença da laje é, para alguns pesquisadores como Liu e Astaneh-Asl (2000), essencial para o aumento da transmissão de momento fletor pela ligação. A forma de aço incorporada à laje proporciona maior rapidez na execução da obra, pois, ao mesmo tempo que trabalha como armadura positiva, também desempenha o papel de forma durante a concretagem da laje. A Tabela 3-1 apresenta um resumo detalhado dos modelos de ligações estudados neste trabalho.

Tabela 3-1 – Resumo dos modelos de ligações.

Modelo	Presença da laje	Taxa de armadura	Fixação da barras
Piloto		0,0%	Sem armadura
1		1,0%	Luvas rosqueadas
2		1,5%	Luvas rosqueadas
3		1,0%	Solda

Dessa forma, as comparações entre os modelos piloto e os outros modelos determinam qual a influência da laje. Entre os Modelos 1 e 2, a taxa de armadura foi analisada e, por fim, comparando o Modelo 1 com o Modelo 3, o método de fixação da armadura de continuidade foi colocado à prova. As comparações foram realizadas sempre em termos de rigidez da ligação.

O modo de aplicação da força cíclica foi outro ponto importante na definição do programa experimental. Desde o século XIX, quando o uso dos metais em aplicações na Engenharia começou a aumentar, reconheceu-se que os componentes e as estruturas de metal submetidos a ciclos repetidos da carga podem falhar em serviço, mesmo que fossem

geralmente capazes de suportar cargas consideravelmente maiores se o carregamento fosse de origem monotônica (BALLIO e CASTIGLIONE, 1995).

As ações cíclicas podem ser classificadas segundo dois aspectos: número de ciclos e tipo de tensão aplicada. De acordo com a quantidade de ciclos, os elementos estruturais podem estar submetidos a um baixo número de ciclos (“*low-cycle fatigue*”), mas com uma variação grande na intensidade de carregamento, chegando ao nível do estado limite último, como é o caso das ações causadas por vento e terremoto. Já, para um número elevado de ciclos (“*high-cycle fatigue*”), com carregamento no nível do estado de serviço, as ações cíclicas provocam a fadiga desses elementos.

A respeito do tipo de tensão aplicada, o carregamento cíclico pode ser definido como repetido ou alternado. No carregamento repetido as tensões provocadas na estrutura não apresentam inversão de sinal, como no caso da fadiga. No alternado ocorre a inversão de sinal das tensões, como é o caso das ações sísmicas.

Levando em conta esses aspectos, foi definido que o carregamento cíclico seria aplicado com um baixo número de ciclos e que haveria alternância na direção de aplicação da força em cada extremidade das vigas, de acordo com a Figura 3-3.

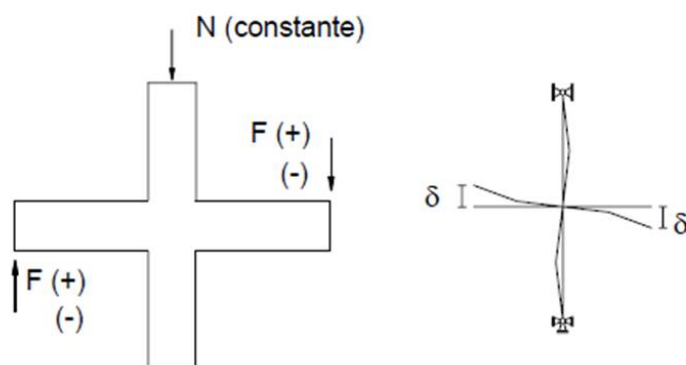


Figura 3-3 – Esquema de aplicação do carregamento cíclico.

Os ensaios com carregamentos com baixo número de ciclos são caracterizados por grandes deformações plásticas aplicadas à estrutura sob condições controladas de deformação. Geralmente, problemas com forças cíclicas de baixos ciclos surgem na engenharia civil quando edifícios são submetidos a carregamento sísmico, como ilustra a Figura 3-4.

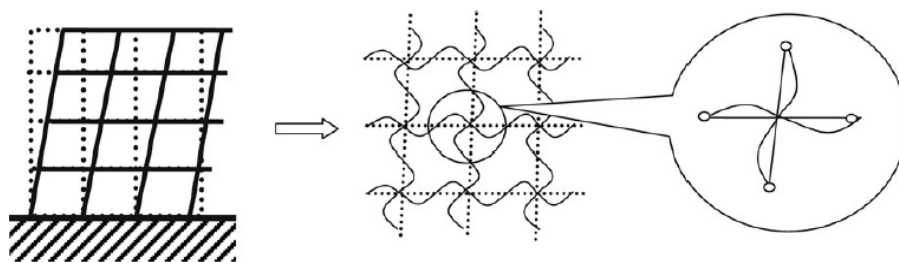


Figura 3-4 – Deslocamentos gerados em edifícios submetidos a carregamento sísmico.

3.2 Caracterização dos Materiais

3.2.1 Parafusos

Devido às restrições da máquina universal servo-hidráulica INSTRON 8506 disponível no Laboratório de Estruturas do Departamento de Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos – USP, não foi possível realizar os ensaios de tração em barras de aço de acordo com a norma brasileira ABNT NBR 6892:2002. Por falta de garras para a fixação das barras rosqueadas foi utilizado outro dispositivo desenvolvido no próprio laboratório para essa função e esse se encontra ilustrado na Figura 3-5.



Figura 3-5 – Ensaios de tração das barras rosqueadas (parafusos).

Para a determinação do módulo de elasticidade foi utilizado um extensômetro de base removível com 100 mm de comprimento preso no centro das barras, as curvas tensão *versus* deformação para cada corpo-de-prova estão na Figura 3-6. Os corpos-de-prova das barras rosqueadas tinham aproximadamente 500 mm de comprimento e foram produzidos com aço SAE 1020. Optou-se por esse tipo de barras devido a disponibilidade no mercado e pelo preço acessível.

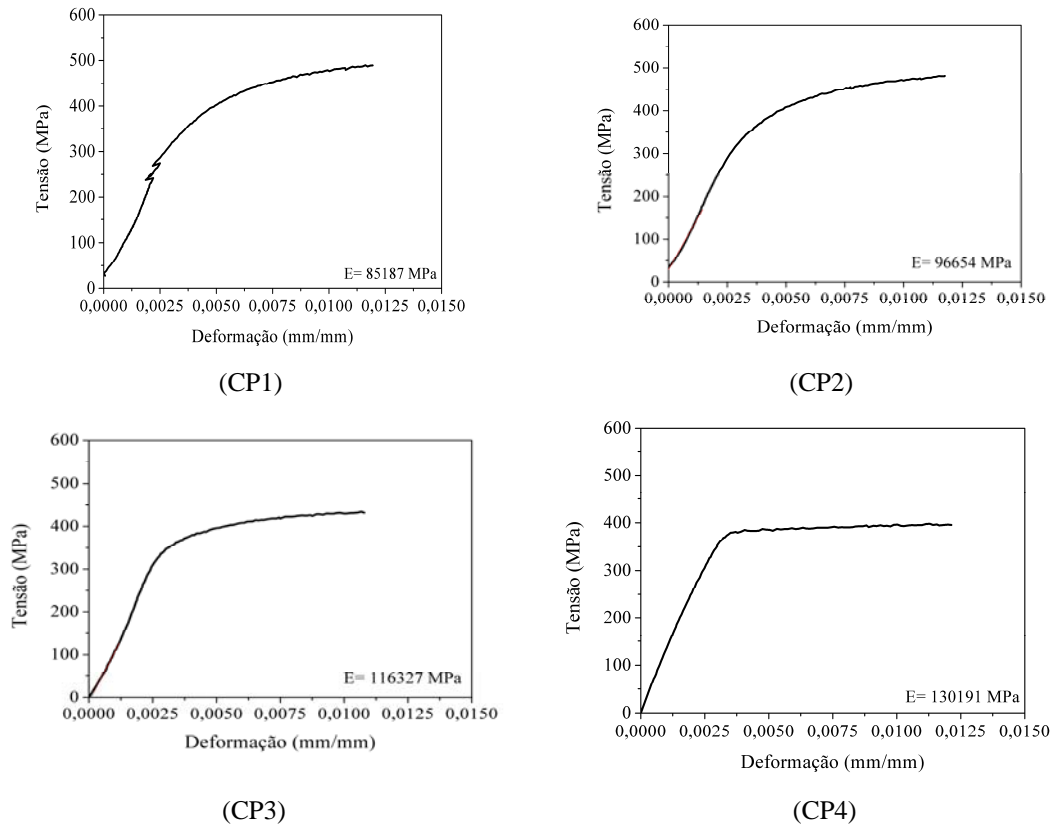


Figura 3-6 – Curvas tensão *versus* deformação para caracterização dos parafusos.

A tensão de escoamento média para os parafusos foi de 350 MPa e o módulo de elasticidade 107089 MPa. Devido dificuldades encontradas durante o andamento dos ensaios, os valores de módulo de elasticidade determinados não foram coerentes com os valores nominais normalmente encontrados para elementos produzidos com esse tipo de aço. Logo, para a análise numérica das ligações foi utilizado o valor nominal de 200000 MPa. A Tabela 3-2 apresenta um resumo dos valores da tensão e do módulo de elasticidade obtidos para cada amostra.

Tabela 3-2 – Resumo dos resultados dos ensaios de tração dos parafusos.

	CP1	CP2	CP3	CP4	Média	Desvio Padrão
Tensão de escoamento (MPa)	310,00	360,00	350,00	380,00	350,00	25,50
Módulo de elasticidade (MPa)	85187,00	96654,00	116327,00	130191,00	107089,00	17375,48

3.2.2 Perfis Metálicos

Os ensaios de caracterização do aço dos perfis foram realizados de acordo com a norma brasileira ABNT NBR 6892:2002. A partir desses ensaios foi possível determinar a tensão de escoamento do aço e seu módulo de elasticidade. Foram ensaiados três corpos-de-prova de cada elemento de aço utilizado no modelo, sendo eles: pilar, mesa e alma das vigas. No total foram nove corpos-de-prova com as dimensões especificadas na Figura 3-7. Na Figura 3-8 estão os corpos-de-prova retirados dos pilares e vigas.

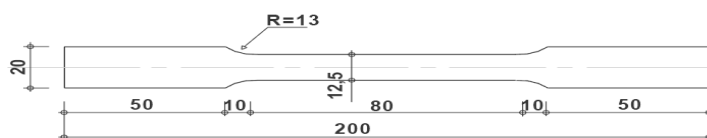


Figura 3-7 – Dimensões dos corpos-de-prova de aço (Unidade: milímetro).



Figura 3-8 – Corpos-de-prova da mesa e alma da viga e pilar.

Para os corpos-de-prova correspondentes ao pilar, no qual a chapa utilizada possuía 8 mm de espessura, a tensão de escoamento média obtida nos ensaios de tração foi de 271,90 MPa e módulo de elasticidade médio foi igual a 210800 MPa.

As mesas das vigas possuíam 7,5 mm de espessura e para os corpos-de-prova referentes a esse elemento a tensão de escoamento média encontrada foi 357,30 MPa e o módulo de elasticidade médio foi de 225600 MPa. Os resultados para a alma das vigas ficaram muito próximos dos encontrados para as mesas. As almas tinham 6,3 mm de espessura e a tensão de escoamento média encontrada foi de 350,00 MPa e o módulo de elasticidade médio foi de 245300 MPa. A Tabela 3-3 apresenta todos os resultados encontrados nos ensaios de caracterização dos perfis de aços.

Os resultados determinados a partir dos ensaios de caracterização mostraram que os valores de resistência à tração e módulo de elasticidade estão de acordo com os valores nominais estipulados para o aço ASTM A-36 que correspondem respectivamente a 250 MPa de resistência à tração e 210000 MPa para o módulo de elasticidade.

Tabela 3-3 – Resultados dos ensaios de tração dos aços dos perfis

Corpos-de-prova	Tensão Máxima (MPa)	Tensão de Ruptura (MPa)	Tensão de Escoamento (MPa)	Módulo de Elasticidade (MPa)
Pilar				
CP-1	402,20	279,00	269,80	248060,00
CP-2	394,40	281,80	267,00	235980,00
CP-3	398,80	274,80	278,90	148310,00
Média	398,50	278,50	271,90	210800,00
Desvio Padrão	3,91	3,52	6,22	54440,00
Mesa				
CP-1	470,40	321,10	351,40	223640,00
CP-2	469,20	327,50	371,80	235480,00
CP-3	457,20	319,10	348,80	217580,00
Média	465,60	322,60	357,30	225600,00
Desvio Padrão	7,30	4,39	12,60	9100,00
Alma				
CP-1	451,70	309,20	346,70	255490,00
CP-2	456,40	316,50	348,90	238490,00
CP-3	457,40	317,40	354,60	241990,00
Média	455,10	314,40	350,00	245300,00
Desvio Padrão	3,04	4,50	4,08	8980,00

3.2.3 Armadura

Foram ensaiadas, para obtenção das propriedades características do material, barras de aço de 8,0 mm, 12,5 mm, 16,0 mm e 20,0 mm de diâmetro correspondente aos utilizados na armadura das lajes de acordo com a taxa determinada para cada modelo de ligação. Os ensaios de tração foram realizados na Instron 8506 (Figura 3-9), de acordo com as especificações da ABNT NBR 6892:2002 e para cada diâmetro foram ensaiados três corpos-de-prova com comprimento aproximado de 900 mm.



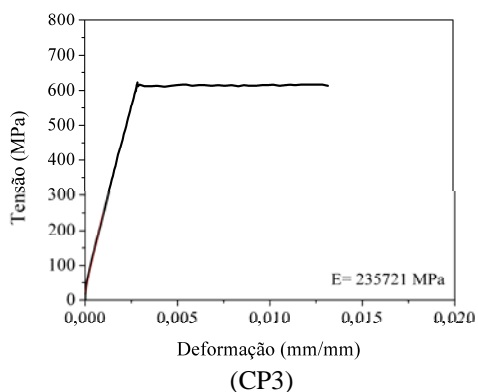
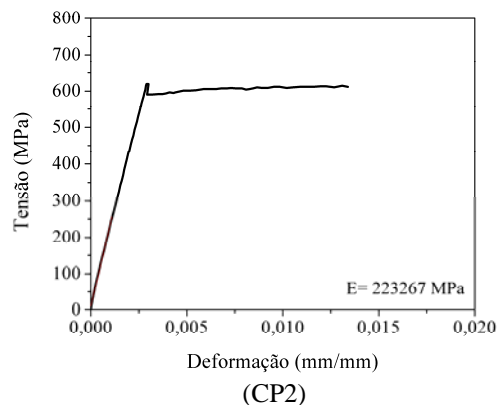
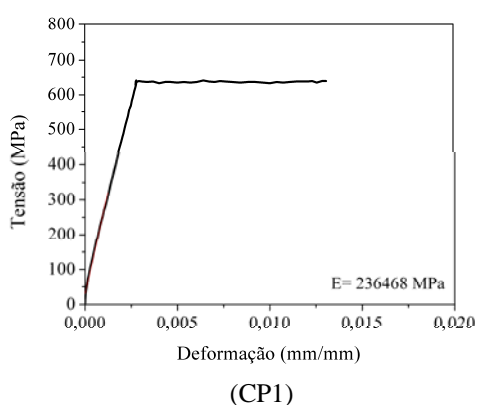
Figura 3-9 – Ensaio de tração de barra de aço realizado na Instron 8506.

As barras de 8,0 mm de diâmetro atingiram um patamar de escoamento elevado e bem definido como mostra a Figura 3-10, variando de cerca de 609,15 MPa a 626,49 MPa de

acordo com o desvio padrão calculado. O módulo de elasticidade médio foi de 231818 MPa com desvio padrão de 6054,62 MPa, como consta na Tabela 3-4.

Tabela 3-4 – Módulo de Elasticidade e Resistência à Tração das barras de 8,0 mm.

Resistência à Tração					
	CP1	CP2	CP3	Média	Desvio Padrão
Tensão de Escoamento (MPa)	628,44	607,20	617,82	617,82	8,67
Módulo de Elasticidade					
	CP1	CP2	CP3	Média	Desvio Padrão
Módulo de elasticidade (MPa)	236468,00	223267,00	235721,00	231818,00	6054,62



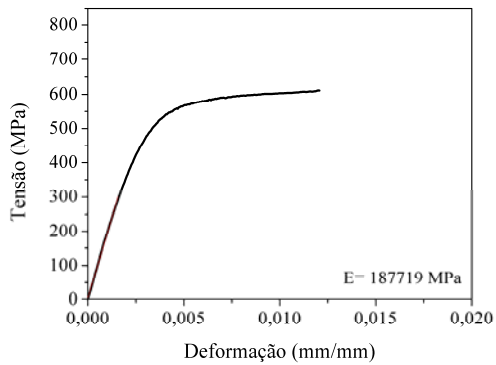
Comprimento de barra de 8,0 mm ensaiada.

Figura 3-10 – Curvas tensão versus deformação das barras de 8 mm.

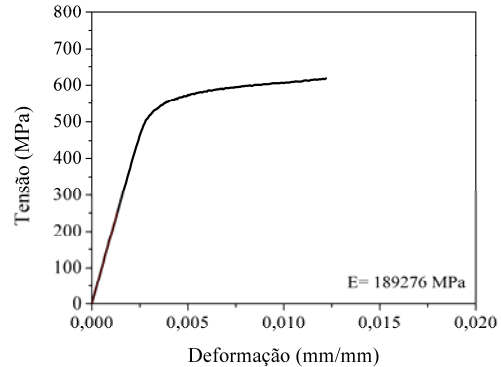
O patamar de escoamento das barras de 12,5 mm não foi tão definido como para as barras de 8,0 mm. As curvas tensão versus deformação (Figura 3-11) ilustram esse comportamento e com base nessas mesmas curvas também foram determinados os módulos de elasticidade, que, para esse caso, o valor médio de 201245 MPa foi inferior ao valor nominal atribuído a esse material, que é de 210000 MPa. A tensão de escoamento, de acordo com o desvio padrão, se enquadrou no intervalo de 507,39 MPa a 544,23 MPa, como mostra a Tabela 3-5.

Tabela 3-5 – Módulo de Elasticidade e Resistência à Tração das barras de 12,5 mm.

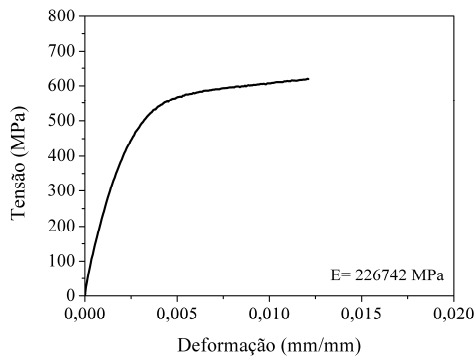
Resistência à Tração					
	CP1	CP2	CP3	Média	Desvio Padrão
Tensão de Escoamento (MPa)	529,13	546,54	501,77	525,81	18,42
Módulo de Elasticidade					
	CP1	CP2	CP3	Média	Desvio Padrão
Módulo de elasticidade (MPa)	187719,00	189276,00	226742,00	201245,00	18039,83



(CP1)



(CP2)



(CP3)



Pesagem das barras de 12,5 mm.

Figura 3-11 – Curvas tensão *versus* deslocamento das barras de 12,5 mm.

Os ensaios de caracterização das barras de aço de 16,0 mm de diâmetro mostraram que a tensão de escoamento médio desse material é de 591,87 MPa, com um desvio padrão relativamente pequeno em função da proximidade dos valores encontrados para cada amostra do material (Tabela 3-6).

Tabela 3-6 – Módulo de Elasticidade e Resistência à Tração das barras de 16,0 mm.

Resistência à Tração					
	CP1	CP2	CP3	Média	Desvio Padrão
Tensão de Escoamento (MPa)	596,93	598,82	579,87	591,87	8,52
Módulo de Elasticidade					
	CP1	CP2	CP3	Média	Desvio Padrão
Módulo de elasticidade (MPa)	189349,00	190805,00	195289,00	191814,00	2527,84

As curvas tensão *versus* deformação da Figura 3-12 nesse caso apresentaram patamar de escoamento definido e módulo de elasticidade dentro do intervalo de 189286,16 MPa e 194341, 84 MPa.

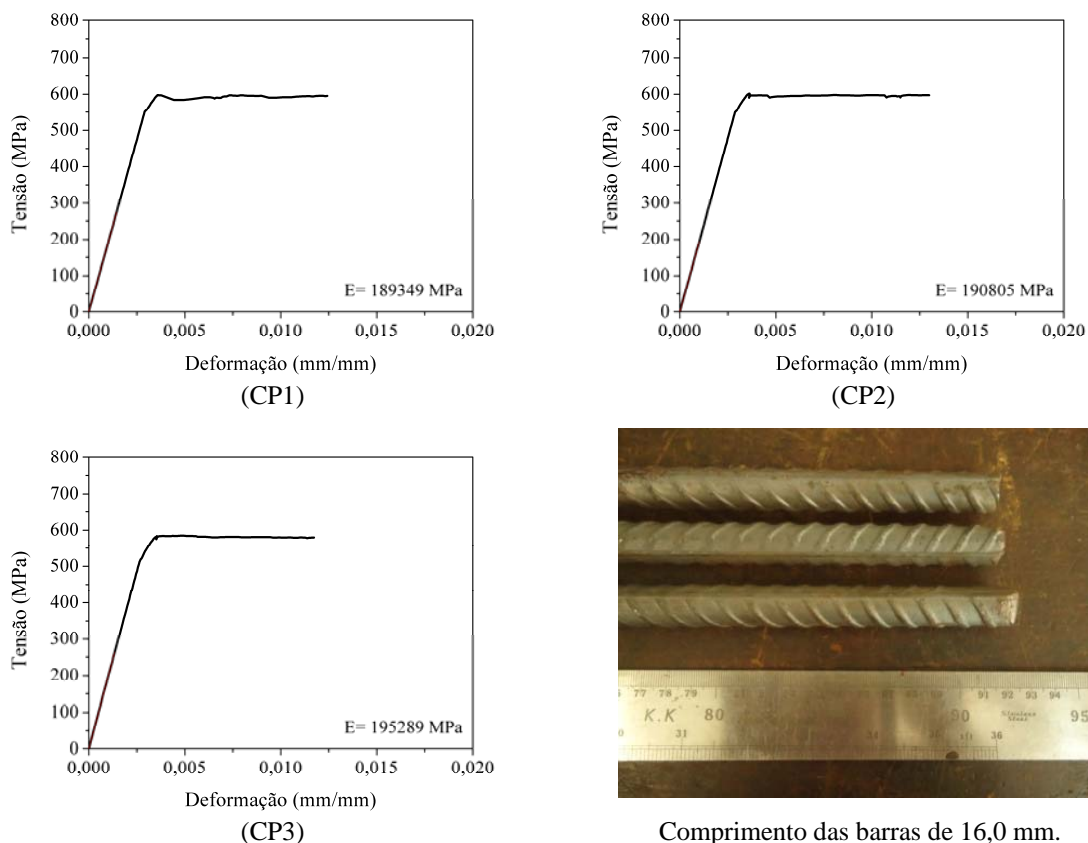


Figura 3-12 – Curvas tensão *versus* deslocamento das barras de 16,0 mm.

Entre todos os diâmetros analisados, as barras de 20,0 mm foram as que apresentaram menor desvio padrão para a tensão de escoamento, indicando maior homogeneidade entre os resultados obtidos pelos corpos-de-prova. Como pode ser observado na Tabela 3-7, o intervalo para a tensão de escoamento foi de 215916,33 MPa a 218839,67 MPa. As curvas tensão *versus* deformação utilizadas para a determinação dessa propriedade se encontram na Figura 3-13.

Tabela 3-7 – Módulo de Elasticidade e Resistência à Tração das barras de 20,0 mm.

Resistência à Tração					
	CP1	CP2	CP3	Média	Desvio Padrão
Tensão de Escoamento (MPa)	569,04	568,31	565,41	567,49	1,56
Módulo de Elasticidade					
	CP1	CP2	CP3	Média	Desvio Padrão
Módulo de elasticidade (MPa)	215937,00	216815,00	219382,00	217378,00	1461,67

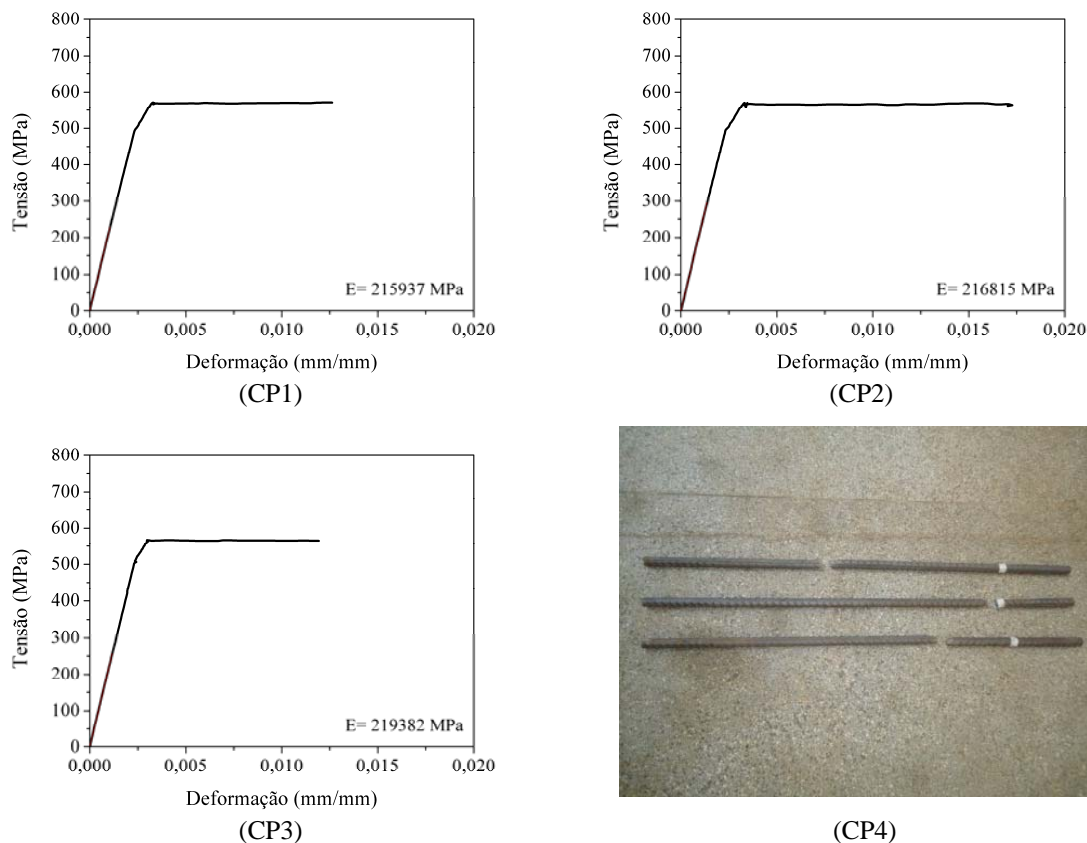


Figura 3-13 – Curvas tensão *versus* deformação das barras de 20 mm.

3.2.4 Concreto

O concreto utilizado no preenchimento dos pilares e confecção das lajes foi dosado para atingir aproximadamente 50 MPa de resistência à compressão aos 28 dias de idade. O traço foi determinado a partir do método proposto por Aitcin (1998) e também com base em outras pesquisas realizadas no Laboratório de Estruturas (LE). Foram realizados ensaios para a determinação do traço, no qual o cimento utilizado foi o ARI ou CPV, com alta resistência inicial para diminuir o tempo de cura e antecipar a realização dos ensaios.

Os ensaios de caracterização realizados para o concreto foram os de compressão, módulo de elasticidade e tração por compressão diametral. Para cada ensaio foram utilizados corpos-de-prova com 100 mm de diâmetro e 200 mm de altura. Os ensaios de compressão seguiram a norma ABNT NBR 5739:1994 e os de compressão diametral a ABNT NBR 7222:1994. Para a determinação do módulo de elasticidade foi realizado o ensaio de compressão na Instron 8506, a partir do qual com os dados de força e deformação foi possível obter essa propriedade.

O mesmo traço do concreto foi adotado para a aplicação em todos os modelos de ligações, tanto para preenchimento do tubo metálico como para a laje. O traço foi dosado para que atingisse 50 MPa de resistência à compressão aos quinze dias de idade, com utilização do cimento ARI ou CPV. No total foram realizadas cinco concretagens, originando cinco concretos diferentes. O concreto 1 foi utilizado no preenchimento do pilar do Modelo Piloto, o concreto 2 no preenchimento dos pilares dos Modelos 1, 2 e 3, o concreto 3 na laje do Modelo 1, o concreto 4 na laje do Modelo 2 e, por fim, o concreto 5 na laje do Modelo 3. Os traços juntamente com a quantidade de material utilizada em cada concreto e sua aplicação se encontram resumidos na Tabela 3-8.

Tabela 3-8 – Composição das Matrizes dos concretos.

Materiais	Concreto 1 (kg)	Concreto 2 (kg)	Concreto 3 (kg)	Concreto 4 (kg)	Concreto 5 (kg)	Proporção (kg/m ³)	Traço
Cimento	70,07	136,47	159,49	159,49	159,49	490	1,00
Sílica	3,50	6,82	7,97	7,97	7,97	25	0,05
Areia	83,41	162,46	189,86	189,86	189,86	583	1,19
Brita	143,00	278,52	325,50	325,50	325,50	1000	2,04
Água	35,03	68,23	79,74	79,74	79,74	245	0,50
Massa Total	335,01	652,50	762,60	762,60	762,60	-	-
Aplicação	Pilar do Modelo Piloto	Pilares dos Modelos 1, 2 e 3	Laje do Modelo 1	Laje do Modelo 2	Laje do Modelo 3		

A caracterização do concreto 1 foi feita no dia da realização do ensaio da ligação do Modelo 1, totalizando 112 dias após a concretagem do núcleo do pilar. A resistência à compressão obtida foi de 56,38 MPa, considerada satisfatória, já que o concreto foi dosado para atingir 50 MPa. Cabe salientar que o importante na pesquisa não era a idade do concreto, mas sim, que sua resistência à compressão estivesse próximo de 50 MPa, e que essa fosse determinada no dia do ensaio da ligação.

De acordo com os resultados dos ensaios de compressão diametral foi obtido que a resistência à tração do concreto 1 foi de 3,27 MPa. As curvas tensão *versus* deformação dos três corpos-de-prova ensaiados para a determinação do módulo de elasticidade do concreto 1 constam na Figura 3-14, na qual a média encontrada para essa propriedade foi de 40606,99 MPa. A Tabela 3-9 resume os valores obtidos para cada corpo-de-prova e cada ensaio de caracterização realizado, incluindo o desvio padrão entre esses valores que mostrou certa coerência entre os valores obtidos.

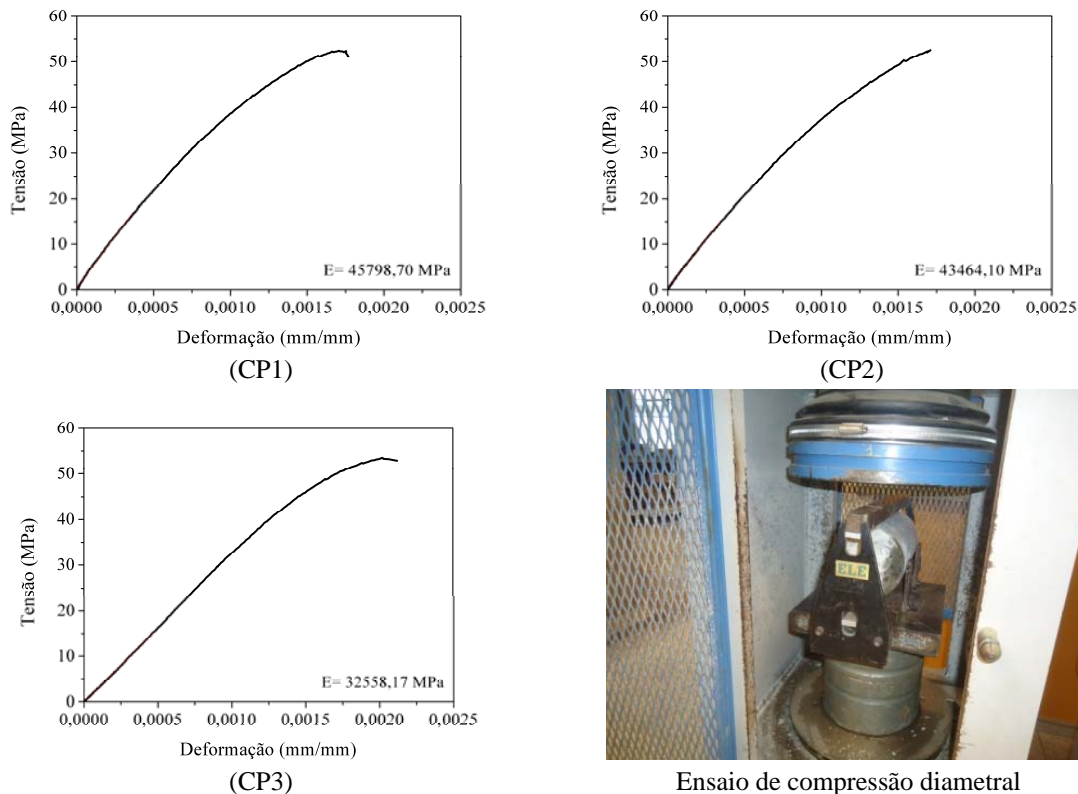


Figura 3-14 – Curvas tensão *versus* deslocamento para o concreto 1.

Tabela 3-9 – Resultados obtidos nos ensaios de caracterização do concreto 1.

Ensaio de Compressão					
	CP1	CP2	CP3	Média	Desvio Padrão
Força Máxima (kN)	433,40	428,70	466,30	442,80	20,49
Tensão Máxima (MPa)	55,18	54,59	59,37	56,38	2,61
Ensaio de Compressão Diametral – Resistência à tração					
	CP1	CP2	CP3	Média	Desvio Padrão
Força Máxima (kN)	97,80	123,8	86,9	102,83	18,96
Tensão Máxima (MPa)	3,11	3,94	2,76	3,27	0,61
Ensaio de Módulo de Elasticidade					
	CP1	CP2	CP3	Média	Desvio Padrão
Módulo de elasticidade (MPa)	45798,70	43464,10	32558,17	40606,99	5770,62

O concreto 2, utilizado no preenchimento dos pilares do Modelos 1, 2 e 3, foi ensaiado com 118 dias de idade e, para esse caso, foram ensaiados quatro corpos-de-prova para a determinação de cada propriedade. O ensaio ocorreu com essa idade em função da disponibilidade do Laboratório de Estruturas, já que não havia exigências sobre o tempo de cura do concreto.

A caracterização do concreto 2 foi realizada no mesmo dia do ensaio da ligação do Modelo 1, sendo que as mesmas características desse concreto foram impostas aos outros

modelos, que foram ensaiados posteriormente, em função da utilização do cimento ARI, caracterização pelo maior ganho de resistência nos primeiros dias de idade.

A resistência à compressão obtida para o concreto 2 foi de 54,81 MPa, próximo do pretendido inicialmente. As curvas tensão *versus* deformação estão na Figura 3-15 e a partir delas foram determinados os módulos de elasticidade de cada corpo-de-prova, cuja média obtida foi de 38415,51 MPa. A resistência a tração encontrada para o concreto 2 foi de 3,59 MPa. Todos os valores das propriedades do concreto 2 se encontram na Tabela 3-10.

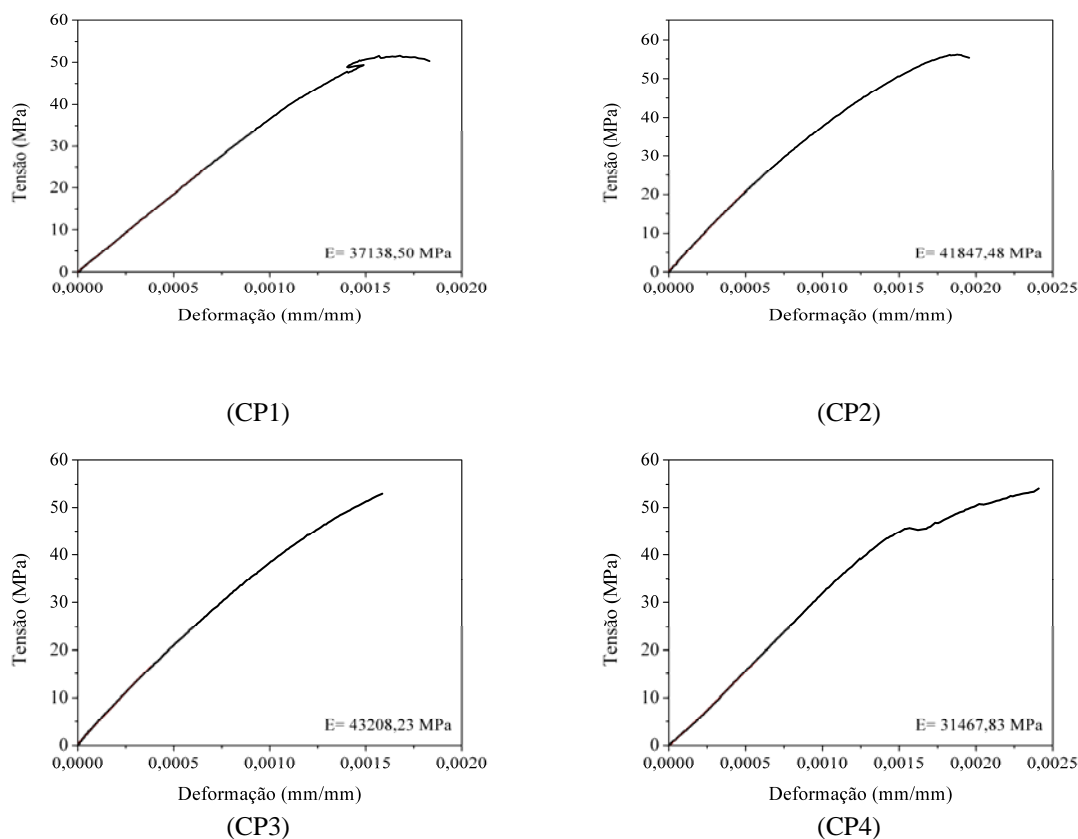


Figura 3-15 – Curvas tensão *versus* deformação do concreto 2.

Tabela 3-10 – Resultados da caracterização do concreto 2.

Ensaio de Compressão Axial						
	CP1	CP2	CP3	CP4	Média	Desvio Padrão
Força Máxima (kN)	427,10	437,40	413,00	444,30	430,45	11,79
Tensão Máxima (MPa)	54,38	55,70	52,58	56,57	54,81	1,50
Ensaio de Compressão Diametral – Resistência à tração						
	CP1	CP2	CP3	CP4	Média	Desvio Padrão
Força Máxima (kN)	106,70	96,80	127,50	120,40	112,85	11,90
Tensão Máxima (MPa)	3,39	3,08	4,06	3,83	3,59	0,38
Ensaio de Módulo de Elasticidade						
	CP1	CP2	CP3	CP4	Média	Desvio Padrão
Módulo de elasticidade (MPa)	37138,50	41847,48	43208,23	31467,83	38415,51	4600,26

Os ensaios de caracterização do concreto 3, utilizado na laje do Modelo 1, ocorreram no mesmo dia do ensaio da ligação, com idade de 33 dias. Mesmo com pouca idade quando comparado ao concreto de preenchimento dos pilares, o concreto 3 com apenas 33 dias já alcançou a resistência à compressão desejada de 51,41 MPa. A resistência à tração média desse concreto foi 3,77 MPa, como consta na Tabela 3-11. Na Figura 3-16 podem ser observados corpos-de-prova preparados para a realização do ensaio de compressão diametral para determinação da resistência à tração.

Tabela 3-11 – Resultados dos ensaios de caracterização do concreto 3.

Ensaio de Compressão Axial						
	CP1	CP2	CP3	CP4	Média	Desvio Padrão
Força Máxima (kN)	408,30	399,90	422,50	384,60	403,82	13,72
Tensão Máxima (MPa)	51,99	50,91	53,79	48,97	51,41	1,75
Ensaio de Compressão Diametral – Resistência à tração						
	CP1	CP2	CP3	CP4	Média	Desvio Padrão
Força Máxima (kN)	119,10	148,20	83,70	123,30	118,57	23,00
Tensão Máxima (MPa)	3,79	4,71	2,67	3,92	3,77	0,73
Ensaio de Módulo de Elasticidade						
	CP1	CP2	CP3	CP4	Média	Desvio Padrão
Módulo de elasticidade (MPa)	33389,10	32025,22	39054,70	32865,57	34333,65	2768,71



Figura 3-16 – Corpos-de-prova do ensaio de compressão diametral do concreto 3.

As curvas do ensaio de compressão axial para a determinação do módulo de elasticidade podem ser observadas na Figura 3-17. Esses ensaios foram realizados na máquina servo-hidráulica Instron 8506 de 2500 kN de capacidade, com a determinação das deformações feita a partir da média das leituras de deslocamento realizada com dois extensômetros com base removível de 100 mm de curso. O valor médio encontrado para o módulo de elasticidade do concreto 3 foi de 34333,65 MPa.

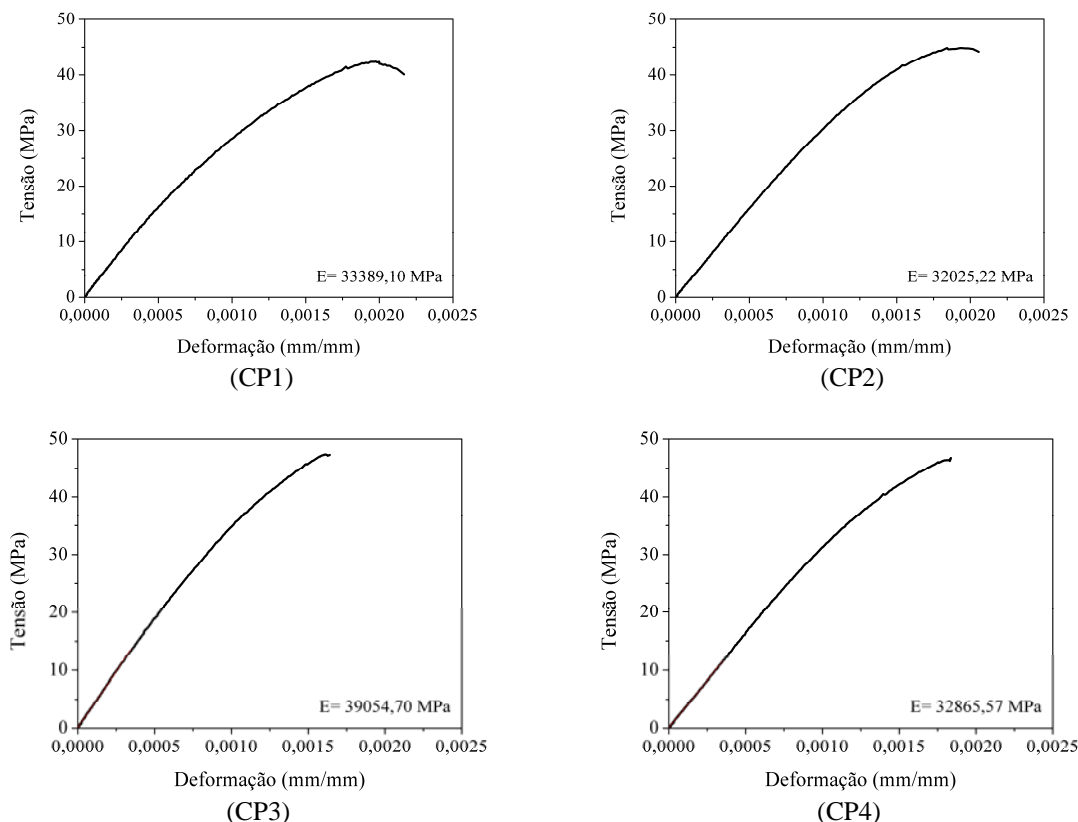


Figura 3-17 – Curvas tensão *versus* deformação do concreto 3.

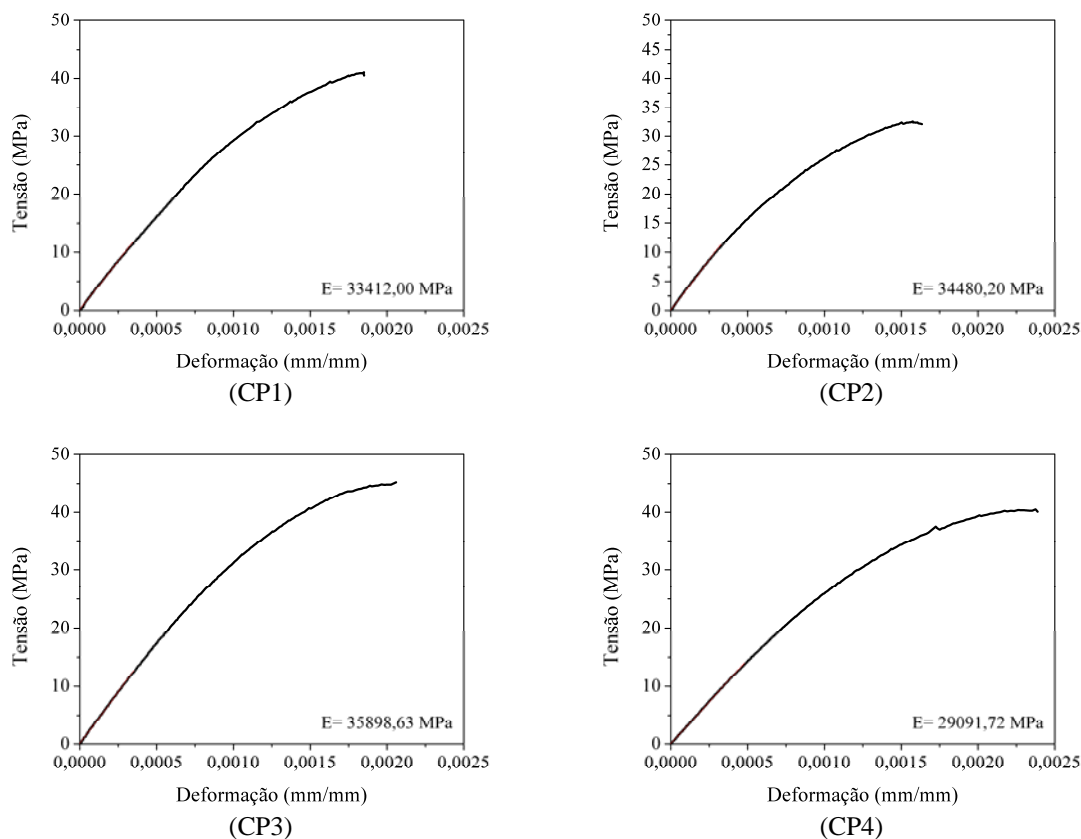
A quantidade de concreto para a execução das lajes dos Modelos 1, 2 e 3 foi sempre a mesma, como mostrou os dados da Tabela 3-8. O Modelo 2 foi ensaiado com 21 dias de idade, sendo nesse mesmo dia feita a caracterização do concreto 4. Esse ensaio foi realizado com o concreto com menos idade em função do cronograma do Laboratório de Estruturas e também do próprio atraso no andamento dos ensaios da presente pesquisa.

Como o concreto foi dosado para atingir 50 MPa de resistência à compressão aos 28 dias de idade, era esperado que a resistência encontrada para o concreto 4 fosse um pouco abaixo desse valor. De acordo com os ensaios de compressão axial, a resistência à compressão média do concreto 4 foi de 42,55 MPa e resistência à tração igual a 2,87 MPa, como consta na Tabela 3-12.

As curvas tensão *versus* deformação obtidas para os quatro corpos-de-prova do concreto 4 nos ensaios de determinação do módulo de elasticidade estão na Figura 3-18. O valor médio do módulo de elasticidade do concreto 4 foi de 33220,64 MPa.

Tabela 3-12 – Resultados dos ensaios de caracterização do concreto 4.

Ensaio de Compressão						
	CP1	CP2	CP3	CP4	Média	Desvio Padrão
Força Máxima (kN)	311,10	343,30	340,10	342,20	334,17	13,37
Tensão Máxima (MPa)	39,61	43,71	43,31	43,58	42,55	1,70
Ensaio de Compressão Diametral – Resistência à tração						
	CP1	CP2	CP3	CP4	Média	Desvio Padrão
Força Máxima (kN)	73,80	76,40	102,50	108,50	90,30	15,37
Tensão Máxima (MPa)	2,35	2,43	3,26	3,45	2,87	0,48
Ensaio de Módulo de Elasticidade						
	CP1	CP2	CP3	CP4	Média	Desvio Padrão
Módulo de elasticidade (MPa)	33412,00	34480,20	35898,63	29091,72	33220,64	2541,78

Figura 3-18 – Curvas tensão *versus* deformação para o concreto 4.

O concreto 5, utilizado na confecção da laje do Modelo 3, também foi caracterizado com idade precoce de 22 dias, exatamente no dia da realização do ensaio da ligação. A resistência à compressão desse concreto também foi inferior ao esperado, alcançando 47,39 MPa. A resistência à tração determinada a partir dos ensaios de compressão diametral foi de 3,27 MPa e módulo de elasticidade igual a 35279,45 MPa. As curvas tensão *versus* deformação utilizadas para a determinação dessa propriedade do concreto estão na Figura

3-19 e na Tabela 3-13 se encontra todos os resultados dos ensaios de caracterização do concreto 5.

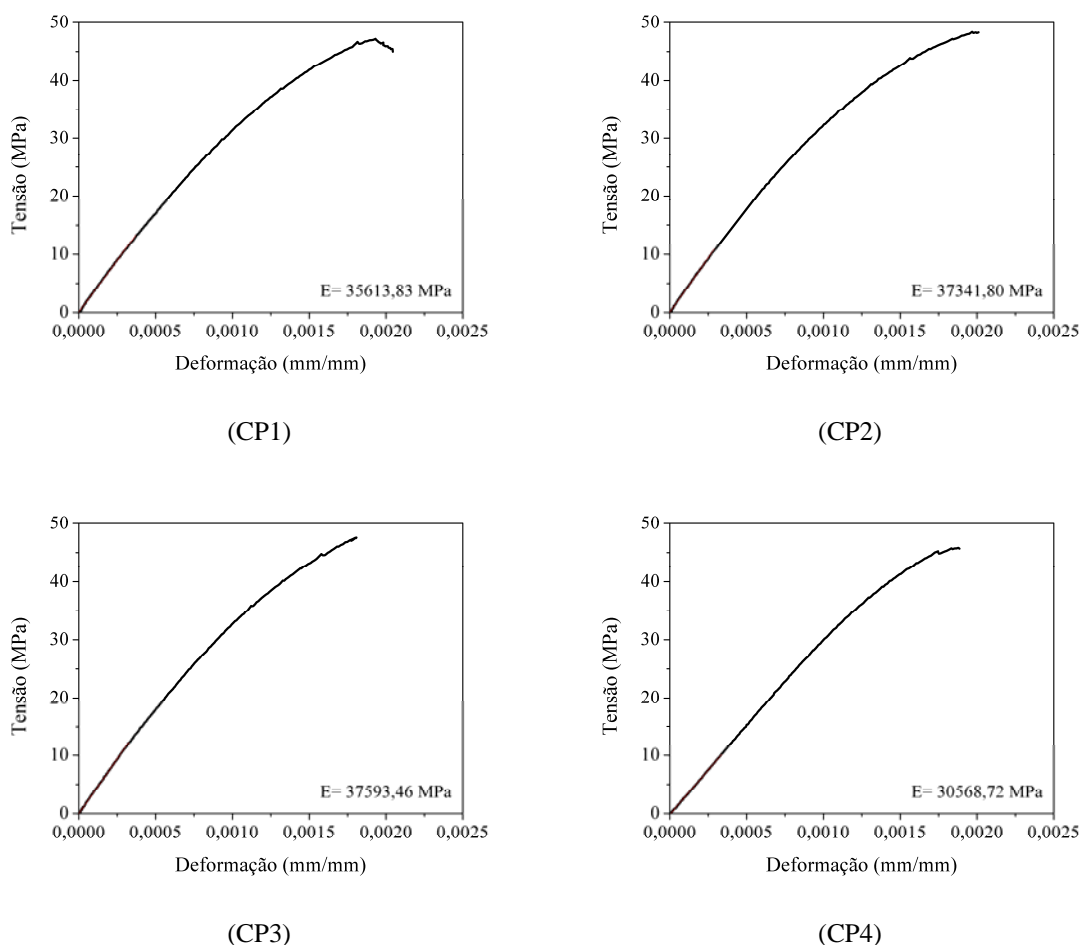


Figura 3-19 – Curvas tensão *versus* deslocamento do concreto 5.

Tabela 3-13 – Resultados dos ensaios de caracterização do concreto 5.

Ensaio de Compressão Axial						
	CP1	CP2	CP3	CP4	Média	Desvio Padrão
Força Máxima (kN)	391,90	363,30	363,80	370,00	372,25	11,65
Tensão Máxima (MPa)	49,90	46,26	46,32	47,11	47,39	1,48
Ensaio de Compressão Diametral – Resistência à tração						
	CP1	CP2	CP3	CP4	Média	Desvio Padrão
Força Máxima (kN)	136,50	72,60	68,30	134,60	103,00	32,59
Tensão Máxima (MPa)	4,34	2,31	2,17	4,28	3,27	1,03
Ensaio de Módulo de Elasticidade						
	CP1	CP2	CP3	CP4	Média	Desvio Padrão
Módulo de elasticidade (MPa)	35613,83	37341,80	37593,46	30568,72	35279,45	2824,47

3.3 Detalhamento dos Modelos de Ligações

Os pilares mistos preenchidos com concreto apresentavam seção transversal quadrada de dimensões de 200x200 mm com paredes de espessura de 8 mm, formados pela união de dois perfis “U”. As vigas metálicas de seção transversal “I” possuíam 250 mm de altura e 100 mm de largura, com as mesas de 7,5 mm de espessura e a alma com 6,3 mm. Todos os perfis eram constituídos por aço ASTM A-36.

As ligações foram dimensionadas com oito parafusos passantes de 16 mm de diâmetro constituídos por aço SAE 1020 (Apêndice B) e chapa de extremidade de 22,2 mm de espessura formada por aço ASTM A-36. O pilar possuía 1950 mm de altura e as vigas metálicas possuíam 1650 mm de comprimento.

Os conectores de cisalhamento utilizados para proporcionar a ação conjunta da viga metálica com a laje tinham diâmetro de 19 mm, altura de 100 mm e resistência à ruptura de 415 MPa, de acordo com informações do fabricante. Em cada viga foram soldados seis conectores de cisalhamento espaçados de 210 mm (Apêndice C). As dimensões totais dos modelos eram 1950 mm de altura e comprimento de 3544,4 mm. A largura da laje, do tipo com forma de aço incorporada, para os modelos 1, 2 e 3 foi de 800 mm. A Figura 3-21 apresenta o projeto completo dos elementos componentes dos modelos de ligações com suas respectivas dimensões.

A forma de aço da laje mista era de chapa metálica de 0,80 mm de espessura, com altura de 59 mm. Para melhorar a aderência do concreto à chapa metálica existiam pequenas nervuras ao longo da forma, como mostra a Figura 3-20. As formas de aço são fornecidas com dimensões de 840 mm de largura por 2500 mm de comprimento e de acordo com especificação do fabricante, possuíam 9,14 kgf/m².



Figura 3-20 – Características da forma de aço da laje mista (Unidade: milímetro).

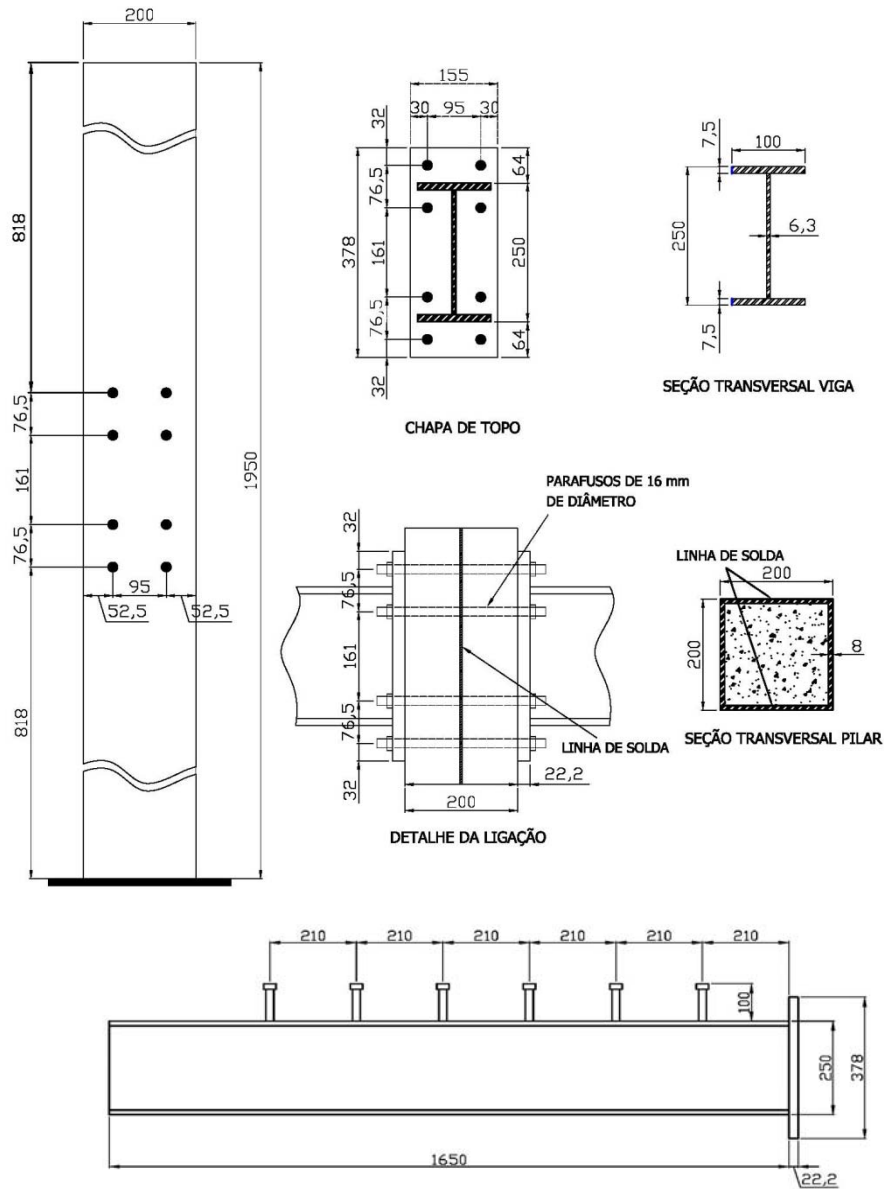


Figura 3-21 – Projeto dos elementos que integram os modelos de ligações (Unidade: milímetro).

O Modelo Piloto foi constituído de um pilar metálico preenchido com concreto e duas vigas também metálicas em balanço, ligadas a ele por meio de parafusos passantes, aderentes ao concreto do núcleo, e chapa de topo. Essa configuração deu origem a um protótipo de formato cruciforme, o que simulou o comportamento de um pilar central (Figura 3-22).

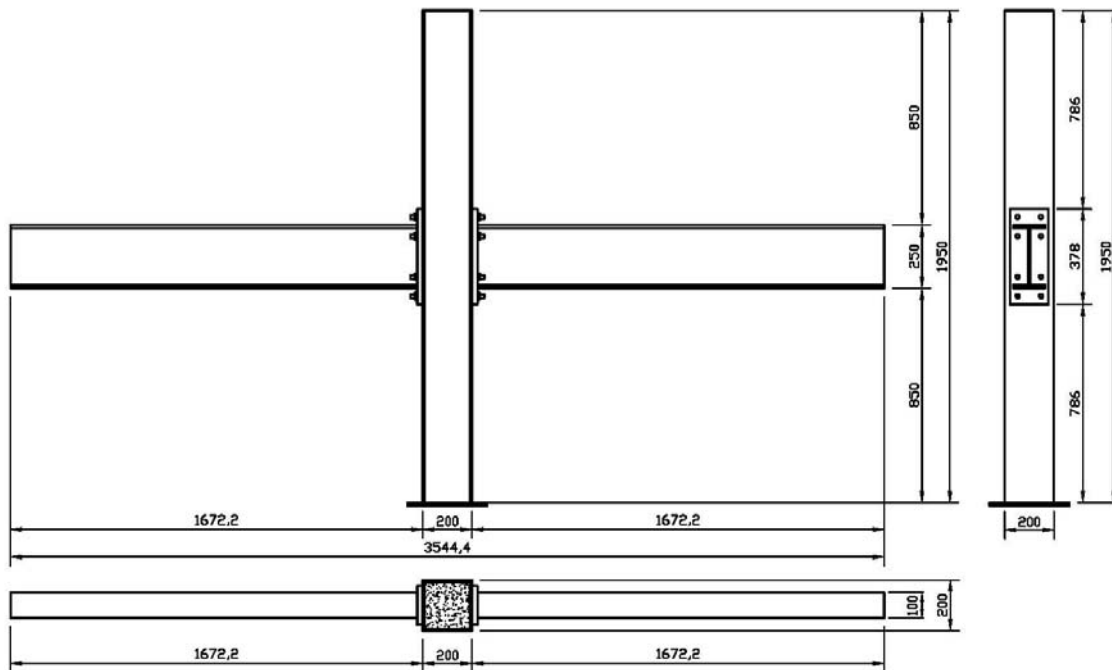


Figura 3-22 – Dimensões do Modelo Piloto (Unidade: milímetro).

Os Modelos 1, 2 e 3 foram construídos com um pilar misto preenchido, duas vigas em balanço, com seis conectores de cisalhamento cada uma, e laje com forma de aço incorporada de 120 mm de altura e 800 mm de largura, como mostra a Figura 3-23.

Dois aspectos foram analisados com a realização dos ensaios das ligações, o primeiro referente a taxa de armadura da laje e o segundo, não menos importante, relacionado ao método construtivo de fixação das barras de aço da armadura de continuidade ao pilar misto.

O Modelos 1 e 2 se diferem quanto a taxa de armadura da laje, sendo que o Modelo 1 possuía 1% de armadura e o Modelo 2 foi construído com uma taxa superior de 1,5%. Como mostra a Figura 3-24, no Modelo 1 foram utilizadas apenas barras de 12,5 mm de diâmetro, em um total de 8 barras e armadura de distribuição composta por barras de 8,0 mm. A área total de aço utilizado no sentido longitudinal do Modelo 1 foi igual a 981,75 mm².

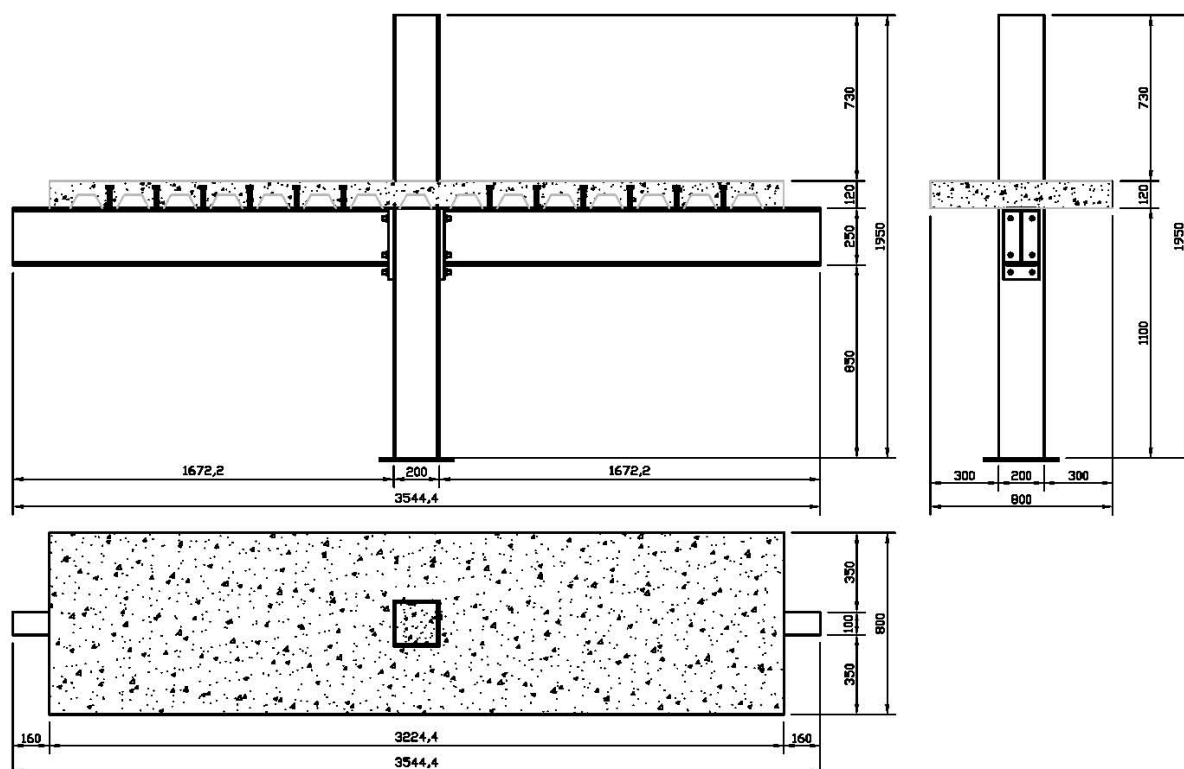


Figura 3-23 – Dimensões dos modelos com laje (Unidade: milímetro).

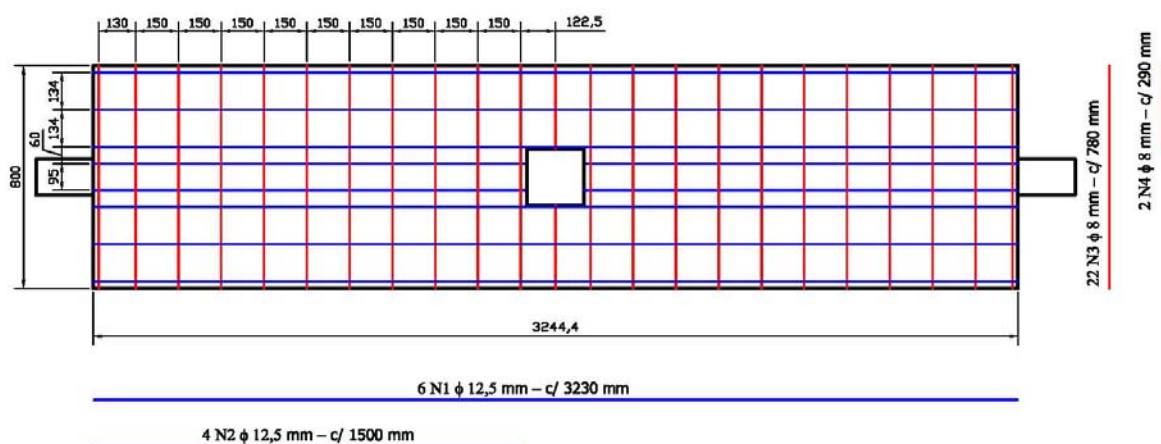


Figura 3-24 – Projeto de armação da laje do Modelo 1 e do Modelo 3 (Unidade: milímetro).

Em ambos os modelos foram utilizadas luvas rosqueadas na fixação das barras da armadura de continuidade. As luvas no interior do pilar foram conectadas por barras de aço da mesma bitola que a armadura da parte externa para proporcionar a ligação mais rígida com a continuidade das barras. Todo o processo de soldagem das luvas ao pilar foi feito anteriormente a sua concretagem. O posicionamento dos oito parafusos de 16 mm também foi realizado antes do lançamento do concreto, para que ficassem aderentes ao núcleo.

A Figura 3-25 mostra detalhes da armação da laje do Modelo 1, com o posicionamento das barras, dos conectores de cisalhamento tipo “*stud bolt*” e a conexão das armaduras de continuidade ao pilar realizada com luvas rosqueadas.



(a) Armação da laje do Modelo 1.



(b) Armadura de continuidade do Modelo 1 fixada com luvas.

Figura 3-25 – Detalhes da armação da laje do Modelo 1.

A taxa de armadura de 1,5%, utilizada no Modelo 2 possuíam área total de armadura longitudinal igual a 1521,32 mm², composta por quatro barras de 12,5 mm de diâmetro, duas barras de 16,0 mm e duas de 20,0 mm. As barras de diâmetro de 20,0 mm foram àquelas ancoradas ao pilar com luvas rosqueadas. Na Figura 3-26 se encontra o projeto da armação da laje do Modelo 2.

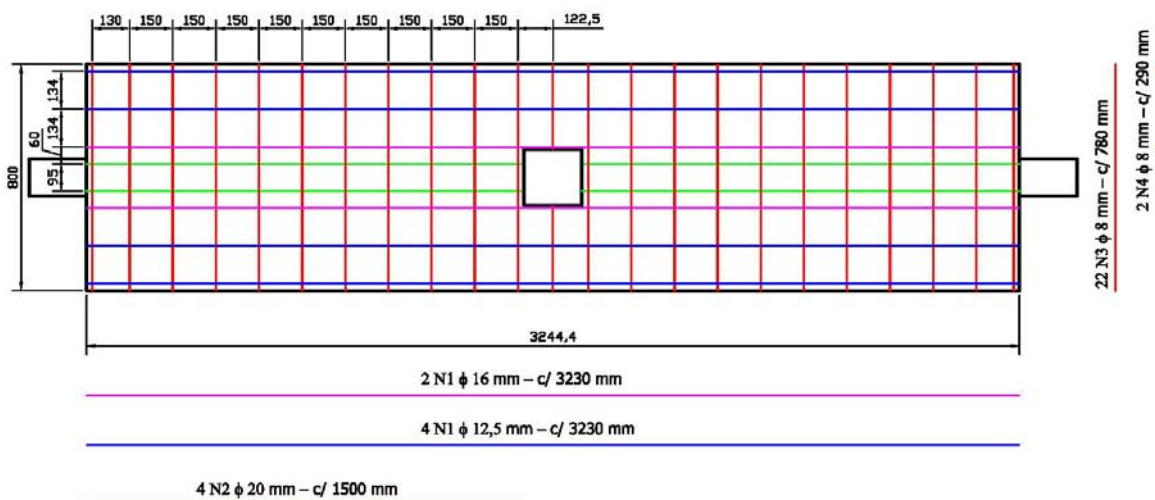


Figura 3-26 – Projeto de armação da laje do Modelo 2.

Detalhes da armação da laje e das luvas utilizadas na ancoragem das barras da armadura de continuidade do Modelo 2 podem ser observadas na Figura 3-27.



(a) Armação da laje do Modelo 2.



(b) Armadura de continuidade do Modelo 2 fixada com luvas.

Figura 3-27 – Detalhes da armação da laje do Modelo 2.

A característica principal que difere o Modelo 3 dos outros modelos de ligação já detalhados nesse trabalho é o modo de ancoragem da armadura de continuidade ao pilar misto. Enquanto nos outros modelos foi utilizado um método alternativo para estabelecer a continuidade das armaduras, que consistia de luvas metálicas nas quais as barras da armadura de continuidade eram rosqueadas, no Modelo 3 as barras de aço dessa armadura foram soldadas à parede do pilar, um método mais tradicional, mas que no canteiro de obras pode limitar a produtividade.

Para poder analisar qual dos métodos de ancoragem proporciona maior rigidez à ligação, a taxa de armadura da laje utilizada no Modelo 3 foi a mesma do Modelo 1, ou seja, 1%. A Figura 3-28 ilustra detalhes das barras de 12,5 mm de diâmetro soldadas ao pilar.



(a) Armação da laje do Modelo 3.



(b) Armadura do Modelo 3 fixada com luvas.

Figura 3-28 – Detalhes da armação da laje do Modelo 3.

3.4 Instrumentação e Esquema de Ensaio

Para análise do comportamento dos modelos de ligação foi realizada uma instrumentação que permitisse a leitura das deformações dos elementos metálicos, das forças aplicadas, dos deslocamentos produzidos ao longo das vigas, do deslocamento do pilar, da abertura da ligação, além da leitura de deformação das barras de aço da armadura da laje.

As deformações das vigas foram determinadas com a utilização de dois extensômetros nas mesas superiores e inferiores e de três extensômetros distribuídos na altura da alma para a determinação da linha neutra. A face lateral do pilar também recebeu extensômetros na região dos parafusos superiores e inferiores, mas suas leituras não foram utilizadas nas análises por não refletir o comportamento esperado.

Os extensômetros da alma distavam entre si de 75 mm e 50 mm das faces externas das mesas. Nessa mesma linha foram colocados os extensômetros nas barras de aço da laje e também os extensômetros que mediram as deformações das mesas superiores e inferiores. A Figura 3-29 apresenta os locais de instrumentação das vigas e do pilar e a Figura 3-30 mostra os modelos já instrumentados.

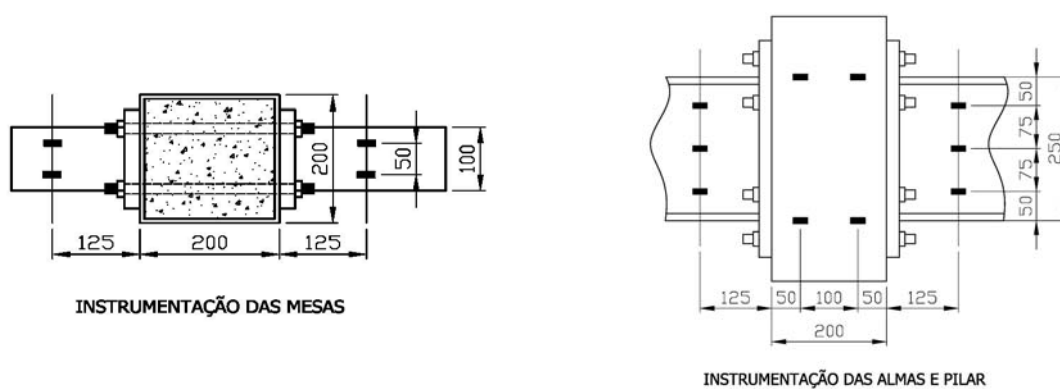


Figura 3-29 – Localização dos extensômetros nas vigas (Unidade: milímetro).



Figura 3-30 – Modelos de ligações com a instrumentação concluída.

Transdutores foram utilizados para as leituras dos deslocamentos abaixo das vigas, rotação da chapa de topo e movimentação do topo do pilar. Abaixo de cada viga foram posicionados quatro transdutores para determinar a rotação da chapa de topo foram utilizados mais quatro, sendo dois de cada lado, um superior e outro inferior. O transdutor colocado próximo ao topo do pilar foi utilizado para identificar o surgimento de um eventual deslocamento causado por alguma folga no travamento nesse local, detalhe que será mencionado posteriormente. A Figura 3-31 apresenta o posicionamento dos transdutores no Modelo Piloto e a Figura 3-32 nos Modelos 1, 2 e 3, onde a diferença se encontra no posicionamento do transdutor superior, que nos modelos com laje, foi apoiado sobre ela.

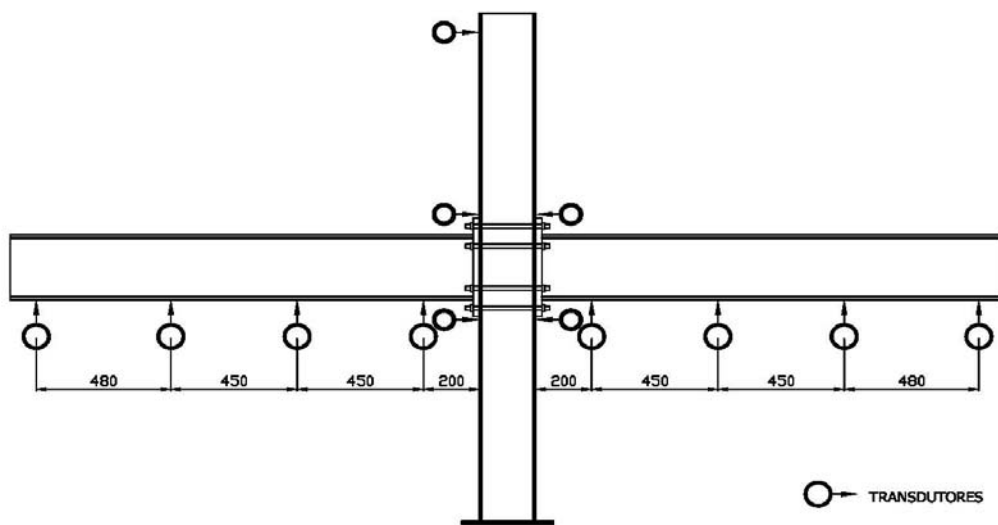


Figura 3-31 – Localização dos transdutores no Modelo Piloto (Unidade: milímetro).

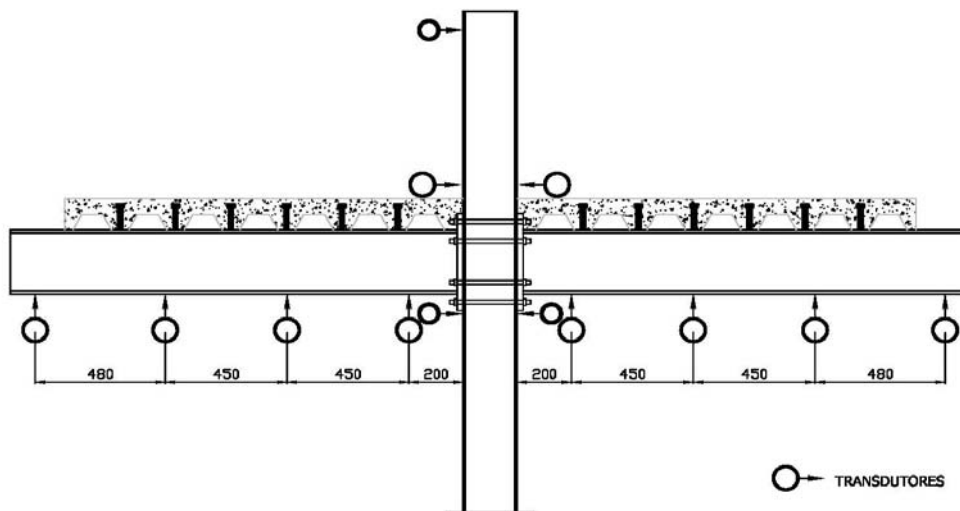


Figura 3-32 – Posicionamento dos transdutores nos Modelos 1, 2 e 3 (Unidade: milímetro).

A Figura 3-33 apresenta os transdutores localizados abaixo da viga. A leitura desses deslocamentos foi de grande importância, pois com elas também foi possível determinar a rotação da ligação e deslocamento total.



Figura 3-33 – Transdutores localizados abaixo da viga.

Para a determinação da rigidez de uma ligação é necessária a coleta de dados referentes à força aplicada e o deslocamento da viga durante a realização do ensaio. Outros dados também são de suma importância para se compreender melhor o comportamento da ligação, como as deformações dos perfis metálicos e da armadura da laje, causados pelas forças aplicadas.

Como um dos objetivos desse trabalho é analisar a influência da armadura da laje na rigidez da ligação, as barras de aço mais próximas do pilar foram instrumentadas com extensômetros para determinação das deformações, como ilustra a Figura 3-34. Os extensômetros foram colados na armadura de continuidade a 225 mm do centro do pilar, ou seja, 125 mm da face do mesmo, na mesma direção da instrumentação das vigas. Nos modelos com taxa de armadura de 1% (Modelo 1 e 3), as barras instrumentadas eram de 12,5 mm de diâmetro.

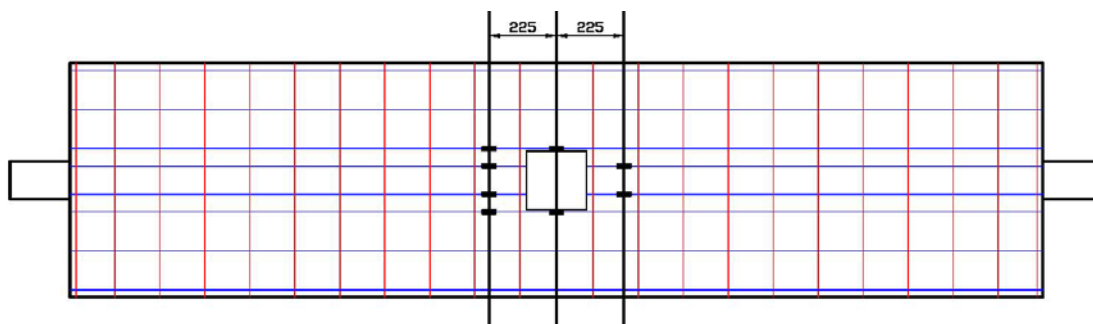


Figura 3-34 – Localização dos extensômetros nas armaduras da laje do Modelo 1 e Modelo 3.

A Figura 3-35 mostra os pontos de colagem dos extensômetros nas barras de aço da armadura da laje do Modelo 1, com a devida proteção com fita isolante para evitar a penetração de umidade. Nessa fase de montagem do modelo, todas as barras se encontravam instrumentadas, aguardando a concretagem da laje.

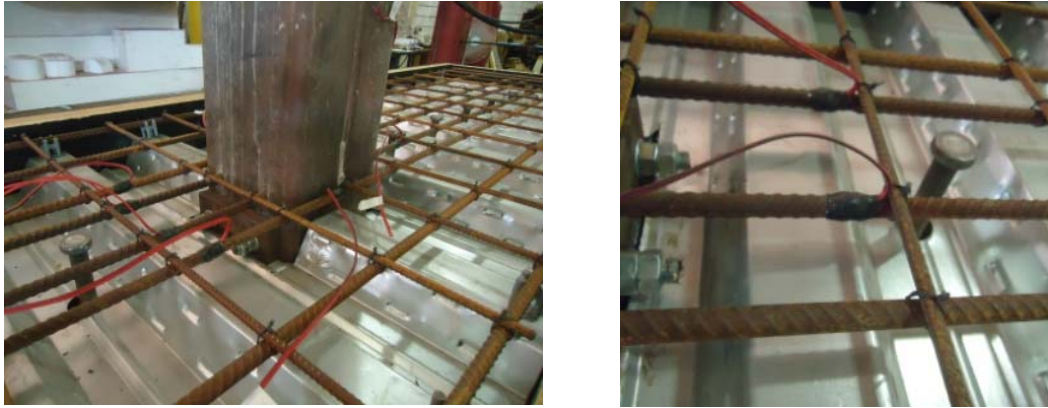


Figura 3-35 – Instrumentação das barras de aço da laje do Modelo 1 e Modelo 3.

No caso do Modelo 2, a localização dos pontos de instrumentação foram os mesmos, como indicado na Figura 3-36, sendo que as barras que receberam os extensômetros tinham 20 mm e 16 mm de diâmetro. As barras de 20 mm de diâmetro faziam parte da armadura de continuidade e foram instrumentadas dos dois lados da ligação.

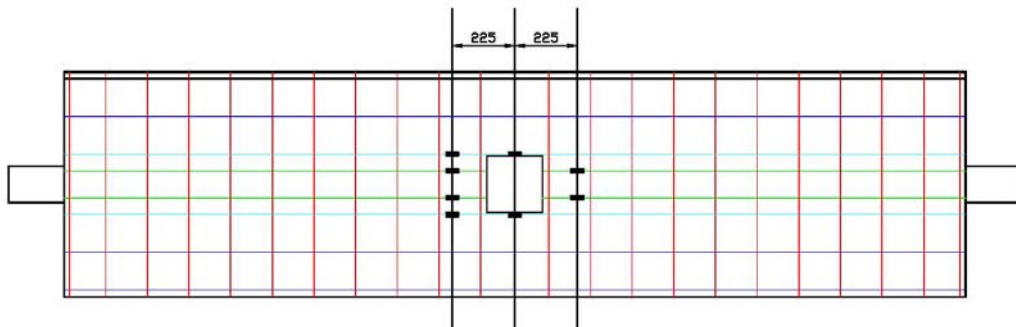


Figura 3-36 – Localização dos extensômetros nas armaduras da laje do Modelo 2.

Na Figura 3-37 podem ser observados os pontos de instrumentação da armadura de continuidade da laje do Modelo 2 já concluídos de ambos os lados da ligação.

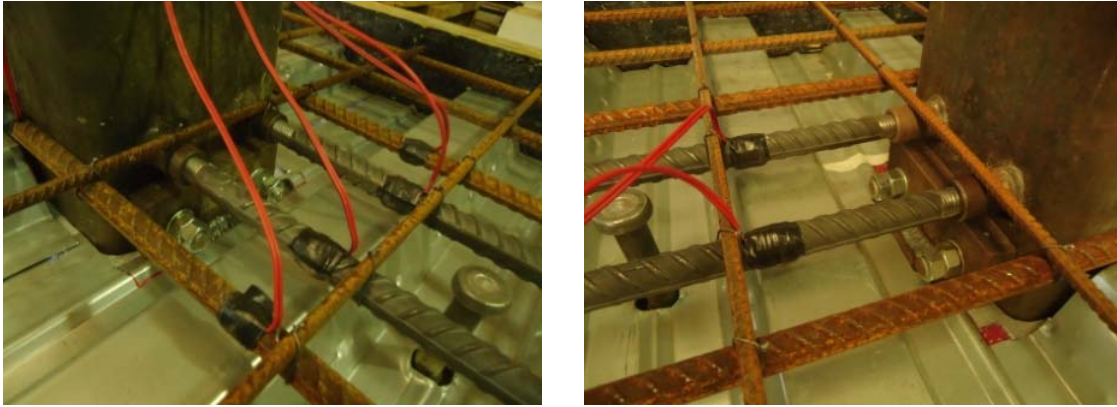


Figura 3-37 – Instrumentação das barras de aço da laje do Modelo 2.

O distanciamento da chapa de topo da face do tubo na parte superior, sobre a laje, e inferior, abaixo da chapa, para os modelos com laje, como na Figura 3-38.



Figura 3-38 – Localização dos transdutores para leitura da abertura da ligação.

No Modelo Piloto a leitura do deslocamento referente à abertura da ligação, ou deslocamento da chapa de topo, também foi realizada, como mostra a Figura 3-39.



Figura 3-39 – Instrumentação da abertura da ligação no Modelo Piloto.

Eventuais deslocamentos do topo do pilar também puderam ser identificados com a colocação de um transdutor nessa região, como mostra a Figura 3-40.



Figura 3-40 – Transdutor localizado próximo ao topo do pilar.

De acordo com os trabalhos encontrados durante a revisão bibliográfica, quando se pretende submeter uma ligação com a mesma tipologia da ligação estudada nesta pesquisa, ou seja, simulando pilar central com vigas em balanço, o esquema mais utilizado em centros de pesquisas internacionais para ensaios com carregamento cíclico é a fixação das extremidades das vigas e aplicação de força horizontal no topo do pilar utilizando uma parede como estrutura de reação.

Na falta de uma parede de reação, outro esquema de ensaio foi adotado para a aplicação do carregamento cíclico. Uma rótula foi desenvolvida para permitir que a extremidades das vigas fossem puxadas e empurradas pelos atuadores hidráulicos, gerando forças inversas na ligação (Figura 3-41).



(a) Modelo Piloto lado direito



(b) Modelo Piloto lado esquerdo



(c) Modelos 1, 2 e 3 lado direito



(d) Modelos 1, 2 e 3 lado esquerdo

Figura 3-41 – Posicionamento das rótulas nos modelos de ligação ensaiados.

No total foram fabricados dois dispositivos, um para cada viga, denominados de rótulas devido a sua função secundária de evitar que esforços horizontais fossem transmitidos aos atuadores. Isso foi possível devido o alargamento da abertura para encaixe do pino que fixa o atuador como mostra o projeto das rótulas da Figura 3-42. Essas rótulas foram instaladas nas vigas de acordo com a Figura 3-43.

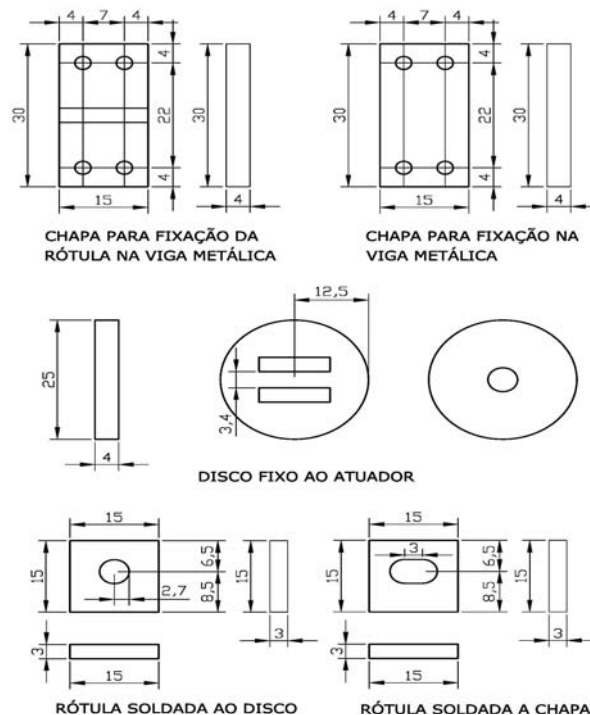


Figura 3-42 – Projeto da rótula de aplicação da força cíclica (Unidade: centímetro).

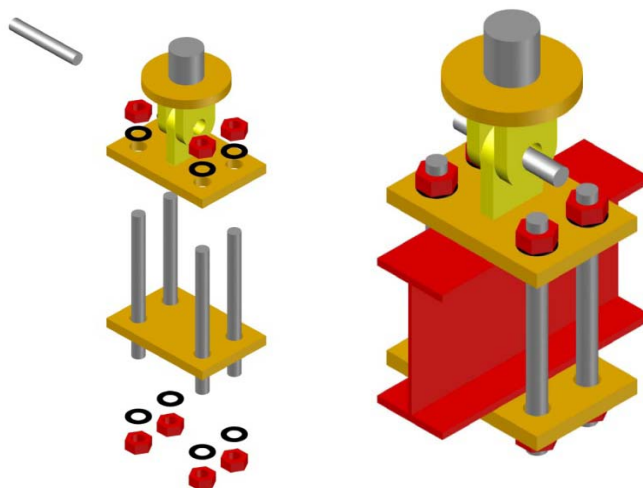


Figura 3-43 – Rótula utilizada para aplicação da força cíclica.

Nos quatro ensaios realizados foram utilizados três atuadores hidráulicos com capacidade de 500 kN. Dois atuadores foram posicionados próximos as extremidades das vigas, a 1580 mm da ligação, e o terceiro atuador foi utilizado para aplicar uma força constante no topo do pilar, na tentativa de causar o mesmo o mesmo efeito dos esforços oriundos dos pavimentos superiores de um edifício.

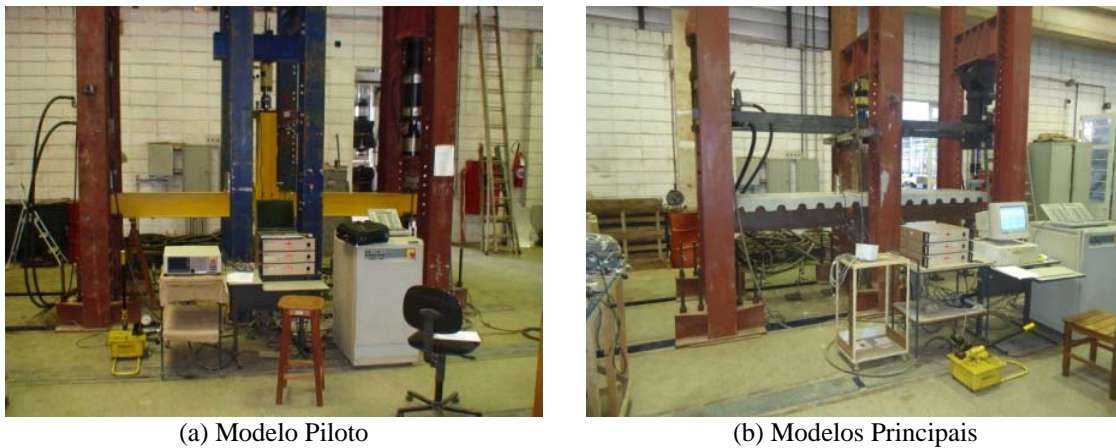
Os atuadores foram fixados em pórticos de reação. Para o modelo piloto foram utilizados quatro pórticos, sendo que dois deles estavam posicionados no centro do modelo para fixação de apenas um atuador. Como nesse primeiro ensaio foi constatado que um pórtico de reação mais resistente seria o suficiente para posicionamento do atuador e também travamento das extremidades do pilar, essa troca foi realizada. Assim, os ensaios das ligações principais foram realizados com três pórticos, com a base e o topo do pilar travados com perfis metálicos parafusados. A Figura 3-44 mostra os esquemas adotados.





Figura 3-44 – Travamento da base e topo dos pilares.

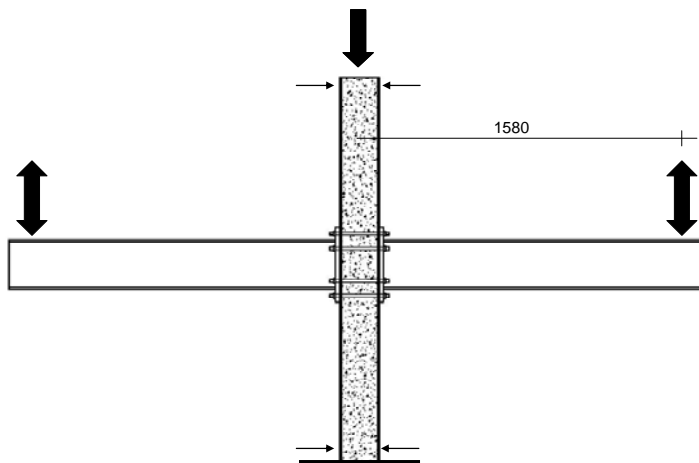
O carregamento cíclico foi aplicado à estrutura por um dispositivo desenvolvido especificamente para essa função, denominado rótula. Essa rótula, como já mencionado anteriormente, possibilita a aplicação de esforços que geram na ligação momentos fletores positivos e negativos. As forças foram aplicadas próximas às extremidades das vigas e no topo do pilar, como apresentado na Figura 3-45 e Figura 3-46.



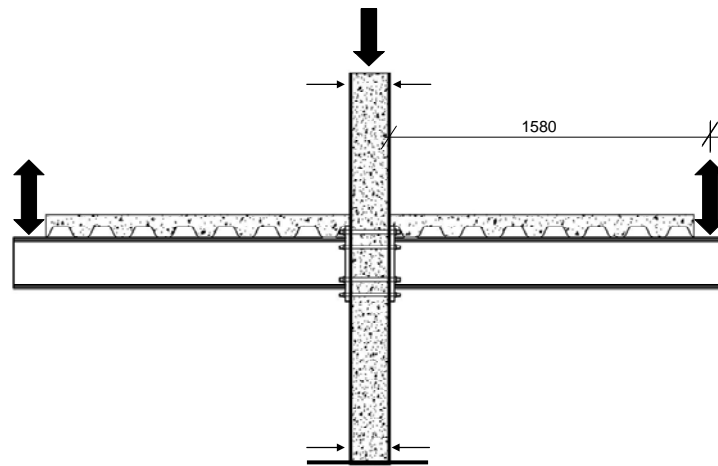
(a) Modelo Piloto

(b) Modelos Principais

Figura 3-45 – Esquema de ensaio dos modelos de ligações.



(a) Modelo Piloto



(b) Modelos com laje

Figura 3-46 – Indicação do posicionamento dos atuadores (Unidade: milímetro).

3.5 Apresentação dos resultados

3.5.1 Modelo Piloto

O carregamento cíclico aplicado na estrutura foi dividido em quatro estágios de força, sendo que cada um deles era composto de quatro ciclos de carregamento. O primeiro estágio atingiu a força de 9 kN, o segundo 18 kN, o terceiro 27 kN e o quarto estágio 36 kN. Após essa última fase, a força foi aumentada até o colapso, que ocorreu com 18 ciclos realizados no total. A Figura 3-47 mostra o gráfico com a representação dos ciclos de carregamento *versus* força aplicada.

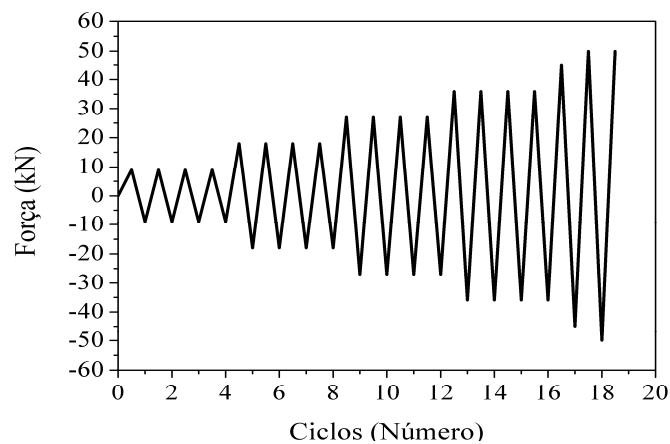


Figura 3-47 – Representação dos ciclos de carregamento do Modelo Piloto.

A força máxima atingida no ensaio foi 50 kN, como mostram as curvas força *versus* deslocamento na Figura 3-48. Os deslocamentos verticais máximos obtidos para o último nível de força, medidos abaixo dos pontos de aplicação do carregamento, foram de 20,93 mm para o lado direito e 29,74 mm para o lado esquerdo.

O encerramento do ensaio do Modelo Piloto foi marcado por uma abertura da ligação considerada excessiva e pelas deformações apresentadas pelas vigas metálicas (Figura 3-50). Cálculos foram feitos para a determinação da tensão nos parafusos, como indicado Figura 3-49, indicando que houve o escoamento desses elementos ao mesmo tempo em que também houve o escoamento das vigas.

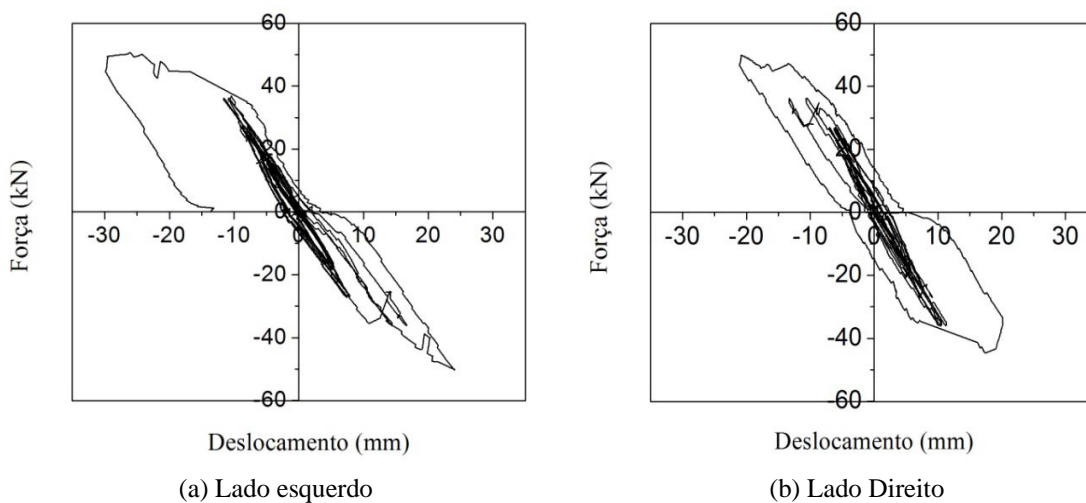


Figura 3-48 – Curvas força *versus* deslocamento do Modelo Piloto.

Foi obtida uma tensão de escoamento de 413,73 MPa nos parafusos, tendo sido essa tensão determinada a partir do momento fletor gerado na ligação com aproximação para um conjunto de quatro parafusos. Nos ensaios de tração realizados para a caracterização do material, a tensão de escoamento obtida foi 356,25 MPa, menor que o valor obtido para a tensão nos parafusos no ensaio da ligação.

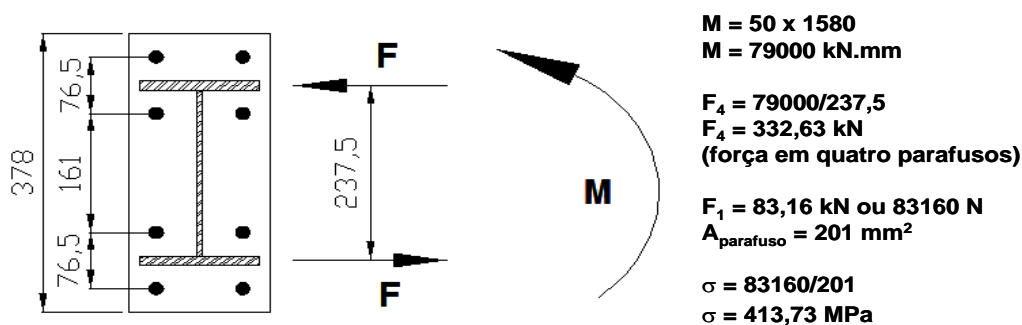


Figura 3-49 – Determinação da tensão no parafuso (Unidade: milímetro).



Figura 3-50 – Abertura da ligação do Modelo Piloto.

As deformações apresentadas pelas vigas, quando submetidas à tração, foram de 1584×10^{-6} mm/mm para o lado esquerdo e 1643×10^{-6} mm/mm para o lado direito, na seção localizada a 125 mm da face do pilar, como ilustra a Figura 3-51. De acordo com a Lei de Hooke, sabendo-se que o módulo de elasticidade do material foi de 235450 MPa (valor médio entre alma e mesas) e a tensão de escoamento foi 353,65 MPa, a deformação máxima que o material poderia apresentar antes de escoar seria de 1489×10^{-6} mm/mm, valor inferior aos encontrados no ensaio, o que sugere que as vigas estavam em processo de escoamento.

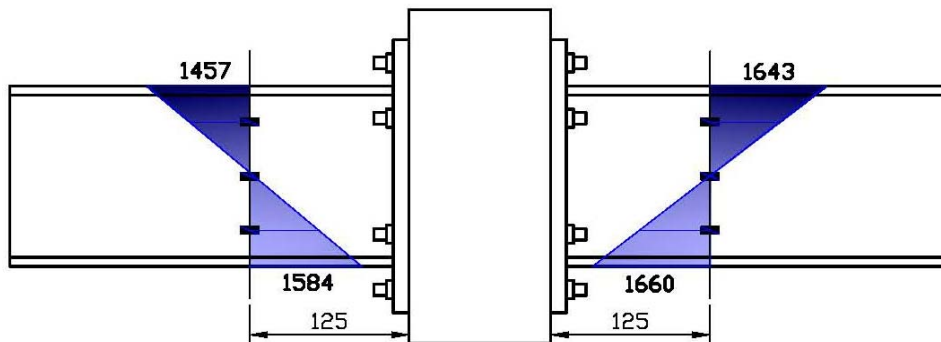


Figura 3-51 – Deformações nas vigas do Modelo Piloto (Unidade: mm/mm x 10^{-6}).

As histereses momento fletor *versus* rotação da Figura 3-52 foram construídas com base nas leituras de força e deslocamento vertical. A distância da ligação ao ponto de aplicação da força era de 1580 mm e o deslocamento vertical medido pelo primeiro transdutor, localizado a 200 mm da ligação, foi utilizado para a determinação da rotação

através da tangente do ângulo. O momento fletor máximo a que foi submetida à ligação foi 79 kNm para a respectiva rotação de 0,015 rad, que ocorreu do lado esquerdo.

A rigidez final da ligação do Modelo Piloto para o lado esquerdo, após a realização de 18 ciclos de carregamento, foi de 5200,66 kNm/rad para momento fletor negativo e 4311,49 kNm/rad para momento fletor positivo. Já para o lado direito, as rigidezes se mostraram superiores, sendo que para momento fletor negativo a ligação atingiu 6130,70 kNm/rad e para momento fletor positivo 5911,97 kNm/rad. A rigidez inicial, determinada com base na envoltória, também mostrou certa diferença de rigidez entre os lados esquerdo, que apresentou rigidez igual a 8565,42 kNm/rad, e o direito, cuja rigidez foi 9577,20 kNm/rad, sendo a média entre esses valores igual a 9071,31 kNm/rad.

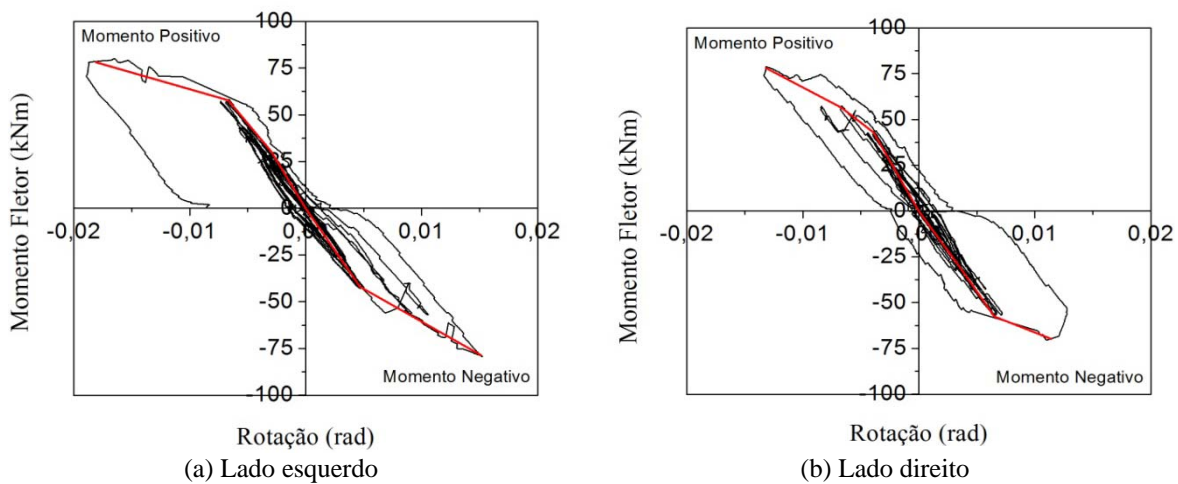


Figura 3-52 – Curvas Momento Fletor versus Rotação e envoltória do Modelo Piloto.

A rigidez inicial foi considerada a mesma tanto para momento fletor positivo quanto negativo porque o comportamento da ligação nos primeiros ciclos foi o mesmo para ambos os esforços. A diferença ocorreu em níveis mais elevados de carregamento, como se pode notar na Tabela 3-14 mostra os resultados e comparações, sendo que para simplificação, foi considerando o valor médio da rigidez final entre momento fletor positivo e negativo em função da simetria da ligação. Na análise comparativa entre as rigidezes inicial e final, para o lado esquerdo do Modelo Piloto a perda de rigidez foi de aproximadamente 45% e para o lado direito, 37%.

Tabela 3-14 – Rigidezes do Modelo Piloto.

	Lado Esquerdo		Lado Direito	
	Inicial	Final	Inicial	Final
Rigidez (k) kNm/rad	8565,42	4756,07	9577,20	6021,33
$k_{final}/k_{inicial}$	0,55		0,63	

A rotação da chapa de topo da ligação também foi determinada a partir dos valores de deslocamento horizontal em relação à face do pilar, medidos na parte superior e inferior. A soma desses deslocamentos dividida pela distância entre os transdutores fornece a rotação da chapa.

As histereses momento fletor *versus* rotação da chapa para os lados esquerdo e direito estão apresentadas na Figura 3-53 e de acordo com seu comportamento nota-se certa coerência com os valores de rotação obtidos com base no deslocamento vertical da viga. Assim como ocorreu nas histereses momento fletor *versus* rotação da ligação, para o último ciclo de carregamento houve um giro muito superior, quase três vezes maior que o máximo giro dos ciclos anteriores, reforçando o fato de que ocorreu o escoamento dos parafusos.

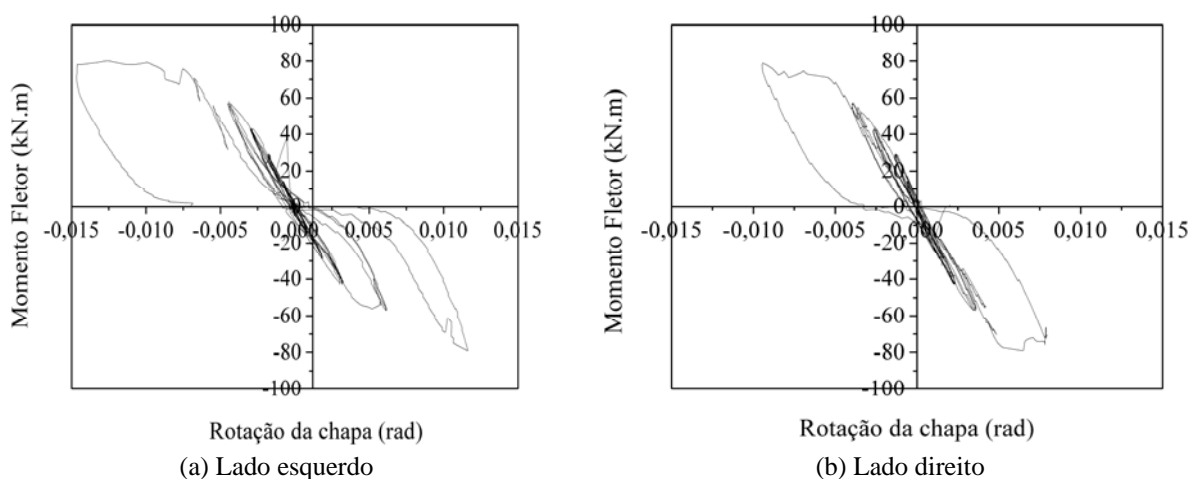


Figura 3-53 - Curvas momento fletor *versus* rotação da chapa de topo para do Modelo Piloto.

3.5.2 Modelo 1

A aplicação dos ciclos de força no ensaio do Modelo 1 foi alterada com relação aos ciclos do Modelo Piloto. Isso ocorreu devido o fato de que a aplicação de sucessivos ciclos de força durante um estágio de carregamento muito baixo, na fase elástica, não altera o comportamento da ligação, pois apenas quatro ciclos seriam aplicados. Haveria alteração se fosse aplicado um número muito elevado de ciclos, causando fadiga do material.

Dessa forma, o carregamento do Modelo 1 foi iniciado com 60 kN, aplicados em quatro ciclos, partindo depois para uma força superior igual a 75 kN, com mais quatro ciclos (Figura 3-55), estágio no qual houve a falha da estrutura, com o descolamento da laje mista

ocasionado pela ruptura do concreto na região dos conectores de cisalhamento posicionados próximos do ponto de aplicação da força, como mostra a Figura 3-54.



Figura 3-54 – Descolamento da viga e a laje do Modelo 1.

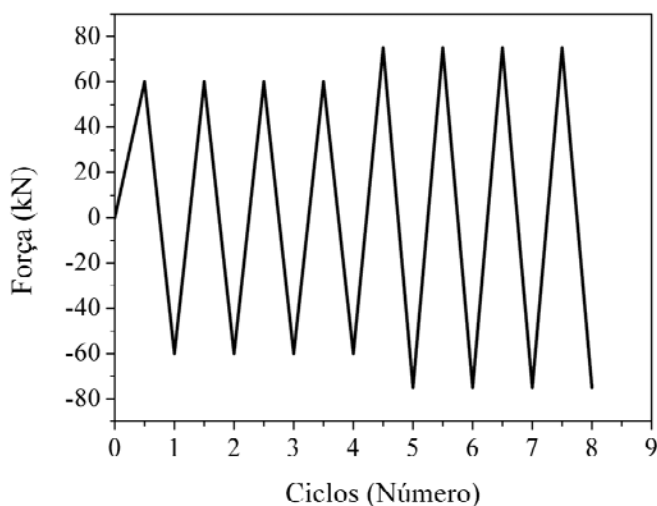


Figura 3-55 – Representação dos ciclos de carregamento do Modelo 1.

Os deslocamentos verticais máximos obtidos sob o ponto de aplicação da força foram de 55,85 mm para o lado direito e de 54,46 mm para o lado esquerdo, para força correspondente a 75 kN.

Pode-se notar nas histereses da Figura 3-56 que a histerese força *versus* deslocamento não são simétricas, mais rígida na parte inferior da ligação, com os parafusos como o elemento resistente. Mas essa rigidez supostamente superior pode ser consequência também da presença da laje, que é comprimida quando a parte inferior da ligação é tracionada.

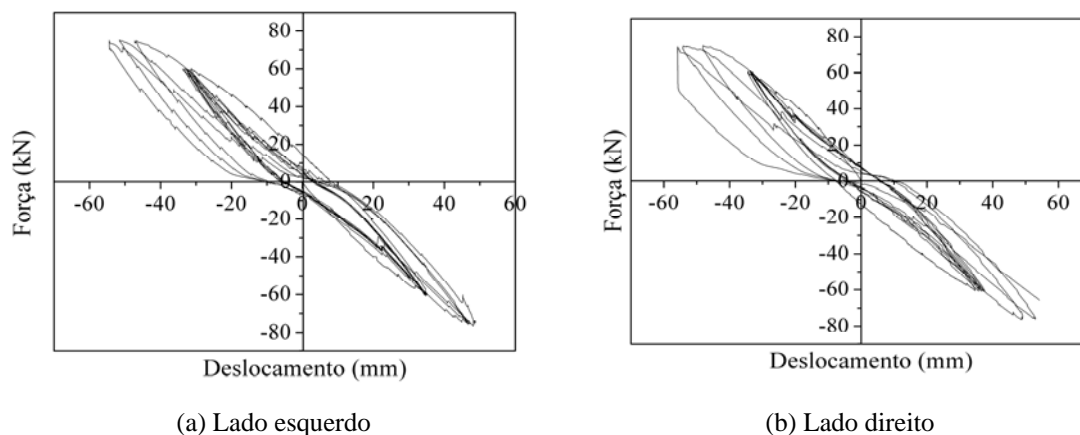


Figura 3-56 – Curvas força versus deslocamento do Modelo 1.

Como já foi mencionada, a falha da estrutura foi caracterizada pela ruptura do concreto na região dos conectores, devido ao deslocamento vertical elevado da viga que causou forças de tração nesses elementos. Quando esses esforços atingiram a resistência à tração do concreto houve a ruptura e descolamento da laje.

No momento da ruptura, as vigas apresentaram deformações próximas das deformações máximas admitidas para antes do escoamento que, de acordo com os ensaios de caracterização, foi de 1489×10^{-6} mm/mm. Quando tracionadas, para o último estágio de carregamento, a viga direita atingiu 1581×10^{-6} mm/mm de deformação e a viga esquerda 1448×10^{-6} mm/mm, como indicado na Figura 3-57. Outro fato que determinou o encerramento do ensaio, também relacionado com os elevados deslocamentos verticais da viga, foi o término do curso dos atuadores hidráulicos.

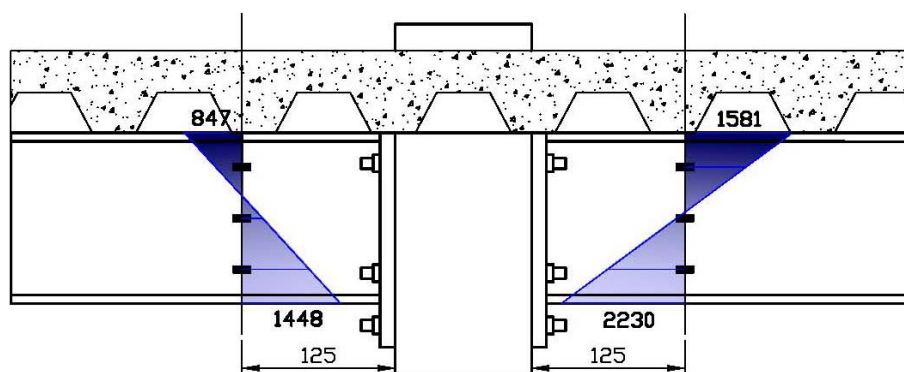


Figura 3-57 – Deformações nas vigas do Modelo 1.

Na armação da laje do Modelo 1 foram utilizadas apenas barras de 12,5 mm de diâmetro na direção longitudinal e armadura construtiva na transversal, composta por barras de 8,0 mm de diâmetro. A instrumentação das barras de aço que compõem a armadura de continuidade foi feita na mesma direção que a instrumentação da viga, à 125 mm da face do pilar, de ambos os lados. Para analisar se as barras laterais também recebiam esforços, elas foram instrumentadas em dois pontos diferentes, na direção da armadura de continuidade e no centro do modelo.

As curvas força *versus* deformação da armadura de continuidade, Figura 3-58, foram traçadas para o lado esquerdo e direito, tendo como base a deformação média das duas barras fixadas ao pilar por meio de luvas rosqueadas. As deformações máximas dessas barras de aço não ultrapassaram 2223×10^{-6} mm/mm à tração e 1250×10^{-6} mm/mm à compressão, apresentando curvas muito semelhantes para os dois lados.

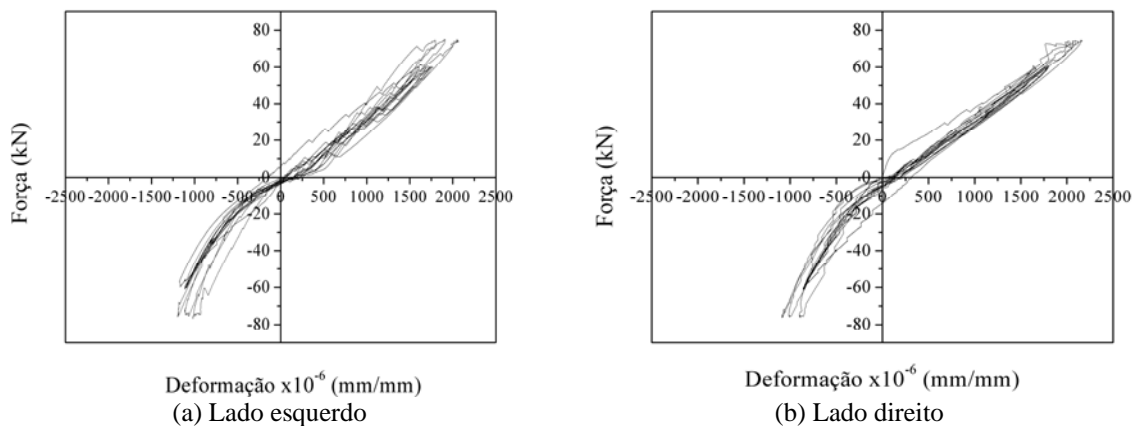
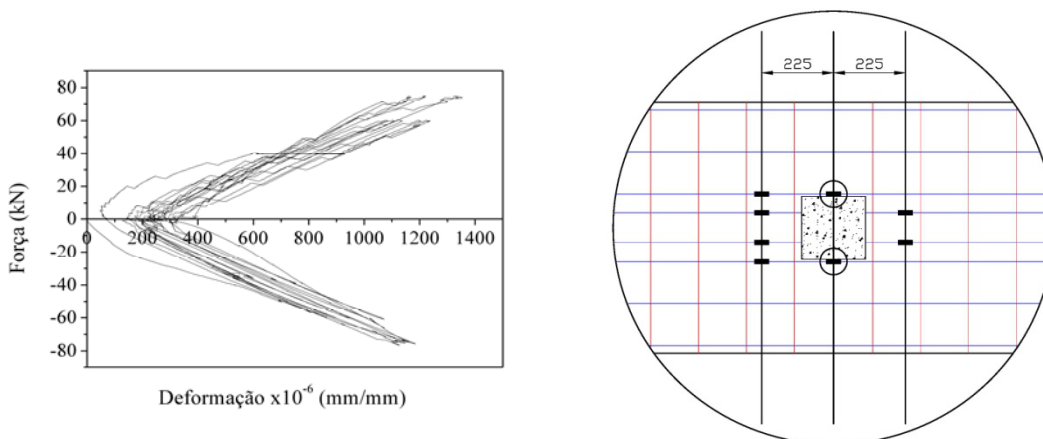


Figura 3-58 – Curva força *versus* deformação da armadura de continuidade do Modelo 1.

Sabendo-se que a tensão de escoamento dessas barras foi 525,81 MPa e o módulo de elasticidade era 201245,00 MPa, valores obtidos na caracterização do material, a deformação máxima admitida foi de 2612×10^{-6} mm/mm, valor não alcançado durante o ensaio.

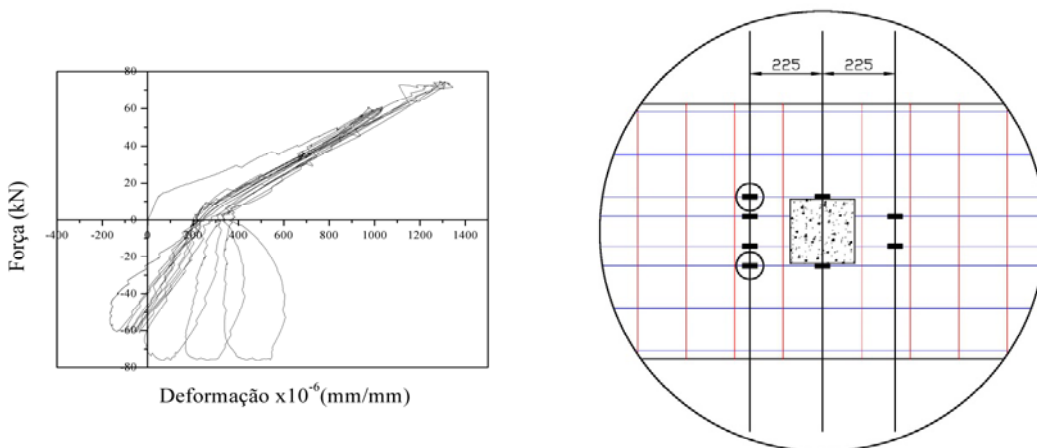
As deformações das barras laterais da ligação do Modelo 1, no ponto central, Figura 3-59b, como era de se esperar, também não chegaram ao escoamento, com deformações máximas de 1350×10^{-6} mm/mm. Essas barras se deformaram à tração em todas as etapas dos ciclos de carregamento, não se comprimindo em momento algum do ensaio. A curva força *versus* deformação da Figura 3-59a foi traçada para o valor médio de deformação das duas barras laterais.



(a) Curva para deformações médias nas armaduras na lateral do pilar do Modelo 1. (b) Indicação dos extensômetros nas armaduras na lateral do pilar do Modelo 1.

Figura 3-59 – Curva força versus deformação da armadura lateral ao pilar do Modelo 1 e localização.

No ponto de instrumentação localizado a 125 mm da face do pilar (Figura 3-60b), as barras laterais apresentaram comportamento semelhante aos resultados obtidos para o ponto central, com a diferença que para os primeiros ciclos de carregamento houve compressão nas barras, o que não ocorreu nos últimos ciclos, já que elas ficaram tracionadas quando a parte superior da ligação era comprimida, consequência dos esforços oriundos do lado oposto, como mostra a curva da Figura 3-60a. Esse tipo de influência não ocorreu com a armadura de continuidade.



(a) Curva para deformações médias nas armaduras à esquerda do Modelo 1. (b) Indicação dos extensômetros nas armaduras à esquerda do Modelo 1.

Figura 3-60 – Curva força versus deformação da armadura à direita do Modelo 1.

A rotação da ligação do Modelo 1 apresentou giros inferiores aos alcançados no ensaio do Modelo Piloto, entre 0,004 e 0,005 rad para momentos fletores de 120 kNm e -120 kNm. Em consequência da assimetria do modelo, devido à presença da laje, as curvas momento

fletor *versus* rotação apresentadas na Figura 3-61 mostram que a parte inferior da ligação, tanto para o lado esquerdo como direito, girou menos quando solicitada em comparação com a parte superior.

As rigidezes para o último ciclo de carregamento para o lado esquerdo foram 26398,87 kNm/rad para a parte inferior da ligação e 33656,42 kNm/rad para a parte superior, ou seja, para momento fletor positivo e negativo, respectivamente. Para o lado direito a diferença entre as rigidezes foi menor, mas ainda apresentou rigidez maior para a parte inferior da ligação, com 28311,42 kNm/rad contra 23178,00 kNm/rad para a parte superior. Tendo como base de análise a envoltória traçada a partir da histerese, a rigidez inicial apresentada pelo lado esquerdo do Modelo 1 foi de 34324,29 kNm/rad e pelo lado direito, 36360,76 kNm/rad, sendo a média para a rigidez dessa ligação igual a 35342,52 kNm/rad. Para esse cálculo foi determinado o coeficiente angular da reta que passa pela origem, cujo valor corresponde a rigidez da ligação.

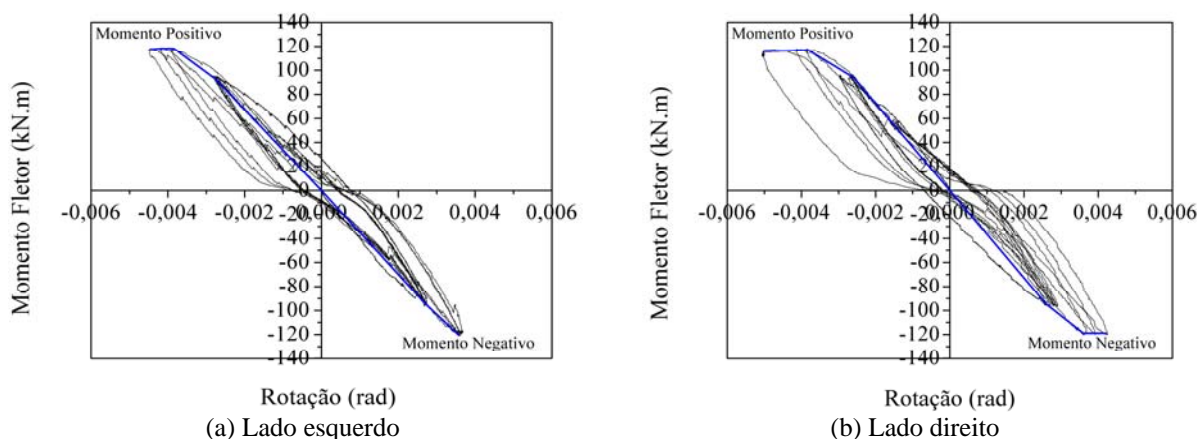


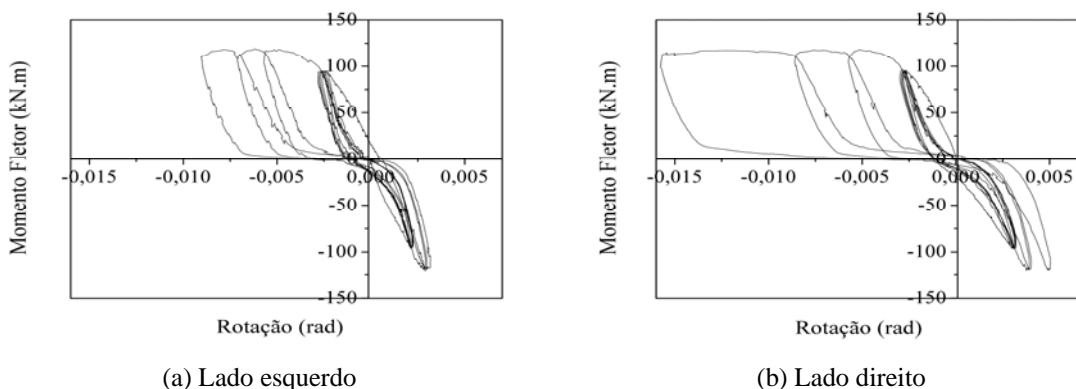
Figura 3-61 – Curvas Momento Fletor *versus* Rotação e envoltória do Modelo 1.

A maior rigidez da parte inferior da ligação pode ter ocorrido em função da presença da laje. Isso porque, a laje que é comprimida no instante que a parte de baixo é tracionada, contribuindo na resistência ao momento fletor negativo gerado na ligação. Ao comparar as perdas de rigidez do Modelo 1, foi notado que para momento fletor positivo, para ambos os lados, a redução da rigidez foi a mesma, caindo cerca de 23%. Para o momento fletor negativo, o qual é resistido pelos parafusos e a armadura da laje, houve certa disparidade, justificada pelo fato do descolamento da laje ter ocorrido do lado direito do modelo. Do lado esquerdo a perda de rigidez foi de apenas 2%, como mostra a Tabela 3-15.

Tabela 3-15 – Rigidezes do Modelo 1.

	Lado Esquerdo			Lado Direito		
	Inicial	Final		Inicial	Final	
		Momento Positivo	Momento Negativo		Momento Positivo	Momento Negativo
Rigidez (k) kNm/rad	34324,29	26398,87	33656,42	36360,76	28311,42	23178,00
$k_{final}/k_{inicial}$	-	0,77	0,98	-	0,77	0,64

A rotação também foi determinada a partir das aberturas da ligação em relação ao pilar, com leituras de deslocamento feitas com transdutores posicionados acima da laje e no ponto inferior da chapa de topo. Os resultados dessas rotações expressos nas histereses momento fletor *versus* rotação da Figura 3-62, mostram que ocorreu um giro superior a 0,015 rad do lado direito para a situação de tração na laje. Esse ocorrido não foi identificado na rotação determinada por deslocamento vertical, podendo ser justificado pela abertura de fissuras na interface laje-pilar, que podem ter interferido nos resultados, em consequência do aumentando dos deslocamentos horizontais medidos nessa região.

Figura 3-62 – Curvas força *versus* rotação da chapa de topo do Modelo 1.

O ensaio do Modelo 1 já teve início com algumas fissuras na laje, ocasionadas pela retração do concreto nos dias que sucederam a concretagem. Com o decorrer do ensaio outras fissuras foram se abrindo, primeiro próximo ao pilar e depois se estendendo em direção ao ponto de aplicação da força. As fissuras se propagaram sempre na direção transversal, na direção das barras da armadura construtiva, como ilustra a Figura 3-63.

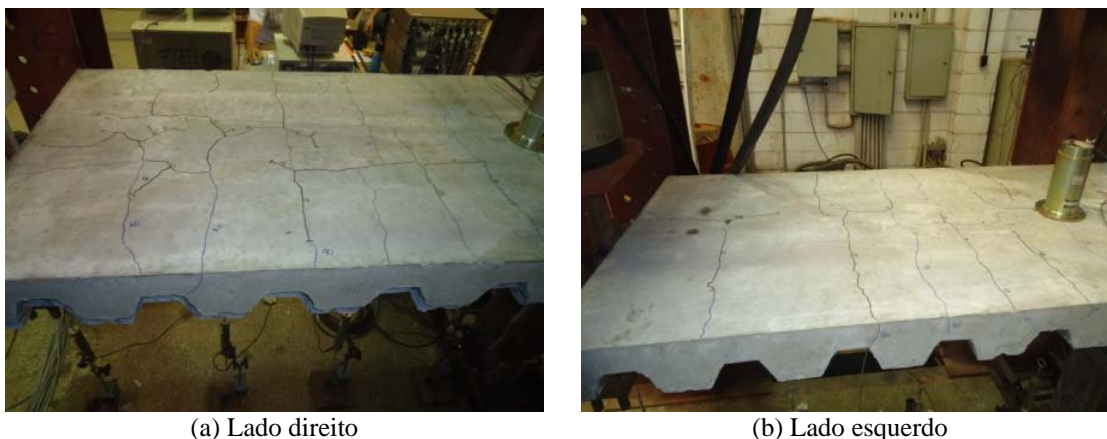


Figura 3-63 – Fissuração na laje do Modelo 1.

3.5.3 Modelo 2

Na tentativa de realizar mais um estágio de carregamento além do que foi feito no Modelo 1, os níveis de força foram reduzidos para 55 kN no primeiro estágio e 70 kN no segundo (

Figura 3-64). Não houve sucesso nessa alteração, pois no nono ciclo, ao tentar incrementar o nível de força, a laje se desprendeu da viga, com a ruptura do concreto, na região próxima a extremidade, como ilustra a Figura 3-65.

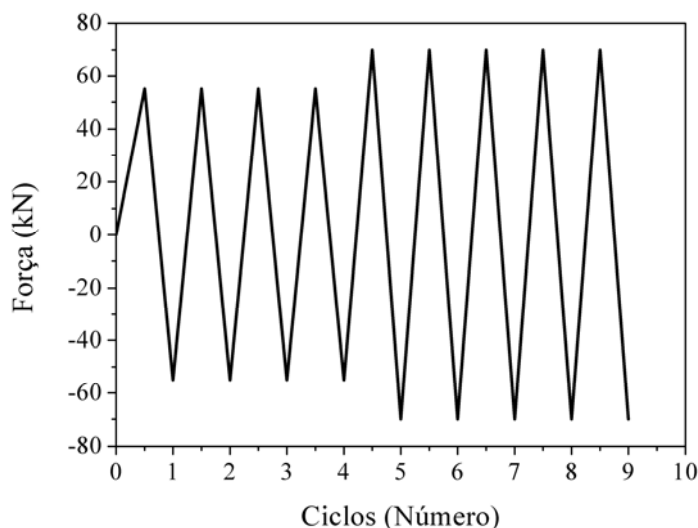


Figura 3-64 – Representação dos ciclos de carregamento do Modelo 2.

Ao observar as curvas força *versus* deslocamento do ensaio do Modelo 2 nota-se que os deslocamentos verticais máximos apresentados no lado direito foi de 47 mm e no lado esquerdo 41 mm. A ruptura da ligação entre a laje e a viga através de conectores de

cisalhamento ocorreu do lado direito, no qual a perda de rigidez da ligação ficou mais evidente de acordo com a histerese força *versus* deslocamento. As histereses são apresentadas na Figura 3-66.



Figura 3-65 – Descolamento da laje e a viga do Modelo 2.

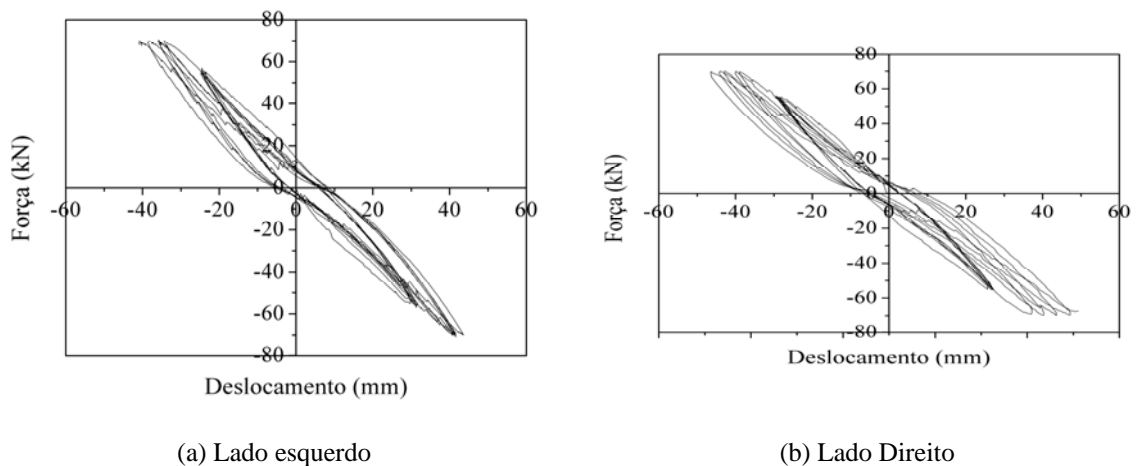


Figura 3-66 – Curva força *versus* deslocamento do Modelo 2.

As deformações de tração das vigas no momento final do ensaio não ultrapassaram as deformações máximas. Do lado direito, onde houve o deslocamento da laje, a deformação apresentada foi 1443×10^{-6} mm/mm e do lado esquerdo 1292×10^{-6} mm/mm, como representado na Figura 3-67. O fato de a laje estar mais armada justifica o menor nível de solicitação das vigas, expressas em deformações inferiores às apresentadas pelo Modelo 1.

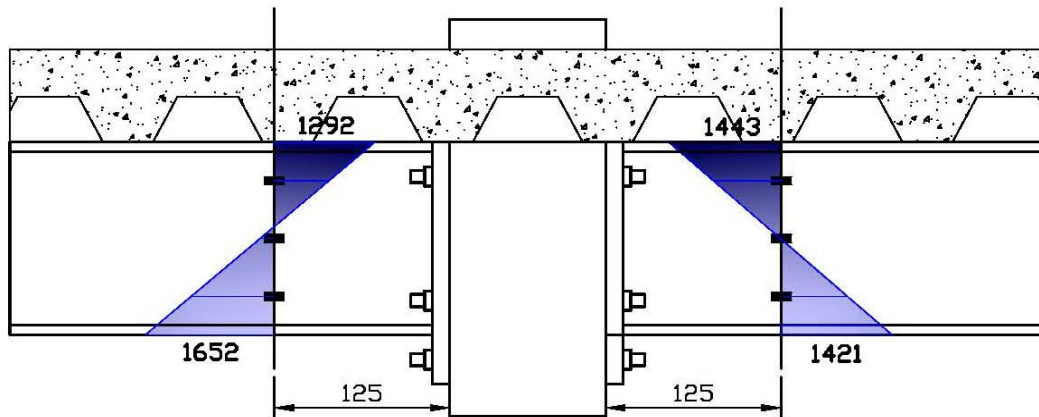


Figura 3-67 – Deformações nas vigas do Modelo 2.

As barras de 20,0 mm que formam a armadura de continuidade do Modelo 2, se deformaram 1100×10^{-6} mm/mm do lado esquerdo e 1000×10^{-6} mm/mm do lado direito. Esses valores estão bastante distantes das deformações para o escoamento dessas barras, que de acordo com a caracterização do material foi de aproximadamente 2610×10^{-6} mm/mm, pois a tensão de escoamento foi 567,49 MPa e módulo de elasticidade era igual a 217378,00 MPa.

Com base nesses dados se pode concluir que a ruína da estrutura ocorreu pela ruptura do concreto à tração junto aos conectores de cisalhamento, devido ao elevado deslocamento vertical da viga. As histereses força *versus* deformação da armadura de continuidade estão na Figura 3-68.

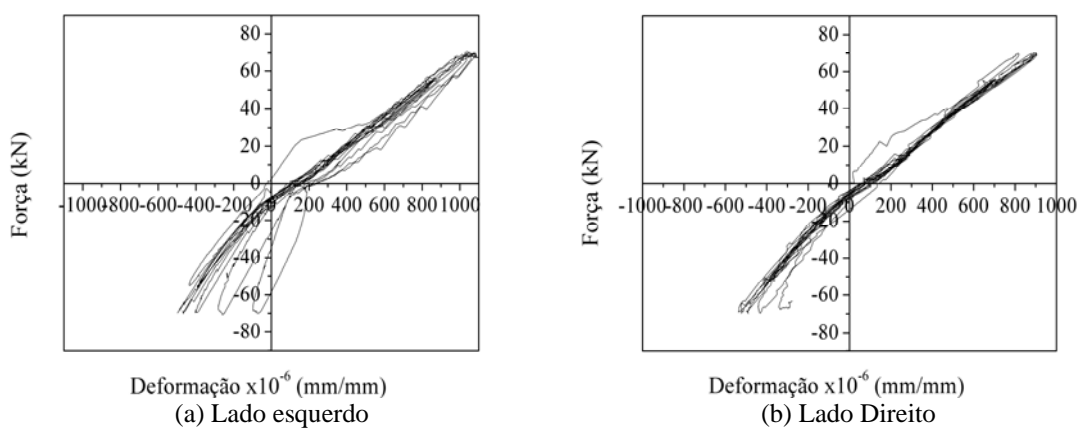
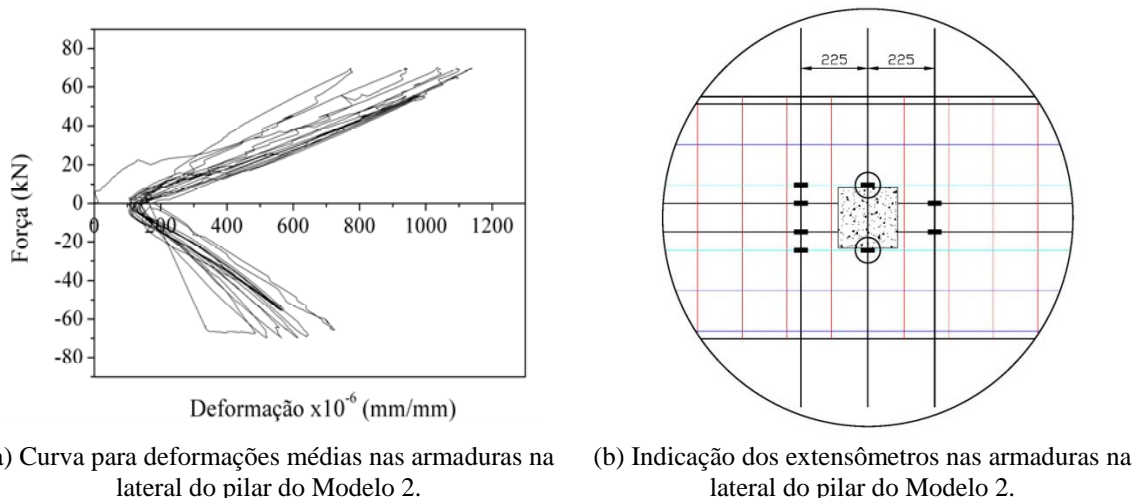


Figura 3-68 – Curva força *versus* deformação da armadura de continuidade do Modelo 2.

As barras de aço localizadas nas laterais do pilar, no ponto de instrumentação central, foram sempre tracionadas durante todo o ensaio. As deformações máximas produzidas nessas

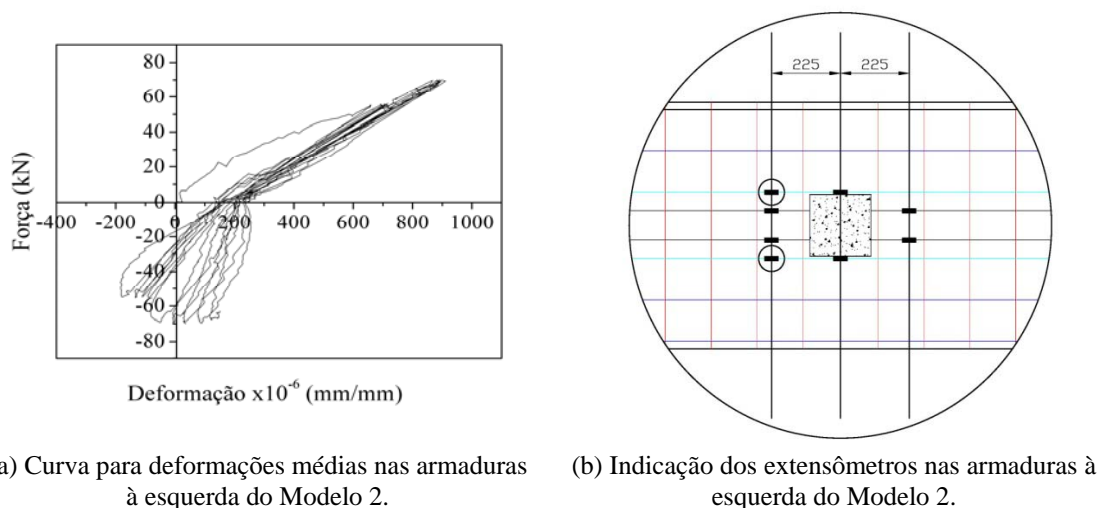
barras também foram pequenas, na mesma ordem de grandeza das armaduras de continuidade, $1100 \times 10^{-6} \text{ mm/mm}$ (Figura 3-69).



(a) Curva para deformações médias nas armaduras na lateral do pilar do Modelo 2. (b) Indicação dos extensômetros nas armaduras na lateral do pilar do Modelo 2.

Figura 3-69 – Curva força versus deformação da armadura lateral e sua localização no Modelo 2.

No segundo ponto de instrumentação das barras laterais do pilar, localizadas na direção da instrumentação das armaduras de continuidade, as deformações à tração foram de $900 \times 10^{-6} \text{ mm/mm}$ (Figura 3-70). Quando a ligação era comprimida, essas barras não apresentaram deformações significativas, como se não estivesse recebendo esses esforços.



(a) Curva para deformações médias nas armaduras à esquerda do Modelo 2. (b) Indicação dos extensômetros nas armaduras à esquerda do Modelo 2.

Figura 3-70 – Curva força versus deformação da armadura à direita do Modelo 2.

A ruína do modelo ocorreu do lado direito do modelo com a ruptura do concreto. Levando em consideração as curvas momento fletor versus rotação (Figura 3-71) é possível

observar, principalmente do lado esquerdo, que não houve perda de rigidez significativa com a realização dos primeiros ciclos de carregamento.

Em decorrência da elevada rigidez da ligação, proporcionada pela laje, com base nos valores de rigidez final da ligação tanto para momento fletor positivo quanto negativo, as histereses para o último ciclo de carregamento foram praticamente simétricas, com rigidez para momento fletor negativo do lado esquerdo igual a 30934,07 kNm/rad e para positivo 33914,28 kNm/rad. Para o lado direito a rigidez ao momento fletor negativo foi de 31832,05 kNm/rad e ao positivo 32118,82 kNm/rad. Para a análise a partir de envoltória, a rigidez inicial apresentada pelo lado esquerdo foi de 34796,77 kNm/rad e pelo lado direito 38029,09 kNm/rad. Essas rigidezes foram determinadas aproximando a uma reta a parte central da envoltória, sendo seu coeficiente angular igual a rigidez da ligação. A média das rigidezes para o Modelo 2 é de 36412,93 kNm/rad.

A perda da rigidez ficou nítida para o lado direito da ligação, no segundo estágio dos ciclos, para tração da parte superior, o que ocasionou o desprendimento da laje. Nesse caso a perda da rigidez foi decorrente do enfraquecimento da ligação em decorrência da redução da contribuição da laje com seu descolamento, que pela indicação da histerese, foi gradual ao longo de quatro ciclos que atingiram 110 kNm.

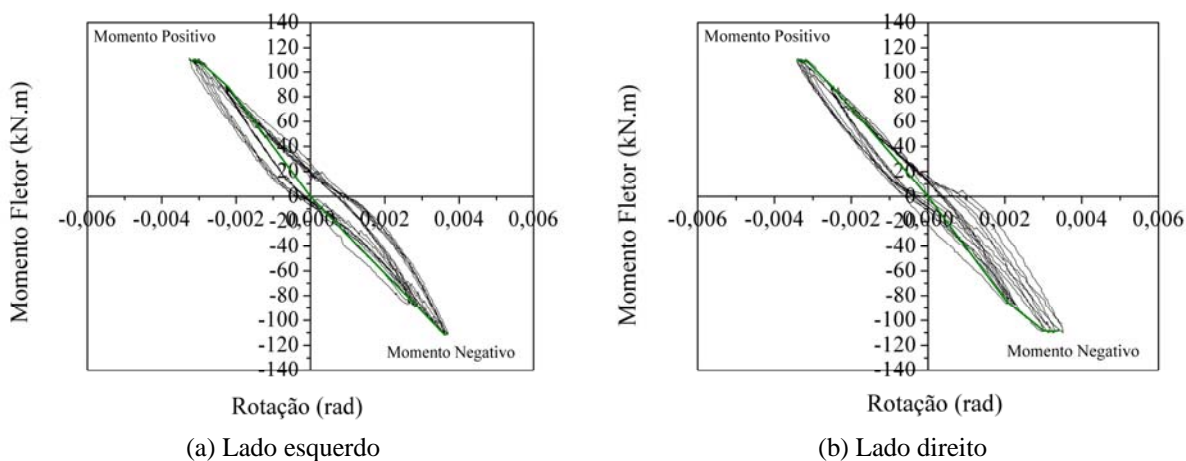


Figura 3-71 – Curvas Momento versus Rotação e envoltória do Modelo 2.

Para o Modelo 2, de maneira geral, a perda de rigidez da ligação com a realização dos ciclos de carregamento foi pequena, com o surgimento apenas de deformações elásticas. Do lado direito houve introdução de deformações residuais em consequência do enfraquecimento, e posterior ruptura, da conexão da laje com a viga. Do lado direito ocorreu a perda de 16% da rigidez, para os dois sentidos de momento fletor e para o lado esquerdo, houve perda de 3% de

rigidez para momento fletor positivo e 11% para negativo, como mostram os valores de rigidez da Tabela 3-16.

Tabela 3-16 – Rigidezes do Modelo 2.

	Lado Esquerdo			Lado Direito		
	Inicial	Final		Inicial	Final	
		Momento Positivo	Momento Negativo		Momento Positivo	Momento Negativo
Rigidez (k) kNm/rad	34796,77	33914,28	30934,07	38029,09	32118,82	31832,05
$k_{\text{final}}/k_{\text{inicial}}$	-	0,97	0,89	-	0,84	0,84

Outra medida de rotação da ligação foi realizada a partir dos deslocamentos referentes à abertura da ligação. As histereses momento fletor *versus* rotação estão traçadas na Figura 3-72, e nota-se logo grande diferença com relação à rotação determinada com base nos deslocamentos verticais da viga. Ao analisar o posicionamento dos transdutores que mediram as aberturas, constatou-se que a fixação do mesmo sobre a laje de concreto causou distorções nas leituras de deslocamento, pois a fissuração da interface entre o pilar e a laje tornou essas medidas maiores. Para fins de análise da rigidez será adotada a rotação determinada a partir do deslocamento vertical da viga.

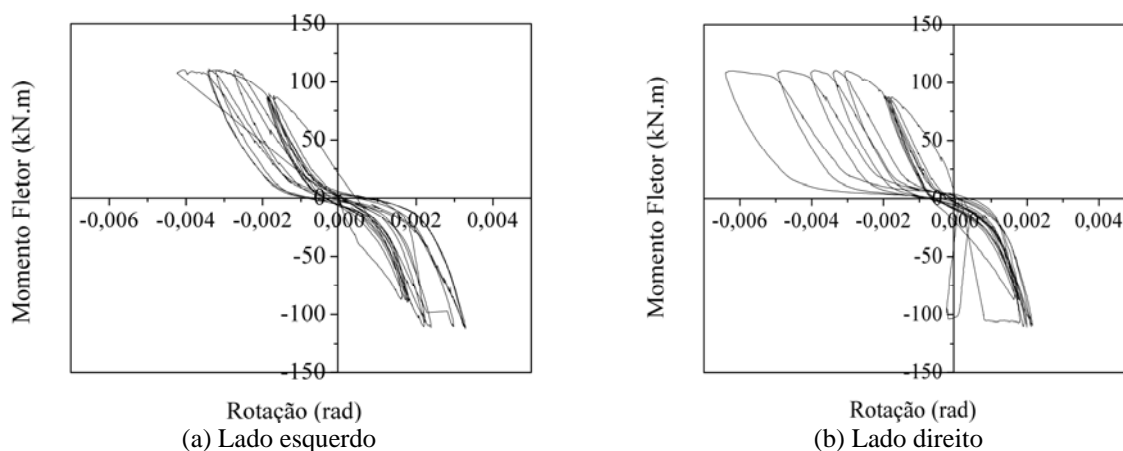


Figura 3-72 – Curvas força *versus* rotação da ligação do Modelo 2 (abertura da ligação).

Ao término do ensaio, a laje do Modelo 2 não apresentou muitas fissuras. Isso era esperado, pois não foi atingido o limite de carregamento suportado pela ligação, já que tanto os perfis metálicos quanto as armaduras não atingiram o escoamento. A abertura das fissuras teve início próximo da ligação, sempre no sentido transversal do modelo, onde se localizavam as barras da armadura construtiva, e se espalhavam na direção do ponto de aplicação da força, como ilustra a Figura 3-73.

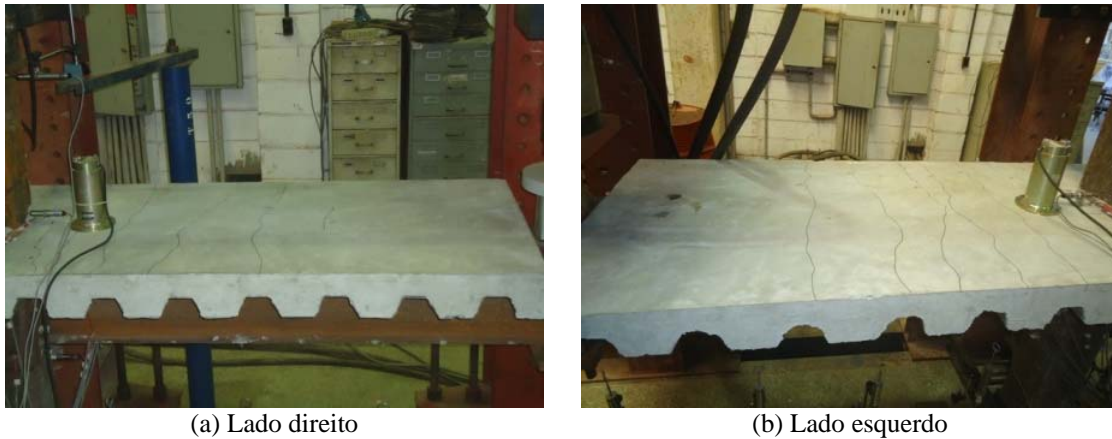


Figura 3-73 – Fissuração na laje do Modelo 2.

3.5.4 Modelo 3

No ensaio do Modelo 3 foi acrescentado um ciclo de carregamento em cada estágio. No primeiro estágio a força foi de 50 kN e o segundo, no qual a estrutura foi levada à ruína, a força atingida foi de 65 kN. Os ciclos estão representados na Figura 3-74.

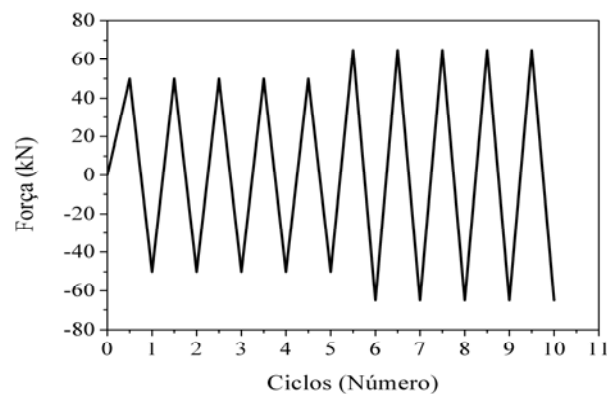


Figura 3-74 – Representação dos ciclos de carregamento do Modelo 3.

A ruína foi determinada, assim como para os outros modelos, pelo descolamento da laje em função da ruptura do concreto na região dos conectores. Esse fato se deu pela alta deformação da viga, que fez com que os conectores de cisalhamento não fossem capazes de manter a laje aderida, já que a resistência à tração do concreto é baixa (Figura 3-75).



Figura 3-75 – Descolamento da laje e a viga do Modelo 3.

O descolamento da laje ocorreu do lado esquerdo do Modelo 3. Observando as curvas forças *versus* deslocamento, pode-se notar que foi desse lado que houve a maior perda de rigidez da ligação, pois a cada ciclo, para um mesmo nível de força, os deslocamentos verticais se tornaram maiores.

Os deslocamentos verticais máximos, medidos no ponto de aplicação da força, também foram superiores para o lado esquerdo do modelo, se aproximando dos 50 mm (Figura 3-76). Do lado direito os deslocamento não atingiram 40 mm.

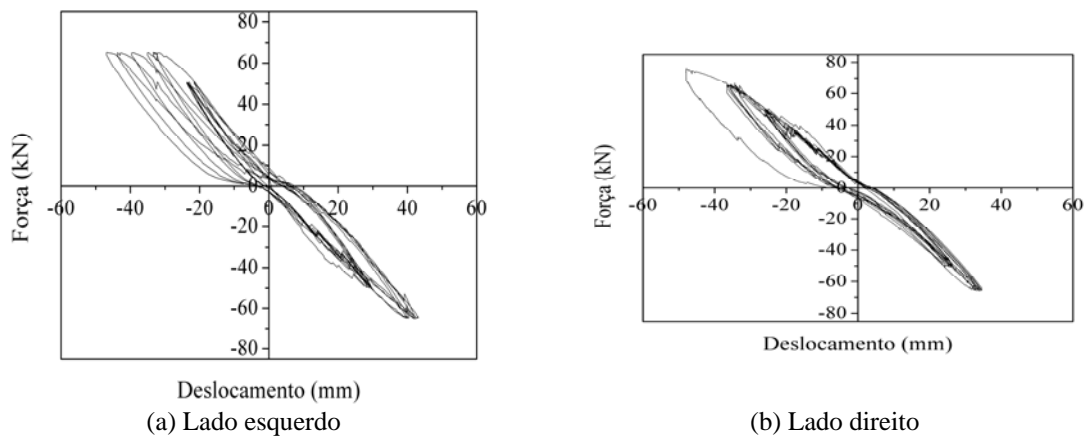


Figura 3-76 – Curva força *versus* deslocamento do Modelo 3.

As deformações por tração encontradas nas vigas do Modelo 3 ao final do ensaio da ligação foram de 1382×10^{-6} mm/mm do lado esquerdo e 996×10^{-6} mm/mm do lado direito, inferiores à deformação referente ao início do escoamento do material que era 1489×10^{-6} mm/mm. As deformações estão representadas na Figura 3-77.

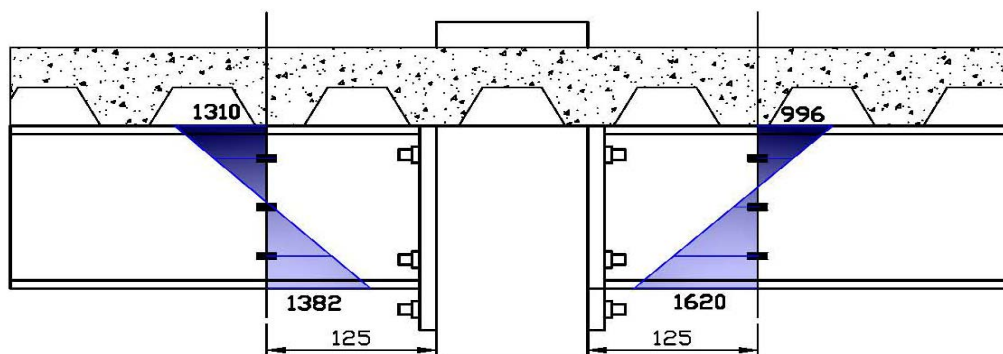


Figura 3-77 – Deformações nas vigas do Modelo 3.

A armadura de continuidade também apresentou pequenas deformações no decorrer do ensaio. As deformações máximas foram de 800×10^{-6} mm/mm por tração, para força de 65 kN aplicada na extremidade da viga (Figura 3-78). A tensão de escoamento para as barras de 12,5 mm era 525,81 MPa e, sabendo que o módulo de elasticidade foi 201245 MPa, a deformação máxima resultante foi 2612×10^{-6} mm/mm.

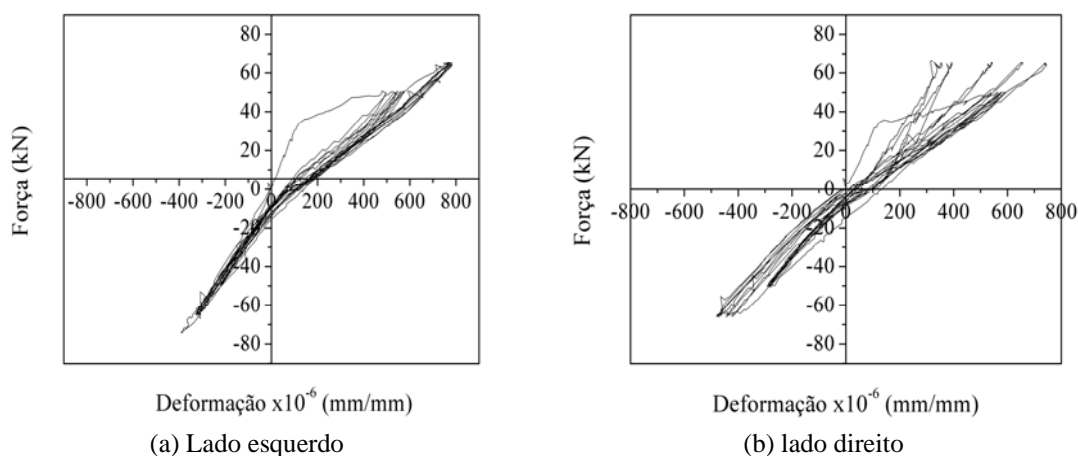
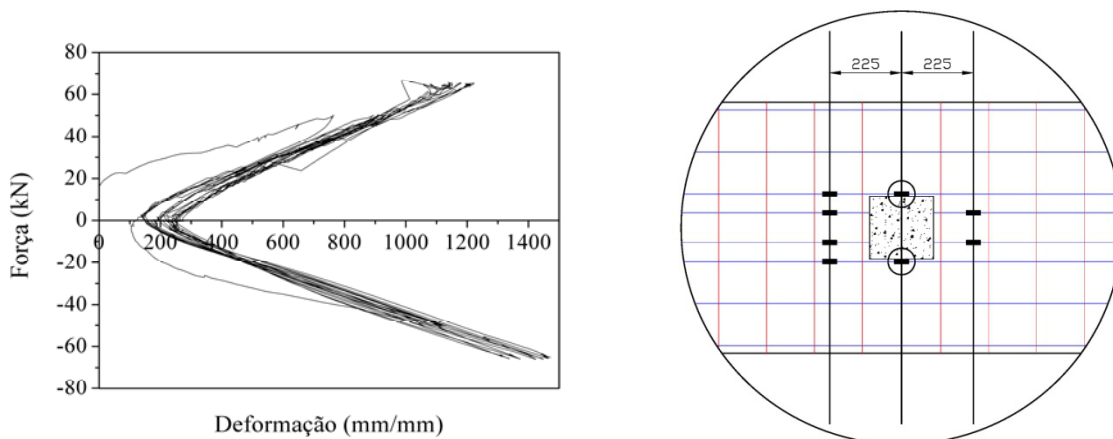


Figura 3-78 – Curva força *versus* deformação da armadura de continuidade do Modelo 3.

As barras de aço localizadas nas laterais do pilar apresentaram deformações superiores às apresentadas pela armadura de continuidade no ponto médio do modelo, ultrapassando 1400×10^{-6} mm/mm (Figura 3-79). Como nos outros ensaios, nesse ponto de instrumentação, as barras estavam sempre tracionadas durante o ensaio, mas com deformações ainda inferiores à deformação na qual se considera que tem início o escoamento, que é a mesma da armadura de continuidade, pois possuem o mesmo diâmetro.

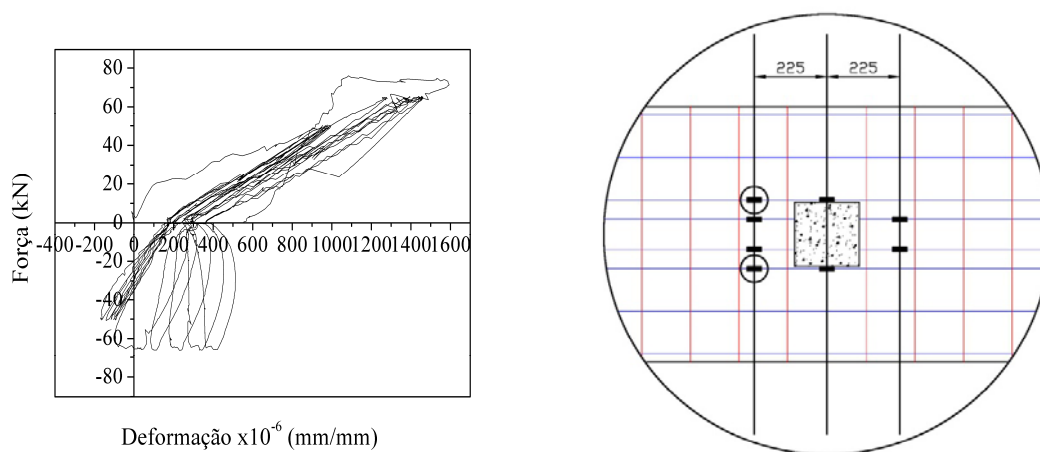


(a) Curva para deformações médias nas armaduras na lateral do pilar do Modelo 3.

(b) Indicação dos extensômetros nas armaduras na lateral do pilar do Modelo 3.

Figura 3-79 - Curva força versus deformação da armadura lateral ao pilar do Modelo 3 e localização.

No ponto de instrumentação a 225 mm do centro do pilar, a histerese força *versus* deformação da armadura das barras laterais mostra que essas barras foram muito solicitadas, devido a deformação gerada, mas pouco trabalharam quando estavam comprimidas, pois com o aumento da força aplicada não houve alteração nas deformações. As deformações para o último ciclo alcançaram 1600×10^{-6} mm/mm, aproximadamente o dobro da deformação apresentada pelas barras da armadura de continuidade, como mostra a Figura 3-80.



(a) Curva para deformações médias nas armaduras à esquerda do Modelo 3.

(b) Indicação dos extensômetros nas armaduras à esquerda do Modelo 3.

Figura 3-80 – Curva força versus deformação da armadura à direita do Modelo 3.

As histereses momento fletor *versus* rotação da ligação mostram que para a parte superior, onde há a laje, a ligação é mais rígida, sem evidências de perda de rigidez com a realização dos ciclos. Para a parte inferior, para o segundo estágio de carregamento, a cada

ciclo de carregamento e descarregamento o giro da ligação aumentava, representando queda na rigidez, como ilustra claramente a Figura 3-81.

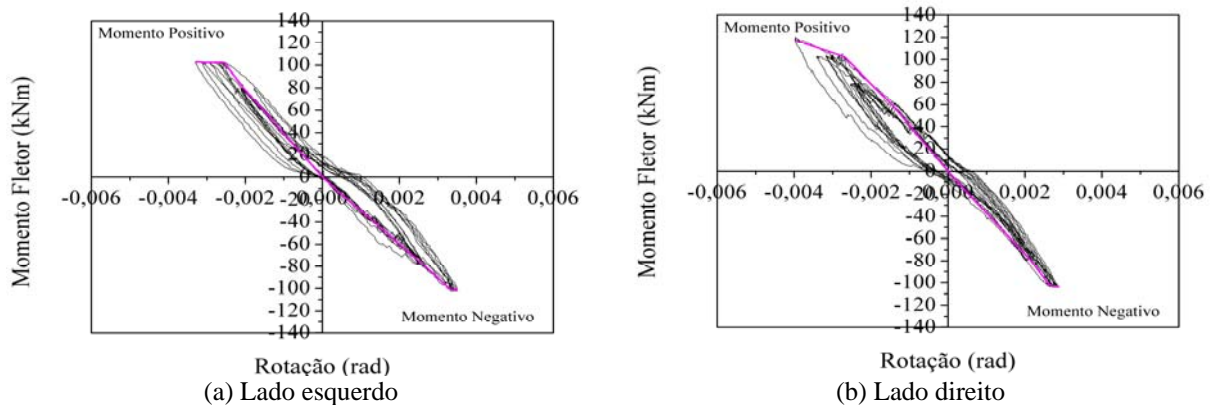


Figura 3-81 – Curvas Momento versus Rotação e envoltória do Modelo 3.

As rigidezes determinadas para o último ciclo de carregamento do lado esquerdo do modelo, para momento fletor positivo, foi 31460,97 kNm/rad e para momento fletor negativo, onde há contribuição da laje na resistência aos esforços, 28949,43 kNm/rad. Do lado direito, considerando o momento fletor positivo, a rigidez foi 29621,51 kNm/rad e para o negativo essa rigidez foi igual a 36084,37 kNm/rad. Considerando a envoltória, a rigidez do lado direito foi de 37939,07 kNm/rad e para o lado esquerdo, 34996,34 kNm/rad, resultando em uma média de 36467,70 kNm/rad para esse modelo de ligação. A determinação das rigidezes a partir da envoltória foi realizada aproximando sua parte central a uma reta cujo coeficiente angular representa a rigidez da ligação.

Na Tabela 3-17 podem ser observados os valores das rigidezes e as porcentagens de perda que cada lado da ligação sofreu quando submetido a momento fletor positivo e negativo. As perdas para momento fletor positivo ficaram entre 10% e 22% e para momento fletor negativo entre essas perdas foram reduzidas para 5% e 17%, respectivamente para os lados esquerdo e direito.

Tabela 3-17 – Rigidezes do Modelo 3.

	Lado Esquerdo			Lado Direito		
	Inicial	Final		Inicial	Final	
		Momento Positivo	Momento Negativo		Momento Positivo	Momento Negativo
Rigidez (k) kNm/rad	34996,34	31460,97	28949,43	37939,07	29621,51	36084,37
$k_{final}/k_{inicial}$	-	0,90	0,83	-	0,78	0,95

As medidas de rotação realizadas a partir da abertura da ligação não forneceram bons resultados em função da fissuração da laje, principalmente nas proximidades do pilar. As

rotações para momento fletor positivo foram muito elevadas em comparação com as rotações geradas por momentos fletores negativos, como pode ser observado na Figura 3-82.

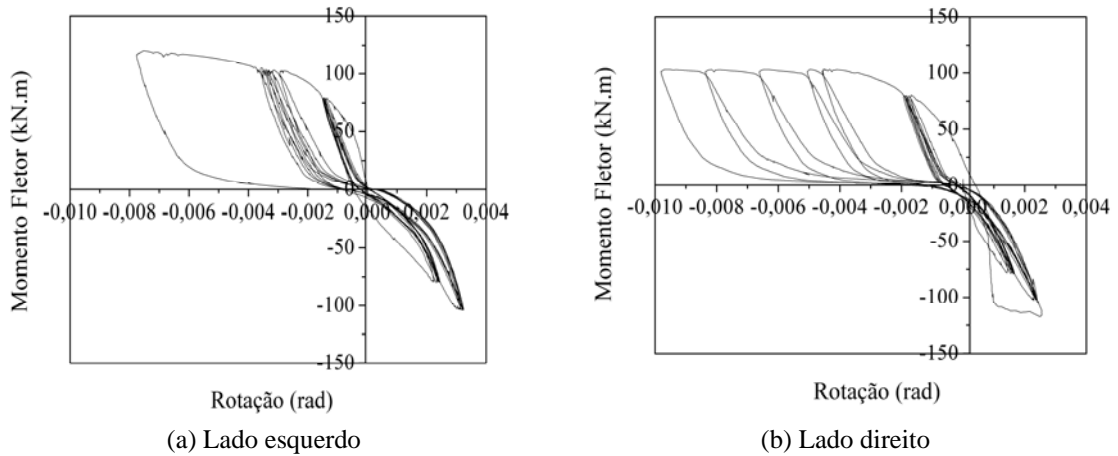


Figura 3-82 – Curvas força *versus* rotação determinada a partir de transdutores para o Modelo 3.

O panorama de fissuração do Modelo 3 pode ser observado na Figura 3-83. Nota-se nessas figuras a formação de um número reduzido de fissuras abertas, cujas posições estavam próximas ao pilar e com um espaçamento aproximadamente igual entre elas de aproximadamente de 150 mm a 200 mm, sempre sobre a nervura.

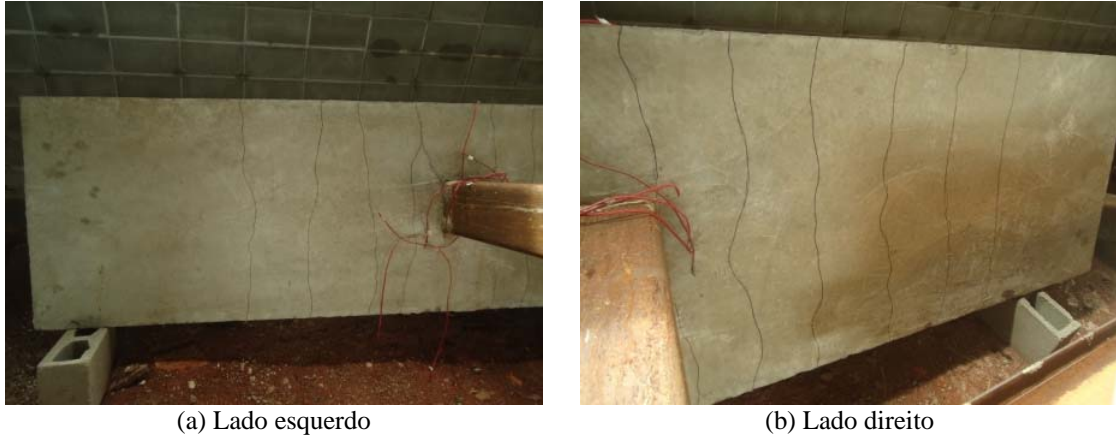


Figura 3-83 – Fissuração na laje do Modelo 3.

Simulação Numérica

4.1 Considerações Iniciais

As ligações em estudo foram submetidas à análise não-linear pelo método dos elementos finitos, utilizando o programa comercial DIANA.

Segundo Assan (2003), o método dos elementos finitos é uma ferramenta computacional que possibilita resolver diversos problemas da teoria da elasticidade e de outras áreas da engenharia. O método consiste na discretização do domínio do problema em partes, constituindo assim uma rede de elementos finitos. Para cada elemento finito é admitida uma função aproximadora que satisfaz as condições de contorno nos nós dos elementos. O método fornece valores aproximados que podem ser melhorados a partir do refinamento da malha de elementos ou da função de aproximação de deslocamentos nos nós.

O programa DIANA é uma implementação do Método dos Deslocamentos desenvolvida de acordo com o Método dos Elementos Finitos e aplicado juntamente com vários modelos físicos e materiais, incluindo modelos para materiais frágeis ou quase-frágeis, como o concreto. Este programa dispõe de uma biblioteca de modelos constitutivos capaz de representar, entre outros, comportamentos de elasticidade, plasticidade, fissuração, viscoelasticidade, viscoplasticidade, hiperelasticidade, interface não linear, amortecimento, fluência e retração, fluxo de fluidos, solos e materiais que dependem da temperatura ou concentração.

Diferentes tipos de análises podem ser realizados com esse programa, entre elas: análise estática linear e não linear, análise dinâmica, análise de fluxo potencial, análise de fase, análise de estabilidade, análise paramétrica, entre outras.

4.2 Modelos numéricos

Os modelos numéricos gerados para a discretização das ligações em estudo foram bidimensionais, com aplicação dos esforços na extremidade da viga, retratando apenas metade do modelo físico, sem comprometimento dos resultados. A simulação numérica foi realizada com controle de deslocamento para possibilitar a obtenção do comportamento pós-pico dos modelos analisados e facilitar a convergência.

Várias pesquisas mostram que modelos planos fornecem resultados satisfatórios, como exemplo, cita-se o trabalho desenvolvido por Kulkarni *et al.* (2008), no qual foi estudado o comportamento de ligações em estruturas pré-moldadas de concreto realizadas com chapas de aço. Também em Camarena (2006) foi utilizada a modelagem bidimensional para simular uma ligação viga-pilar em estrutura de concreto pré-moldado que forneceu resultados excelentes quando comparados com resultados de cálculos analíticos. Ainda Mitra (2008) utilizou modelagem bidimensional no estudo de ligações em estruturas monolíticas de concreto armado. Todos os trabalhos mencionados utilizaram o programa DIANA nas simulações numéricas.

4.2.1 Elementos Finitos

Na construção de todos os modelos numéricos deste trabalho foram utilizados na construção da malha dois tipos de elementos finitos: *elementos de estado plano de tensão e elementos de interface*.

Os elementos de estado plano foram utilizados para discretizar o concreto e o aço, enquanto os elementos de interface foram usados na junção da chapa de topo com o pilar e entre a mesa superior da viga e a laje, quando ela existir.

O elemento utilizado para o concreto e o aço foi o elemento quadrilateral isoparamétrico Q8MEM. Esse elemento possui quatro nós, dois graus de liberdade por nó, os quais representam as translações em x e em y, função de interpolação linear (Figura 4-1).

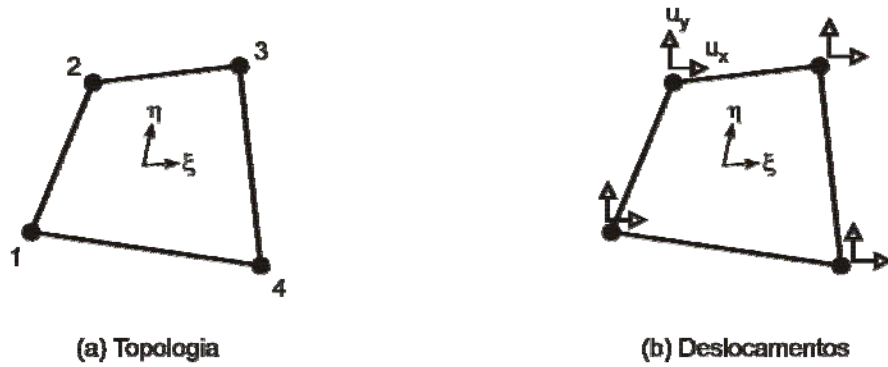


Figura 4-1 – Elemento finito Q8MEM (TNO, 2005).

Nas ligações entre o pilar e a viga, e entre a viga e a laje, foi utilizado o elemento de interface L8IF, que possui 2 + 2 nós com dois graus de liberdade referentes às translações em x e em y. Esse elemento é representado por duas linhas paralelas em uma configuração plana, como mostra a Figura 4-2.

A estrutura desses elementos descreve o comportamento da interface em termos da relação entre as forças normal e de cisalhamento no local. De acordo com TNO (2005), esses elementos são comumente utilizados na construção de malhas para representação numérica de estruturas de alvenaria, ligações e para descrever a aderência ao longo das armaduras.

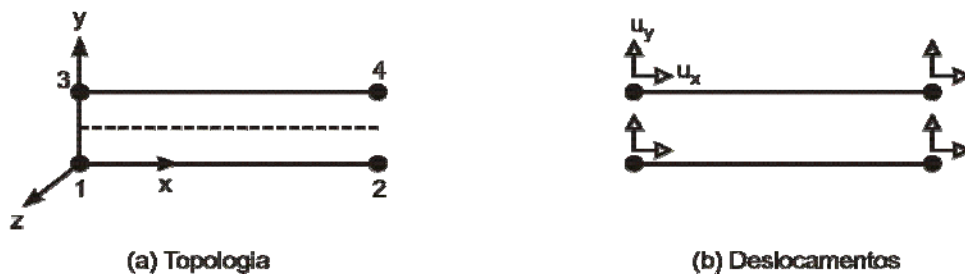


Figura 4-2 – Elemento de interface L8IF (TNO, 2005).

4.2.2 Modelo Constitutivo do Concreto

O modelo constitutivo utilizado para o concreto foi o indicado para materiais frágeis ou quase-frágeis (CONCRETE AND BRITTLE MATERIALS). Para a caracterização da distribuição da fissuração foi utilizado o modelo TOTAL STRAIN, cuja grande vantagem oferecida é sua simplicidade conceitual, sendo esse fato representado no programa DIANA

pelo ROTATING CRACK MODEL e pelo FIXED CRACK MODEL. Nos modelos de ligação mista deste trabalho foi utilizado o FIXED CRACK MODEL.

O comportamento do concreto à tração foi discretizado como sendo frágil e quanto à compressão foi utilizado um modelo de comportamento ideal elasto-plástico. A Figura 4-3 possui o organograma representativo do modelo constitutivo completo adotado para discretizar o concreto.

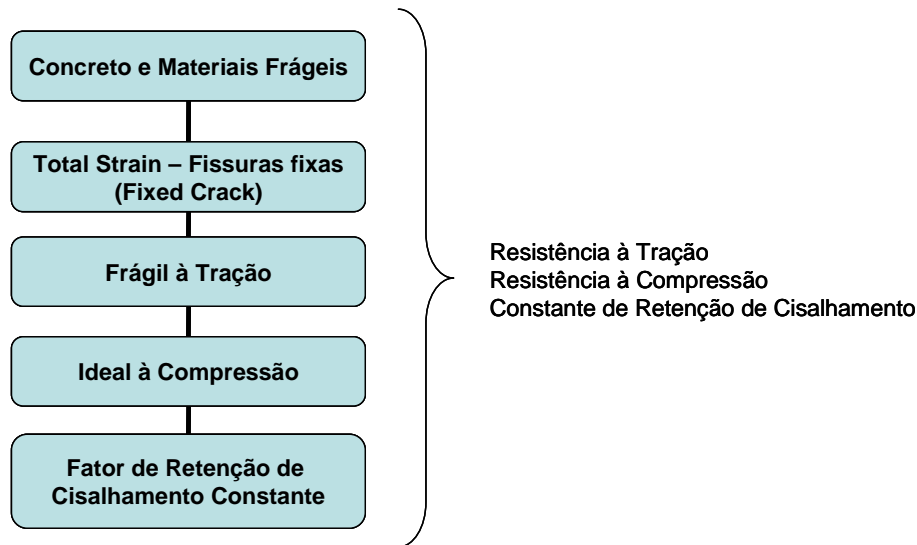


Figura 4-3 – Modelo constitutivo do concreto.

4.2.3 Modelo Constitutivo do Aço

Com relação aos perfis metálicos, seu modelo constitutivo precisa descrever apenas dois fenômenos: o escoamento e o encruamento. Quanto à plasticidade, os modelos de Tresca e Von Mises são os aplicáveis aos metais, por serem materiais dúcteis.

O modelo da energia de distorção máxima de Von Mises, escolhido para os elementos metálicos, impõe que a máxima energia acumulada somente na distorção do material analisado não pode ser igual ou maior que a máxima energia de distorção encontrada para o mesmo material num ensaio uniaxial de tração de acordo com a Figura 4-4.

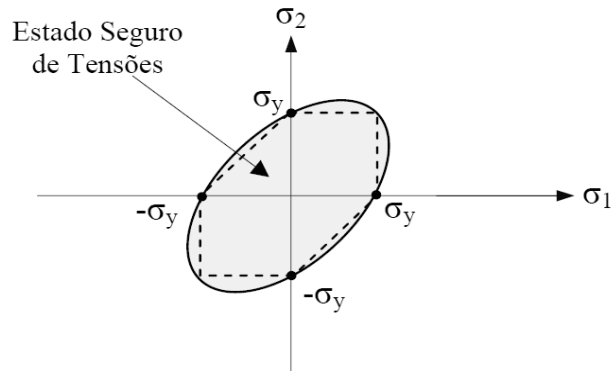


Figura 4-4 – Teoria da energia de distorção máxima.

Resumindo, foi adotado o modelo METAL com os critérios de plasticidade de VON MISES com PLASTICIDADE IDEAL, sem a consideração do endurecimento ou encruamento. No modelo de plasticidade ideal, ou também conhecido como perfeitamente plástico, o material não suporta esforços após o escoamento. Esse comportamento está representado na Figura 4-5, pela curva tensão *versus* deformação.

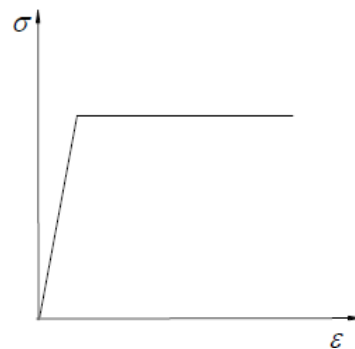


Figura 4-5 – Comportamento perfeitamente plástico (plasticidade ideal).

Para a utilização desse modelo constitutivo a única propriedade necessária é a tensão de escoamento do material, como pode ser observado no organograma da Figura 4-6, onde é exemplificada a sequência das propriedades adotadas.

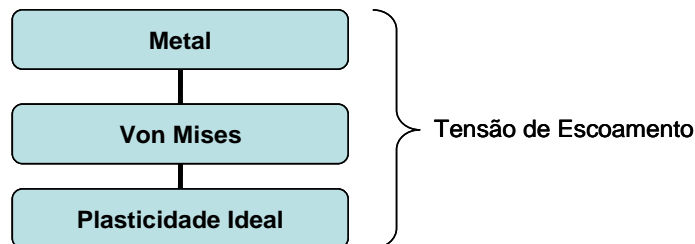


Figura 4-6 – Modelo constitutivo dos perfis de aço.

4.2.4 Modelo Constitutivo da Interface

O programa DIANA possui duas famílias de elementos de interfaces: interface estrutural, para análise estrutural e interface fluido-estrutura, utilizado em análises dinâmicas entre fluido e estrutura. Há ainda outro tipo de elemento finito que pode ser usado em substituição aos elementos de interface, os elementos de contato. Esses elementos geralmente são utilizados para analisar o contato entre elementos estruturais.

Os elementos de interface utilizados nos modelos deste trabalho foram do tipo estrutural. De acordo com as características físicas do modelo experimental, o correto seria a utilização de elementos de contato, pois a região discretizada não exerce influência sobre o comportamento da estrutura, apenas se tocam. Devido às dificuldades encontradas na introdução dos elementos de contato, foi escolhido um elemento de interface estrutural. Assim, para representar adequadamente o comportamento da ligação, as rigidezes dos elementos de interface foram reduzidas a um valor muito pequeno, próximo de zero.

Para as duas junções consideradas nos modelos numéricos, entre a chapa e o pilar e entre a viga e a laje, a interface foi discretizada pelo modelo constitutivo de fissuração (CRACKING), com fissuração discreta (DISCRETE CRACKING) e comportamento frágil. A Figura 4-7 apresenta o modelo constitutivo adotado para as interfaces.

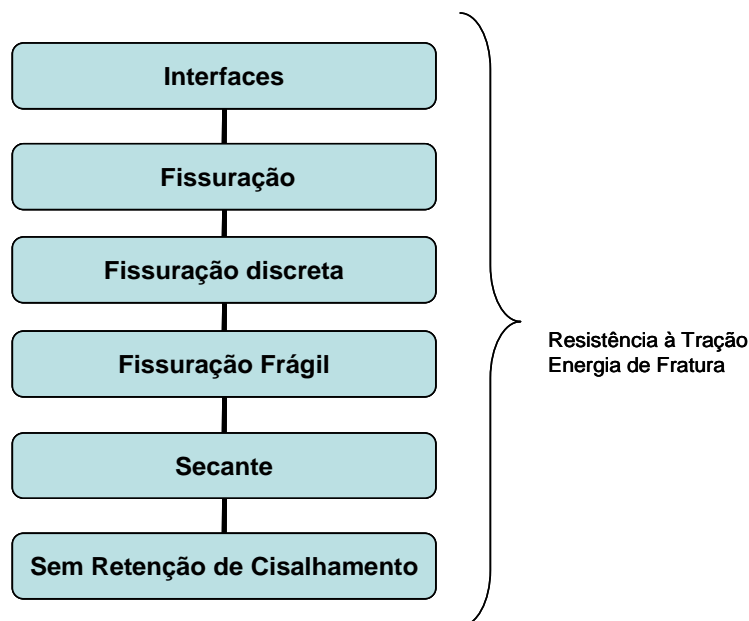


Figura 4-7 – Modelo constitutivo das interfaces.

4.2.5 Modelo Constitutivo da Armadura, Parafusos e Conectores

Os parafusos, a armadura da laje e os conectores de cisalhamento foram discretizados como REINFORCE, um recurso do programa DIANA específico para representar armaduras. O REINFORCE enrijece o elemento finito que atravessa, causando o mesmo efeito que barras de aço causam nas estruturas de concreto armado.

Como se trata de aço, foi utilizado também para a armadura, parafusos e conectores de cisalhamento o modelo de VON MISES com plasticidade ideal (Figura 4-8), como já explicado. A única propriedade do material necessária para esse modelo constitutivo é a tensão de escoamento.

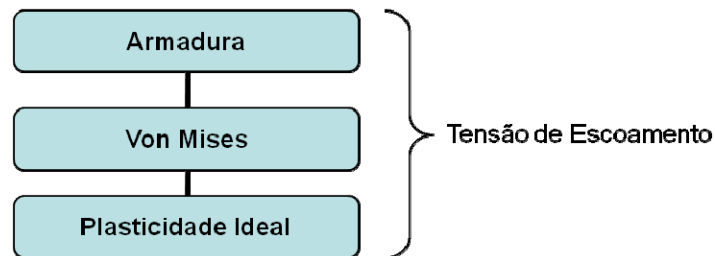


Figura 4-8 – Modelo constitutivo das armaduras e parafusos.

4.3 Caracterização dos modelos numéricos de ligação

O Modelo Piloto numérico, como no modelo experimental, é composto por pilar e viga, sem a presença da laje. Apenas metade do modelo foi discretizada numericamente, com a face de simetria passando no centro do pilar, como ilustrado na Figura 4-9.

Na construção do modelo numérico, entre o tubo metálico e o concreto do núcleo foi considerada aderência perfeita entre os materiais e na junção do pilar com a viga, ou seja, no local de contato entre o tubo metálico e a chapa de topo, foi utilizado elemento de interface L8IF com resistência próxima de zero. Esse artifício foi utilizado para que todos os esforços fossem direcionados para os parafusos.

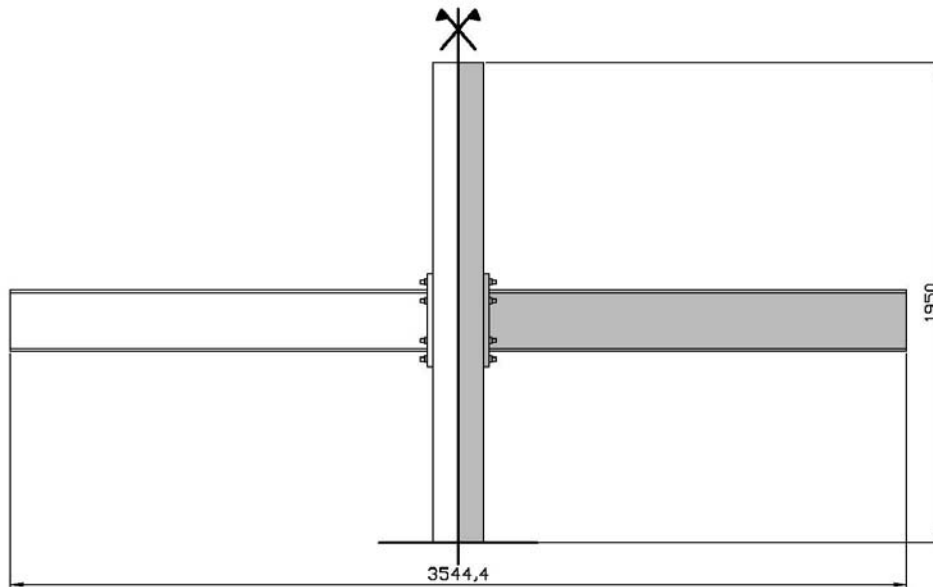


Figura 4-9 – Representação da simetria do Modelo Piloto.

A malha de elementos finitos gerada ficou com 682 elementos e 771 nós. O elemento de interface utilizado foi o L8IF e, para o concreto e o aço, foi selecionado o elemento isoparamétrico Q8MEM. É apresentada na Figura 4-10 a malha de elementos finitos do modelo piloto.

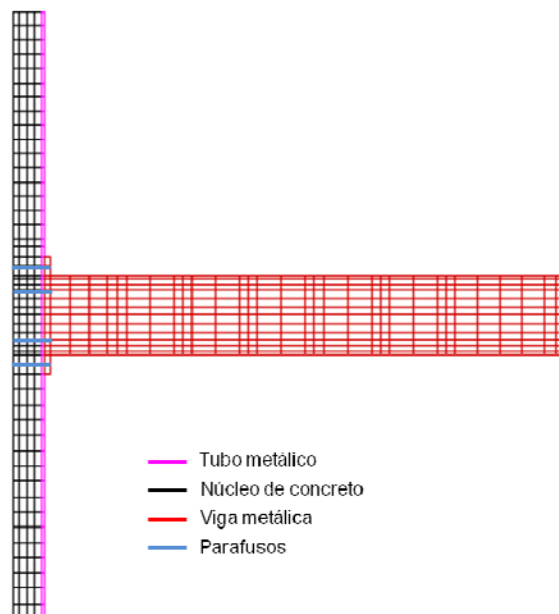


Figura 4-10 – Representação da malha de elementos finitos do Modelo Piloto.

Com base no esquema utilizado nos ensaios nos modelos físicos, as condições de contorno adotadas na simulação numérica foram as restrições aos deslocamentos nas direções x e y aplicadas na base e no topo do pilar. A análise foi realizada com controle de força, sendo esse esforço aplicado em um ponto próximo da extremidade da viga, localizado à 1580 mm da ligação, como ilustra a Figura 4-11.

As espessuras elementos que compõem o modelo numérico foram as mesmas do modelo experimental com exceção do pilar. Como se optou pela discretização de metade do modelo, para que o momento de inércia do pilar fosse a mesma do pilar da ligação experimental, essa diferença foi compensada com o aumento da sua espessura. De acordo com os cálculos (Apêndice D) foi utilizada para todos os modelos de ligação a espessura de 800 mm para o pilar, quatro vezes superior a dimensão real desse elemento.

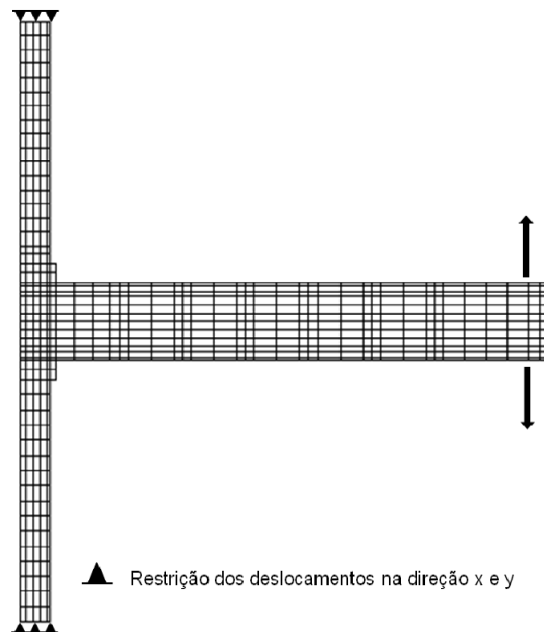


Figura 4-11 – Condições de contorno do Modelo Piloto.

Os modelos de ligação experimentais definidos neste trabalho como Modelos 1, 2 e 3 são composto por um pilar, duas vigas em balanço e laje mista do tipo com forma de aço incorporada. Da mesma maneira que foi realizado para o Modelo Piloto, apenas metade dos modelos de ligação físicos foram modelados (Figura 4-12), utilizando também um pilar mais espesso para a compensação do momento de inércia, tornando-o mais representativo.

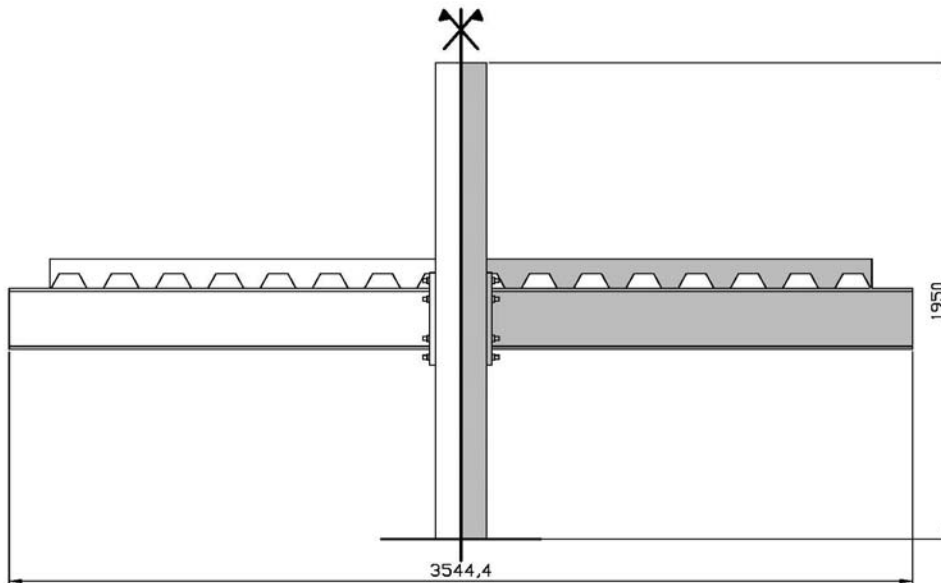


Figura 4-12 – Representação da simetria dos Modelos 1, 2 e 3.

A geometria gerada no modelo numérico dessas ligações foi a mesma para todos, com a variação apenas da taxa de armadura e comprimento da armadura de continuidade, que para o Modelo 3 é menor em função do método de ancoragem utilizado. O elemento finito utilizado para o concreto e o aço foi o Q8MEM e para as interfaces o elemento L8IF. Mesmo com a diferença no comprimento da armadura de continuidade localizada na laje, a malha de elementos finitos final gerada para os Modelos 1, 2 e 3 foi a mesma apresentando 903 nós e 775 elementos. A Figura 4-13 apresenta a malha de elementos finitos com a indicação dos elementos estruturais que compõem os Modelos 1 e 2, e a Figura 4-14 do Modelo 3.

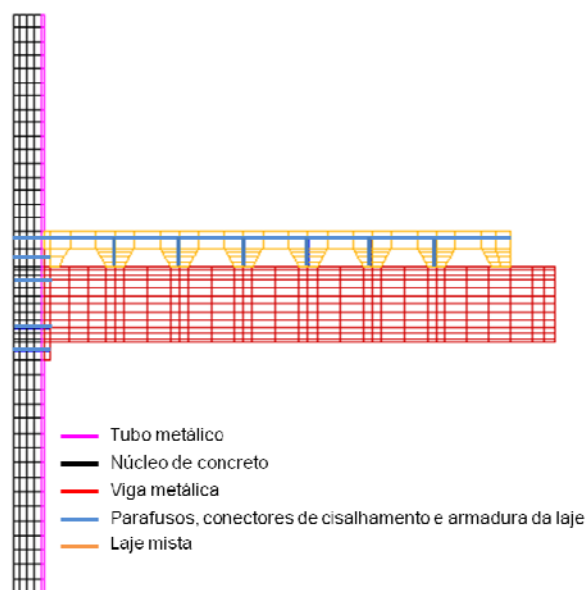


Figura 4-13 – Representação da malha de elementos finitos dos Modelos 1 e 2.

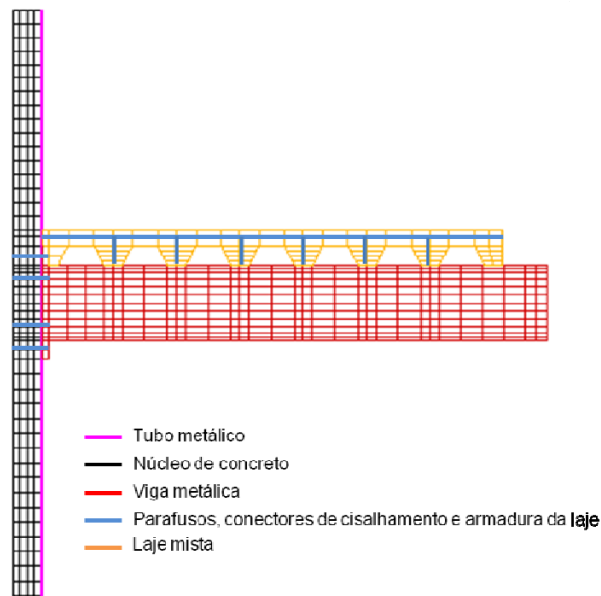


Figura 4-14 – Representação da malha de elementos finitos do Modelo 3.

Para informar ao programa que as linhas de contato entre a chapa de topo e o pilar e também, entre a mesa superior da viga e a laje não se apresentavam aderência perfeita entre esses elementos, foram utilizados elementos de interface nesses locais.

A ligação entre a viga e a laje foi realizada por meio de conectores de cisalhamento, discretizados na modelagem como REINFORCE. Para que esses conectores recebessem todos os esforços, foram atribuídas rigidezes normais e tangenciais próximas de zero a essa interface, como já mencionado. O mesmo foi feito para a interface entre a chapa de topo e o pilar preenchido, no qual a interface foi discretizada com propriedades referentes às rigidezes com valores próximos de zero para que os parafusos resistissem a todos os esforços, como no ensaio realizado. Procedimento análogo foi realizado para os parafusos, como foi feito para o Modelo Piloto.

As condições de contorno adotadas para a simulação numérica foram as restrições ao deslocamento em x e y na base do pilar, em x na face de simetria e também em x no topo do pilar, garantindo as mesmas condições do ensaio em laboratório. A representação das condições de contorno consta na Figura 4-15.

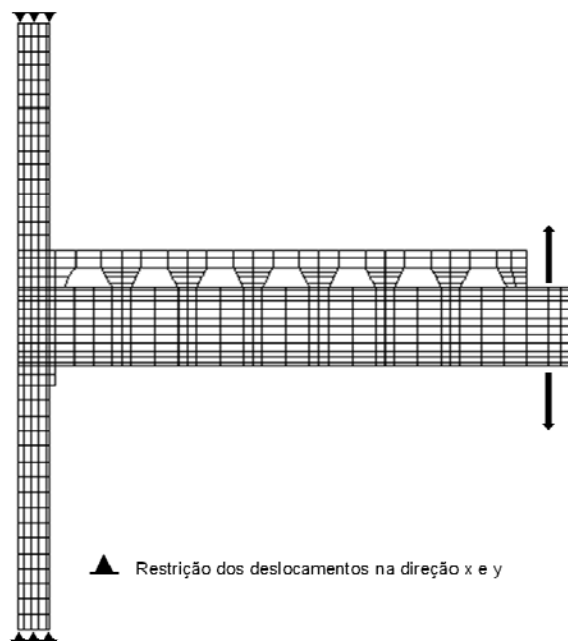


Figura 4-15 – Condições de contorno dos Modelos 1, 2 e 3.

A quantidade de armadura utilizada nos modelos numéricos corresponde a área de aço das quatro barras mais próximas ao pilar, ou seja, das barras ancoradas e das primeiras localizadas nas laterais. Esse critério foi adotado em observância aos resultados experimentais de deformação das barras de aço, como mostrado no capítulo 3.

Para os modelos com taxa de armadura de 1% (Modelos 1 e 3), a área de aço utilizada foi de 490 mm² (4 ϕ 12,5 mm). No caso do Modelo 2, que possuía taxa de 1,5%, a área de aço adotada foi de 1030 mm² (2 ϕ 16 mm e 2 ϕ 20 mm).

Para parafusos de todos os modelos de ligação, incluindo o Modelo Piloto, foi utilizada para cada linha do modelo numérico plano, a área de aço correspondente a duas unidades, exatamente como no modelo experimental. Como foram utilizados parafusos de 16 mm de diâmetro, a área adotada foi de 400 mm².

Os conectores de cisalhamento utilizados foram os mesmos da pesquisa de De Nardin (2007), de onde foram retirados os valores de suas propriedades. Foram utilizados seis conectores cada viga, cada um deles com 100 mm de altura e 19 mm de diâmetro, referente a uma área de aço de 283 mm² cada, a qual foi adotada na discretização desse elemento nos modelos de ligação numéricos.

As propriedades dos materiais utilizadas na simulação numérica foram àquelas determinadas nos ensaios de caracterização, e outras, como energia de fratura, que não foi

possível determinar experimentalmente, foi determinada com base em prescrições do CEB MC 90 (CEN, 1990) supondo que na produção dos concretos tenham sido utilizados agregados de dimensão máxima de 19 mm.

A Tabela 4-1 resume todas as propriedades adotadas para cada elemento de cada modelo numérico, cabe salientar que foram utilizados os mesmos perfis metálicos, os mesmos parafusos e os mesmos conectores de cisalhamento em todos os modelos. Com relação às barras de aço da armadura da laje, para o Modelo 2, que utilizou barras de diferentes diâmetros (16 mm e 20 mm), as propriedades adotadas foram as médias aritméticas dos valores obtidos dos ensaios de tração para cada diâmetro. Para os Modelos 1 e 3, que utilizaram apenas barras de 12 mm de diâmetro, não houve dúvidas quanto aos valores de tensão de escoamento e módulo de elasticidade a serem adotados, sendo esses os obtidos nos ensaios de caracterização dessas barras.

Para informações como módulo de elasticidade dos parafusos e conectores de cisalhamento que ficaram faltando em função de problemas nos ensaios de tração e falta de informações do fabricante respectivamente, foram adotados valores nominais característicos de cada material.

As espessuras adotadas para o pilar, viga (mesas e alma), chapa de topo e laje mista foram as mesmas dos modelos experimentais e se encontram resumidas na Tabela 4-2.

Os ciclos de carregamento aplicados na simulação numérica foram iguais aos realizados em laboratório, em mesmo número e intensidade. Para o Modelo Piloto, os ciclos foram realizados com a aplicação de 372 passos de carga de 4 kN. Para os modelos de ligações com laje, no qual foram realizados um número inferior de ciclos, foram aplicados 557 passos de carga, também de 4 kN. Optou-se por passos dessa magnitude para tornar o processamento mais rápido, já que não ocorrem problemas de convergência.

A análise utilizada na simulação numérica foi a não linear, com a consideração apenas da não linearidade física dos materiais. Para a resolução do sistema não linear foi adotado o método secante com critério de verificação da convergência por normas de força e deslocamento.

Tabela 4-1 – Propriedades dos materiais adotadas nas modelagens.

MODELO PILOTO – CONCRETO DO PILAR				
Resistência à Tração (MPa)	Resistência à Compressão (MPa)	Módulo de Elasticidade (MPa)	Energia de Fratura (Nm/m²)	Poison (ν)
3,27	56,38	40606,00	0,136	0,2
CONCRETO DO PILAR DOS MODELOS 1, 2 E 3				
Resistência à Tração (MPa)	Resistência à Compressão (MPa)	Módulo de Elasticidade (MPa)	Energia de Fratura (Nm/m²)	Poison (ν)
3,59	54,81	38415,51	0,136	0,2
CONCRETO DA LAJE DO MODELO 1				
Resistência à Tração (MPa)	Resistência à Compressão (MPa)	Módulo de Elasticidade (MPa)	Energia de Fratura (Nm/m²)	Poison (ν)
3,77	51,41	34333,65	0,136	0,2
CONCRETO DA LAJE DO MODELO 2				
Resistência à Tração (MPa)	Resistência à Compressão (MPa)	Módulo de Elasticidade (MPa)	Energia de Fratura (Nm/m²)	Poison (ν)
2,87	42,55	33220,64	0,136	0,2
CONCRETO DA LAJE DO MODELO 3				
Resistência à Tração (MPa)	Resistência à Compressão (MPa)	Módulo de Elasticidade (MPa)	Energia de Fratura (Nm/m²)	Poison (ν)
3,27	47,39	35279,45	0,136	0,2
PERFIS METÁLICOS				
Tensão de Escoamento (MPa)		Módulo de Elasticidade (MPa)	Poison (ν)	
350,00		235000,00	0,3	
PARAFUSOS				
Tensão de Escoamento (MPa)		Módulo de Elasticidade (MPa)	Poison (ν)	
350,00		200000,00	0,3	
CONECTORES DE CISALHAMENTO				
Tensão de Escoamento (MPa)		Módulo de Elasticidade (MPa)	Poison (ν)	
250,00		200000,00	0,3	
ARMADURA - MODELOS 1 E 3				
Tensão de Escoamento (MPa)		Módulo de Elasticidade (MPa)	Poison (ν)	
525,81 (Barras de φ 12,5 mm)		201245,00	0,3	
ARMADURA - MODELO 2				
Tensão de Escoamento (MPa)		Módulo de Elasticidade (MPa)	Poison (ν)	
579,68 (Barras de φ 16 mm e 20 mm)		204596,00	0,3	

Tabela 4-2 – Dimensões na direção z utilizadas nas modelagens das ligações.

Propriedade	Largura (mm)
Mesa	100,0
Alma	6,3
Chapa	155,0
Pilar	800,0
Laje	800,0

4.4 Apresentação dos resultados numéricos

Para a análise numérica das ligações mistas estudadas experimentalmente foram utilizados dados de força aplicada, deslocamento vertical da viga, rotação da ligação, momento fletor e tensões geradas nos elementos metálicos, armaduras e parafusos.

O programa DIANA fornece diretamente os dados de força e deslocamento e tensões. Para a determinação da rotação foi utilizado o deslocamento vertical de um ponto da viga distante 210 mm da ligação, sendo esta igual à tangente do ângulo formado com a horizontal. Não foi utilizado o deslocamento do ponto de aplicação da força em função dos deslocamentos gerados pela deformação da viga. O momento fletor foi obtido pelo produto da força pela distância.

No caso das tensões, dois tipos foram analisados:

- As tensões principais;
- As tensões equivalentes de Von Mises.

As tensões principais são tensões consideradas em apenas um plano, ou seja, são tensões normais que agem em planos principais sem a influência de tensões cisalhantes. Com esse tipo de análise é possível identificar a localização de tensões máximas ou de tração (positivas) e mínimas ou de compressão (negativas).

Já a tensão equivalente de Von Mises combina os efeitos das tensões normais e das cisalhantes, gerando uma tensão de tração resultante de acordo com o critério de resistência baseado na energia de distorção dos materiais.

4.4.1 Modelo Piloto

Os ciclos de carregamento aplicados no modelo numérico foram iguais aos ciclos aplicados no modelo experimental e, como pode ser observado na Figura 4-16, para os ciclos de força de pouca intensidade, as curvas se sobrepuseram, apresentando perda de rigidez apenas ao atingir valores de força superiores a 35 kN. Para a força máxima aplicada no modelo (50 kN) o deslocamento da viga abaixo do ponto de aplicação da força foi de aproximadamente 20 mm.

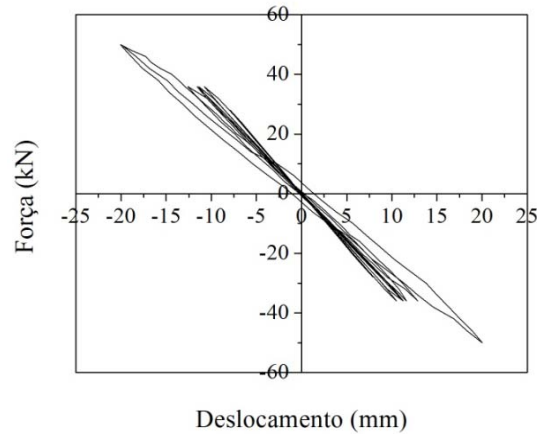


Figura 4-16 – Curva força versus deslocamento para o Modelo Piloto Numérico.

Para determinar a força máxima resistida pela ligação do Modelo Piloto foi realizada a simulação numérica com carregamento monotônico, no sentido de momento fletor negativo, o que simula os esforços provenientes da utilização e peso próprio da estrutura.

De acordo com os resultados obtidos (Figura 4-17) a força máxima resistida é de 64 kN, com o início da plastificação da ligação ocorrendo com 35 kN, patamar também identificado nos resultados da simulação numérica para carregamento cíclico, no qual a ligação começou a perder rigidez. Tomando como referência a força máxima, o momento fletor negativo máximo resistido é de 101 kNm, 14% superior ou inferior ao momento resistivo de cálculo determinado no Apêndice A.

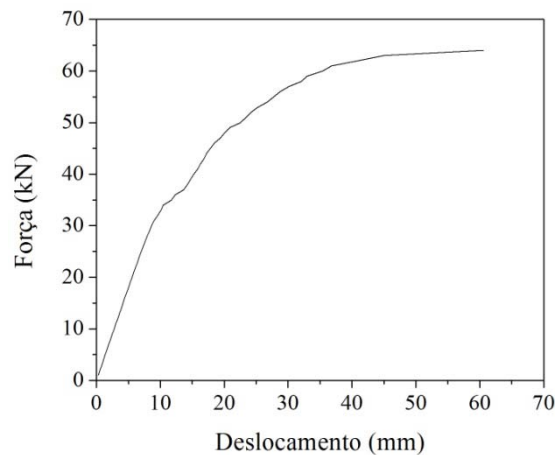


Figura 4-17 – Curva força versus deslocamento para carregamento monotônico do Modelo Piloto Numérico.

A curva momento fletor *versus* rotação também foi construída para a análise da rigidez da ligação do Modelo Piloto. Foram utilizadas para isso as leituras de força, que multiplicada pela distância da ligação forneceu o momento fletor gerado, e o deslocamento vertical de um ponto da viga localizado a 210 mm da ligação, para que os deslocamentos provenientes da deformação da viga não interferissem na determinação da rotação da ligação.

A curva da Figura 4-18 indica que o momento fletor máximo aplicado na ligação do Modelo Piloto foi de 79 kNm, tanto no sentido positivo quanto negativo, provocando uma rotação de 0,007 rad. A rigidez inicial desenvolvida pelo Modelo Piloto foi de 21323,58 kNm/rad, determinada a partir da inclinação da reta central da curva.

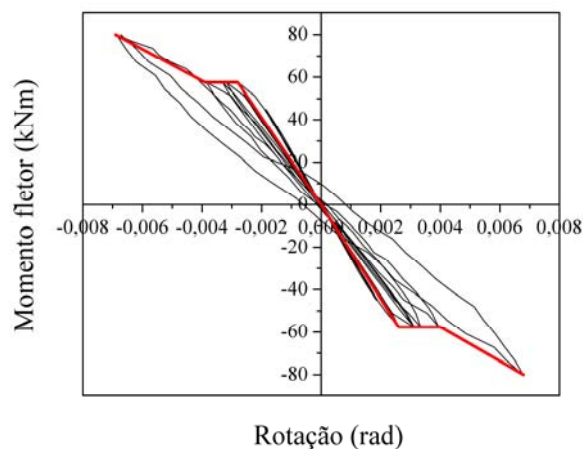
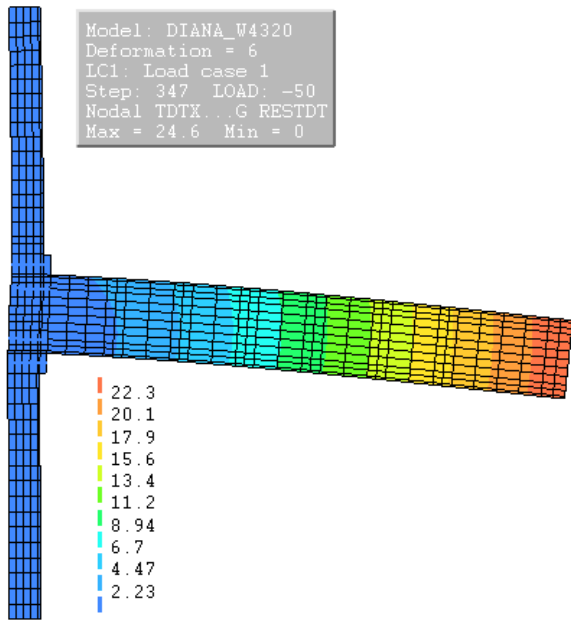


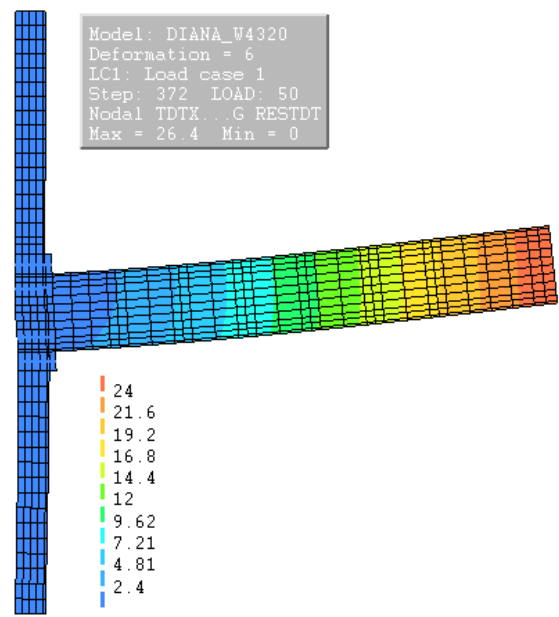
Figura 4-18 – Curva momento fletor *versus* rotação do Modelo Piloto Numérico.

A Figura 4-19 ilustra a distribuição dos deslocamentos resultantes ao longo de todo o modelo nos picos do último ciclo de carregamento. De acordo com os resultados da simulação numérica do Modelo Piloto, o deslocamento máximo da viga foi de 24,6 mm para momento fletor negativo e 26,4 mm para positivo.

Para o último estágio de ciclos, a viga e os parafusos já se encontravam com tensões além da determinada como tensão de escoamento para o aço. A viga apresentou tensões principais da ordem de 398 MPa nas regiões das mesas superior e inferior, acima da tensão de escoamento adotada para o material, que foi de 350 MPa de acordo com os ensaios de caracterização. Os parafusos também alcançaram o escoamento, atingindo 350 MPa de tensão. Esses valores de tensão foram observados tanto para momento fletor positivo quanto negativo. Na Figura 4-20 podem ser observadas as distribuições das tensões ao longo da viga e nos parafusos.

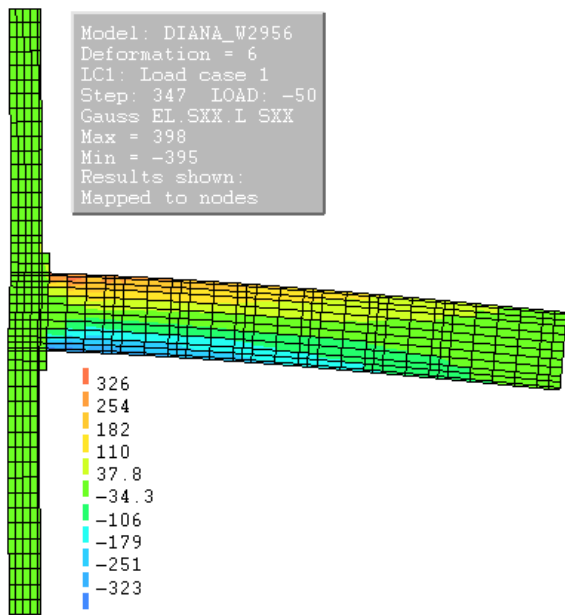


(a) Representação dos deslocamentos máximos para momento fletor negativo

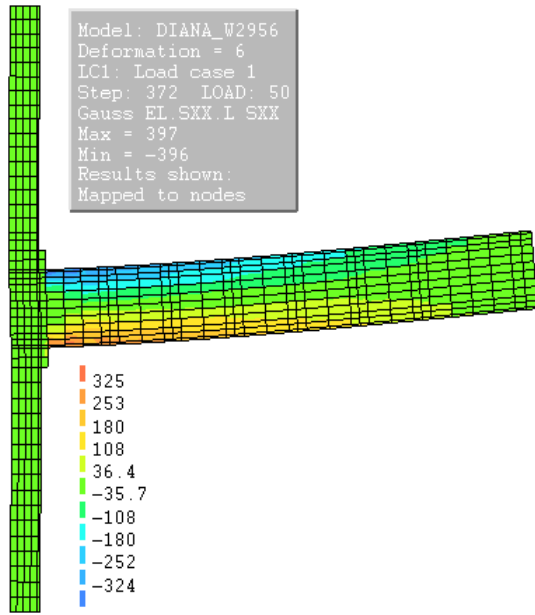


(b) Representação dos deslocamentos máximos para momento fletor positivo

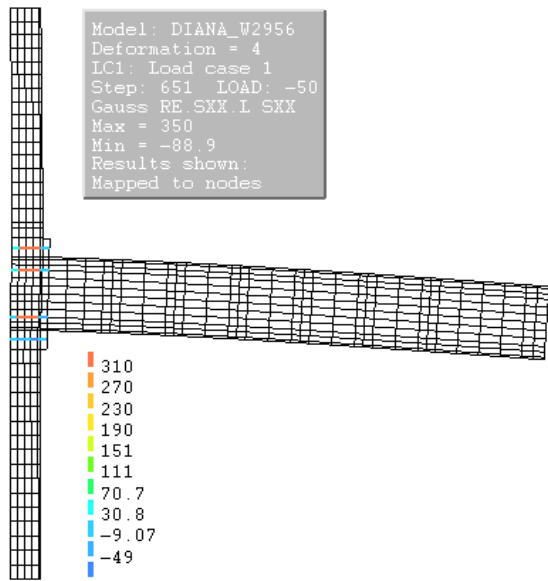
Figura 4-19 – Representação dos deslocamentos verticais da modelagem do Modelo Piloto.



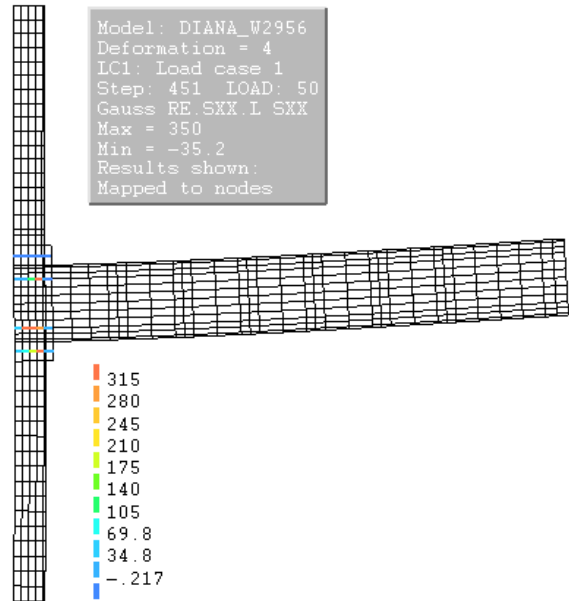
(a) Representação das tensões principais nos perfis para momento fletor negativo



(b) Representação das tensões principais nos perfis para momento fletor positivo



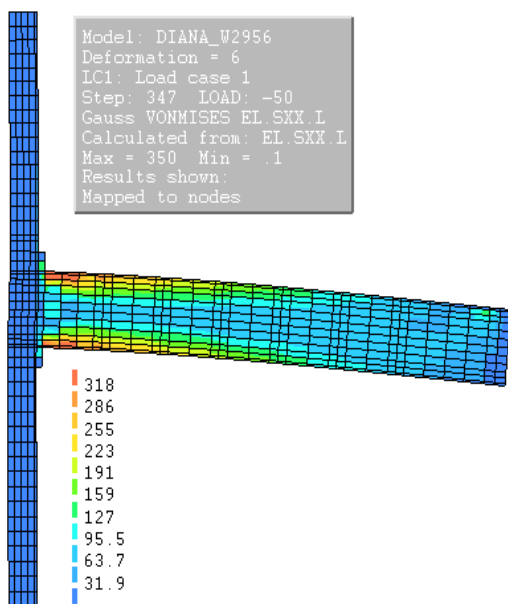
(c) Representação das tensões nos parafusos para momento fletor negativo.



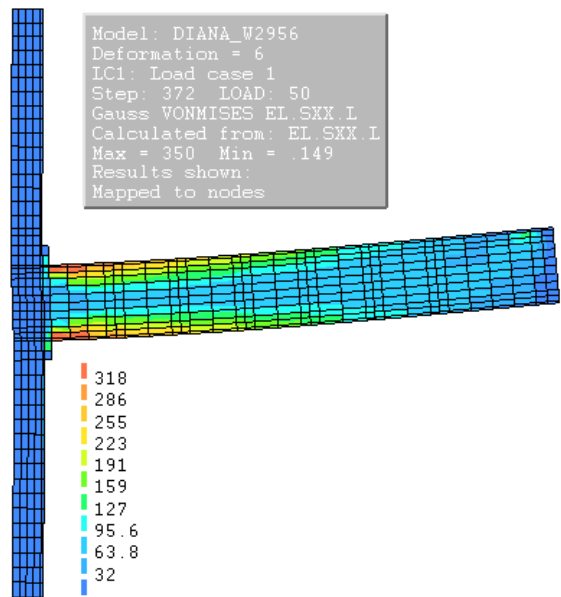
(d) Representação das tensões nos parafusos para momento fletor positivo

Figura 4-20 – Tensões para o último estágio de carregamento do Modelo Piloto

Para identificação dos locais onde ocorreu o escoamento da viga, foi determinado também as tensões de Von Mises, já que foi utilizado esse critério de resistência para a análise do comportamento da estrutura. Como pode ser observado na Figura 4-21, as tensões se concentraram na região das mesas.



(a) Tensões de Von Mises para momento fletor negativo



(b) Tensões de Von Mises para momento fletor positivo

Figura 4-21 – Tensões de Von Mises para o Modelo Piloto.

4.4.2 Modelo 1

Como no estudo experimental, o Modelo 1 foi submetido a ciclos de força de intensidade de 60 kN e 75 kN. Foram realizados oito ciclos de carregamento no total, quatro para cada intensidade. Na simulação numérica a aplicação dos esforços também foi realizada com controle de força.

A partir da curva força *versus* deslocamento foi possível identificar a força máxima resistida pela ligação e o deslocamento vertical máximo da viga abaixo do ponto de aplicação dessa força. Foram traçadas as curvas força *versus* deslocamento para carregamento monotônico (momento fletor negativo), para identificação da força máxima resistida pela ligação, e para carregamento cíclico (Figura 4-22), para comparação com os resultados experimentais, já que nos ensaio o colapso do modelo não ocorreu na ligação viga-pilar, mas sim na ligação entre a viga e a laje através dos conectores de cisalhamento. Esse ocorrido impossibilitou alcançar o limite da ligação viga-pilar durante o ensaio.

Como os ciclos de força realizados não atingiram níveis altos, próximos do limite resistente da ligação, não ocorreram diferenças significativas no seu comportamento, comparando os deslocamentos verticais gerados durante a aplicação de forças positivas e negativas. Para os dois sentidos foi aplicada força máxima de 75 kN, sendo que no sentido positivo o deslocamento vertical gerado foi de 53,4 mm e no sentido oposto de 51,3 mm.

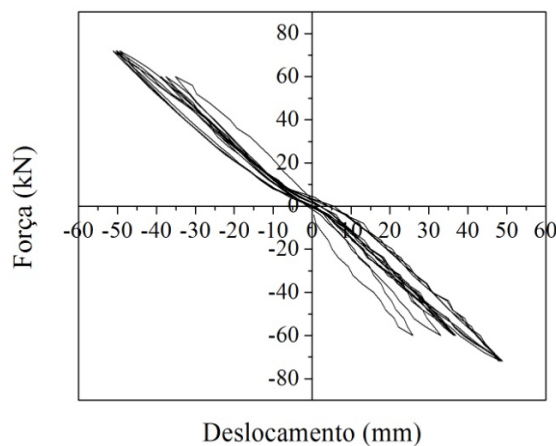


Figura 4-22 – Curva força versus deslocamento do Modelo 1 Numérico.

Na Figura 4-23 está a curva força *versus* deslocamento resultante da simulação numérica para carregamento monotônico. Com base nesses resultados foi possível constatar que a capacidade máxima da ligação do Modelo 1 é de aproximadamente 86 kN no sentido negativo de momento fletor, dando origem a um deslocamento vertical no ponto de aplicação

As imagens geradas da configuração do modelo com relação aos deslocamentos provocados pelos esforços para o último ciclo (Figura 4-25). Essas imagens mostraram que o houve certo giro do pilar na região da ligação e também a indicação do desprendimento da laje quando submetida a momento fletor negativo. Os deslocamentos máximos, como já comentado, foi superior quando a viga foi emperrada para cima, gerando momento fletor negativo.

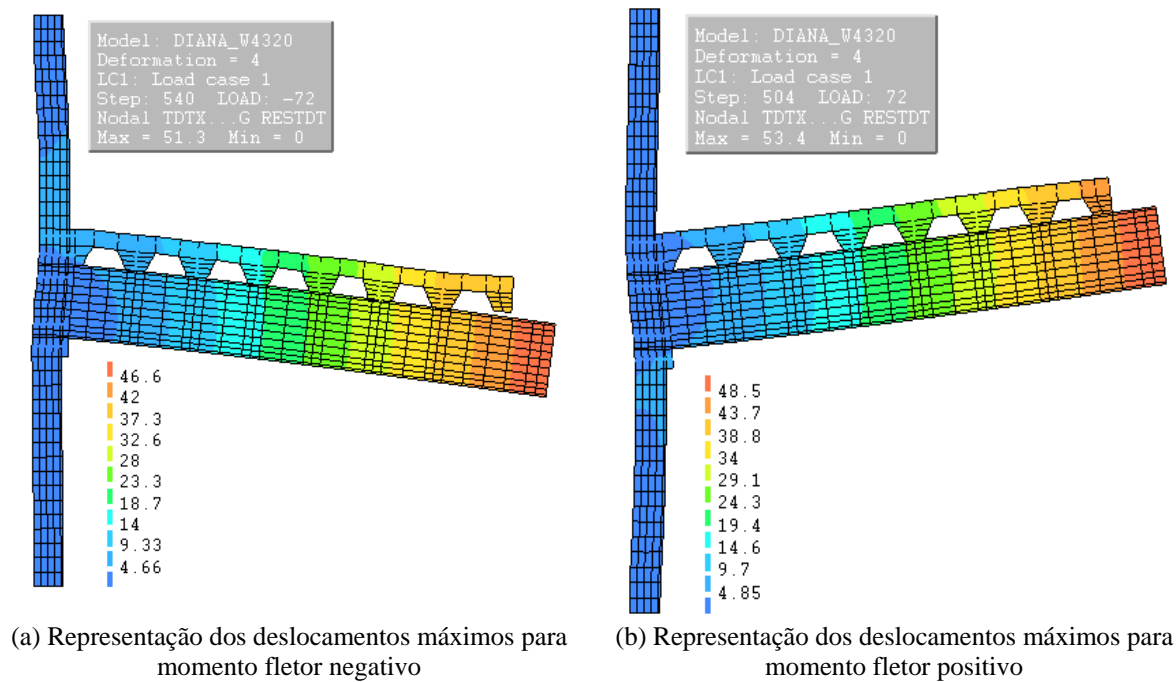
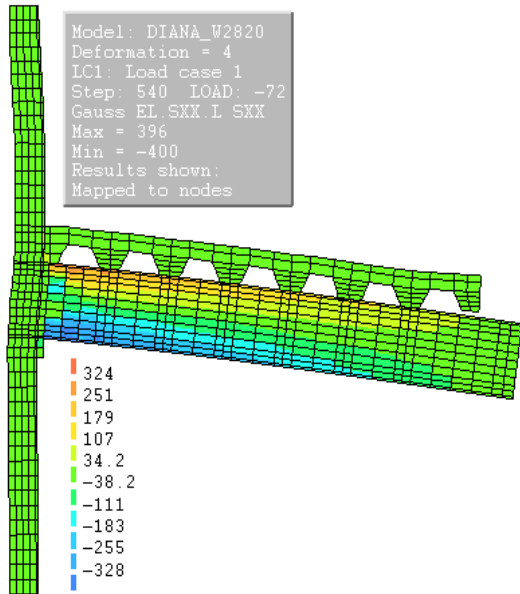


Figura 4-25 – Representação dos deslocamentos verticais do Modelo 1 Numérico.

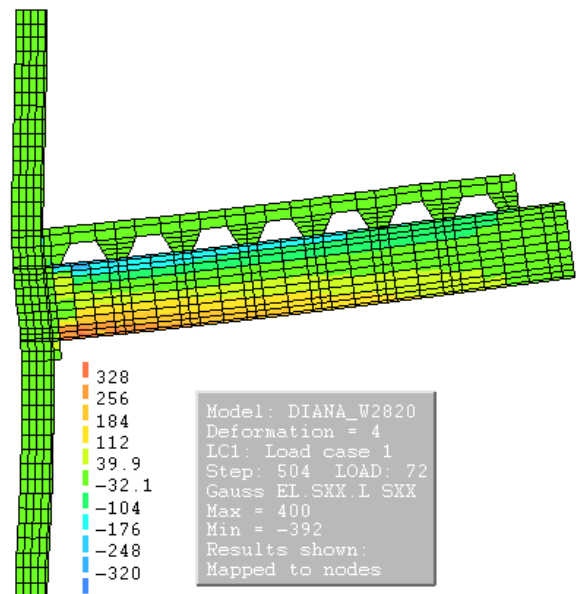
Outro ponto importante para a análise do comportamento da ligação é a distribuição das tensões. De acordo com os ensaios de caracterização dos perfis de aço, a tensão de escoamento obtidas para esses elementos foi de 350 MPa e como critério de resistência foi adotado o de Von Mises.

A Figura 4-26 e a Figura 4-26b ilustram a distribuição das tensões principais ao longo da estrutura para o último ciclo de força nos sentidos positivo e negativo, respectivamente, de momento fletor. Como as tensões principais não levam em consideração a influência da tensão de cisalhamento, os valores de tensão obtidos são superiores a tensão de escoamento do material, mas são importantes para a identificação dos locais mais tracionados e comprimidos. De acordo com os resultados, as mesas superior e inferior atingiram o escoamento, o que não ocorreu com os parafusos e a armadura da laje.

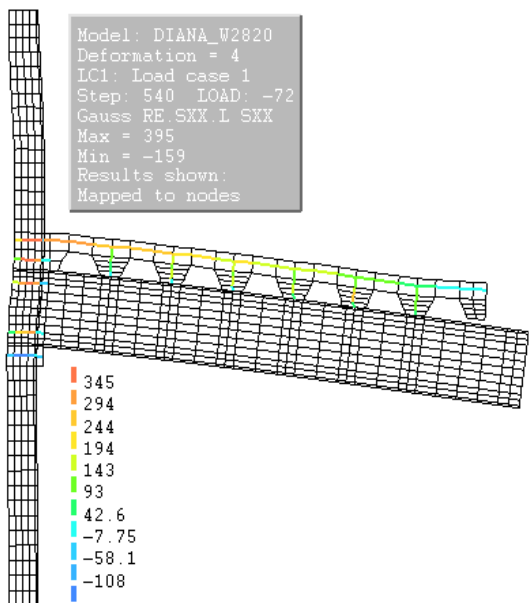
Na Figura 4-26c e Figura 4-26d estão representadas as tensões na armadura e nos parafusos da ligação. As tensões apresentadas mostram que a armadura da laje atingiu 395 MPa no sentido de momento fletor negativo, não alcançando o escoamento pois a resistência ao escoamento foi 525,81 MPa. Considerando também momento fletor negativo, o parafuso mais solicitado atingiu 345 MPa, chegando próximo a sua resistência ao escoamento que é de 350 MPa. O mesmo ocorreu no sentido oposto, para momento fletor positivo, no qual o parafuso mais solicitado foi submetido a tensões de 348 MPa.



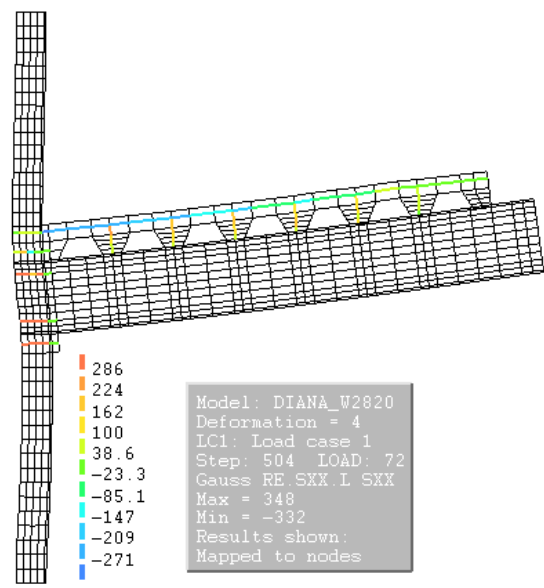
(a) Tensões Principais máximas para momento fletor negativo



(b) Tensões Principais máximas para momento fletor positivo



(c) Tensões máximas na armadura e parafusos para momento fletor negativo



(d) Tensões máximas na armadura e parafusos para momento fletor positivo

Figura 4-26 – Representação das tensões no Modelo 1 Numérico.

Na Figura 4-27a e Figura 4-27b estão representadas as tensões na direção y, que englobam as tensões nos conectores de cisalhamento. Como pode ser observado, essas tensões atingiram valores bastante elevados, chegando ao máximo de 261 MPa. No ensaio essas tensões fizeram com que a laje se desprendesse da viga em função da baixa resistência à tração que possui o concreto. Dessa forma o mecanismo de ruptura observado foi de fissuração do concreto com o arrancamento do conector de cisalhamento.

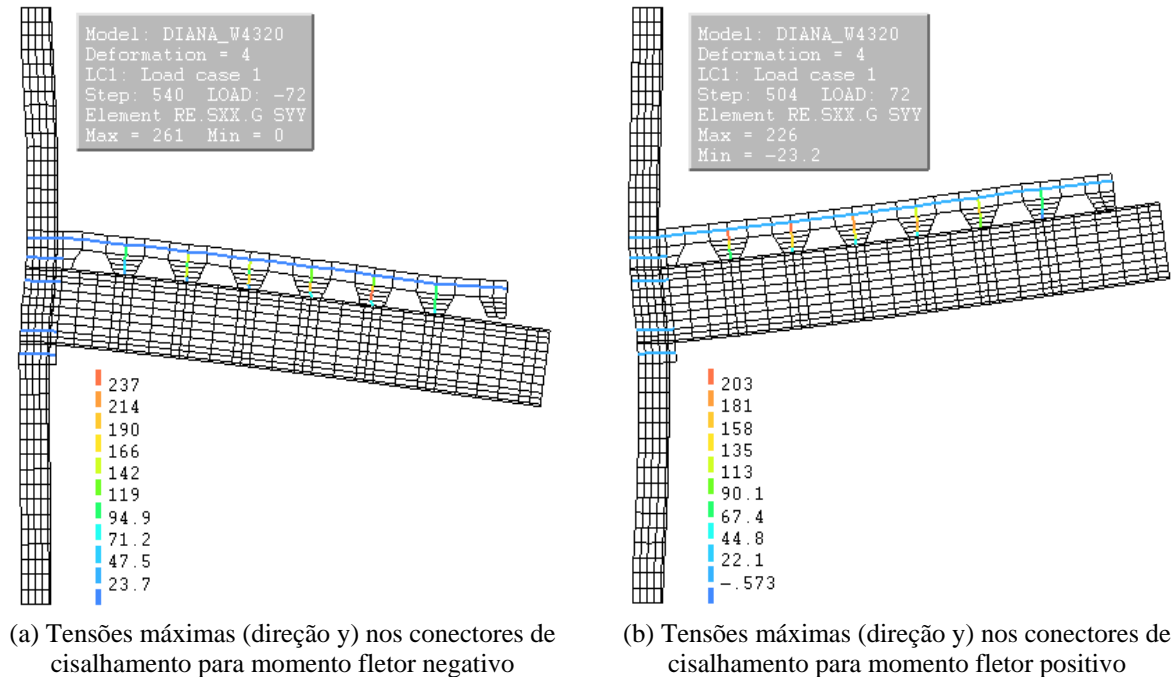
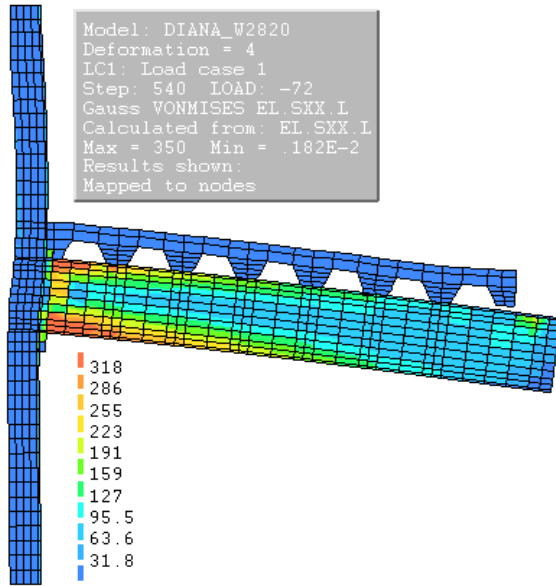


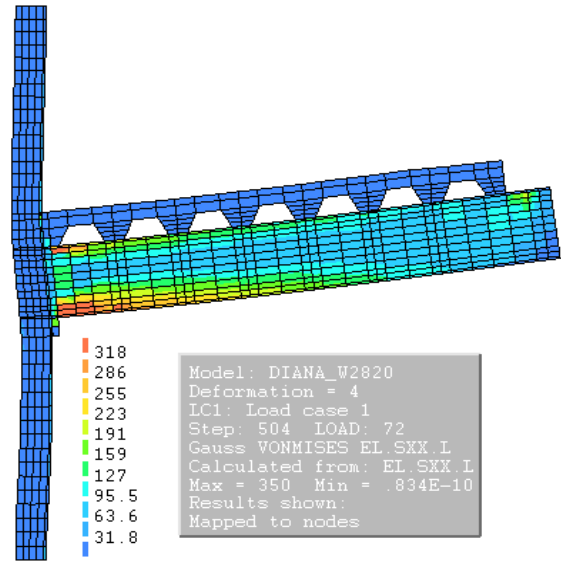
Figura 4-27 – Tensões nos conectores de cisalhamento do Modelo 1 Numérico.

As tensões equivalentes de Von Mises também indicaram que as mesas da viga atingiram a tensão máxima, chegando ao escoamento (Figura 4-27a e Figura 4-28b). As tensões de Von Mises refletem com mais exatidão o comportamento de uma estrutura porque ela resume um estado de tensões multidirecionais, sendo capaz de indicar a causa real da falha e dizer que combinações de tensão acarretaram a falha do elemento em estudo.

A fissuração apresentada na simulação numérica pelo Modelo 1 foi coerente com a abertura de fissuras que ocorreu no ensaio. A Figura 4-29 mostra o panorama de fissuração, sendo possível observar uma concentração de fissuras no pilar, na região da ligação, com fissuras mais pronunciadas representadas em vermelho próximas a base dos conectores de cisalhamento mais distantes da ligação.

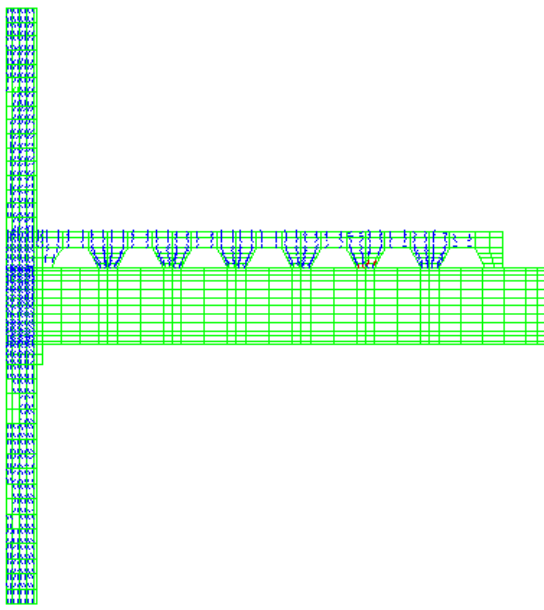


(a) Tensões de Von Mises para momento fletor negativo

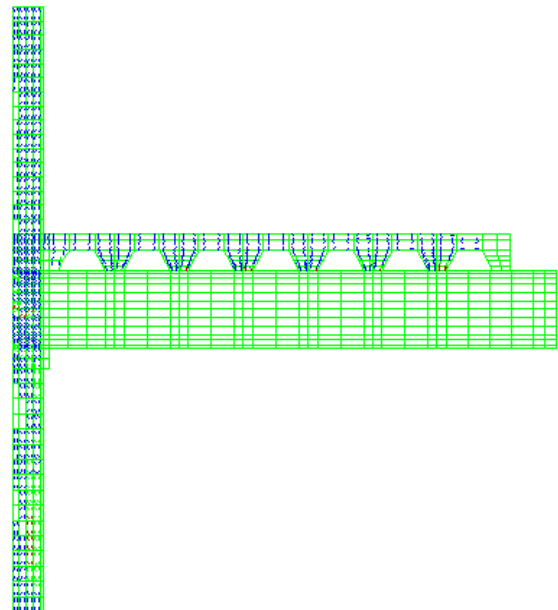


(b) Tensões de Von Mises para momento fletor positivo

Figura 4-28 – Tensões de Von Mises para o Modelo 1 Numérico.



(a) Panorama da fissuração para momento fletor negativo



(b) Panorama da fissuração para momento fletor positivo

Figura 4-29 – Representação da fissuração do Modelo 1 Numérico.

4.4.3 Modelo 2

Pode ser observado no final do ensaio do Modelo 2 o mesmo tipo de colapso ocorrido no ensaio do Modelo 1, com a ruptura da ligação entre a viga e a laje. Desse modo não foi possível alcançar e identificar a partir do ensaio o limite de resistência da ligação mista viga-pilar.

Antes da realização dos experimentos, foram determinados os momentos resistentes de cálculo das ligações. O momento resistente obtido para o Modelo 2, apresentado no Apêndice A, foi de 231,5 kNm e de acordo com a simulação numérica para carregamento monotônico a força máxima resistida é de 125 kN, correspondente a 197,5 kNm. A diferença entre os resultados foi de 14%.

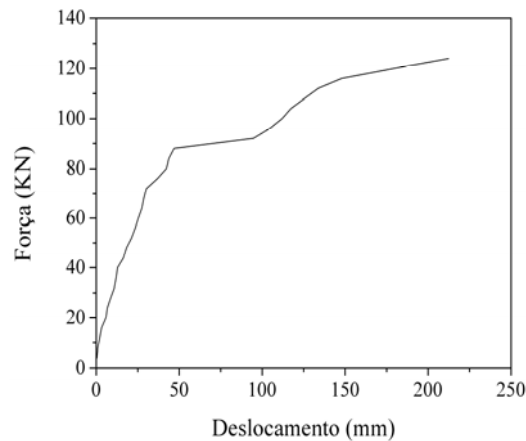


Figura 4-30 – Curva força *versus* deslocamento do Modelo 2 para carregamento monotônico.

A curva força *versus* deslocamento para o carregamento cíclico do Modelo 2 é apresentada na Figura 4-31 e ao analisar seu comportamento nota-se que ao ser aplicado 70 kN em ambos os sentidos de momento fletor não ocorrem diferenças muito significantes relacionadas a rigidez da ligação, pois para a mesma intensidade de força, para momento fletor positivo o deslocamento vertical abaixo do ponto de aplicação do esforço foi de 48 mm e para momento fletor negativo foi de 46 mm.

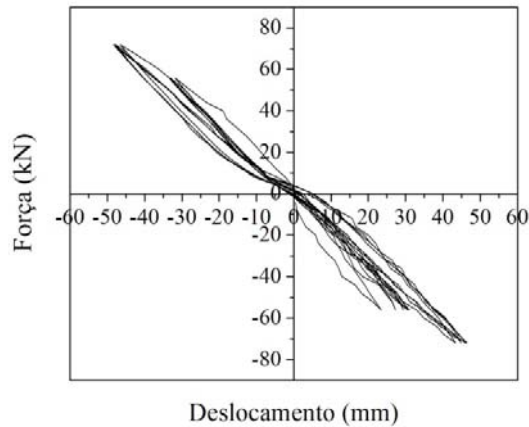


Figura 4-31 – Curva força *versus* deslocamento do Modelo 2 Numérico.

As rotações apresentadas pela ligação do Modelo 2 também foram semelhantes para ambos os sentidos de momento fletor. A curva momento fletor *versus* rotação do Modelo 2 (Figura 4-32) mostra que o momento fletor de 114 kNm, para momento fletor positivo a rotação foi 0,0038 rad e para momento fletor negativo 0,0035 rad. A rigidez inicial do Modelo 2 determinada a partir da curva no modelo numérico foi de 42615,68 kNm/rad.

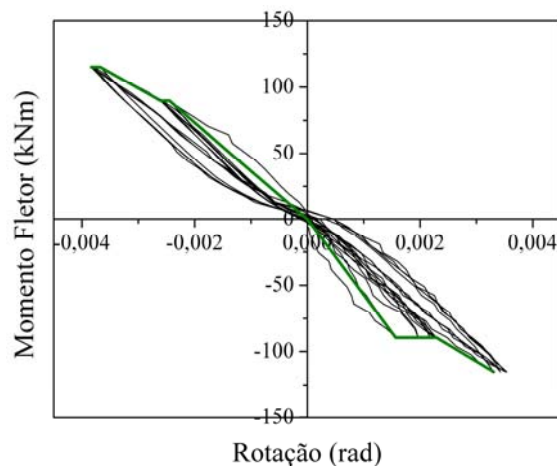
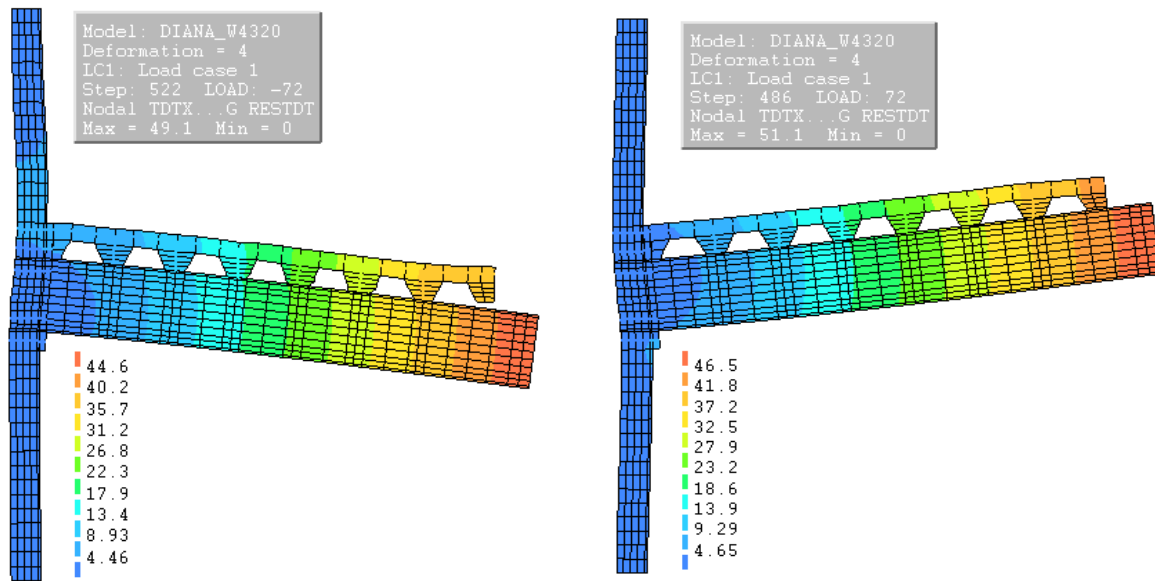


Figura 4-32 – Curva momento fletor *versus* rotação do Modelo 2 Numérico.

Para melhor visualização dos deslocamentos ao longo do modelo, foram geradas imagens com essas representações (Figura 4-33). Nessas imagens podem ser observado que para momento fletor positivo ocorreu o maior deslocamento vertical, sendo esse igual a 51,1 mm na extremidade da viga. No sentido oposto de momento fletor, o deslocamento foi de 49,1 mm. Os deslocamentos foram determinados para o último ciclo de força aplicado na

estrutura, com intensidade de força igual a 70 kN e momento fletor correspondente de aproximadamente 114 kNm.



(a) Representação dos deslocamentos máximos para momento fletor negativo

(c) Representação dos deslocamentos máximos para momento fletor positivo

Figura 4-33 – Representação dos deslocamentos verticais máximos do Modelo 2 Numérico.

De acordo com as tensões principais indicadas nas Figura 4-34a e Figura 4-34b, as mesas da viga alcançaram tensões acima de sua resistência ao escoamento no último ciclo de carregamento. A tensão principal máxima apresentada foi na mesa inferior, 398 MPa, quando foi submetida a momento fletor positivo de 114 kNm. Para momento fletor negativo a tensão foi semelhante para a mesa superior, com apenas 1kN de diferença, alcançou 397 MPa, com uma área comprimida maior que para o sentido oposto de momento.

Por se tratar de um modelo com taxa de armadura de laje maior, as tensões apresentadas por essas barras de aço foram bastante inferiores a tensão de escoamento. A Figura 4-34c e a Figura 4-34d ilustram os resultados obtidos na simulação numérica para as tensões nos parafusos e armadura nos dois sentidos de aplicação dos esforços. Ficou claro com esses resultados que a armadura não escoou, mas que os parafusos inferiores atingiram seu máximo de resistência ao escoamento quando aplicado momento fletor positivo.

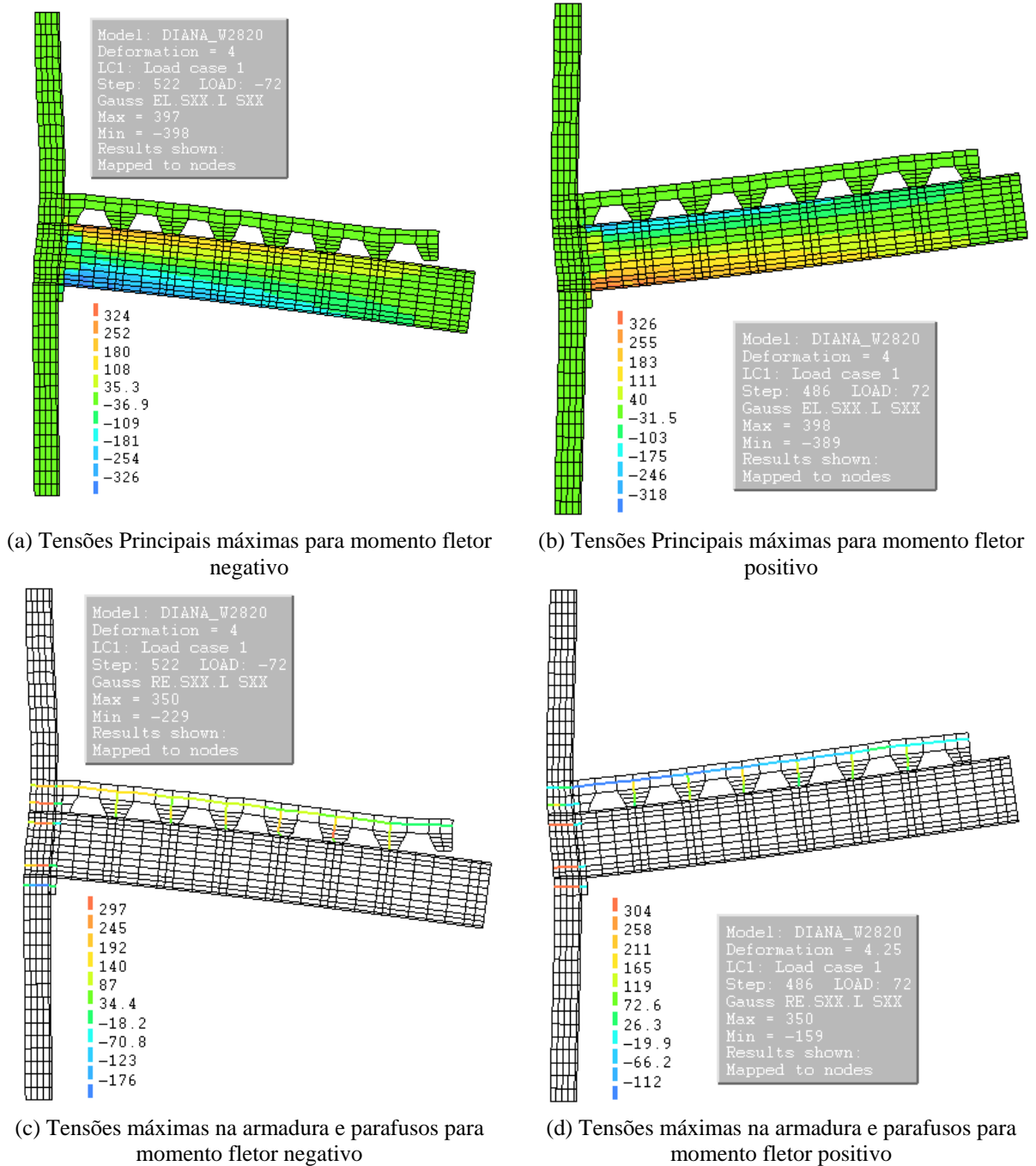


Figura 4-34 – Representação das tensões no Modelo 2 Numérico.

As tensões equivalentes de Von Mises estão representadas na Figura 4-35a e Figura 4-35b para momento fletor negativo e positivo respectivamente. Da mesma maneira que os resultados de tensões principais, as tensões de Von Mises indicaram o escoamento das mesas, nas regiões mais próximas da ligação, com solicitações também elevadas na chapa de topo, principalmente quando aplicado momento fletor negativo. Esse fato é justificado pela tensão de cisalhamento ser elevada nessa área.

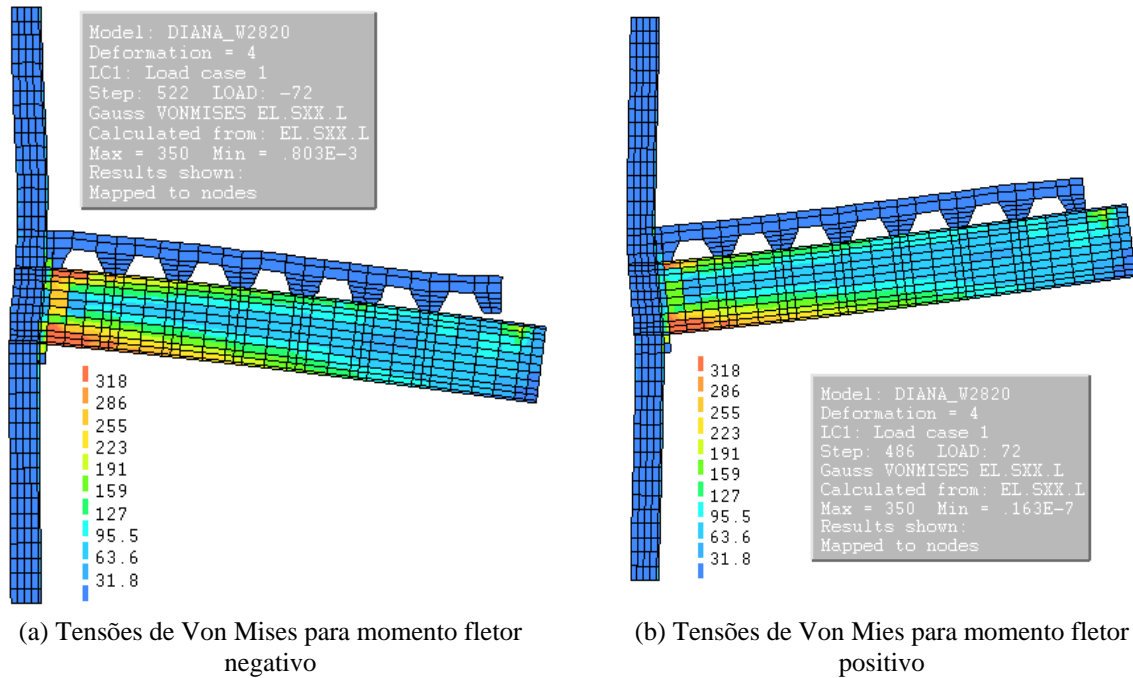
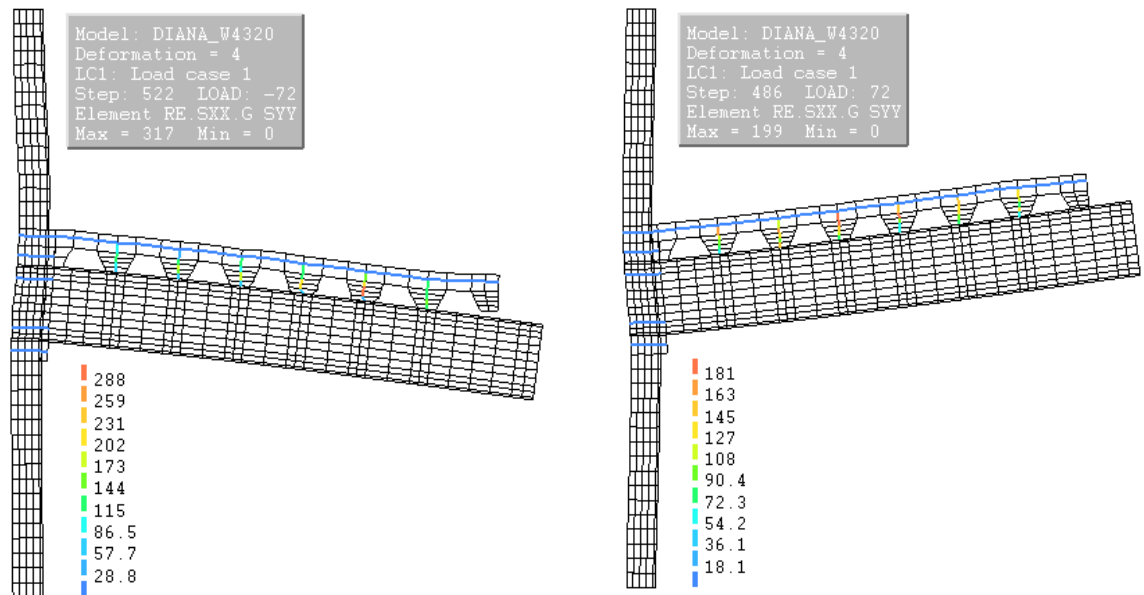


Figura 4-35 – Tensões de Von Mises para o Modelo 2 Numérico.

Os conectores de cisalhamento do Modelo 2 tiveram o mesmo comportamento do modelo de ligação comentado anteriormente. De acordo com a Figura 4-36a e a Figura 4-36b os conectores chegaram a desenvolver tensões de 317 MPa, indicando que foram muito solicitados, principalmente próximos do ponto de aplicação da força quando submetido a momento fletor negativo e mais próximos da ligação no caso de momento fletor positivo. Isso ocorreu porque quando a laje é tracionada a tendência é de descolamento da extremidade e, quando comprimida, os esforços de tração tendem a ocorrer nos conectores próximos da chapa de topo.

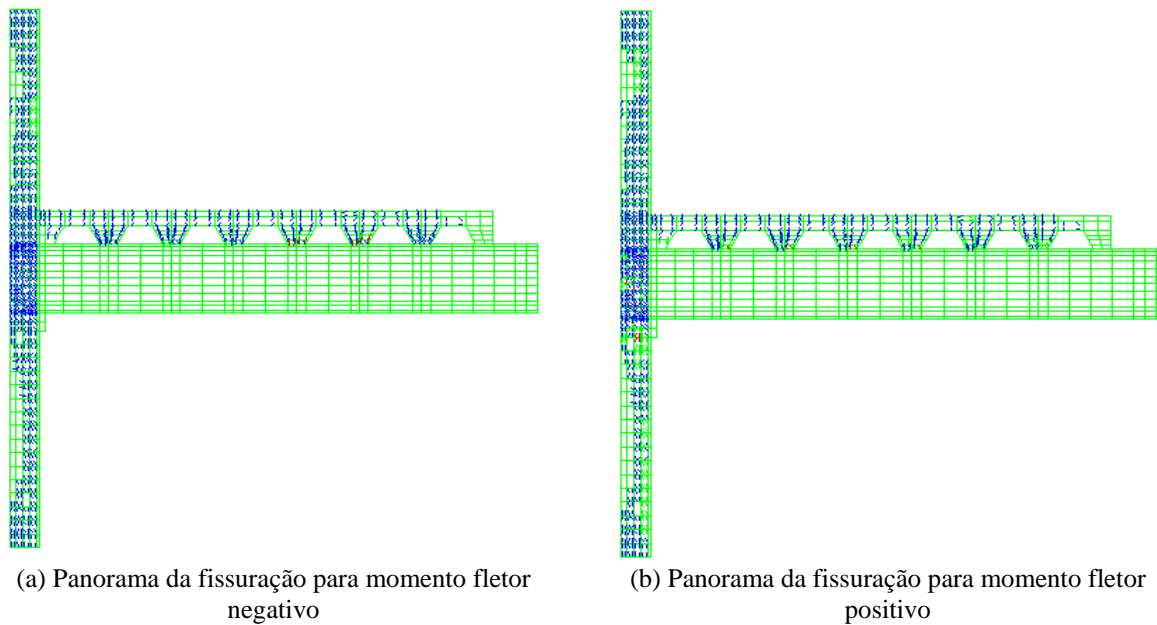
Como já observado, quanto a fissuração do concreto, a abertura de fissuras se concentra na região da ligação do pilar, onde a viga é conectada pelos parafusos e na base dos conectores de cisalhamento, seguindo o mesmo raciocínio da distribuição de tensões. Para momento fletor negativo as fissuras em vermelho se formam mais próximas ao ponto de aplicação da força e no sentido positivo ocorre perto da ligação. A Figura 4-37 apresenta o panorama de fissuração do Modelo 2.



(a) Tensões máximas (direção y) nos conectores de cisalhamento para momento fletor negativo

(b) Tensões máximas (direção y) nos conectores de cisalhamento para momento fletor positivo

Figura 4-36 – Tensões nos conectores de cisalhamento do Modelo 2 Numérico.



(a) Panorama da fissuração para momento fletor negativo

(b) Panorama da fissuração para momento fletor positivo

Figura 4-37 – Representação da fissuração do Modelo 2 Numérico.

4.4.4 Modelo 3

Como já era esperado para o comportamento do Modelo 3, houve certa perda de rigidez da ligação quando submetida a momento fletor negativo, como mostra a curva força *versus* deslocamento da Figura 4-38, no qual os deslocamentos verticais para esse sentido se apresentaram superior quando comparados ao sentido oposto de aplicação da força. No sentido positivo da força o deslocamento máximo foi de 47 mm quando a estrutura foi submetida a 65 kN. Para o sentido negativo, quando a armadura da laje é mais solicitada, para a mesma intensidade de força o deslocamento vertical foi de 56 m, abaixo do ponto de aplicação da força.

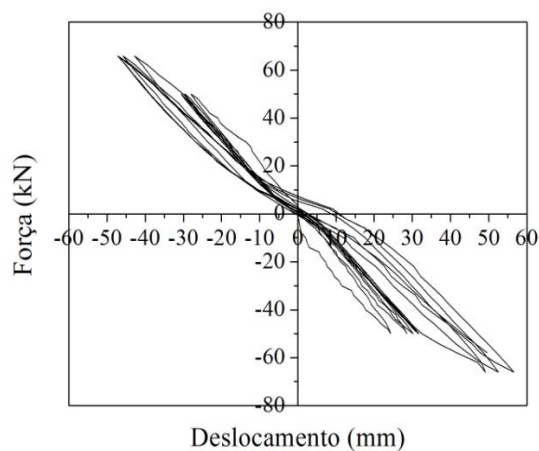


Figura 4-38 - Curva força *versus* deslocamento do Modelo 3 Numérico.

O colapso da estrutura no ensaio também ocorreu com o rompimento da ligação viga-laje, desse modo a força resistente foi determinada a partir de simulação numérica para carregamento monotônico, como realizado para os modelos anteriores.

O Modelo 3 apresentou comportamento semelhante ao Modelo 1, já que possuíam mesma taxa de armadura. A força máxima alcançada foi de 80 kN, que ocasionou um deslocamento vertical de 107 mm. Comparando com os resultados da simulação numérica do Modelo 1, a força ficou no mesmo patamar mas com deslocamento 30% menor que o apresentado pelo Modelo 3.

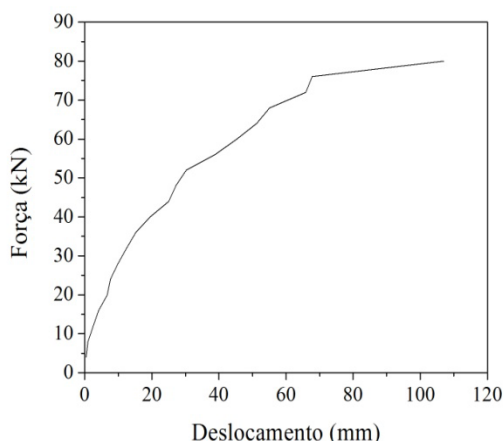


Figura 4-39 – Curva força *versus* deslocamento do Modelo 3 para carregamento monotônico.

Em função do método de fixação da armadura, que no experimental foi com solda de topo e no numérico a armadura foi considerada fixada no mesmo ponto, ou seja, na parede do tubo metálico, a maior perda de rigidez ocorreu para momento fletor negativo devido a deformação do pilar. Para momento fletor igual a 102,7 kNm a rotação no sentido positivo foi de 0,0037 rad e no negativo 0,0044 rad. A rigidez inicial do Modelo 3 determinada a partir da envoltória foi de 42558,03 kNm.

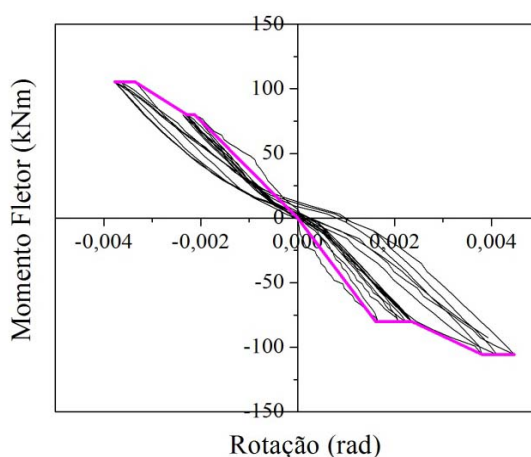
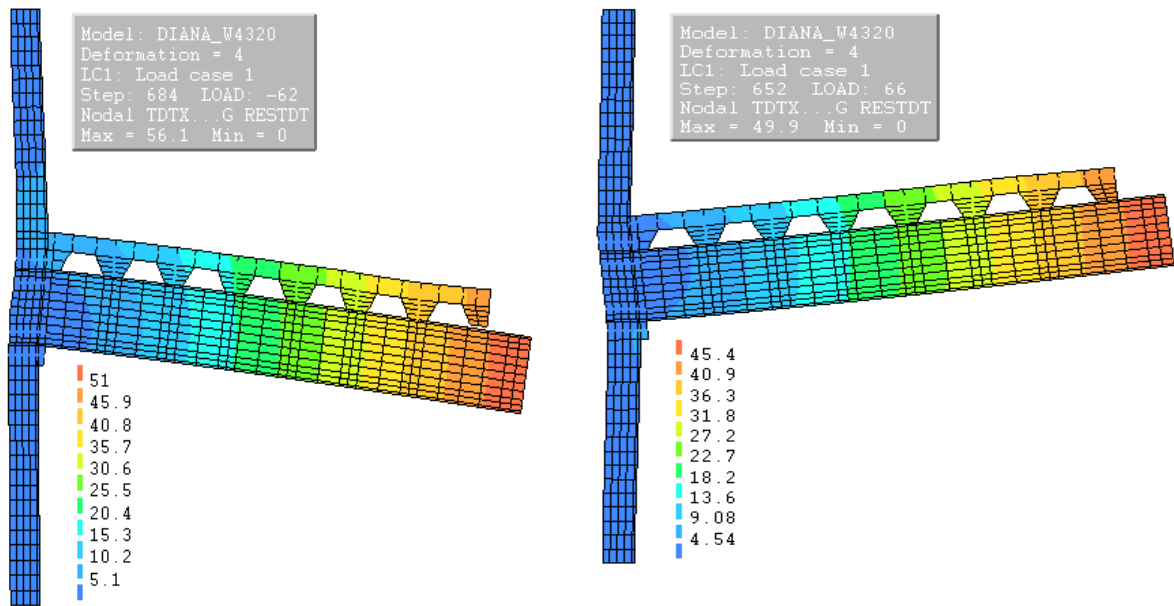


Figura 4-40 - Curva momento fletor *versus* rotação do Modelo 3 Numérico.

Para o Modelo 3 ocorreu uma diferença maior entre os deslocamentos verticais provocados pelos momentos positivo e negativo. Os deslocamentos na extremidade da viga, para o último ciclo e momento fletor negativo foi de 56,1 mm (Figura 4-41a), enquanto que para o sentido oposto o deslocamento vertical máximo foi de 49,9 mm.



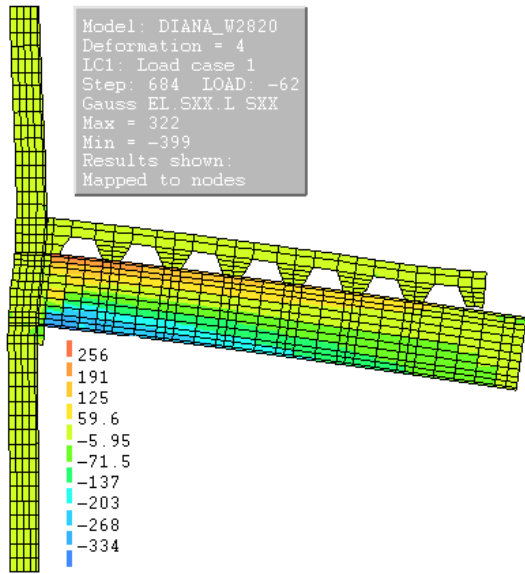
(a) Deslocamentos máximos para momento fletor negativo

(b) Deslocamentos máximos para momento fletor positivo

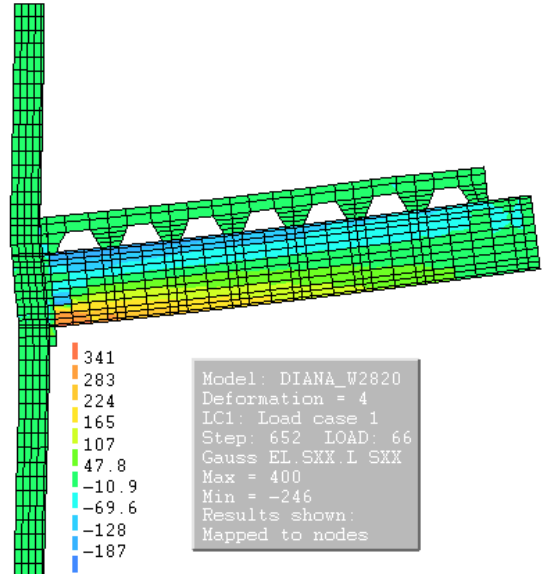
Figura 4-41 – Representação dos deslocamentos verticais do Modelo 3 Numérico.

A Figura 4-42a e a Figura 4-42b apresentam a distribuição das tensões principais para o último ciclo de carregamento durante a aplicação de momento fletor negativo e positivo. Para momento fletor negativo, quando os esforços são suportados pela parte superior da ligação, a mesa superior da viga não atingiu a tensão de escoamento, como ocorreu nos outros casos. Isso pode ser justificado pela deformação da parede do tubo metálico que aliviou as tensões nessa região. Já, para momento fletor positivo, a mesa inferior desenvolveu tensões da ordem de 400 MPa.

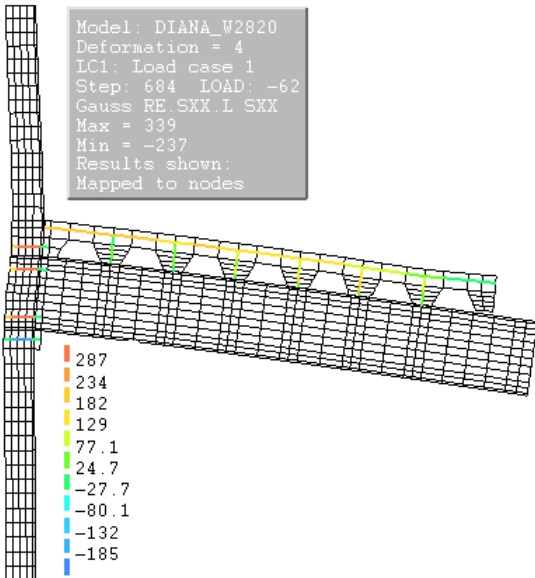
Analisando a Figura 4-42c e a Figura 4-42d, o mesmo fenômeno ocorreu com as tensões na armadura e nos parafusos. Para o momento fletor negativo a armadura não escoou, atingindo apenas 182 MPa e o parafuso mais solicitado 287 MPa, lembrando que a resistência ao escoamento desses materiais são 525,81 MPa e 350 MPa, respectivamente. Da mesma forma, no sentido oposto de solicitação, houve o escoamento do parafuso mais solicitado.



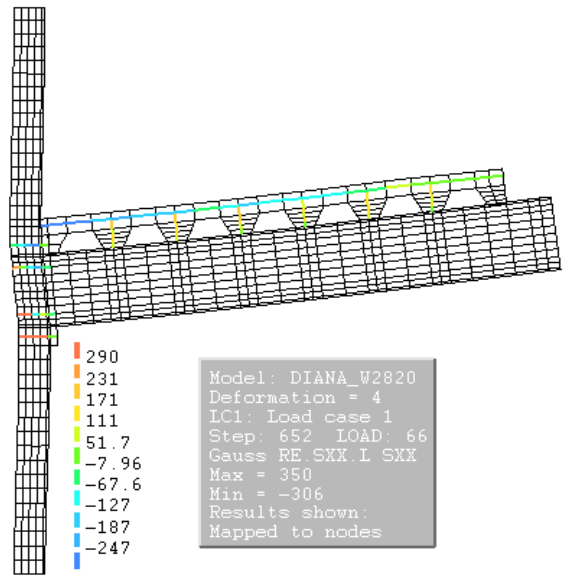
(a) Tensões Principais no Modelo 3 para momento fletor negativo



(b) Tensões Principais no Modelo 3 para momento fletor positivo



(c) Tensões máximas na armadura e parafusos para momento fletor negativo



(d) Tensões máximas na armadura e parafusos para momento fletor positivo

Figura 4-42 – Representação das tensões no Modelo 3 Numérico.

Os resultados da simulação numérica para as tensões equivalentes de Von Mises indicaram o mesmo comportamento da estrutura com relação às tensões. Na Figura 4-43a uma concentração de tensões pode ser observada na parede do tubo metálico, o que não foi possível identificar a partir das tensões principais. Para a parte inferior da viga próxima da ligação houve o escoamento e para a parte superior, apenas para momento fletor positivo ocorreu uma pequena área com tensões de 350 MPa.

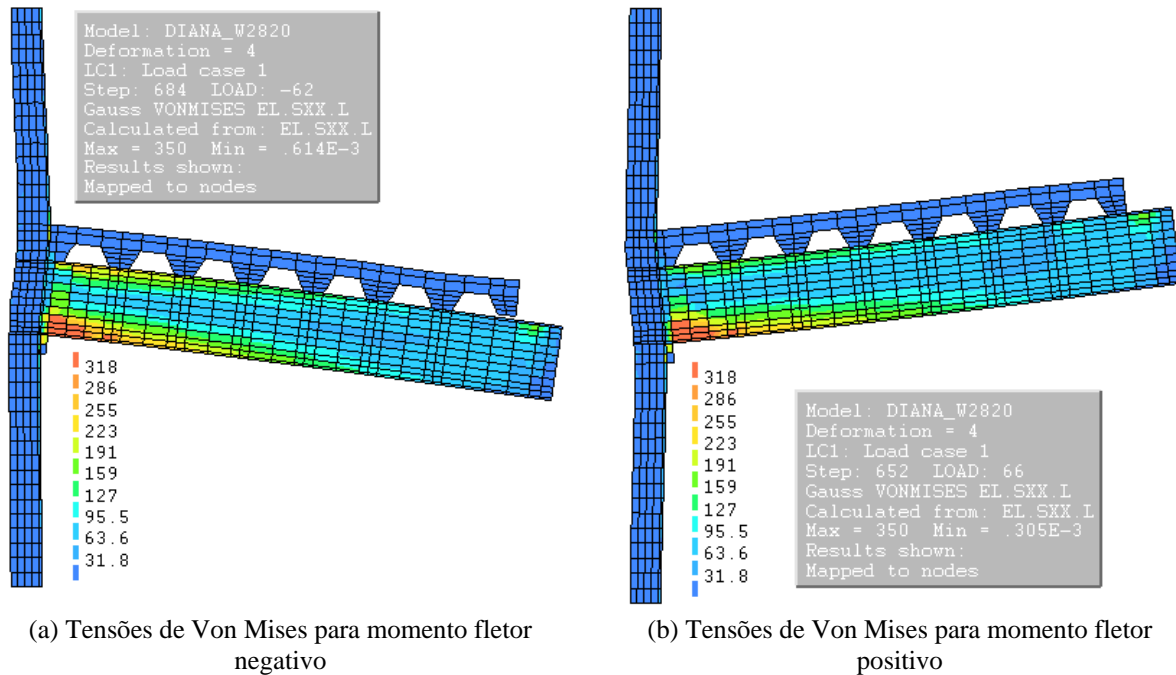
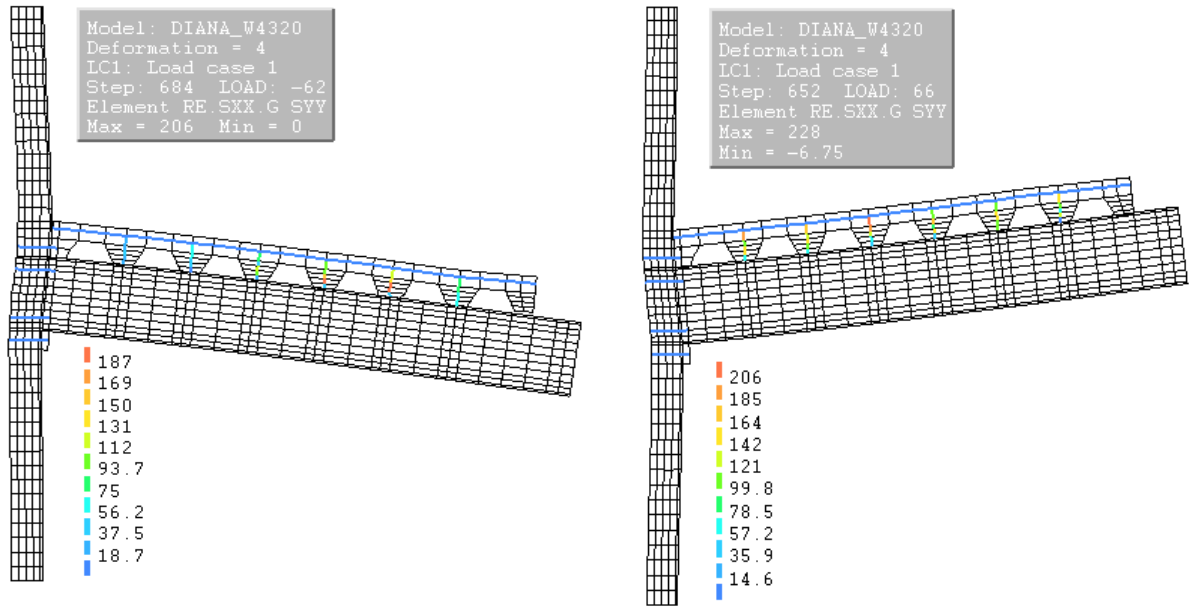


Figura 4-43 – Tensões de Von Mises para o Modelo 3 Numérico.

O comportamento dos conectores de cisalhamento foi muito semelhante ao dos outros modelos já analisados, apresentando tensões mais elevadas nos conectores próximos à aplicação da força e para momento fletor positivo e, os conectores localizados méis perto da ligação que são mais solicitados. No caso dos conectores de cisalhamento, a deformação da parede do tubo metálico também influenciou nas tensões geradas nesses elementos, pois como mostra a Figura 4-44a, para o último ciclo de carregamento e momento fletor negativo, os dois primeiros conectores estão submetidos a tensões muito baixas, como indicado na escala de cores.

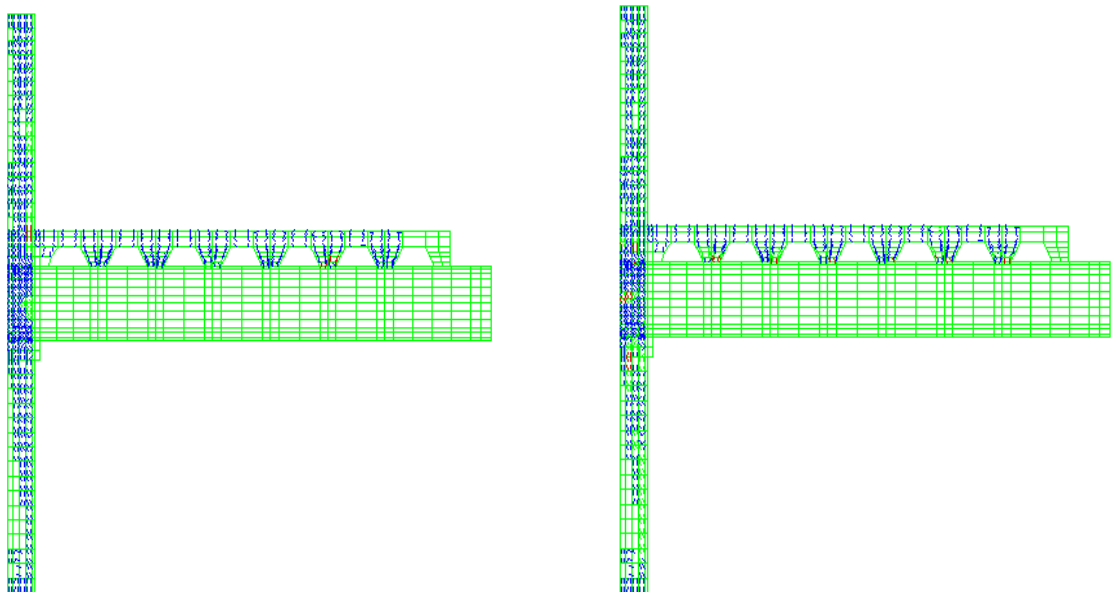
O panorama de fissuração obtido para o Modelo 3 consta na Figura 4-45, e a indicação das fissuras com espessura mais pronunciada foi semelhante a dos outros modelos de ligação, sem elas localizadas na base dos conectores de cisalhamento. Uma diferença notada foi do surgimento de fissuras mais representativas no local de ancoragem da armadura de continuidade da laje, na região de contato entre o concreto do núcleo e a parede do tubo metálico, na situação de aplicação de momento fletor negativo, como indicado na Figura 4-45a.



(a) Tensões máximas (direção y) nos conectores de cisalhamento para momento fletor negativo

(b) Tensões máximas (direção y) nos conectores de cisalhamento para momento fletor positivo

Figura 4-44 – Tensões nos conectores de cisalhamento do Modelo 3 Numérico.



(a) Panorama da fissuração para momento fletor negativo

(b) Panorama da fissuração para momento fletor positivo

Figura 4-45 – Representação da fissuração do Modelo 3 Numérico.

Análise dos Resultados

5.1 Considerações Iniciais

A análise dos resultados da presente pesquisa está dividida em três partes principais: comparação entre os resultados experimentais, comparação entre os resultados experimentais e numéricos e classificação das ligações de acordo com as especificações do Eurocode 3.

Na análise comparativa entre os resultados experimentais dos quatro modelos testados em laboratório foi avaliada a influência da taxa de armadura da laje e do método de fixação da armadura de continuidade. O mesmo foi realizado para a simulação numérica, no qual se utilizou modelagem plana de apenas metade dos modelos físicos.

Para comparação dos resultados foram utilizadas as curvas envoltórias de momento fletor *versus* rotação da ligação para cada modelo. As curvas envoltórias foram traçadas a partir dos pontos de pico de cada ciclo de carregamento, e a partir da sua inclinação foram determinadas as rigidezes das ligações. A análise dos resultados experimentais também foram realizadas com base nas curvas envoltórias.

Em posse das curvas envoltórias foi possível classificar as ligações de acordo com as indicações do Eurocode 3 como sendo flexível, semi-rígida ou rígida e também se de resistência parcial ou completa.

5.2 Análise dos Resultados Experimentais

Para análise dos resultados experimentais foram realizadas três comparações entre os modelos de ligações ensaiados. A primeira análise refere-se à contribuição da laje na rigidez da ligação e para o estudo desse parâmetro utilizou-se o Modelo 1 como referência, comparando-o com os outros modelos.

A segunda análise estuda a influência da taxa de armadura da laje na rigidez da ligação. Para isso comparou-se os Modelos 1 e 2 que possuíam as mesmas dimensões, com taxas de armadura de 1% e 1,5%, respectivamente.

A terceira e última análise dos modelos experimentais se trata de um detalhe construtivo da ancoragem da armadura de continuidade. As armaduras de continuidade são as barras centrais que se fixam ao pilar e esse detalhe de fixação foi realizado de duas maneiras: uma mais convencional, feita com solda, e outra com um método inovador, utilizando luvas rosqueadas. Os modelos experimentais que foram comparados possuem taxa de armadura da laje de 1% e correspondem aos Modelos 1 e 3, no qual o primeiro foi realizado com luvas e o segundo com solda.

5.2.1 Análise da taxa de armadura da laje

Para a análise de como a taxa de armadura da laje influencia no comportamento da ligação comparou-se a curva envoltória do Modelo 1 com a curva do Modelo 2. Os Modelos 1 e 2 possuem taxa de armadura de 1% e 1,5% respectivamente, com todas as outras características e propriedades iguais.

Na Figura 5-1 se encontram as envoltórias para ambos os lados dos Modelos 1 e 2, e a partir delas podemos concluir que mesmo com o aumento de 50% na armadura da laje, não houve incremento significativo na rigidez da ligação. Considerando o lado esquerdo de cada modelo de ligação, certa diferença pode ser observada com relação ao momento fletor positivo e negativo, o que não aconteceu para o lado direito. Para efeitos de comparação, uma única rigidez foi considerada para cada lado dos modelos, aproximando a envoltória a uma reta.

O Modelo 1 apresentou rigidez de 34324,29 kNm/rad para o lado esquerdo e 36360,76 kNm/rad para o lado direito, resultando em uma média de 35342,52 kNm/rad. Já, o Modelo 2, com taxa de armadura superior, a rigidez da ligação foi de 34796,77 kNm/rad para

o lado esquerdo e 38029,09 kNm/rad para o lado direito. A média da rigidez para o Modelo 2 é de 36412,93 kNm/rad. Todas as rigidezes foram determinadas a partir do coeficiente angular das retas formadas pelas envoltórias de cada modelo.

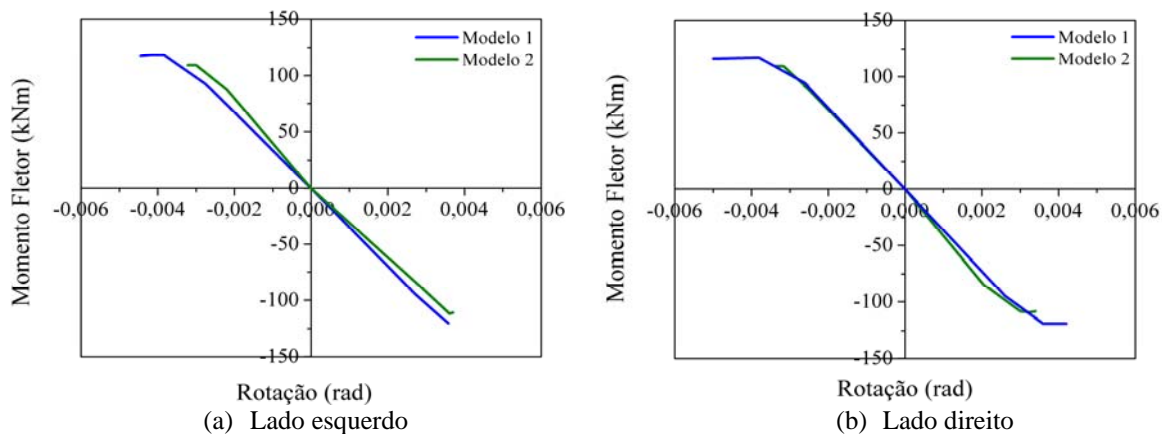


Figura 5-1 – Comparação entre as envoltórias dos Modelos 1 e 2.

A Tabela 5-1 apresenta os valores das rigidezes dos Modelos 1 e 2 e de acordo com esses dados, com o aumento em 50% da armadura da laje, a rigidez da ligação aumentou apenas 3%.

Tabela 5-1 – Comparação entre os valores de rigidez dos Modelos 1 e 2.

	Rigidez (k) (kNm/rad)			Relação k_2/k_1
	Lado esquerdo	Lado direito	Média	
Modelo 1 (k_1)	34324,29	36360,76	35342,52	1,03
Modelo 2 (k_2)	34796,77	38029,09	36412,93	

5.2.2 Análise da ancoragem da armadura de continuidade

Dois métodos de ancoragem da armadura de continuidade foram utilizados para análise do comportamento. Como um método inovador, utilizou-se luvas rosqueadas para facilitar a montagem no canteiro-de-obras, enquanto o outro método foi a soldagem das barras de aço na parede do pilar.

O estudo da influência do método construtivo utilizado na fixação da armadura foi realizado com a comparação da envoltória resultante do ensaio dos Modelos 1 e 3. No Modelo 1 foram utilizadas luvas e no Modelo 3 a soldagem das barras. Nessas ligações a taxa

de armadura utilizada foi de 1%, com duas barras de aço de 12,5 mm de diâmetro fixadas ao pilar.

Na Figura 5-2 encontram-se as envoltórias dos Modelos 1 e 3, separadas de acordo com os lados. Para o lado direito, as curvas quase se sobrepuseram, remetendo a valores de rigidezes muito próximas, como de 36360,76 kNm/rad para o Modelo 1 e 37939,07 kNm/rad para o Modelo 3. Do lado esquerdo, apesar das envoltórias não estarem tão próximas como para o outro lado, a aproximação das rigidezes para uma reta, considerando momento fletor positivo e negativo, resultaram em valores semelhantes. O Modelo 1 apresentou rigidez igual a 34324,29 kNm/rad e o Modelo 3 apresentou 34996,34 kNm/rad.

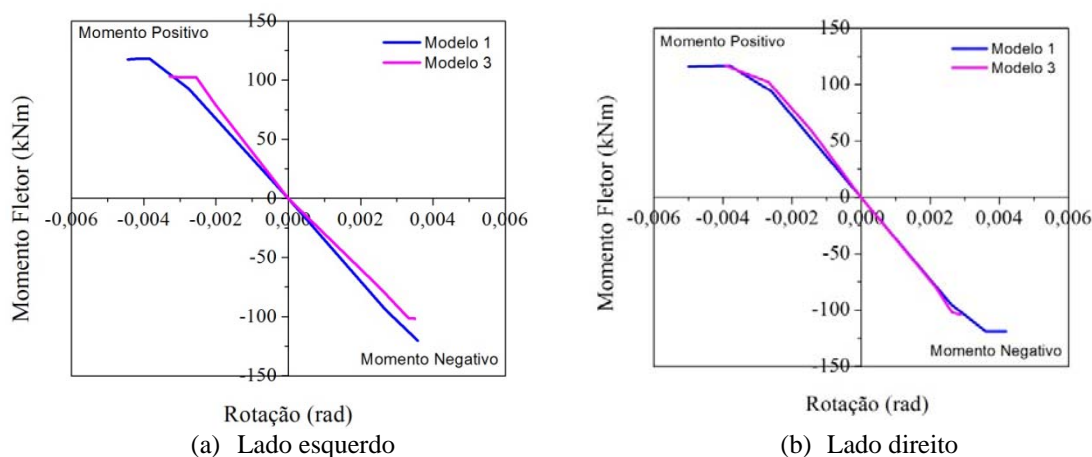


Figura 5-2 – Comparação entre as envoltórias dos Modelos 1 e 3.

Na Tabela 5-2 constam as médias das rigidezes para cada modelo, no qual o Modelo 1 se mostrou com rigidez média de 35342,52 kNm/rad e o Modelo 3 36467,70 kNm/rad. A comparação entre essas ligações foi realizada para analisar o comportamento do mecanismo utilizado na ancoragem das barras de continuidade, mas para esse nível de carregamento a rigidez desempenhada por elas foi praticamente a mesma, com apenas 3% de diferença, com a rigidez do modelo com barras soldadas sendo superior.

Tabela 5-2 – Comparação entre os valores de rigidez dos Modelos 1 e 3.

	Rigidez (k) (kNm/rad)			Relação k_3/k_1
	Lado esquerdo	Lado direito	Média	
Modelo 1 (k_1)	34324,29	36360,76	35342,52	1,03
Modelo 3 (k_3)	34996,34	37939,07	36467,70	

5.2.3 Análise da influência da laje

O Modelo Piloto foi ensaiado com o propósito de testar o esquema de ensaio desenvolvido e para ser utilizado como um parâmetro de comparação com relação aos outros modelos experimentais que envolvem a laje no mecanismo resistente da ligação.

De acordo com os resultados experimentais, a ruína da ligação do Modelo Piloto ocorreu com o escoamento dos parafusos e também das vigas. Para as ligações que contavam com a laje para resistir aos esforços, as vigas também atingiram a tensão de escoamento, mas a armadura da laje, responsável por combater os esforços produzidos pelo momento fletor negativo, não chegou ao seu limite.

O estudo do comportamento das ligações foi realizado com base nas envoltórias traçadas a partir da histerese, utilizando os pontos de pico de cada ciclo de carregamento. A comparação foi realizada baseada na rigidez apresentada pela envoltória.

O Modelo Piloto, por apresentar simetria com relação ao eixo horizontal, possuía a mesma rigidez para momento fletor positivo e negativo, como ilustra a Figura 5-3a e a Figura 5-1b. A rigidez do lado esquerdo da ligação foi de 8565,42 kNm/rad e do lado direito 9577,20 kNm/rad. Essa diferença entre o comportamento dos lados do modelo foi notado durante a realização do ensaio, no qual a abertura entre a chapa de topo e o pilar foi superior do lado esquerdo. Para efeitos de comparação a média entre os lados será o parâmetro utilizado, sendo ela igual a 9071,31 kNm/rad para o Modelo Piloto.

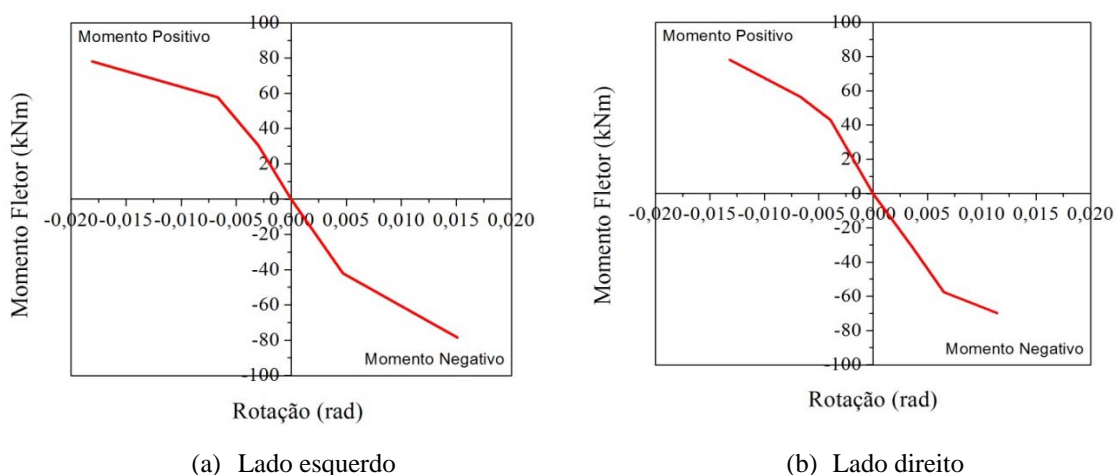


Figura 5-3 – Curvas envoltórias do Modelo Piloto.

Os modelos que contavam com a presença da laje se mostraram muito mais rígidos que o Modelo Piloto, cerca de 4 vezes superior. O Modelo 1 apresentou rigidez de

36360,76 kNm/rad do lado direito e 34340,29 kNm/rad do lado esquerdo, sendo a média entre esses valores igual a 35342,52 kNm/rad. Na Figura 5-4 encontram-se as curvas envoltórias do Modelo 1.

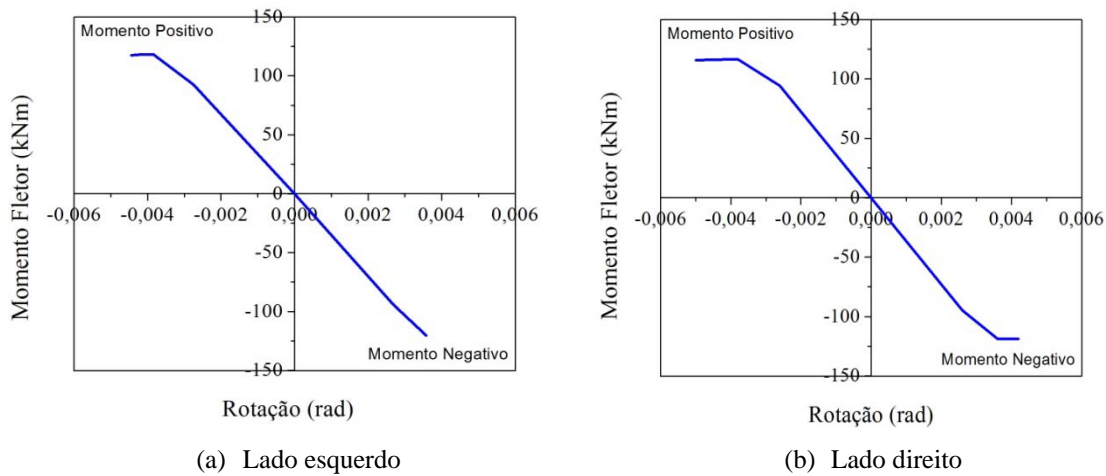


Figura 5-4 – Curvas envoltórias do Modelo 1.

As rigidezes para o Modelo 2 também se mostraram aproximadamente as mesmas tanto para momento fletor negativo quanto positivo. Considerando o lado esquerdo, a rigidez apresentada pela ligação foi 34796,77 kNm/rad e para o lado direito 38029,09 kNm/rad. A média para a rigidez do Modelo 2 é de 36412,93 kNm/rad e as envoltórias se encontram na Figura 5-5.

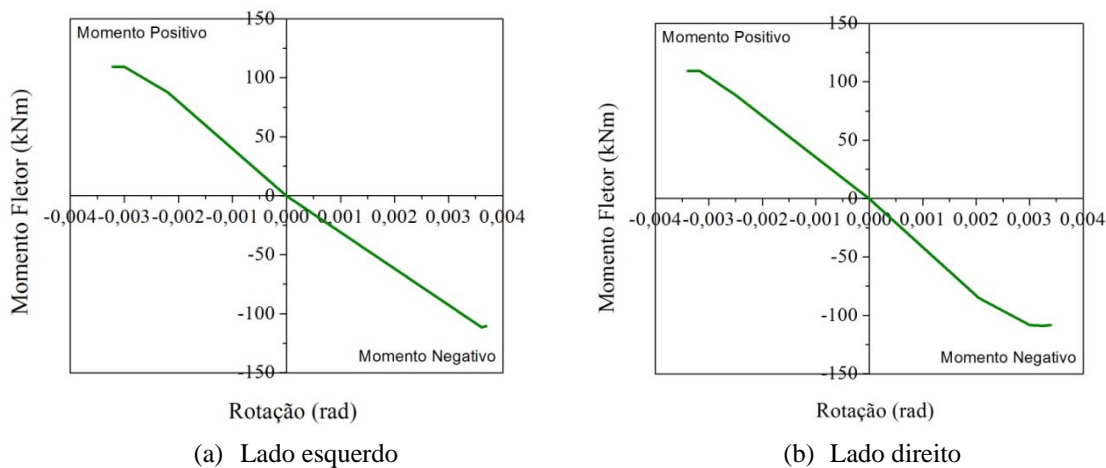


Figura 5-5 – Curvas envoltórias do Modelo 2.

Para a envoltória do Modelo 3, as rigidezes para momento fletor negativo e positivo também foi considerada a mesma em função de sua forma que é muito próxima de uma reta (Figura 5-6). A rigidez para o lado esquerdo foi de 34996,34 kNm/rad e para o lado direito

37939,07 kNm/rad, resultando em uma média de 36467,70 kNm/rad. Foi do lado esquerdo, onde ocorreu menor rigidez, que se deu o descolamento da laje sob os esforços gerados por momento fletor negativo.

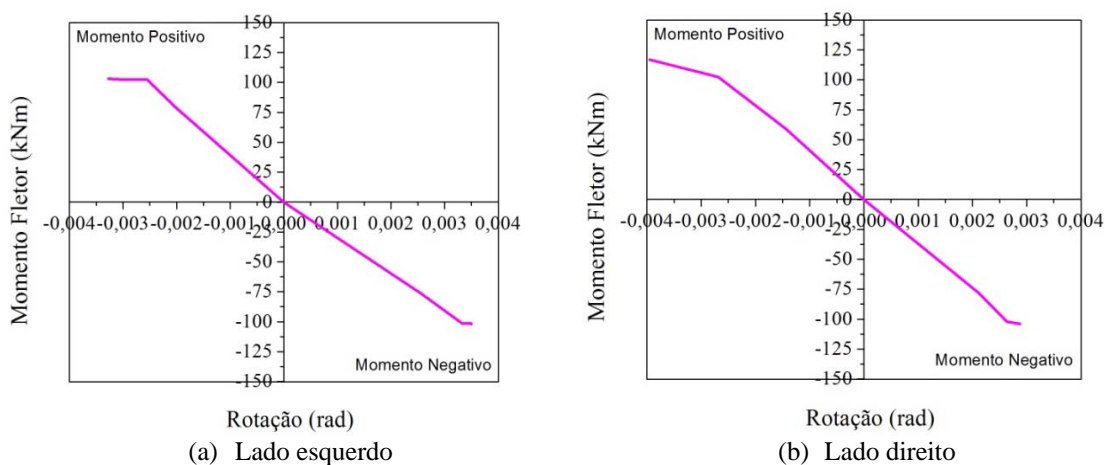


Figura 5-6 – Curvas envoltórias do Modelo 3.

De acordo com as rigidezes apresentadas, se nota claramente qual a influência da laje na rigidez da ligação (Tabela 5-3). Quando esta se encontra submetida a momento fletor negativo, sua rigidez é aumentada em função da armadura da laje e ao inverter os deslocamentos, com a aplicação de momento fletor positivo, o concreto contribui na resistência aos esforços ao se comprimir na parede do tubo metálico.

Tabela 5-3 – Rigidezes dos modelos experimentais.

	Rigidez (k) (kNm/rad)			Relação $k_{\text{modelos com laje}}/k_p$
	Lado esquerdo	Lado direito	Média	
Modelo Piloto (k_p)	9577,20	8565,42	9071,31	-
Modelo 1 (k_1)	34324,29	36360,76	35342,52	3,89
Modelo 2 (k_2)	34796,77	38029,09	36412,93	4,01
Modelo 3 (k_3)	34996,34	37939,07	36467,70	4,02

Como os modelos de ligações com laje apresentaram rigidezes semelhantes, o incremento médio dessa propriedade foi de aproximadamente quatro vezes a rigidez apresentada pelo Modelo 1. Esses dados justificam a utilização da contribuição da laje no processo de dimensionamento de ligações.

5.3 Análise da Simulação Numérica

Para melhor compreensão do comportamento das ligações analisadas experimentalmente também foi realizada a simulação numérica de cada uma delas. Uma contribuição importante da modelagem numérica na análise das ligações em estudo nessa pesquisa refere-se à determinação da resistência máxima dos modelos a partir da simulação com carregamento monotônico, cuja informação não foi possível de ser obtida a partir dos ensaios devido à ruína da estrutura ter ocorrido na ligação entre a viga e a laje. Para análise dos resultados, foram comparadas as curvas envoltórias experimentais de ambos os lados dos modelos físicos com as curvas envoltórias obtidas a partir da simulação numérica.

Como foram aplicados no modelo numérico os mesmos ciclos de carregamento aplicados no experimental, na comparação das envoltórias do Modelo Piloto os momentos fletores máximos alcançados pela ligação foram os mesmos, ou seja, 79 kNm (Figura 5-7). A diferença entre as envoltórias foi caracterizada pela rigidez com que a ligação combateu os esforços aplicados. Na simulação numérica a rigidez apresentada foi de 21323,58 kNm/rad, enquanto no experimental a rigidez média entre os lados foi de 9071,31 kNm/rad, aproximadamente 58% inferior.

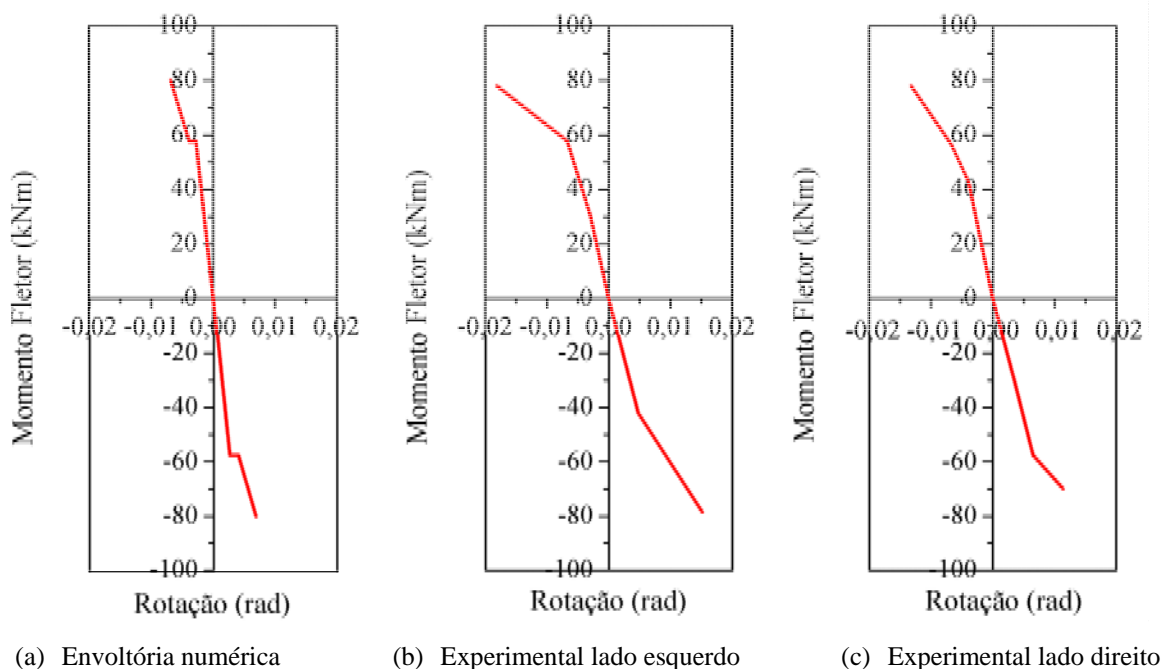


Figura 5-7 – Envoltórias experimentais e numérica do Modelo Piloto.

Por se tratar de um ensaio piloto, onde a estrutura de reação estava sendo testada, ocorreram alguns problemas com o travamento dos pórticos, que ocasionaram o aumento dos deslocamentos verticais das vigas. Em consequência desse fato a rigidez determinada para o Modelo Piloto se mostrou muito baixa. A Figura 5-8 mostra a comparação das envoltórias obtidas com a simulação numérica e com o ensaio da ligação, onde fica evidente a diferença entre as rigidezes.

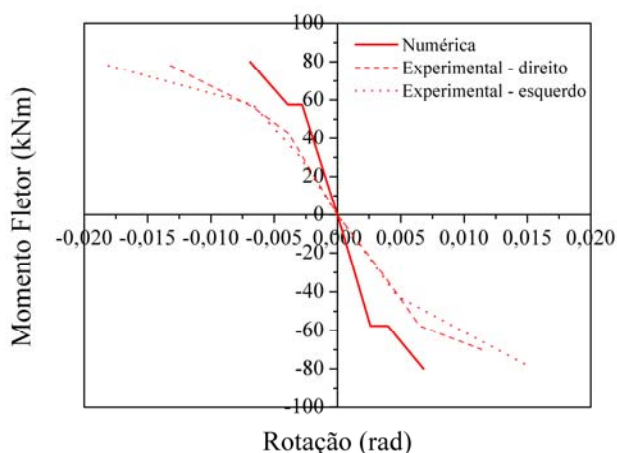


Figura 5-8 – Comparação entre as envoltórias do Modelo Piloto.

Comparando as curvas força *versus* deslocamento experimental e numérica do Modelo Piloto (Figura 5-9) nota-se uma boa correlação entre os resultados, principalmente para os ciclos iniciais. Para os ciclos finais, os deslocamentos verticais apresentados pelo modelo físico se apresentaram superiores aos valores obtidos na simulação numérica, o que pode ter ocorrido em função dos deslocamentos do pórtico de reação, que para forças de maior intensidade se deslocou lateralmente devido deficiências em seu travamento.

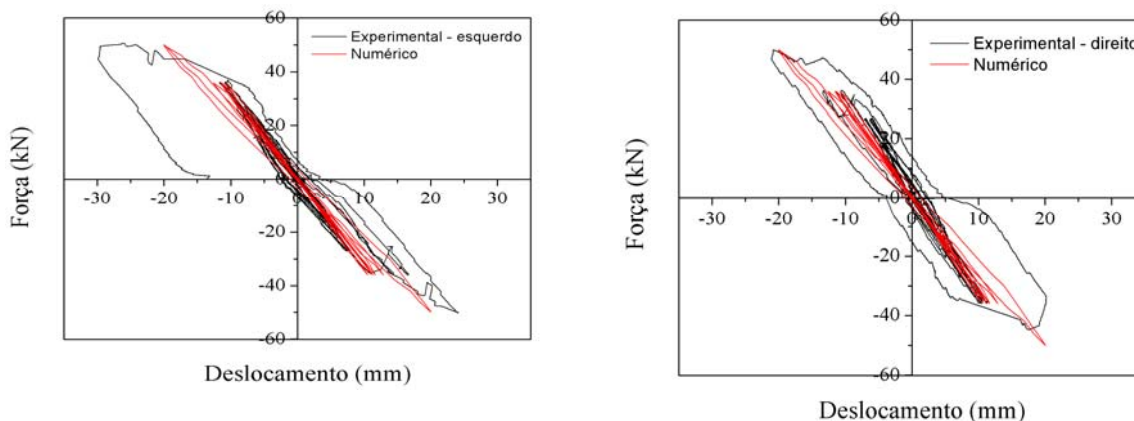


Figura 5-9 – Comparação entre as curvas força *versus* deslocamento do Modelo Piloto.

Na análise dos resultados do Modelo 1 foi observada uma boa correlação entre as envoltórias numérica e experimental (Figura 5-10). A rigidez inicial apresentada pela envoltória numérica foi de 42552,23 kNm/rad e a média entre os lados do modelo experimental foi de 35342,52 kNm/rad. A rigidez numérica foi 17% superior a rigidez experimental.

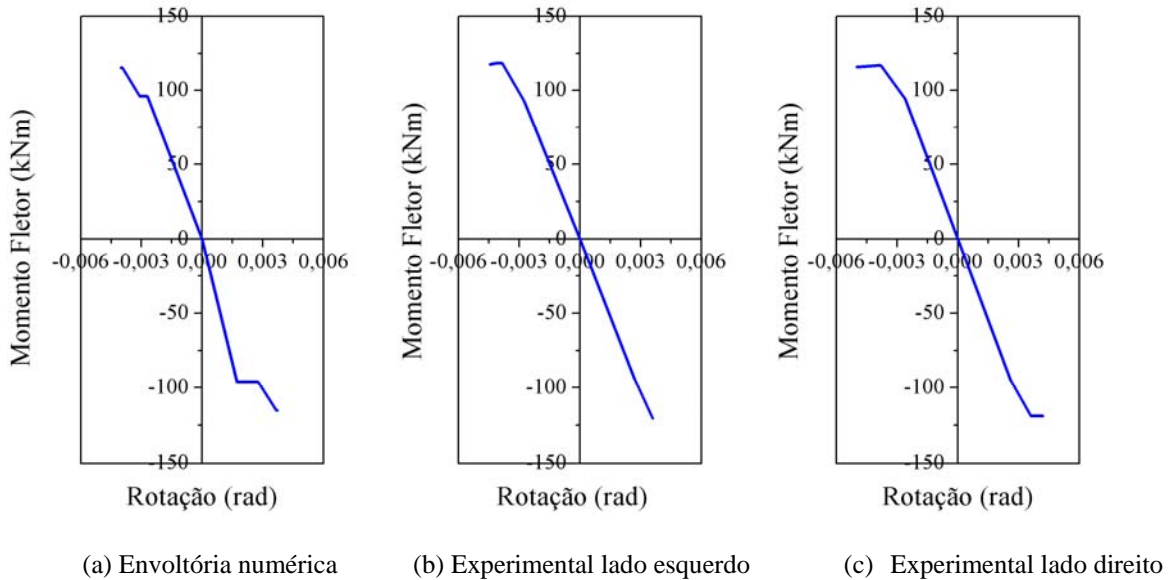


Figura 5-10 – Envoltórias experimentais e numérica do Modelo 1.

O valor superior da rigidez numérica da ligação com relação à rigidez experimental pode ter ocorrido por causa da área de aço adotada na simulação, pois é difícil saber ao certo qual a área de aço exata que está contribuindo no combate aos esforços aplicados. Na Figura 5-11 fica claro que a grande diferença entre as envoltórias está concentrada na região de momento fletor negativo, no qual o elemento resistente principal é a armadura da laje.

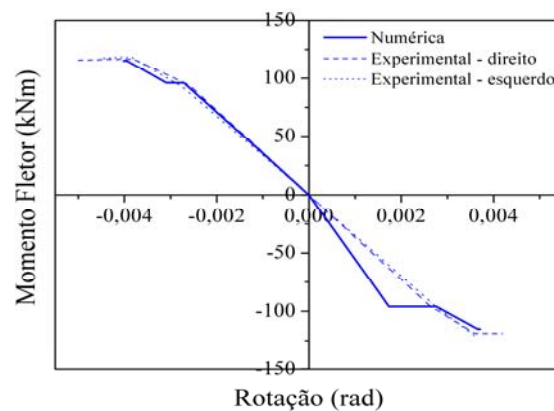


Figura 5-11 – Comparação entre as envoltórias do Modelo 1.

A comparação entre as curvas força *versus* deslocamento numérica e experimental do Modelo 1 apresentou bom resultado, como pode ser observado na Figura 5-12. A curva resultante da simulação numérica retratou de maneira satisfatória o comportamento do modelo físico, comparado aos resultados experimentais obtidos tanto para o lado esquerdo como para o direito da ligação. Como comentado na análise das envoltórias, também na curva força *versus* deslocamento ocorreu uma rigidez inicial maior para momento fletor negativo.

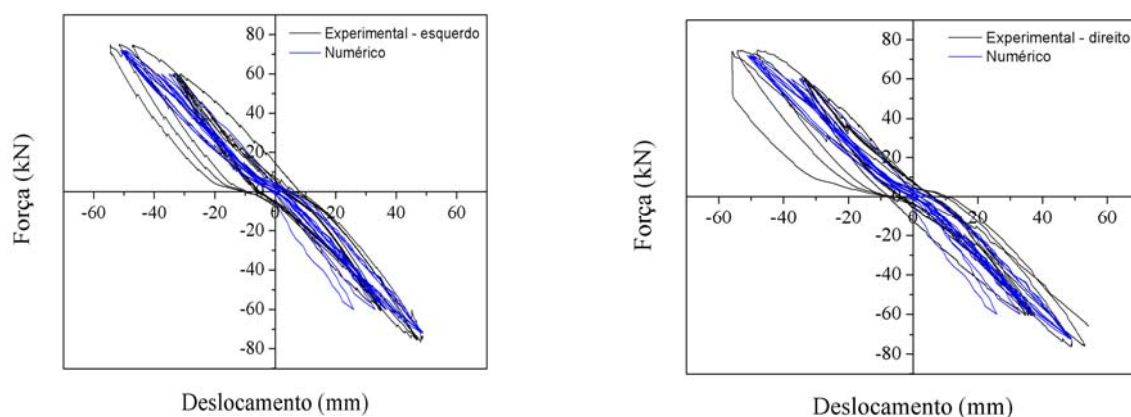
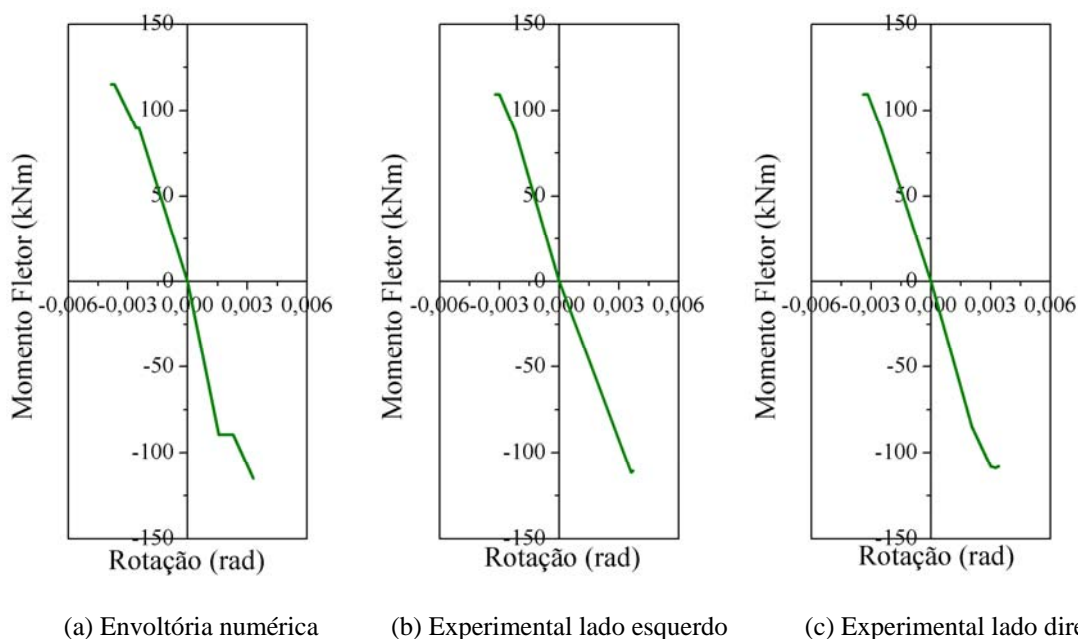


Figura 5-12 – Comparação entre as curvas força *versus* deslocamento do Modelo 1.

O Modelo 2 apresentou análise semelhante ao Modelo 1, com rigidez numérica superior a experimental. A rigidez numérica obtida foi de 42615,68 kNm/rad e a média experimental de 36412,93 kNm/rad, cerca de 15% superior. A Figura 5-13 ilustra separadamente envoltórias numérica e experimentais.



(a) Envoltória numérica (b) Experimental lado esquerdo (c) Experimental lado direito

Figura 5-13 – Envoltórias experimentais e numérica do Modelo 2.

Para melhor ficar mais evidente a diferença entre as rigidezes, as envoltórias foram traçadas em um mesmo gráfico como consta na Figura 5-14. Do mesmo modo que no modelo de ligação anterior, observa-se certa diferença na rigidez ao momento fletor negativo, mas boa correlação no sentido positivo de momento fletor.

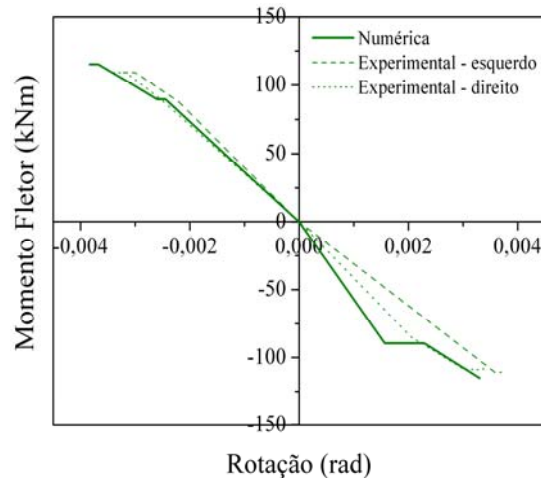


Figura 5-14 – Comparação entre as envoltórias do Modelo 2.

A curva força *versus* deslocamento do Modelo 2 obtida a partir da simulação numérica também foi comparada aos resultados experimentais. Como ilustra a Figura 5-15, os resultados foram satisfatórios, indicando que a modelo numérico construído conseguiu representar o comportamento da ligação durante o teste em laboratório.

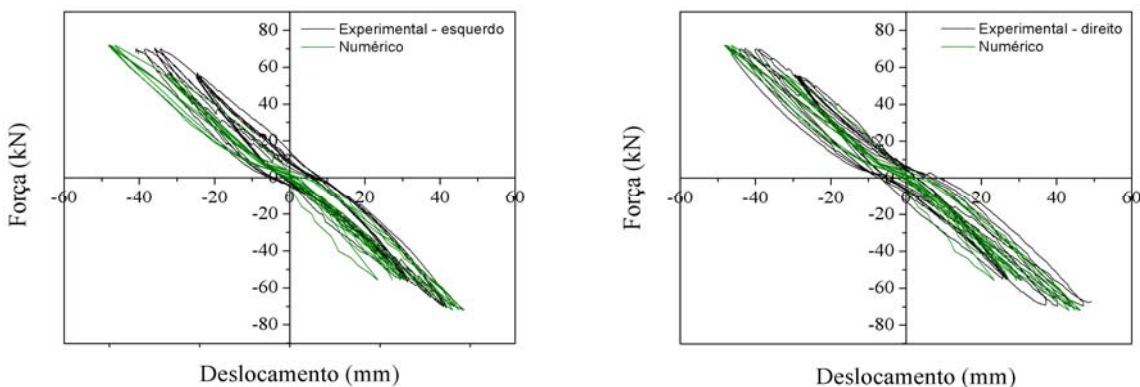


Figura 5-15 – Comparação entre as curvas força *versus* deslocamento do Modelo 2.

Os resultados da simulação numérica do Modelo 3 foram muito semelhantes aos resultados do Modelo 1, que possui a mesma taxa de armadura. O valor da rigidez inicial do Modelo 3, determinado a partir da envoltória da simulação numérica, foi de 42558,03 kNm/rad, sendo a média experimental igual a 36467,70 kNm/rad. A diferença entre

esses valores foi de apenas 15% e as curvas envoltórias que determinaram essas rigidezes são apresentadas na Figura 5-16.

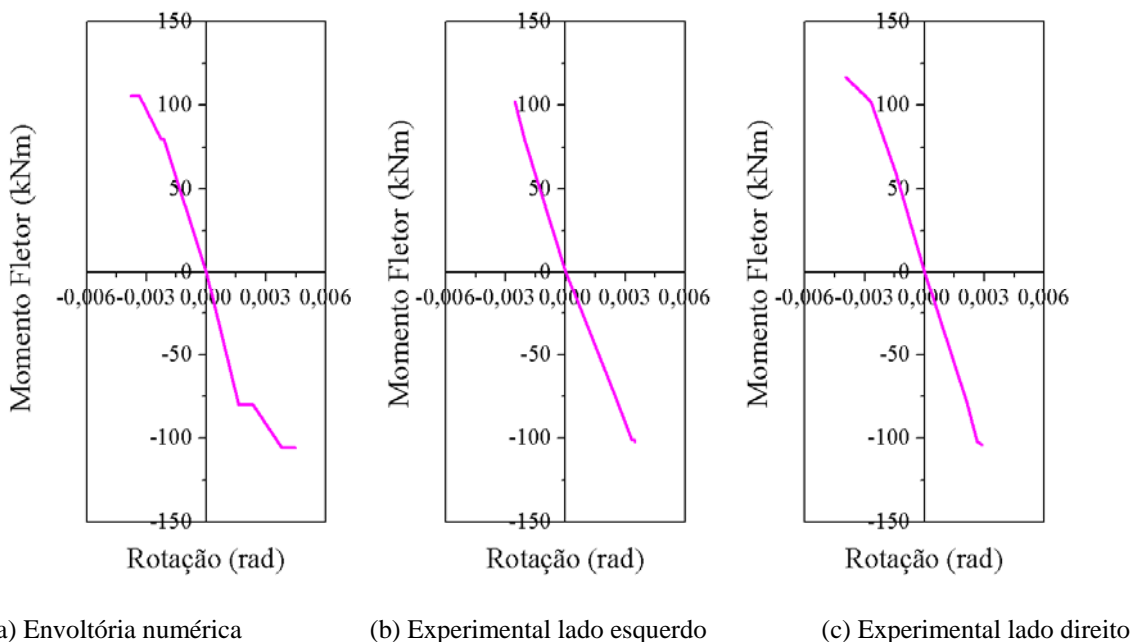


Figura 5-16 – Envoltórias experimentais e numérica do Modelo 3.

Na Figura 5-17 é apresentada a comparação entre as envoltórias mostradas anteriormente. Com base nessa figura constata-se que a simulação representou o comportamento obtido nos ensaios em laboratório, necessitando apenas de mais estudos referentes à área de aço a ser adotada para a laje, para melhorar a correlação entre as curvas na parte inferior, ou seja, de momento fletor negativo.

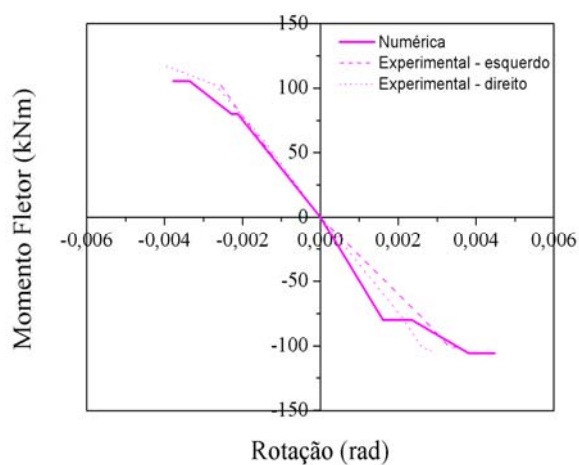


Figura 5-17 – Comparação entre as envoltórias do Modelo 3.

A correlação entre as curvas força *versus* deslocamento experimentais e numérica do Modelo 3 não foram tão boas quanto as dos modelos anteriores (Figura 5-18). Isso ocorreu em função do deslocamento vertical abaixo do ponto de aplicação da força no Modelo 3 numérico ter sido superior ao do Modelo 3 experimental quando submetido a momento fletor negativo.

No Modelo 3 numérico esse deslocamento foi superior em função de uma deformação mais elevada da parede do tubo metálico onde a armadura foi ancorada. Analisando o modelo numérico como um tudo, se pode concluir que essa deformação se apresentou superior porque a parede metálica frontal, ou seja, a parede da frente que cobriria o núcleo de concreto, não é representada, e essa contribuiria no combate aos esforço.

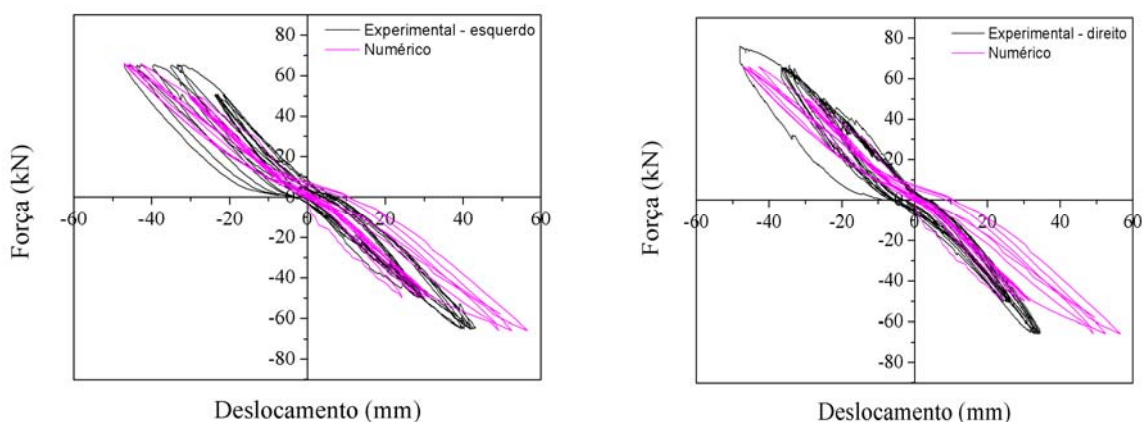


Figura 5-18 – Comparação entre as curvas força *versus* deslocamento do Modelo 3.

Em suma, as comparações entre os resultados experimentais e numéricos mostraram correlação satisfatória. As diferenças encontradas entre as rigidezes das envoltórias numéricas e experimentais podem ser atribuídas à área de aço adotada para a laje. Segundo Liew *et al.* (2000) a taxa de armadura da laje é um fator que influencia a rigidez inicial da ligação e a capacidade de absorver momento fletor.

Em todos os casos, com exceção do Modelo Piloto, no qual, o deslocamento do pórtico de reação pode ter distorcido os resultados, a análise numérica dos modelos de ligação apresentou bons resultados, com percentuais de diferença entre rigidezes numéricas e experimentais variando de 15% a 17%. Esse valor pode ser considerado bom, já que se trata se modelagem plana, no qual diversas aproximações tiveram que ser utilizadas para a representação dos modelos de ligação. A Tabela 5-4 apresenta os resultados analisados com um resumo dos dados obtidos.

Tabela 5-4 – Rigidez dos modelos de ligações simulados numericamente.

Protótipo	Rigidez Numérica – k_{num} (kNm/rad)	Rigidez Experimental (kNm/rad)			k_{exp}/k_{num}
		Lado esquerdo	Lado direito	Média (k_{exp})	
Modelo Piloto	21323,58	8565,42	9577,20	9071,31	0,42
Modelo 1	42552,23	34324,29	36360,76	35342,52	0,83
Modelo 2	42615,68	34796,77	38029,09	36412,93	0,85
Modelo 3	42558,03	34996,34	37939,07	36467,70	0,85

Na comparação entre as simulações computacionais dos quatro modelos experimentais de ligações pode ser notado que não ocorreu incremento na rigidez com o aumento da armadura da laje e tão pouco diferenças significativas foram observadas entre o comportamento do Modelo 1 e 3, que diferem entre si quanto ao método de ancoragem da armadura de continuidade.

Na Figura 5-24 estão as envoltórias numéricas dos modelos de ligações analisados e com base nessas curvas se pode concluir que para o nível de força aplicado não houve diferenças significativas no comportamento das ligações dos modelos com laje, ficando claro que o Modelo Piloto foi o que apresentou ligação menos rígida e resistente.

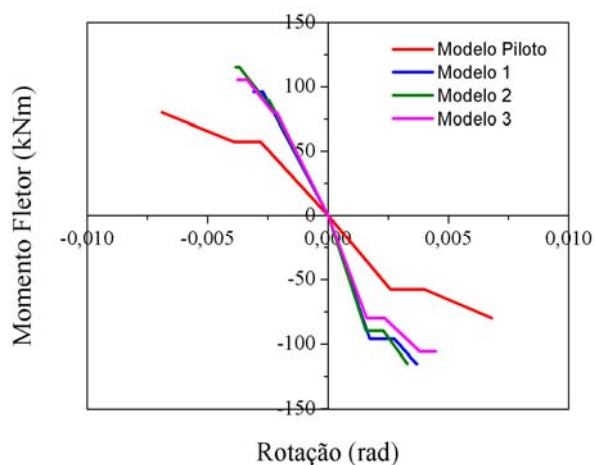


Figura 5-19 – Comparação entre as envoltórias numéricas de todos os modelos de ligação.

5.4 Análise Paramétrica

A análise paramétrica foi realizada com a intenção de identificar variáveis no dimensionamento da tipologia de ligação mista estudada no presente trabalho que melhorasse seu comportamento com relação à rigidez apresentada. As variações foram feitas para o Modelo 1, cujo resultado da sua simulação numérica serviu como parâmetro para as comparações e análises.

Na análise experimental foi observado que o maior ganho de rigidez ocorreu com a introdução da laje nos modelos de ligação. Portanto, com a variação da taxa de armadura dessa laje não houve alterações significativas que justificassem o aumento dessa armadura. No estudo paramétrico, outras variáveis foram analisadas para observação do comportamento da ligação. As variáveis escolhidas para análise foram:

- Diâmetro dos parafusos;
- Seção da viga metálica;
- Altura da laje.

5.4.1 Diâmetro dos Parafusos

Com relação ao diâmetro dos parafusos, foram utilizadas na análise paramétrica uma bitola inferior a utilizada no modelo físico e duas bitolas superiores, sendo elas de 12,5 mm, 20 mm e 25 mm. As outras características da ligação foram mantidas as mesmas, assim como as propriedades dos materiais. Os ciclos de carregamento aplicado nas simulações realizadas foram os mesmos utilizados na simulação do Modelo 1 e também nos ensaios.

Os resultados obtidos na simulação do modelo de ligação com parafusos de 12,5 mm de diâmetros indicaram certa perda de rigidez quando comparado ao comportamento do Modelo 1. A rotação máxima causada na ligação por momento fletor positivo foi de 0,0052 rad e no sentido oposto de 0,0056 rad. O momento fletor máximo aplicado na ligação para os dois sentidos foi de 113,76 kNm.

Quando o diâmetro dos parafusos foi aumentado para 20,0 mm o comportamento da ligação foi muito semelhante ao do Modelo 1. Foi possível observar que a rotação máxima da ligação com parafusos de 20,0 mm de diâmetro foi menor que a apresentada pela ligação com parafusos de 12,5 mm. Para momento fletor positivo a rotação da ligação foi de 0,0037 rad e

para momento fletor negativo 0,0038 rad, indicando maior rigidez, já que o momento aplicado foi sempre o mesmo.

Para parafusos de 25,0 mm de diâmetro, a ligação reduziu ainda mais sua rotação, apresentado para o sentido positivo de momento fletor 0,0027 rad e no sentido negativo 0,0030 rad, sempre para momento fletor máximo de 113,76 kNm. A Figura 5-20 apresenta as curvas momento fletor *versus* rotação para as ligações com os três diâmetros de parafusos analisados.

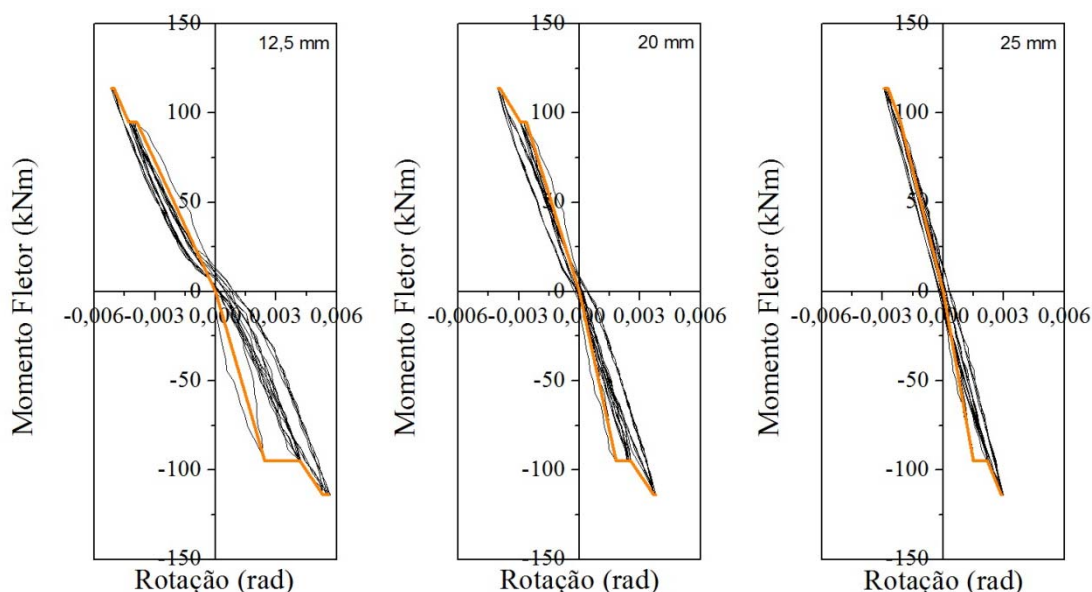


Figura 5-20 – Curvas momento fletor *versus* rotação resultante das simulações para a análise paramétrica do diâmetro dos parafusos.

Para comparar o comportamento das ligações foi gerado um gráfico com todas as curvas momento fletor *versus* rotação resultantes simulações numéricas com os diâmetros dos parafusos analisados e também do Modelo 1, considerado como referência (Figura 5-21). Observando as curvas é possível constatar que o diâmetro dos parafusos possui importante influência sobre o comportamento desse tipo de ligação, e deve ser dimensionado corretamente de acordo com as características dos elementos conectados. Essa informação ficou mais evidente ao se observar as envoltórias da Figura 5-22, que permite afirmar que a rigidez ao momento fletor positivo é a mais aumentada com o aumento do diâmetro dos parafusos.

Tendo como base a rigidez do Modelo 1, que é de 42552,23kNm/rad, com a utilização de parafusos de diâmetro menor, de 12,5 mm, a rigidez caiu por volta de 31%. Ao aumentar os diâmetros, no caso da utilização de diâmetro de 20 mm, com aumento de 25% no diâmetro,

a rigidez praticamente manteve-se a mesma. No outro caso, para o diâmetro de 25 mm, o aumento sofrido foi de 15%, como mostram os dados da Tabela 5-5.

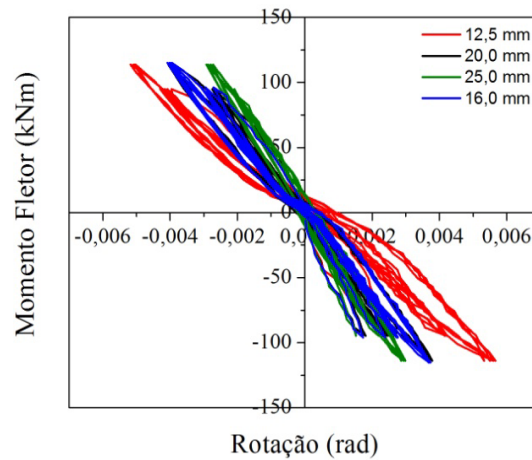


Figura 5-21 – Comparação das curvas momento fletor *versus* rotação da análise paramétrica do diâmetro dos parafusos.

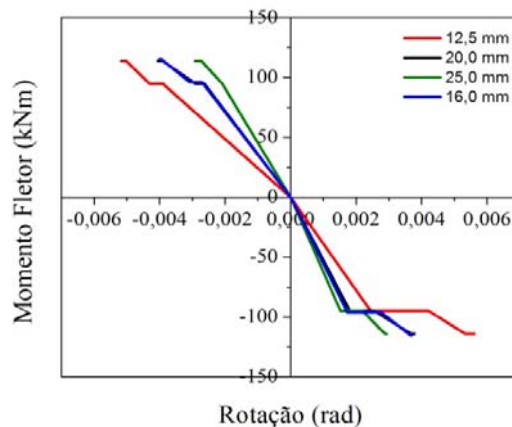


Figura 5-22 – Comparação das envoltórias da análise paramétrica do diâmetro dos parafusos.

Tabela 5-5 – Relação entre as rigidezes da análise paramétrica do diâmetro dos parafusos.

Diâmetro do Parafuso (mm)	Rigidez (kNm/rad)	$k_i/k_{\phi 16}$
16	42552,23	-
12,5	29385,91	0,69
20,0	42219,78	0,99
25,0	49017,47	1,15

Como conclusão sobre a influência do diâmetro dos parafusos na rigidez e resistência da ligação analisada neste trabalho pode-se dizer que o ganho de rigidez foi significativo com o aumento dessa variável. Com o aumento de aproximadamente 50% no diâmetro dos parafusos ocorreu 15% de aumento na rigidez da ligação.

5.4.2 Seção da Viga Metálica

Para a análise paramétrica da influência da seção transversal da viga metálica no comportamento da ligação foram variadas as espessuras das mesas e da alma e a largura das mesas. Essas variações foram realizadas compondo três seções transversais de viga: a primeira com mesa de espessura de 10 mm, a segunda com a largura das mesas igual a 140 mm e a terceira, na tentativa de aumentar ainda mais a rigidez, com mesas e alma com espessura de 10 mm. As seções transversais das seções utilizadas na análise paramétrica se encontram na Figura 5-23.

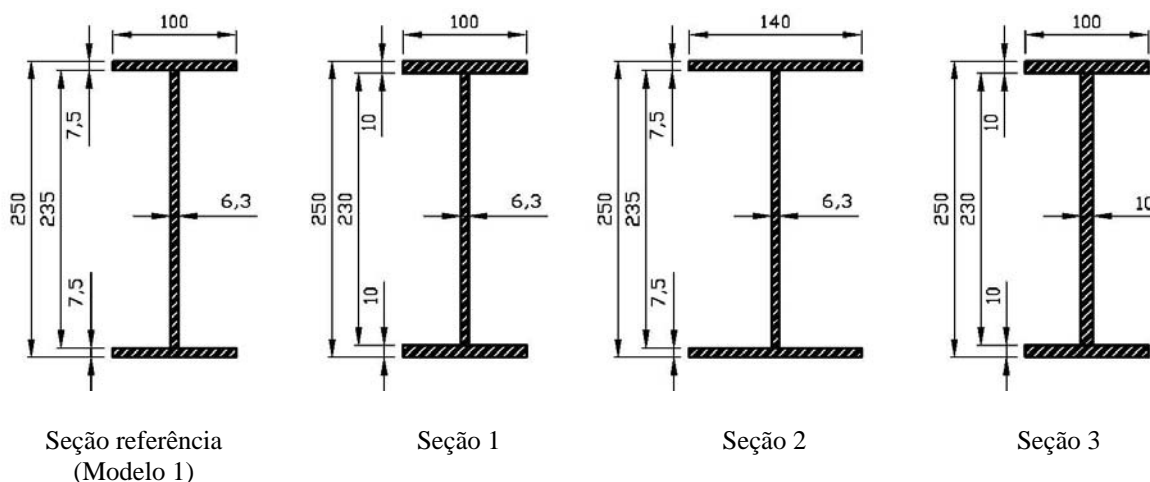


Figura 5-23 – Seções transversais das vigas utilizadas na análise paramétrica.

Os resultados encontrados com a análise paramétrica da influência da seção transversal da viga no comportamento da ligação geraram questões interessantes. A princípio, esperava-se que vigas mais robustas aumentassem a rigidez da ligação, mas ao observar os resultados obtidos com a simulação numérica empregando as seções mostradas na Figura 5-23, o resultado foi outro.

Na Figura 5-24 são apresentadas as curvas momento fletor *versus* rotação das seções 1, 2 e 3, no qual, as diferenças encontradas são bastante sutis. A ligação com o emprego da viga com seção 1 apresentou rotação máxima para momento fletor positivo igual a 0,0044 rad e no outro sentido 0,0045 rad. Para a seção 2 a rotação no sentido positivo do momento fletor foi a mesma que da seção 1, igual a 0,0044 rad, e no sentido negativo se mostrou superior, atingindo 0,0051 rad. Para a seção 3, a mais robustas de todas as analisadas, por incrível que possa parecer, para a mesma intensidade de momento fletor, as rotações obtidas pela

simulação numérica foram superiores, ou seja, a ligação apresentou menor rigidez. Isso ocorreu no sentido positivo do momento fletor, onde a ligação apresentou rotação de 0,0049 rad. No sentido contrário a rotação da ligação foi de 0,0044 rad.

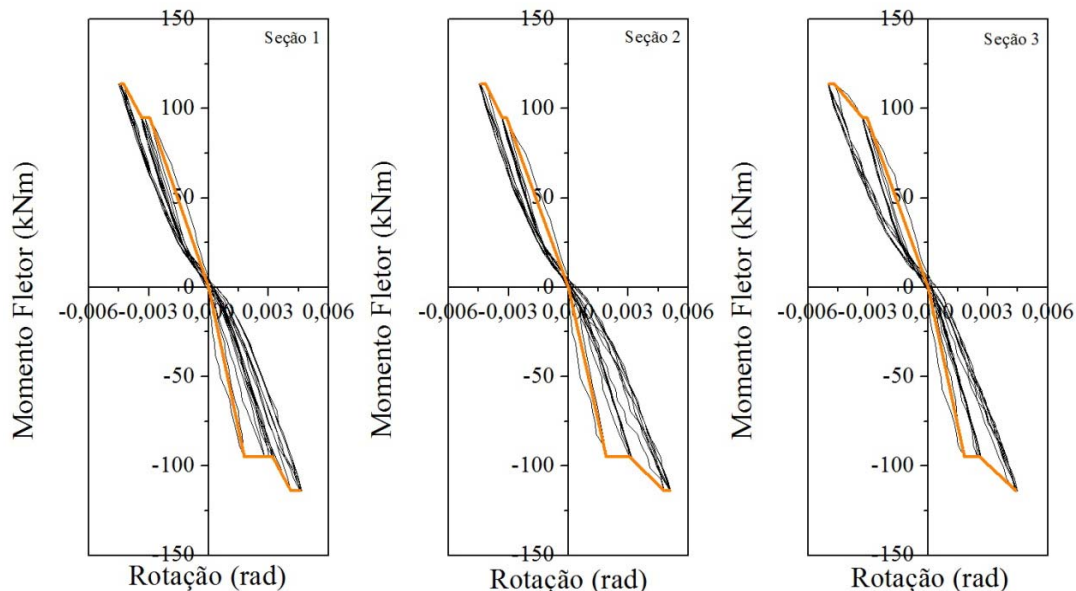


Figura 5-24 – Curvas momento fletor *versus* rotação resultante das simulações para a análise paramétrica da seção da viga.

Na comparação das curvas momento fletor *versus* rotação de todas as seções transversais de viga com a curva do Modelo 1 (Figura 5-25), notou-se que a rigidez de todas ligações com vigas mais robustas foram inferior ao da ligação tida como referência e considerada menos rígida pelo fato de possuir viga com mesas e alma menos espessas.

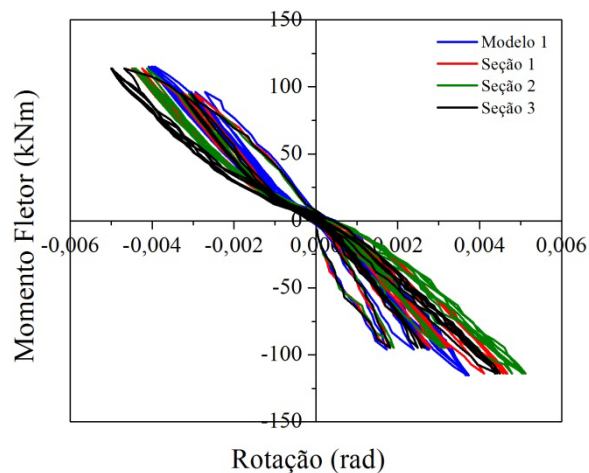


Figura 5-25 – Comparação das curvas momento fletor *versus* rotação da análise paramétrica da seção da viga.

Ao analisar o processo de dimensionamento da ligação, a justificativa para a menor rigidez encontrada para os modelos da análise paramétrica da seção da viga foi encontrada. Como todos os outros parâmetros da ligação do Modelo 1 foram mantidos, incluído o diâmetro dos parafusos e suas propriedades, com a utilização de vigas mais resistentes e menos deformáveis, estes elementos foram mais solicitados se tornando o ponto fraco da ligação.

De acordo com a ANBT NBR 8800:2008, o parafuso deve ser dimensionado de acordo com as características dos elementos a serem ligados. Fazendo a verificação para as três seções de viga, como consta no Apêndice E, o parafuso de 16,0 mm de diâmetro não é o correto a se utilizar, pois seriam necessários elementos com área de aço superior a 200 mm². Outra opção seria a utilização de parafusos de alta resistência.

Na Figura 5-27 estão traçadas as envoltórias resultantes das curvas momento fletor *versus* rotação, a partir do qual as rigidezes foram determinadas. Como já comentado, o Modelo 1 se apresentou mais rígido que as outras ligações em função dos parafusos não serem compatíveis com as vigas empregadas.

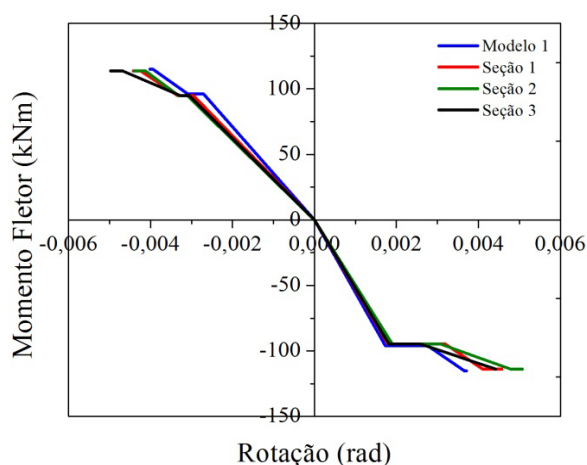


Figura 5-26 – Comparação das envoltórias da análise paramétrica da seção da viga.

A Tabela 5-6 apresenta as rigidezes obtidas para as ligações analisadas, incluindo sua comparação com a ligação de referência (Modelo 1). A ligação, no qual, a viga com mesas mais espessas foi utilizada, apresentou rigidez 8% inferior ao do Modelo 1. Já, as rigidezes para as outras duas ligações com seção transversal com mesas mais largas (seção 2) e com mesas e alma mais espessas (seção 3), a diferença foi mais significativa, atingindo aproximadamente 12%.

Tabela 5-6 – Relação entre as rigidezes da análise paramétrica da seção da viga.

Seção da viga	Rigidez (kNm/rad)	$k_i/k_{padrão}$
Seção referência	42552,23	-
Seção 1	39227,41	0,92
Seção 2	37157,68	0,88
Seção 3	38189,66	0,88

De acordo com os resultados da análise paramétrica da seção transversal da viga não foi possível retirar informações conclusivas em função do diâmetro dos parafusos não ser adequado para vigas utilizadas. Apesar disso, o ocorrido foi importante para atentar os engenheiros projetistas sobre o correto dimensionamento das ligações.

5.4.3 Altura da Laje

A última análise paramétrica realizada foi com a altura da laje utilizada no modelo de ligação mista. No Modelo 1 foi utilizada laje com 120 mm de altura e para o estudo da influência desse parâmetro foram utilizadas alturas de 140 mm, 160 mm e 180 mm.

Os resultados das simulações são apresentados na Figura 5-27, e aparentemente as diferenças entre as curvas momento fletor *versus* rotação são pequenas. A ligação com laje com altura de 140 mm rotacionou 0,0038 rad quando submetida a momento fletor negativo e 0,0037 rad quando positivo. Quando a altura da laje foi aumentada em 20 mm, a rotação da ligação foi de 0,0035 rad para momento fletor positivo e para o sentido contrário a rotação máxima foi de 0,0032 rad. Finalizando, o último parâmetro analisado foi a altura da laje igual a 180 mm. A rotação da ligação com a laje com essa altura foi de 0,0036 rad quando aplicado momento fletor positivo e 0,0038 rad no sentido oposto.

De acordo com os dados já apresentados, se pode notar a proximidade dos resultados encontrados para as ligações modeladas. A Figura 5-28 apresenta as curvas momento fletor *versus* rotação de todos os resultados obtidos, incluindo do Modelo 1 para comparação. Ao observar o comportamento das curvas, percebe-se que todas as ligações da análise paramétrica apresentaram rigidez superior ao do modelo de referência, já que todas possuíam laje com maior altura.

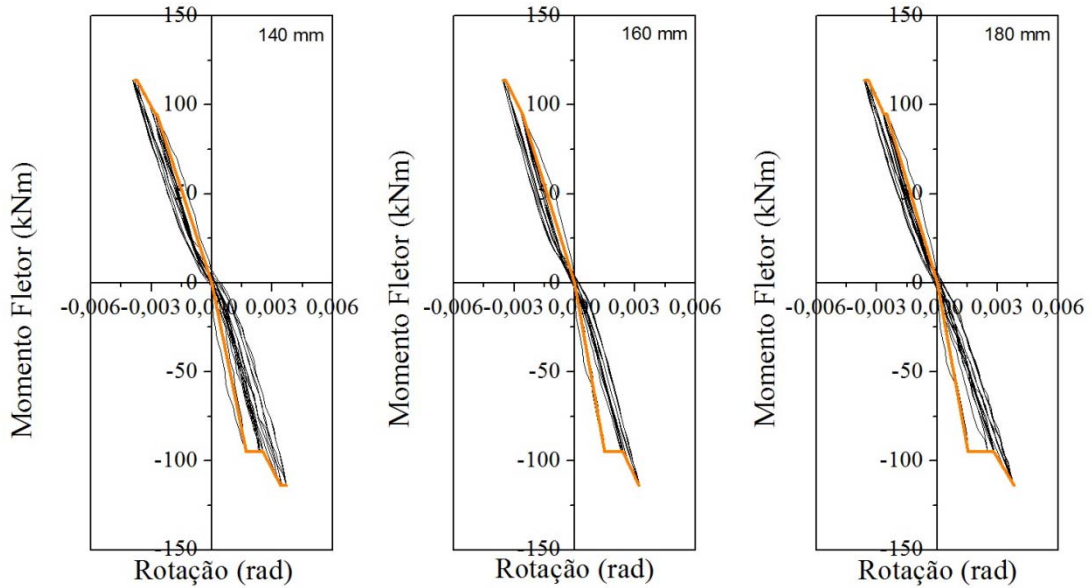


Figura 5-27 – Curvas momento fletor *versus* rotação resultante das simulações para a análise paramétrica da altura da laje.

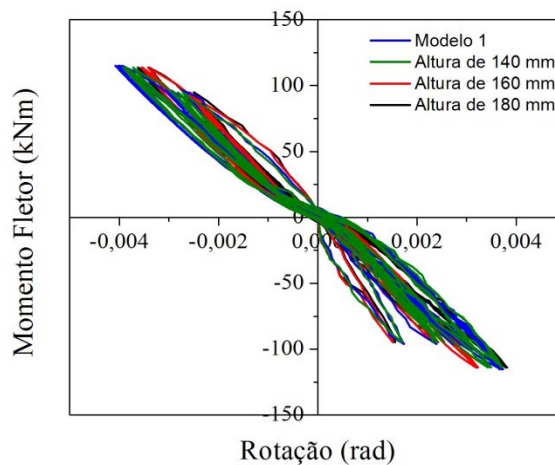


Figura 5-28 - Comparação das curvas momento fletor *versus* rotação da análise paramétrica da altura da laje.

Na Figura 5-29 estão apresentadas as envoltórias resultantes da análise paramétrica da altura da laje comparadas com a envoltória do Modelo 1. Como já era esperado, todos os modelos de ligação com laje de maior espessura apresentaram maior rigidez, mas as diferenças encontradas foram pequenas. Como consta na Tabela 5-7, para a laje com 140 mm, quase não houve diferença na rigidez apresentada pela ligação quando comparada ao Modelo 1. Para a ligação com laje de 160 mm de altura a diferença percentual foi de 6% e para a laje mais alta, com 180 mm, a diferença encontrada foi de 8%.

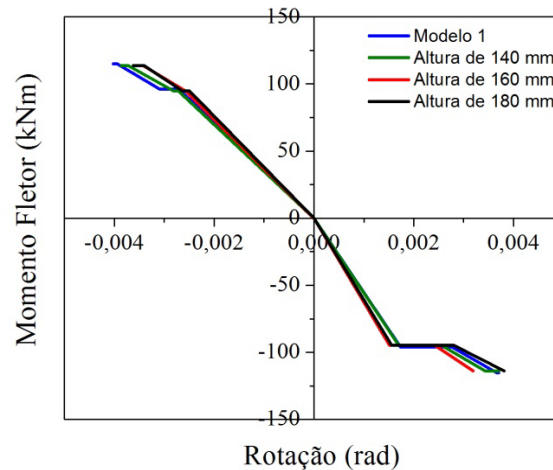


Figura 5-29 - Comparação das envoltórias da análise paramétrica da altura da laje.

Tabela 5-7 – Relação entre as rigidezes da análise paramétrica da altura da laje.

Altura da laje	Rigidez (kNm/rad)	$k_f/k_{\text{padrão}}$
Referência $L_{\text{laje}} = 120 \text{ mm}$	42552,23	-
$L_{\text{laje}} = 140 \text{ mm}$	42171,03	0,99
$L_{\text{laje}} = 160 \text{ mm}$	45381,65	1,06
$L_{\text{laje}} = 180 \text{ mm}$	46042,11	1,08

Com base nos resultados da análise paramétrica da altura da laje, foi possível notar que esse parâmetro tem pouca influência no comportamento desse tipo de ligação. Mas de acordo com os resultados das simulações dos modelos com lajes com 160 mm e 180 mm de altura, esse ganho de rigidez se dá até determinada altura, pois com o aumento de 2 cm não ocorreu grande diferença na rigidez apresentada.

5.5 Classificação das Ligações

As ligações analisadas experimentalmente foram classificadas segundo seu grau de rigidez para momento fletor negativo de acordo com as indicações do Eurocode 3. Para isso algumas propriedades geométricas da viga tiveram que ser determinadas, como momento de inércia, módulo de resistência plástico e momento de plastificação. A Figura 5-30 ilustra as dimensões da seção transversal da viga utilizadas para o cálculo dos parâmetros necessários.

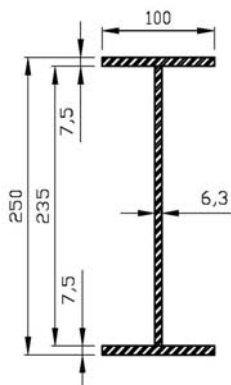


Figura 5-30 – Seção transversal da viga.

Para determinação das curvas características de cada modelo de ligação de acordo com o Eurocode 3 foram utilizadas as equações 1 e 2, no qual o eixo do momento fletor é adimensional, correspondendo a relação do momento resistente da ligação com o momento de plastificação da viga metálica e o eixo da rotação é determinado a partir da rotação plástica. As propriedades da viga necessárias para a caracterização das ligações se encontram na Tabela 5-8, no qual, cabe ressaltar que os dados utilizados para o cálculo foram os encontrados nos ensaios de caracterização, como por exemplo, o momento de plastificação da viga que foi determinado para f_y igual a 350 MPa.

Tabela 5-8 – Propriedades da viga utilizadas na classificação da rigidez.

Propriedades da Viga	
Momento de Inércia (I_z) cm ⁴	2887,30
Módulo de Resistência Plástico (Z_x) cm ³	253,60
Momento de Plastificação (M_p) kNm	88,76
Comprimento (L_b) mm	1650,00
Tensão de escoamento (f_y) MPa	350,00
Módulo de Elasticidade (E) MPa	230000,00

A classificação foi realizada para a situação em que as ligações estão submetidas a momento fletor negativo, ou seja, tração na parte superior, por ser a solicitação imposta a estrutura na maior parte de sua vida útil. O resultado obtido para as ligações, tanto para o lado esquerdo quanto para o direito, foi que aos protótipos que possuíam a laje contribuindo no combate aos esforços podem ser considerados como rígidos de resistência completa para estruturas contraventadas. O Modelo Piloto se enquadrou como ligação semi-rígida de resistência parcial para a mesma situação, diferenciando a porcentagem de resistência entre os lados. Do lado esquerdo, a resistência a porcentagem de resistência foi de 48% e do lado direito 64%, resultando em uma média de 56% de capacidade resistente.

No caso da utilização de estruturas contraventadas todos os modelos ensaiados se enquadraram na faixa de ligações semi-rígidas, continuando a ser de resistência completa as ligações com laje e de resistência parcial o Modelo Piloto. A Figura 5-31 apresenta as envoltórias, dos quatro modelos analisados com a indicação da classificação das ligações de acordo com as prescrições do EC3.

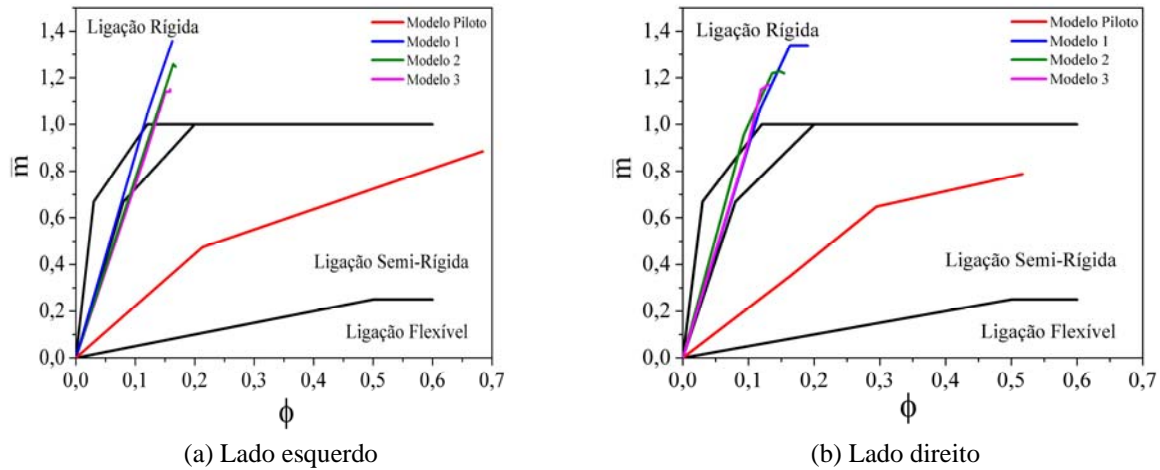


Figura 5-31 – Curvas para classificação da rigidez das ligações dos modelos experimentais.

Considerações Finais e Conclusões

6.1 Considerações Finais

O foco deste trabalho foi o estudo do efeito de ações cíclicas em ligações cruciformes com parafusos passantes entre pilar misto preenchido e vigas metálicas, utilizando solução não convencional em luvas metálicas para garantir a continuidade das armaduras da laje.

A metodologia utilizada envolveu análise experimental e numérica, além de análise paramétrica para avaliação da importância de outros parâmetros envolvidos no comportamento geral da ligação.

A parte experimental exigiu o desenvolvimento de um esquema de ensaio que pudesse ser executado no Laboratório de Estruturas do-SET/EESC, já que este não conta com parede de reação, usualmente utilizada em ensaios cíclicos. O esquema de ensaio proposto permitiu a aplicação de forças antissimétricas nas extremidades das vigas, produzindo ciclos alternados de momentos. Dificuldades foram encontradas para a estabilização dos pórticos de reação, que ora eram comprimidos e ora tracionados, gerando com isso folgas na estrutura, o que exigiu o reforço dessas estruturas após o ensaio piloto. Mesmo assim, foram obtidos resultados interessantes que permitiram analisar o comportamento das ligações e também validar os resultados obtidos nas simulações numéricas.

A modelagem computacional foi outro desafio enfrentado. Para se conseguir que um modelo numérico represente fielmente o modelo físico, o ideal seria manter suas características as mais próximas possíveis. No entanto, para compensar a simetria utilizada

para agilizar a construção e o processamento dos modelos, foi adotada na simulação numérica uma largura para o pilar que proporcionasse a ele o mesmo momento de inércia que metade do pilar do modelo físico teria. Por fim, os elementos de interface considerados no modelo numérico foram outro artifício encontrado para representar a ligação entre os elementos estruturais, na tentativa de reproduzir o comportamento real da ligação.

Por se tratar de um ensaio bastante difícil de ser executado, poucos parâmetros da ligação puderam ser analisados experimentalmente. Foi então realizada uma análise paramétrica a partir de simulações numéricas, variando parâmetros diferentes dos analisados experimentalmente, tais como o diâmetro dos parafusos, a altura da laje e a seção transversal da viga. Os resultados obtidos foram bastante satisfatórios, fornecendo informações importantes sobre o comportamento desse tipo de ligação mista.

A seguir são apresentadas as principais conclusões que puderam ser tiradas das diferentes análises efetuadas.

6.2 Conclusões

6.2.1 Análise Experimental

- Quanto à taxa de armadura da laje, nos ensaios não foram identificadas diferenças no comportamento das ligações, pois os momentos fletores atingidos não se aproximaram do momento de plastificação da ligação em função do desprendimento da laje, que levou a estrutura à ruína;
- A partir das comparações entre os resultados dos ensaios dos modelos de ligações foi possível concluir que a presença da laje contribuiu muito no aumento da rigidez da ligação e deve ser considerada no processo de dimensionamento;
- Na análise da influência dos métodos utilizados na ancoragem da armadura de continuidade da laje, os resultados obtidos nos ensaios não apresentaram grandes diferenças nas rigidezes das ligações, isto é, a diferença percentual entre as rigidezes dos Modelos 1 e 3 foi de apenas 3%;

- Por fim, de acordo com a classificação do EC3, as ligações estudadas neste trabalho foram consideradas todas semi-rígidas no caso de estruturas não contraventadas e de resistência completa no caso das ligações com a colaboração da laje. Quando se trata de estruturas contraventadas, os Modelos 1, 2 e 3 foram classificados como rígidos e também de resistência completa. Para o Modelo Piloto a classificação foi apenas uma para ambas as situações, sendo a ligação desse modelo considerada como semi-rígida de resistência parcial média de 56%.

Com base em todas as análises realizadas e no comportamento apresentado pelas ligações ensaiadas, pode-se concluir que as mesmas são adequadas para utilização em edifícios de múltiplos pavimentos e, no caso da necessidade de melhorar seu desempenho, aumentar a interação com a viga é uma boa solução. Isso pode ser feito com o aumento do número de conectores de cisalhamento, seja diminuindo seu espaçamento, ou até mesmo utilizando dois por linha, se a largura da viga permitir.

6.2.2 Análise Numérica

- A partir das simulações numéricas pode-se concluir que a modelagem bidimensional retratou de maneira satisfatória o comportamento das ligações estudadas, proporcionando vantagens como facilidade e rapidez para compor o modelo e reduzido tempo de processamento;
- Com base na análise numérica, foi possível prever os momentos fletores máximos resistidos pela ligação a partir da simulação com carregamento monotônico. Essa capacidade resistente foi determinada para momento fletor negativo e os valores encontrados se apresentaram coerentes com os valores de momento resistente determinados de acordo com as prescrições da ABNT NBR 8800:2008.
- Na simulação numérica do Modelo 3, no qual a armadura de continuidade foi fixada na parede do tubo metálico, correspondendo ao método de ancoragem com solda realizado em laboratório, ocorreram deformações nessa região em função dos esforços de tração nas barras de aço. Esse fato torna o método com solda das barras menos eficiente que o outro com luvas rosqueadas. A partir dos ensaios não foi possível realizar essa constatação devido à ruína precoce ocasionada pelo desprendimento da laje;

- Em suma, as comparações entre os resultados experimentais e numéricos mostraram boa correlação, com as diferenças encontradas entre as rigidezes das envoltórias numéricas e experimentais atribuídas à adoção da área de aço da armadura de continuidade correspondente apenas às quatro barras mais próximas ao pilar.

6.2.3 Análise Paramétrica

A análise paramétrica foi realizada tendo como referência os resultados obtidos para o Modelo 1 de ligação. Foram variados o diâmetro dos parafusos, a seção transversal da viga e a altura da laje. Para cada parâmetro foram adotadas três variações e quando um era alterado, todos os outros se mantinham fixos para facilitar as comparações. As principais conclusões obtidas foram:

- A utilização de parafusos com diâmetros maiores foi o parâmetro que mais influenciou o comportamento da ligação dentre todos os analisados. Com o aumento do diâmetro dos parafusos de 16 mm para 25 mm, ou seja 50% de aumento, o ganho de rigidez foi de 15%. Utilizando parafusos de 20 mm praticamente não ocorreu mudança na rigidez.
- Com base nos resultados da análise paramétrica da seção transversal da viga não foi possível retirar informações conclusivas a respeito da influência desse parâmetro no comportamento da ligação. Isso ocorreu devido o diâmetro dos parafusos, 16,0 mm, não ser adequado para vigas mais resistentes, como é o caso das seções 1, 2 e 3. Apesar disso, o ocorrido foi importante para atentar os engenheiros projetistas sobre o correto dimensionamento das ligações.
- A variação da altura da laje também proporcionou alterações no comportamento da ligação. Quando foi utilizada a altura de 140 mm a rigidez praticamente não se alterou, mas para a altura de 160 mm ocorreu um incremento de 6%. Quando a altura da laje foi aumentada para 180 mm, a rigidez também aumentou cerca de 8% em comparação ao Modelo 1. Esses dados comprovam que o aumento da altura da laje contribui no aumento da rigidez da ligação, mas existe um limite para essa altura no qual esse parâmetro deixa de influenciar significativamente na rigidez apresentada.

6.3 Sugestões para Pesquisas Futuras

Para dar continuidade às pesquisas sobre pilar misto preenchido com concreto e ao mesmo tempo desenvolver a parte numérica do trabalho, recomenda-se que em futuros trabalhos seja realizada a modelagem tridimensional para comparação com os resultados da modelagem bidimensional. Isso comprovaria ou não se uma modelagem mais simples retrata bem o comportamento desse tipo de ligação.

Outro esquema de ensaio poderia ser adotado em testes futuros para a aplicação de carregamento cíclico, como o arranjo com aplicação de força horizontal na cabeça do pilar. Para esse tipo de ensaio é necessária parede de reação, esquema bastante visto em artigos sobre trabalhos realizados em centros internacionais de pesquisas que estudam o comportamento de estruturas submetidas a esforços sísmicos.

Na falta de uma parede de reação, outro esquema de ensaio poderia ser desenvolvido, tendo em mente uma maneira de evitar o descolamento da laje, com aplicação das forças reversas sobre ela, o que, talvez, pudesse levar o ensaio a carregamentos superiores.

Para validar os resultados das simulações numéricas realizadas nas análises paramétricas, seria interessante o teste de modelos físicos com as mesmas características utilizadas. Como a seção transversal da viga tem grande influência no comportamento da ligação, um estudo mais aprofundado desse parâmetro, com variação da altura, da largura e das espessuras, forneceria informações importantes.

Referências Bibliográficas

- AITCIN, P. C. (1998). *High-Performance Concrete*. E&FN Spon, N.Y., 591 pp.
- ALOSTRA, Y.M.; SCHNEIDER, S.P. (1996). *Connections to concrete-filled steel tubes*. In: Proceedings of the eleventh world conference on earthquake engineering, paper number 748.
- ALVA, G. M. S. (2000). *Sobre o projeto de edifícios em estrutura mista aço-concreto*. Dissertação (Mestrado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos. 277p.
- ANSI/AISC 360-05 (2005). *Specification for structural steel buildings*. American Institute of Steel Construction.
- ARAÚJO, D. L.; CARMO, L. C.; NUNES, F. G. T.; TOLEDO FILHO, R. D. (2010). *Modelagem computacional de vigas de concreto armado reforçado com fibras de aço submetidas a cisalhamento*. Revista Ibracon de Estruturas e Materiais. v.3, n.1, p.68 – 94.
- ASSAN, A. H. (2003). *Método dos elementos finitos: Primeiros passos*. 2ª Edição. Campinas – SP. Editora da Unicamp.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2008). NBR 8800: *Projeto de execução de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios*. Rio de Janeiro – RJ.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2002). NBR 6892: *Materiais metálicos – Ensaio de tração à temperatura ambiente*. 34p. Rio de Janeiro – RJ.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1994). NBR 5739: *Concreto – Ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos*. 4p. Rio de Janeiro – RJ.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1994). NBR 7222: *Argamassa e Concreto – Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos-de-prova cilíndricos*. 3p. Rio de Janeiro – RJ.

- AZIZINAMINI, A.; PRAKASH, B. (1993). *A tentative design guideline for a new steel beam connection detail to composite tube column*. Engineering Journal, v.31, n.1, p.108 – 115.
- AZIZINAMINI, A.; SCHNEIDER, S. P. (2004). *Moment connections to circular concrete-filled steel tube columns*. Journal of Structural Engineering, Fevereiro/2004, v.130, n.2, p.213 – 222.
- BAIG, M. N.; JIANSHENG, F.; JIANGUO, N. (2006). *Strength of Concrete filled steel tubular columns*. Tsinghua Science Technology, v.11, n.6, December, p.657 – 666.
- BALLIO, G; CASTIGLIONE, C. A. (1995). *A unified approach for the design of steel structures under low and/or high cycle fatigue*. Journal of Constructional Steel Research, v.34, p.75 – 101.
- BEUTEL, J.; THAMBIRATNAM, D.; PERERA, N. (2002). *Cyclic behaviour of concrete filled steel tubular column to steel beam connections*. Engineering Structures, v.24, p.29 – 38.
- BRACONI, A.; SALVATORE, W.; TREMBLAY, R.; BURSI, O. S. (2007). *Behaviour and modelling of partial-strength beam-to-column composite joints seismic applications*. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, v.36, p.142 – 161.
- BURSI, O. S.; SUN, F. F.; POSTAL, S. (2005). *Nonlinear analysis of steel-concrete composite frames with full and partial shear connection subjected to seismic loads*. Journal of Constructional Steel Research, v.61, p.67 – 92.
- CALDAS, R. B.; FAKURY, R. H. e SOUSA JR., J. B. M. (2007). *Bases do dimensionamento de pilares mistos de aço e concreto segundo o projeto de revisão da NBR 8800*. REM – Revista Escola de Minas, Ouro Preto – MG, abr-jun 2007, p. 271 – 276.
- CAMARENA, D. (2006). *Finite element analysis of precast prestressed beam-column concrete connection in seismic construction*. Dissertação de Mestrado. Chalmers Universidade Tecnológica. Goteborg, Suécia.
- CEDERWALL, K.; AN, L. (1996). *Push-out tests on studs in high strength and normal strength concrete*. Journal of Constructional Steel Research, v.36, p.15 – 29.
- CHENG, CHIN-TUNG; CHUNG, LAP-LOI (2003). *Seismic performance of steel beams to concrete-filled steel tubular column connections*. Journal of Constructional Steel Research, v.59, p.405 – 426.

- CHENG, CHIN-TUNG; CHAN, CHEN-FU; CHUNG, LAP-LOI. (2007). *Seismic behaviour of steel beams and CFT column moment-resisting connections with floor slabs*. Journal of Constructional Steel Research, v.63, p.1479 – 1493.
- CHIEW, S. P.; LIE, S. T.; DAI, C. W. (2001). *Moment resistance of steel I-beam to CFT column connections*. Journal of Structural Engineering, Outubro/2001, v.127, n.10, p.1164 – 1172.
- CHOI, SUNG-MO; PARK, SU-HEE; YUN, YEO-SANG; KIM, JIN-HO. (2010). *A study on the seismic performance of concrete-filled square steel tube column-to-beam connections reinforced with asymmetric lower diaphragms*. Journal of Constructional Steel Research, v.66, p. 962 – 970.
- CHOU, C. C.; CHEN, J. H.; CHEN, Y. C.; TSAI, K. C. (2006). *Evaluating performance of post-tensioned steel connections with atrands and reduced flange plates*. Earthquake Engineering and structural Dynamics, v.35, p.1167 – 1185.
- COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON, CEB-FIP Model Code 1990 – Design Code, Thomas Telford Services Ltd., London, 1993, 437 p.
- CONCEIÇÃO, J. L. (2011). *Ligação mista viga-pilar resistente a momento*. Dissertação (Mestrado). Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais. Belo Horizonte, MG. 155p.
- COST-C1 – European Cooperation in the Field of Scientific and Technical Research (1996). *Semi-rigid behaviour of civil engineering structural connections - Composite steel-concrete joints in braced frames for buildings*. Bruxelas, Luxemburgo.
- CRISINEL, M.; O'LEARY, D. (1996). Composite floor slab design and construction. *Structural Engineering International*, v.6, n.1, p.41 – 6, february.
- DE NARDIN, S. (1999). *Estudo teórico-experimental de pilares mistos compostos por tubos de aço preenchidos com concreto de alta resistência*. Dissertação (Mestrado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos. 148p.
- DE NARDIN, S. (2003). *Pilares mistos preenchidos: estudo da flexo-compressão e de ligações viga-pilar*. Tese (Doutorado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos. 323p.

DE NARDIN, S.; SOUZA, A. S. C.; EL DEBS, A. L.C. H.; EL DEBS, M. K. (2005). *Estruturas mistas aço-concreto: origem, desenvolvimento e perspectivas*. Anais do 47º Congresso Brasileiro do Concreto - CBC2005. Setembro/2005. Volume IV - Estruturas Mistadas. p.69 – 84.

DE NARDIN, S. (2007). *Investigação de dispositivos de ligação entre pilares preenchidos e vigas mistas em pavimentos mistos delgados*. Relatório científico de Pós-doutorado. São Carlos. 149p

ELREMAILY, A.; AZIZINAMINI, A. (2001). *Experimental behavior of steel beam to CFT column connections*. Journal of Constructional Steel Research. v.57, p.1099 – 1119.

ELREMAILY, A.; AZIZINAMINI, A. (2001). *Design provisions for connections between steel beams and concrete filled tube columns*. Journal of Constructional Steel Research. v.57, p.971 – 995.

EN 1994-1-1: 2004. Design of composite steel and concrete structures: part 1.1: general rules and rules for buildings. EUROCODE 4, *European Committee for Standardization*, 2004.

EUROPEAN COMMITTEE OF STANDARDIZATION (1993). *Eurocode 3 – Design of steel structures. Part 1.8: Design of joints*. Brussels.

FABRIZZI, M. A. (2007). *Contribuição para o projeto e dimensionamento de edifícios de múltiplos andares com elementos estruturais mistos aço-concreto*. Dissertação (Mestrado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos. 233p.

FAKURY, R. H. (2007). *Sobre a revisão da norma brasileira de projeto de estruturas de aço e estruturas mistas de aço e concreto, a NBR 8800*. REM: R. Esc. Minas, Ouro Preto, 60(2): 233-239.

FARIAS, R. S. (2008). *Estudo teórico-experimental do efeito da laje na transferência de forças em ligações viga-pilar misto preenchido*. Dissertação (Mestrado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos. 193p.

FIGUEIREDO, L., M. B. (2004). *Ligações mistas viga-pilar – Análise teórica e experimental*. Tese (Doutorado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos. 206p.

FU, F.; LAM, D. (2006). *Experimental study on semi-rigid composite joints with steel beams and precast hollowcore slabs*. Journal of Constructional Steel Research, v.62, p.771 – 782.

- FU, F.; LAM, D.; YE, J. (2007). *Parametric study of semi-rigid composite connections with 3-D finite element approach*. Engineering Structures, v.29, p.888 – 898.
- GARDNER, A. P.; GOLDSWORTHY, H. M. (2005). *Experimental investigation of the stiffness of critical components in a moment-resisting composite connection*. Journal of Constructional Steel Research. v.61, p.709 – 726.
- GREEN, T.P.; LEON. R. T.; RASSATI, G. A. (2004). *Bidirectional tests on partially restrained, composite beam-to-column connections*. Journal of Structural Engineering, Fevereiro/2004, p.320 – 327.
- INAI, E.; MUKAI, A.; KAI, M.; TOKINOYA, H.; FUKUMOTO, T. e MORI, K. (2004). *Behavior of Concrete-Filled Steel Tube Beam Columns*. Journal of Structural Engineering, Fevereiro/2004, p.189 – 202.
- KANG, C.H.; SHIN, K. J.; OH, Y.S.; MOON, T. S. (2001). *Hysteresis behavior of CFT column to H-beam connections with external T-stiffeners and penetrated elements*. Engineering Structures, v.23, p.1194 – 1201.
- KATAOKA, M. N. (2007). *Estudo da continuidade em ligações laje-viga-pilar em estruturas pré-moldadas de concreto*. Dissertação (Mestrado). Universidade Federal de São Carlos. São Carlos. 113p.
- KISHI, N.; HASSAN, R.; CHEN, W. F.; GOTO, Y. (1997). *Study of Eurocode 3 steel connection classification*. Engineering Structures, v.19, p. 772 – 779.
- KOVÁCS, N.; CALADO, L.; DUNAI, L. (2004). *Behaviour of bolted composite joints: experimental study*. Journal of Constructional Steel Research. v.60, p.725 – 738.
- KOVÁCS, N.; CALADO, L.; DUNAI, L. (2008). *Experimental and analytical studies on the cyclic behavior of end-plate joints of composite structural elements*. Journal of Constructional Steel Research. v.64, p.202 – 213.
- KULKARNI, S. A.; LI, B.; YIP, W. K. (2008). *Finite element analysis of precast hybrid-steel concrete connections under cyclic loading*. Journal of Constructional Steel Research, v.64, p.190 – 201.
- LEE, S. L.; TING, L. C.; SHANMUGAM, N. E. (1993). *Use of external T-stiffeners in box-column to I-beam connections*. Journal of Constructional Steel Research. v.26, p.77 – 98.

- LEON, R.T. (1990). *Semi-rigid composite construction*. Journal of Constructional Steel Research, v.15, p.99 – 120.
- LEON, R.T. (1998). *Composite connections*. Structural Engineering and Materials. v.1 (2), p.159 – 169.
- LI, X.; XIAO, Y.; WU, Y.T. (2009). *Seismic behavior of exterior connections with steel beams bolted to CFT columns*. Journal of Constructional Steel Research v.65, p. 1438 – 1446.
- LIEW, J. Y. R.; TEO, T. H.; SHANMUGAM, N. E.; YU, C. H. (2000). *Testing of steel-concrete composite connections and appraisal of results*. Journal of Constructional Steel Research, v.56, p.117 – 150.
- LIU, J.; ASTANEH-ASL, A. (2000). *Cyclic testing of simple connections including effects of slab*. Journal of Structural Engineering, Janeiro/2000, p.32 – 39.
- MALASKA, M.; MÄKELÄINEN, P.; LESKELÄ, M. V.; MONONEN, T. (2001). *A new composite slim floor system*. In: NORDIC STEEL CONSTRUCTION CONFERENCE, 9th, NSCC 2001, Helsinki, 18 – 20 June, Proceedings. p.179 – 186.
- MITRA, N. (2008). *Continuum model for RC interior beam-column connection regions*. 14^o Conferência Mundial em Engenharia Sísmica. Beijing, China.
- OLIVEIRA, W. L. A.; EL DEBS, A. L. H. C. (2006). *Efeito da esbeltez e da resistência do concreto no confinamento de pilares mistos preenchidos: resultados experimentais*. Cadernos de Engenharia de Estruturas, São Carlos, v.8, n.32, p.61 – 64.
- PARK, SU-HEE; CHOI, SUNG-MO; KIM, YO-SUK; PARK, YOUNG-WOOK; KIM, JIN-HO (2010). *Hysteresis behavior of concrete filled square steel tube column-to-beam partially restrained composite connections*. Journal of Constructional Steel Research, v.66, p.943 – 953.
- PRION, H. G. L.; McLELLAN, A.B. (1994). *Through-bolt connections for concrete-filled hollow structural steel sections*. In: ANNUAL TASK GROUP TECHNICAL SESSION 1994. Proceedings. Bethlehem, p.239 – 250.
- QIAN, S.; LI, V. C. (2006). *Influence of Concrete Material Ductility on Shear Response of Stud Connections*. ACI Materials Journal. v.103, n.1, January-February, p.60 – 66.

- QUEIROZ, F. D. (2003). *Modelos para análise de pilares mistos pelo método dos elementos finitos*. Dissertação (Mestrado). Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais. Belo Horizonte, MG. 189p.
- RICLES, J. M.; PENG, S. W. (2004). *Seismic behavior of composite concrete filled steel tube column-wide flange beam moment connections*. Journal of Structural Engineering, Fevereiro/2004, p.223 – 232.
- ROEDER, C. W.; CAMERON, B.; BROWN, C. B. (1999). *Composite action in concrete filled tubes*. Journal of Structural Engineering, Maio/1999, p.477 – 484.
- SHIN, K.J.; KIM, Y.J.; OH, Y.S.; MOON, T. S. (2004). *Behavior of welded CFT column to H-beam connections with external stiffeners*. Engineering Structures, v.26, p.1877 – 1887.
- SHIN, K.J.; KIM, Y.J.; OH, Y.S. (2007). *Seismic behaviour of composite concrete-filled tube column-to-beam moment connections*. Journal of Constructional Steel Research. v.64, p.118 – 127.
- SILVA, L. S.; SIMÕES, R. D.; CRUZ, P. J. S. (2001). *Experimental behaviour of end-plate beam-to-column composite joints under monotonical loading*. Engineering Structures, v.23, p.1383 – 1409.
- SILVA, R. D. (2006). *Estudo da aderência aço-concreto em pilares mistos preenchidos*. Dissertação (Mestrado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos. 126p.
- TAKHIROV, S. M.; POPOV, E. P. (2002). *Bolted large seismic steel beam-to-column connections Part 2: numerical nonlinear analysis*. Engineering Structures, v.24, p.1535 – 1545.
- TNO BUILDING AND CONSTRUCTION RESEARCH, Diana User's Manual – Release 9, Delft, Netherlands, 2005, 622 p.
- VIEST, I. M. (1956). *Investigation of stud shear connectors for composite concrete and steel T-beams*. Journal of the American Concrete Institute, v.27, n 8. April, p.875 – 891.
- WANG, J. F.; LI, G. Q. (2007). *Testing of semi-rigid steel-concrete composite frames subjected to vertical loads*. Engineering Structures, v.29, p.1903 – 1916.

WANG, J.; CHEN, X.; HAN, L. (2011). *Structural Behaviour of Blind Bolted Connection to Concrete-Filled Steel Tubular Columns*. *Advanced Materials Research* v. 163-167, p. 591–595.

WU, LAI-YUN; CHUNG, LAP-LOI; TSAI, SHENG-FU; SHEN, TUNG-JU; HUANG, GOU-LUEN (2005). *Seismic behavior of bolted beam-to-column connection for concrete filled steel tube*. *Journal of Constructional Steel Research*, v.61, p. 1387 – 1410.

Apêndice A

Determinação do momento fletor resistente das ligações mistas a partir das recomendações da ABNT NBR 8800:2008.

Para aplicações das prescrições da ABNT NBR 8800:2008 para a determinação do momento fletor resistente de ligações mistas, as condições descritas a seguir têm que ser atendidas:

- os conectores na região de momento negativo e os elementos envolvidos na ligação da mesa inferior devem ter resistências de cálculo superiores às das barras de armadura;
- a solda inferior de composição do perfil deve ter resistência de cálculo a cisalhamento igual ou superior à da alma;
- o perfil metálico tem seção transversal com:

- relação entre largura e espessura da mesa inferior não superior a $0,3B \sqrt{\frac{E}{f_y}}$;

- relação entre duas vezes a altura da parte comprimida da alma e a espessura desse elemento não superior a $3,70 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$, com posição da linha neutra plástica determinada para a seção mista sujeita a momento negativo;

- não é reduzido pela flambagem por distorção da viga mista junto à ligação;
- a força axial na viga apoiada é desprezível.

$$M_{Rd} = \frac{f_{ys} \cdot A_{st} \cdot (d + y)}{\gamma_s} \quad (\text{A.4})$$

Sendo:

A_{st} – Área de aço da seção transversal da armadura;

f_{ys} – Resistência ao escoamento da armadura;

γ_s – Coeficiente de ponderação da resistência do aço da armadura;

d – Altura do perfil de aço;

y – Distância do topo do perfil ao centro da armadura.

- **Modelo 1 e 3**

$$A_{St} - 981,75 \text{ mm}^2$$

$$f_{ys} - 500 \text{ MPa}$$

$$\gamma_s - 1,15 \text{ (dado em 4.8.2 da ABNT NBR 8800:2008)}$$

$$d - 250 \text{ mm}$$

$$y - 100 \text{ mm}$$

$$M_{Rd} = \frac{f_{ys} \cdot A_{st} \cdot (d + y)}{\gamma_s} = \frac{500 \cdot 981,75 \cdot (250 + 100)}{1,15}$$

$$M_{Rd} = 149548913 \text{ N.mm ou } 149,55 \text{ kN.m}$$

- **Modelo 2**

$$A_{St} - 1521,32 \text{ mm}^2$$

$$f_{ys} - 500 \text{ MPa}$$

$$\gamma_s - 1,15 \text{ (dado em 4.8.2 da ABNT NBR 8800:2008)}$$

$$d - 250 \text{ mm}$$

$$y - 100 \text{ mm}$$

$$M_{Rd} = \frac{f_{ys} \cdot A_{st} \cdot (d + y)}{\gamma_s} = \frac{500 \cdot 1521,32 \cdot (250 + 100)}{1,15}$$

$$M_{Rd} = 231505217 \text{ N.mm ou } 231,50 \text{ kN.m}$$

Ligações metálicas realizadas apenas com parafusos ou barras rosqueadas, de acordo com a ABNT NBR 8800:2008, quando classificadas como ligações de contato, têm que ser verificadas com relação a resistência à tração, cisalhamento e pela combinação desses dois esforços.

Para determinação da capacidade resistente do Modelo Piloto essas verificações foram realizadas de acordo com o esquema da Figura A-1.

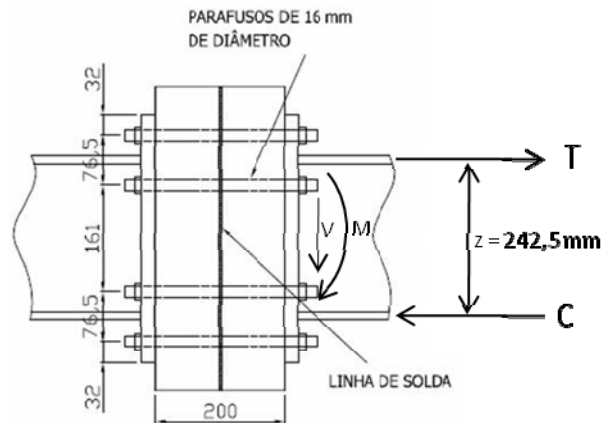


Figura A-1 – Esquema de esforços no Modelo Piloto.

d – 1580 mm (distância do ponto de aplicação da força F até a ligação)

z – 242,5 mm

f_{ub} – 500 MPa

A_b – 201 mm² (área do parafuso)

$$M = F \cdot d = 1580 F$$

$$T_{Sd} = M/z = 1580 F/242,5$$

$$T_{Sd} = 6,51 F$$

$$F_{t,Sd} = T_{Sd} / n = 6,51 F/4 = 1,63 F$$

$$F_{v,Sd} = F/8 = 0,125 F$$

- **Verificação da Resistência de cálculo à tração**

Para barras rosqueadas:

$$F_{t,Sd} = \frac{A_b \cdot f_{ub}}{\gamma_{a1}} = \frac{201 \cdot 500}{1,10} = 91363 \text{ N}$$

- **Verificação da resistência de cálculo ao cisalhamento**

Cálculo realizado considerando a linha de corte passando pela rosca.

$$F_{v,Sd} = \frac{0,4 \cdot A_b \cdot f_{ub}}{\gamma_{a2}} = \frac{0,4 \cdot 201 \cdot 500}{1,35} = 29777 \text{ N}$$

- *Verificação para tração e cisalhamento combinados*

$$\left(\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}}\right)^2 + \left(\frac{F_{t,Ed}}{F_{t,Rd}}\right)^2 \leq 1$$

$$\left(\frac{1,63 F}{91,363}\right)^2 + \left(\frac{0,125 F}{29,777}\right)^2 \leq 1$$

$$(0,0178 F)^2 + (0,00419 F)^2 \leq 1$$

$$F^2 0,000316 + F^2 0,000017 \leq 1$$

$$F^2 0,0003335 \leq 1$$

$$F^2 \leq 2998,5$$

$$F \leq 54,76 \text{ kN}$$

De acordo com as verificações realizadas, a força resistente do Modelo Piloto é de 54,76 kN ou 86,52 kNm.

Apêndice B

Determinação do diâmetro dos parafusos

Para a determinação do diâmetro dos parafusos é necessário a determinação de algumas características da viga, como consta na Tabela A-1. As propriedades foram determinadas para os valores nominais de tensão de escoamento ($f_y = 250$ MPa).

Tabela A-1 – Propriedades das vigas dos modelos físicos de ligação.

$h = 250$ mm	$b_f = 100$ mm	$t_w = 6,3$ mm	$Z_x = 253,6$ cm ³	$L_b = 1650$ mm
$d = 225$ mm	$t_f = 7,5$ mm	$f_y = 250$ MPa	$I_x = 2887,3$ cm ⁴	$M_p = 63,40$ kNm

As expressões utilizadas no dimensionamento são:

$$T = M_p / (h - t_f)$$

$$T_i = T / n$$

$$R_{nt} = 0,75 A_p \cdot f_{ub}$$

Propriedades dos parafusos:

$$f_{ub} = 500 \text{ MPa}$$

$$n = 4 \text{ parafusos}$$

$$T = 63,40 / (0,25 - 0,0075)$$

$$T = 63,40 / 0,2425 = 261,44 \text{ kN}$$

$$T_i = 261,44 / 4 = 65,36 \text{ kN}$$

$$65360 = 0,75 A_p \cdot 500$$

$$65360 = 375 A_p$$

$$A_p = 174,3 \text{ mm}^2 \rightarrow \phi \text{ 16 mm}$$

Tabela A-2 – Parâmetros para a determinação do diâmetro dos parafusos.

T (kN)	T_i (kN)	A_p (mm²)	d_p (mm)
261,44	65,36	174,3	16

Apêndice C

Verificação do número de conectores de cisalhamento utilizados para a interação entre a viga e a laje mista

De acordo com o Anexo T.2.4.2 da ABNT NBR 8800:2008, a resistência de cálculo dos conectores de cisalhamento na região de momento fletor negativo deve ser igual ou superior à da armadura, como mostram as equações A.1, A.2 e A.3.

$$n \cdot q_{Rd} \geq F_{Sd} \quad (A.1)$$

$$q_{Rd} = f_{ucs} \cdot A_{co} \quad (A.2)$$

$$F_{Sd} = \frac{A_{s1} \cdot f_{ys}}{\gamma_s} \quad (A.3)$$

Sendo:

n – Número de conectores de cisalhamento;

q_{Rd} – Resistência de cálculo de um conector de cisalhamento;

F_{Sd} – Resistência da armadura;

A_{s1} – Área de aço da seção transversal da armadura;

f_{ys} – Resistência ao escoamento da armadura;

γ_s – Coeficiente de ponderação da resistência do aço da armadura;

f_{ucs} – Resistência ao escoamento do aço do conector de cisalhamento;

A_{co} – Área de aço da seção transversal do conector de cisalhamento.

Os conectores de cisalhamento utilizados em todos os modelos de ligações possuíam diâmetro de 19 mm ($A_{co}=283,4 \text{ mm}^2$), altura de 100 mm e resistência à ruptura de 415 MPa, de acordo com informações do fabricante. Em cada viga foram soldados seis conectores de cisalhamento espaçados de 210 mm.

$$q_{Rd} = 415 \times 283,4 = 117611 \text{ N ou } 117,61 \text{ kN}$$

$$n \cdot q_{Rd} = 6 \times 117,61 = 705,66 \text{ kN}$$

Para as ligações correspondentes aos Modelos 1 e 3, com taxa de armadura de 1%, a área de aço utilizada foi de 981,75 mm² (área de 8 barras de 12,5 mm de diâmetro) e tensão de escoamento nominal de 500 MPa. O coeficiente de ponderação (γ_s) para armaduras é de 1,15.

$$F_{sd} = \frac{981,75 \times 500}{1,15} = 426847 \text{ N ou } 426,847 \text{ kN}$$
$$q_{Rd} \geq F_{sd} \text{ (Verificado)}$$

O Modelo 2, com taxa de 1,5% de armadura, a área de aço total foi de 1521,32 mm², no qual foram utilizadas barras de três diâmetros diferentes. As duas barras ancoradas ao pilar possuíam 20 mm de diâmetro, as outras duas posicionadas próximas na lateral do pilar eram de 16 mm e, por fim, as barras mais distantes possuíam 12,5 mm de diâmetro, em um total de quatro barras. Para a determinação da resistência da armadura foi também utilizada a tensão de escoamento nominal de 500 MPa.

$$F_{sd} = \frac{1521,32 \times 500}{1,15} = 661443 \text{ N ou } 661,443 \text{ kN}$$
$$q_{Rd} \geq F_{sd} \text{ (Verificado)}$$

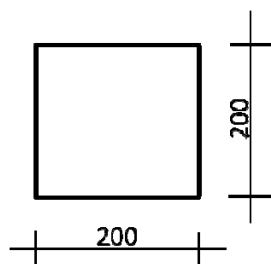
Para as duas taxas de armadura adotadas nos modelos de ligações o número de conectores de cisalhamento passou pela verificação.

Apêndice D

Cálculo do momento de inércia do pilar misto

Para que o comportamento do pilar não fosse alterado devido a utilização da simetria na modelagem computacional, foi determinada um largura representativa para esse elemento, que proporcionasse o mesmo momento de inércia que na realidade metade do pilar teria.

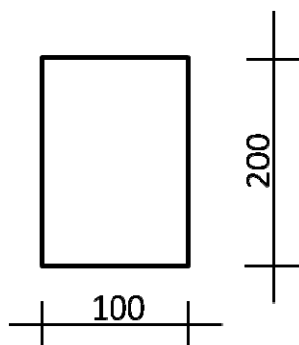
- *Momento de inércia do pilar completo*



$$I = \frac{b.h^3}{12}$$
$$I = \frac{20.20^3}{12} = 13333cm^4$$

Figura A-2 – Dimensões da seção completa do pilar

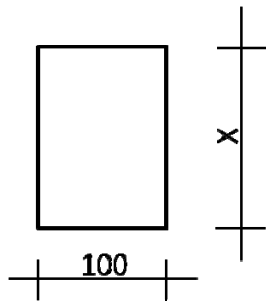
- *Momento de inércia de metade do pilar*



$$I = \frac{b.h^3}{12}$$
$$I = \frac{20.10^3}{12} = 1667cm^4$$

Figura A-3 – Dimensões da metade da seção do pilar

- *Determinação da largura da metade do pilar para que tenha metade do momento de inércia da seção completa*



$$I = \frac{b \cdot h^3}{12}$$

$$I = \frac{x \cdot 10^3}{12} = 6666 \text{ cm}^4 \text{ (metade de } 13333 \text{ cm}^4)$$

$$x = 80 \text{ cm}$$

Figura A-4 – Esquema para a determinação da largura do pilar

Com os cálculos ficou evidente que utilizando a metade da seção transversal do pilar do modelo físico o momento de inércia não estaria correto, pois não corresponderia a metade do momento de inércia da seção transversal do pilar todo. Dessa forma, utilizando 80 cm para a largura do pilar o momento de inércia se apresentaria equivalente.

Apêndice E

Determinação da área de aço dos parafusos para as seções transversais das vigas da análise paramétrica.

Tabela A-3 – Propriedades das vigas da análise paramétrica.

Seção 1	$b_f = 100 \text{ mm}$	$t_w = 6,3 \text{ mm}$	$t_f = 10 \text{ mm}$	$Z_x = 319,4 \text{ cm}^3$	$M_p = 79,85 \text{ kNm}$
Seção 2	$b_f = 140 \text{ mm}$	$t_w = 6,3 \text{ mm}$	$t_f = 7,5 \text{ mm}$	$Z_x = 321,7 \text{ cm}^3$	$M_p = 80,42 \text{ kNm}$
Seção 3	$b_f = 100 \text{ mm}$	$t_w = 10 \text{ mm}$	$t_f = 10 \text{ mm}$	$Z_x = 372,3 \text{ cm}^3$	$M_p = 93,12 \text{ kNm}$

$h = 250 \text{ mm}$ (para todas as seções)

As expressões utilizadas no dimensionamento são:

$$T = M_p / (h - t_f)$$

$$T_i = T / n$$

$$R_{nt} = 0,75 A_p \cdot f_{ub}$$

Propriedades dos parafusos:

$$f_{ub} = 500 \text{ MPa}$$

$n = 4$ parafusos

- **Seção 1**

$$T = 79,85 / (0,25 - 0,01)$$

$$T = 332,71 \text{ kN}$$

$$T_i = 332,71 / 4 = 83,18 \text{ kN}$$

$$83180 = 0,75A_p \cdot 500$$

$$83180 = 375A_p$$

$$A_p = \mathbf{221,81 \text{ mm}^2}$$

- *Seção 2*

$$T = 80,42 / (0,25 - 0,0075)$$

$$T = 331,62 \text{ kN}$$

$$T_i = 331,62 / 4 = 82,90 \text{ kN}$$

$$82900 = 0,75A_p \cdot 500$$

$$82900 = 375A_p$$

$$A_p = \mathbf{221,07 \text{ mm}^2}$$

- *Seção 3*

$$T = 93,12 / (0,25 - 0,01)$$

$$T = 388 \text{ kN}$$

$$T_i = 388 / 4 = 97 \text{ kN}$$

$$97000 = 0,75A_p \cdot 500$$

$$97000 = 375A_p$$

$$A_p = \mathbf{258,67 \text{ mm}^2}$$

$$\phi 16 \text{ mm} \rightarrow A = 200 \text{ mm}^2$$

$$\phi 20 \text{ mm} \rightarrow A = 314 \text{ mm}^2$$

Tabela A-4 – Diâmetro dos parafusos das seções da análise paramétrica.

Seção	T (kN)	T _i (kN)	A _p (mm ²)	d _p (mm)
1	332,71	83,18	221,81	20
2	331,62	82,90	221,07	20
3	388,00	97,00	258,67	20