

UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS – UFMG  
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA DE ESTRUTURAS  
ESCOLA DE ENGENHARIA  
BELO HORIZONTE – MG

**Comportamento de ligações mistas viga-pilar em perfis  
formados a frio com conectores de parafuso e rebite  
com rosca interna**

ENG.: VICTOR FERNANDO ANGULO QUIÑONEZ

ORIENTADOR: PROF. FRANCISCO CARLOS RODRIGUES, DR.

BELO HORIZONTE - MG

JULHO 2007

Victor Fernando Angulo Quiñonez

# **Comportamento de ligações mistas viga-pilar em perfis formados a frio com conectores de parafuso e rebite com rosca interna**

Dissertação apresentada ao Curso de Mestrado do Departamento de Estruturas da Faculdade de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de “Mestre em Engenharia de Estruturas”.

Área de concentração: Engenharia Civil

Orientador: Prof. Dr. Francisco Carlos Rodrigues

Comissão julgadora:

---

Prof. Dr. Francisco Carlos Rodrigues  
EE - UFMG (Orientador)

---

Prof. Dr. Luiz Fernando Ribeiro Loureiro  
EE - UFOP

---

Profa. Dra. Ana Lydia Reis de Castro e Silva  
EE - UFMG

Belo Horizonte  
Escola de Engenharia da UFMG

2007

## *AGRADECIMENTOS*

Com todo amor e a maior sinceridade por concluir uma etapa da minha vida y com orgulho dou graças à:

Deus por me dar vida saúde, inteligência, y força para concluir uma etapa importante da minha vida.

À meus Pais, Dra. Mercy Quiñónez e Adv. Víctor Angulo pelo apoio incondicional com suas orações e brindarem compreensão e amor.

À meus Irmãos, Fabricio, Margarita, Danilo, Ximena por estar comigo sempre.

À minha esposa a Dra. Giovanna, por seu carinho compreensão e amor.

A meus parentes, Jairo, Luzia, Hosana, Alexandre, Miriam, Evaldo, Raquel.

Ao professor Dr. Ricardo Hallal Fakury, minha gratidão pelo apoio, por sua imprescindível presença em todos os momentos importantes deste trabalho.

Ao professor Dr. Francisco Carlos Rodrigues, pela valiosíssima colaboração, pela orientação, por todo apoio e amizade demonstrados durante o desenvolvimento do presente trabalho.

Ao professor Dr. Edgar Mantilla, da UFMG, pelas sugestões e contribuições nos ensaios.

À Usiminas pela concessão da bolsa de estudo.

À Pórtico Engenharia pelo apoio na construção dos Modelos.

À Bulhoof pela assistência técnica na instalação dos Rebites

Aos amigos e amigas do Mestrado, Alessandro Freire, Ayrton Hugo, Daniel S., Gabriel, Gianluca, Gustavo S., Igor, Josie, Leonardo, Marcelo, Márcio W., Paulo G., Renata Bacelar, Renata Albuquerque, Samir S., Samuel, que estivemos juntos em todas as intermináveis horas de estudos.

Às secretárias do departamento, Fátima, Inês, Lucíola Patrícia, e Renata, pela atenção nos momentos de necessidade, indicando como tornar as coisas mais fáceis.

Aos funcionários do laboratório de Análise Experimental do Departamento de Engenharia de Estruturas da UFMG: Erik, Geraldo, Matheus, Frederico e Wanderson, pela importante colaboração na montagem e realização dos ensaios.

Aos demais professores e funcionários do Departamento de Engenharia de Estruturas da UFMG, pelos conhecimentos e ensinamentos transmitidos.

A todos aqueles que direta ou indiretamente contribuíram para a realização deste trabalho.

*DEDICATORIA*

A Meu Deus

A Meus Pais

A Meus Irmãos

A Meus Amigos

A Minha Esposa

## **RESUMO**

O comportamento não-linear da curva momento-rotação de ligações mistas entre viga e pilar de estruturas com perfis formados a frio ainda não é satisfatoriamente conhecido, estando o estudo destas ligações ainda em um estágio incipiente de conhecimento. Neste trabalho, são apresentados os resultados da pesquisa teórico-experimental realizada para estudar o comportamento e a resistência de ligações mistas a partir de ligações parafusadas semi-rígidas com placa estendida de estruturas de prédios de baixo custo com até sete pavimentos, estruturados em perfis de aço formados a frio, usando como conectores de cisalhamento parafusos sextavados e rebites tubulares com rosca interna. Para a previsão do comportamento teórico não-linear da ligação estudada, em termos da relação Momento-Rotação, os resultados da pesquisa experimental serviram para a realização dos ajustes dos parâmetros  $\beta_i$  (i de 1 a 5) da equação de Leon, obtendo-se uma boa concordância desta com os resultados de ensaios. O modelo calibrado mostrou-se válido para conectores de cisalhamento com parafusos DIN 960 Classe 5.8, com diâmetro de 12 mm, e rebites do tipo RIVKLE M12x1,5 PO300 com rosca interna, em aço SAE 1040 temperado, com resistência à tração de 55 kN e resistência ao torque de 80 kN.m, vigas em perfil caixa formado a frio com largura de 150 mm e alturas de 190 mm e de 250mm, tendo a chapa do perfil espessura mínima de 2 mm, com resistência ao escoamento entre 300 MPa e 400 MPa e concreto com resistência à compressão entre 18 MPa e 28 MPa. Pode-se concluir que ligação estudada é mista, sendo classificada como semi-rígida quanto à rigidez e de resistência total em função da resistência apresentada. A diferença entre as alturas das vigas ensaiadas pouco afetou no momento último e na capacidade de rotação da ligação. No entanto, pode-se concluir que a rigidez inicial da ligação foi afetada pela diferença entre as alturas da viga. Não foram observados estados limites não-dúcteis como, por exemplo, rupturas de parafusos e de armaduras. Os resultados obtidos poderão servir para futuras revisões de normas técnicas, entre elas a ABNT NBR 14762 - Dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio.

## ***ABSTRACT***

The non-linear behavior of the moment-rotation curve of composite beam-to-column connections of cold-formed steel structures is not known still satisfactorily, being the study of these connections still in an incipient knowledge phase. In this work, the results of the theoretical-experimental research are presented accomplished to study the behavior and the resistance of composite connections starting from semi-rigid bolted connections with extended plate of structures of low cost buildings with up to seven floors, in cold-formed profiles, using as shear connectors bolts and tubular rivets with inner threads. For the prevision of the non-linear theoretical behavior of the studied connection, in terms of Moment-Rotation relationship, the results of the experimental research were used for the adjustments of the parameters  $\beta_i$  (i from 1 to 5) of Leon's equation, being obtained a good agreement of this with the test results. The calibrated model was shown valid for shear connectors with DIN 960 Class 5.8 bolts, with diameter of 12 mm, and rivets of the type RIVKLE M12x1,5 PO300 with inner threads, in SAE 1040 tempered steel, with tension resistance of 55 kN and torque resistance of 80 kN.m, box beams with 150 mm of width and depth of 190 mm and of 250mm, plate with a minimum thickness of 2 mm, with yield stress among 300 MPa and 400 MPa and concrete with resistance to the compression between 18 MPa and 28 MPa. It can be concluded that studied connection is composite, being classified as semi-rigid as for the rigidity and of total resistance in function of the presented resistance. The difference among the depth of the beams had little effect in the ultimate moment and in the capacity of rotation of the connection. However, it can be concluded that the initial rigidity of the connection was affected by the difference among the depth of the beams. Non-ductile limit states were not observed as, for example, rupture of bolts and of reinforcing bars. The obtained results can be used for the future revisions of technical standards, include the ABNT NBR 14762 - Design of cold-formed steel structures.

## INDICE ANALITICO

Lista de Figuras.....	viii
Lista de Tabelas.....	xiii
Lista de abreviaturas e siglas.....	xiv
<b>1 INTRODUÇÃO</b>	<b>1</b>
1.1 Considerações iniciais.....	1
1.2 Justificativas.....	5
1.3 Objetivos.....	9
<b>2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA</b>	<b>12</b>
2.1 Introdução .....	12
2.2 Classificação das ligações.....	14
2.2.1 Sistema de classificação segundo a ABNT NBR 8800: 1986 .....	14
2.2.2 Sistema de classificação segundo AISC (American Institute of Steel Construction).....	15
2.2.3 Sistema de classificação segundo o BJORHOVDE .....	16
2.2.4 Sistema de classificação segundo a European Convention for Constructional Steelwork (ECCS,1999) e o Eurocode 4:2002. ....	19
2.2.4.1 Eurocode 3-1-8:2005 .....	20
2.3 Consideração da semirigidez das ligações.....	22
2.4 Ligações mistas de aço e concreto – método dos componentes .....	24
2.4.1 Modelo da ligação mista com cantoneira de assento.....	33
2.4.2 Rigidez inicial .....	34
2.4.3 Momento último .....	38
2.4.4 Capacidade de deformação .....	38
2.4.5 Capacidade de rotação .....	41
2.4.6 Fissuração do concreto.....	41
2.5 Ligação mista semi-rígida de aço e concreto.....	43
2.6 Curvas de momento – rotação para ligações com cantoneiras duplas de alma e assento.....	44
2.7 Pesquisa realizada por Morais (2005).....	46



<b>3</b>	<b>PROGRAMA EXPERIMENTAL</b>	<b>48</b>
3.1	Introdução .....	48
3.2	Descrição dos Modelos .....	49
3.3	Fabricação dos Modelos .....	53
3.3.1	Conectores rebite com parafuso sextavado.....	53
3.3.2	Perfis das vigas e dos pilares .....	56
3.3.3	Instalação dos Conectores de Cisalhamento.....	56
3.3.4	Fabricação das fôrmas .....	57
3.3.5	Montagem e Instrumentação das Armaduras.....	58
3.3.6	Concretagem .....	60
3.4	Montagem e instrumentação do ensaio.....	62
3.5	Execução do ensaio.....	69
3.6	Propriedades mecânicas dos materiais.....	70
3.6.1	Concreto.....	70
3.6.2	Aço das Armaduras.....	71
3.6.3	Aço dos Rebites .....	72
3.6.4	Aço dos Conectores .....	72
<b>4</b>	<b>APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DE RESULTADOS</b>	<b>74</b>
4.1	Considerações Iniciais .....	74
4.2	Deformações apresentadas nos ensaios .....	75
4.3	Capacidade de deformação .....	89
4.4	Comportamento dos conectores ao deslizamento.....	91
4.5	Capacidade de rotação .....	98
4.6	Fissuração no concreto.....	99
4.7	Deslocamentos Verticais.....	112
4.8	Curvas Momento-Rotação Experimentais e Teóricas .....	116
<b>5</b>	<b>CONSIDERAÇÕES FINAIS</b>	<b>132</b>
5.1	Conclusões .....	132
5.2	Sugestões para Trabalhos Futuros .....	134
<b>6</b>	<b>RERERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS</b>	<b>135</b>

## LISTA DE FIGURAS

1.1 – Prédios desenvolvidos no DEES-UFMG para a CDHU-SP.....	2
1.2 – Fotos de rebites tubulares com rosca interna .....	3
1.3 – Plano do pavimento tipo.....	10
1.4 – Esquema geral da ligação estudada.....	10
2.1 – Sistema de classificação segundo Eurocode .....	14
2.2 – Sistema de classificação segundo Bjorhovde.....	15
2.3 – Limites para a classificação de ligações vigas-colunas .....	18
2.4 – Efeito de ligações semi-rígidas em momentos e flechas – Resposta elástica .....	20
2.5 – Associação em série de dois componentes ativos de uma ligação .....	23
2.6 – Associação em paralelo de dois componentes ativos de uma ligação .....	23
2.7 – Modelo simplificado para determinação das características de uma ligação .....	25
2.8 – Modelo para determinação da rigidez equivalente representativa da parte tracionada da ligação.....	26
2.9 – Modelo de ligação representando os coeficientes de rigidez dos componentes....	29
2.10 – Modelo de ligação semi-rígida mista sugerida para os deslocamentos .....	30
2.11 – Diagrama dos comportamentos idealizados tensão-deformação da armadura isolada e da armadura envolvida pelo concreto .....	36
2.12 – Definição dos termos para o cálculo do coeficiente $\alpha_c$ .....	38
2.13 – Vista geral do medelo ensaiado .....	39
3.1 – Ligação mista tipo A: Vitas frontal, superior e lateral (medidas em cm) .....	46
3.2 – Ligação mista tipo BE: Vitas frontal, superior e lateral (medidas em cm) .....	47
3.3 – Montagem dos modelos .....	48
3.4 – Detalhe da instalação dos rebites tubulares com rosca interna ..	49
3.5 – Detalhe das fôrmas usadas nos modelos .....	50
3.6 – Espaçadores usados nos modelos .....	50
3.7 – Esquema do carregamento dos modelos .....	51
3.8 – Detalhe da armadura inferior .....	51
3.9 – Detalhe da armadura superior .....	52
3.10 – Detalhe das armaduras e instrumentação das barras da armadura .....	52
3.11 – Concretagem de modelos A .....	53

3.12 – Forma montada e concretagem dos modelos BE .....	54
3.13 – Medição do slump do concreto na Escola de Engenharia .....	54
3.14 – Esquema para realização dos ensaios nas ligações mistas .....	55
3.15 – Configuração básica dos ensaios e condição de contorno adotada nos modelos .....	55
3.16 – Transdutores de deslocamento para medição do deslizamento relativo entre o aço e o concreto .....	56
3.17 – Posicionamento do transdutores de deslocamento vertical na seção central do modelo .....	57
3.18 – Transdutores de deslocamento na ligação .....	57
3.19 – Relógios comparadores para medir a rotação relativa .....	58
3.20 – Relógios comparadores usados como extensômetros mecânicos .....	58
3.21 – Extensômetros na mesa e na alma da viga .....	59
3.22 – Extensômetro para mediar a deformação no concreto .....	59
3.23 – Relógio comparador RC para medição da deformação do concreto (Extensômetro mecânico) .....	60
3.24 – Posicionamento dos extensômetros e medidor mecânico de deformação viga mista .....	60
3.25 – a) Atuador hidráulico b) Anel de pressão .....	61
3.26 – Sistema de aquisição de dados .....	62
3.27 – Curva carga-tempo das leituras do sistema de aquisição de dados .....	63
3.28 – Corpos de prova ensaiados para a determinação do $f_{ck}$ .....	64
3.29 – Curva tensão-deformação da barra de armadura ensaiada .....	65
4.1 – Deformações nos modelos 1A e 2A para a carga de colapso .....	71
4.2 – Deformações nos modelos 1A e 2A para a metade da carga de colapso .....	71
4.3 – Deformações nos modelos 3A e 4A para a carga de colapso .....	72
4.4 – Deformações nos modelos 3A e 4A para a metade da carga de colapso .....	72
4.5 – Deformações nos modelos 1BE e 2BE para a carga de colapso .....	73
4.6 – Deformações nos modelos 1BE e 2BE para a metade da carga de colapso .....	73
4.7 – Flambagem local da mesa comprimida do modelo 1A.....	74
4.8 – Curvas momento-rotação do modelo 1A.....	74
4.9 – Flambagem local da mesa comprimida do modelo 2A.....	75

4.10 – Curvas momento-rotação do modelo 2A.....	75
4.11 – Flambagem local da mesa comprimida do modelo 3A.....	76
4.12 – Curvas momento-rotação do modelo 3A.....	76
4.13 – Flambagem local da mesa comprimida do modelo 4A.....	77
4.14 – Curvas momento-rotação do modelo 4A.....	77
4.15 – Flambagem local da mesa comprimida do modelo 1BE.....	78
4.16 – Flambagem local da mesa comprimida do modelo 1BE.....	78
4.17 – Flambagem local da mesa comprimida do modelo 2BE.....	79
4.18 – Flambagem local da mesa comprimida do modelo 2BE.....	79
4.19 – a) Modelo com parafusos na parte superior da ligação	
b) Sem para fuso .....	82
4.20 – a) Efeito Uplift no modelo 1BE b) Transdutores de deslocamentos para medição de deslizamento relativo entre o aço e o concreto .....	85
4.21 – Curva momento-deslizamento relativo entre o aço e o concreto no modelo 1A .....	86
4.22 – Curva momento-deslizamento relativo entre o aço e o concreto no modelo 2A .....	86
4.23 – Curva momento-deslizamento relativo entre o aço e o concreto no modelo 3A .....	87
4.24 – Curva momento-deslizamento relativo entre o aço e o concreto no modelo 4A .....	87
4.25 – Curva momento-deslizamento relativo entre o aço e o concreto no modelo 1BE.....	88
4.26 – Curva momento-deslizamento relativo entre o aço e o concreto no modelo 2BE.....	88
4.27 – Conectores de cisalhamento depois do ensaio .....	90
4.28 – Fissuração face inferior modelo 1A .....	92
4.29 – Fissuração face superior modelo 1A .....	93
4.30 – Fissuras do modelo 1A (Face inferior da laje) – Medidas em cm .....	94
4.31 – Fissuras do modelo 1A (Face superior da laje) – Medidas em cm .....	94
4.32 – Fissuração face inferior modelo 2A .....	95
4.33 – Fissuração face superior modelo 2A .....	95

4.34 – Fissuras do modelo 2A (Face inferior da laje) – Medidas em cm .....	96
4.35 – Fissuras do modelo 2A (Face superior da laje) – Medidas em cm .....	96
4.36 – Fissuração face inferior modelo 3A .....	97
4.37 – Fissuração face superior modelo 3A .....	97
4.38 – Fissuras do modelo 3A (Face inferior da laje) – Medidas em cm .....	98
4.39 – Fissuras do modelo 3A (Face superior da laje) – Medidas em cm .....	98
4.40 – Fissuração face inferior modelo 4A .....	99
4.41 – Fissuração face superior modelo 4A .....	99
4.42 – Fissuras do modelo 4A (Face inferior da laje) – Medidas em cm .....	100
4.43 – Fissuras do modelo 4A (Face superior da laje) – Medidas em cm .....	100
4.44 – Fissuração face inferior modelo 1BE .....	101
4.45 – Fissuração face superior modelo 1BE.....	101
4.46 – Fissuras do modelo 1BE (Face inferior da laje) – Medidas em cm .....	102
4.47 – Fissuras do modelo 1BE (Face superior da laje) – Medidas em cm .....	102
4.48 – Fissuração face inferior modelo 2BE.....	103
4.49 – Fissuração face superior modelo 2BE .....	103
4.50 – Fissuras do modelo 2BE (Face inferior da laje) – Medidas em cm .....	104
4.51 – Fissuras do modelo 2BE (Face superior da laje) – Medidas em cm .....	104
4.52 – DT-100mm para medição do deslocamento vertical .....	105
4.53 – Deslocamento vertical modelo 1A .....	106
4.54 – Deslocamento vertical modelo 2A .....	106
4.55 – Deslocamento vertical modelo 3A .....	107
4.56 – Deslocamento vertical modelo 4A .....	107
4.57 – Deslocamento vertical modelo 1BE.....	108
4.58 – Deslocamento vertical modelo 2BE .....	108
4.59 – Curva momento-rotação para o modelo 1A .....	112
4.60 – Curva momento-rotação para o modelo 2A .....	112
4.61 – Curva momento-rotação para o modelo 4A .....	113
4.62 – Curva momento-rotação para o modelo 1BE.....	113
4.63 – Curva momento-rotação para o modelo 2BE.....	114
4.64 – Curva momento-rotação para o modelo 1A com DT.....	116
4.65 – Curva momento-rotação para o modelo 2A com DT.....	116

4.66 – Curva momento-rotação para o modelo 3A com DT.....	117
4.67 – Curva momento-rotação para o modelo 4A com DT.....	117
4.68 – Curva momento-rotação para o modelo 1BE com DT.....	118
4.69 – Curva momento-rotação para o modelo 1BE com DT.....	118
4.70 – Curva momento-rotação experimental teórica para os modelos A.....	125
4.71 – Curva momento-rotação experimental teórica para os modelos BE .....	125

**LISTA DE TABELAS**

2.1 – Coeficientes modificadores da rigidez $\eta$ .....	16
2.2 – Propriedades equivalentes de associações entre molas translacionais.....	25
3.1 – Nomenclatura dos modelos ensaiados.....	45
3.2 – Resistência à compressão do concreto.....	63
3.3 – Resultados dos ensaios dos corpos de prova .....	65
3.4 – Resultados dos ensaios dos corpos de prova dos perfis .....	45
4.1 – Resumo das deformações máximas nos modelos ensaiados .....	70
4.2 – Resumo das deformações médias nos modelos ensaiados .....	70
4.3 – Resumo dos modelos ensaiados com enrijecedores e parafusos .....	70
4.4 – Deformações e alongamentos experimentais e teóricos .....	85
4.5 – Deslizamento entre o aço e o concreto dos modelos para as cargas máximas .....	90
4.6 – Deslizamento entre o aço e o concreto dos modelos para a metade da carga de colapso .....	91
4.7 – Capacidades de rotação teórico e experimental .....	92
4.8 – Classificação das ligações dos modelos ensaiados em função de suas rigidezes teóricas e experimentais.....	121

**LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS**

<b>Sigla</b>	<b>Descrição</b>
AASHTO	American Association of Highway Officials
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
AISC	American Institute of Steel Construction Inc.
ANSI	American National Standard Institute (Norma Americana)
ASTM	American Society for Testing and Materials
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
EN	Euro-Norma
ECCS	European Convention for Constructional Steelwork



## LISTA DE SÍMBOLOS

Símbolo	Descrição
$A_c$	Área bruta da seção de concreto
$A_s$	Armadura da laje de concreto
$A_{tr}$	Área total de armadura transversal
$A_s$	Área da armadura de aço no concreto
$A_l$	Área da aba horizontal da cantoneira inferior, em uma seção perpendicular ao eixo da viga
$A_{wl}$	Área bruta das abas de cantoneira parafusadas na alma da viga, em uma seção perpendicular ao eixo da viga
$b, h_c$	Espessura da laje de concreto
$b_c$	Largura de cada laje de concreto
$b_f$	Largura da mesa do perfil de aço
$B_1, B_2, B_3, B_4$	Coefficientes determinados a partir dos resultados de ensaios com conector
$D$	Diâmetro dos furos do conector
$d$	Diâmetro do conector de cisalhamento tipo pino com cabeça ( <i>stud bolt</i> )
$d$	Altura da viga, em polegada
$E_c$	Módulo de elasticidade secante do concreto
$F$	Capacidade de carga para uma laje do <i>push-out</i>
$F_u$	Capacidade de carga última
$F_{yrb}$	tensão de escoamento da armadura;
$F_y$	tensão de escoamento das cantoneiras e das chapas de ligação
$f_c$	Resistência à compressão do concreto tomada em corpo de prova cilíndrico
$f_{ck}$	Resistência característica à compressão do concreto
$f_{cm}$	Resistência média à compressão do concreto

$f_{us}$	Resistência última do aço do perfil
$f_y$	Resistência ao escoamento do aço do perfil a tensão normal
$f_{ycs}$	Resistência ao escoamento do aço do conector a tensão normal
$f_{ys}$	Resistência ao escoamento do aço da armadura a tensão normal
$f_{y,exp}$	Tensão de escoamento experimental
$h$	Altura da laje abaixo do conector
$h_{sc}$	Altura do conector de cisalhamento
$L$	Comprimento de cada laje de concreto
$L_c$	Altura da laje de concreto
$n$	Número de furos dos conectores
$n'$	Número de barras de armadura que passam fora dos furos do conector de cisalhamento
$P$	Resistência ao cisalhamento do conector
$P_{máx}$	Resistência máxima ao cisalhamento do conector
$q$	Resistência de um conector de cisalhamento
$q_u$	Resistência última do conector
$s_x$	Erro padrão da amostra ou erro padrão
$t_c$	Espessura total da laje
$\beta_1, \beta_2, \beta_3$ e $\beta_4$	Coefficientes determinados a partir dos resultados de ensaios
$\delta_u$	Capacidade de deslizamento de um modelo
$\varepsilon_{\square}$	Deformação específica
$\varepsilon_y$	Deformação específica de escoamento do aço
$\phi_{\square s}$	Diâmetro das barras de armadura transversal
$M$	Momento atuante na ligação
$M_P$	Momento de plastificação da viga
$\overline{M}$	Momento Normalizado
$d$	Altura da viga
$EI$	Rigidez a flexão da viga
$M_{b,PL,Rd}$	Momento resistente plástico da viga mista
$M_{c,Pl,Rd}$	Momento resistente plástico do pilar
$M_{J,Rd}$	Momento resistente
$k_S$	Rigidez de molas em serie

$k_p$	Rigidez de molas em paralelo
$k_1$	Rigidez de mola do elemento 1
$k_2$	Rigidez de mola do elemento 2
$\delta_s$	Deslocamento de molas em serie
$\delta_p$	Deslocamento de molas em paralelo
$\delta_1$	Deslocamento de mola do elemento 1
$\delta_2$	Deslocamento de mola do elemento 2
$\delta_{1,rd}$	Deslocamento relativo final para a mola 1
$\delta_{2,rd}$	Deslocamento relativo final para a mola 2
$\delta_r$	Deslocamento relativo da barra da armadura
$\delta_s$	Deslocamento relativo dos conectores de cisalhamento
$\theta$	Rotação relativa da ligação
$\theta_p$	Rotação de plastificação da viga
$\bar{\theta}$	Rotação de normalizada da viga
$\theta_m$	Rotação experimental medida
$\theta_{lig}$	Rotação da ligação
$\theta_{RSSU}$	Rotação medida com RC na parte superior da ligação do lado sul da viga.
$\theta_{RNSU}$	Rotação medida com RC na parte superior da ligação do lado norte da viga.
$k_{ef,1}$	Rigidez da mola 1 em uma camada de ligação
$k_{ef,2}$	Rigidez da mola 2 em uma camada de ligação
$k_{ef,n}$	Rigidez de uma n-ésima mola de uma camada de ligação
$k_c$	Rigidez das molas na zona comprimida
$k_{i,1}$	Rigidez inicial da mola 1
$k_{i,2}$	Rigidez inicial da mola 2
$F_{i,rd}$	Força resistente de projeto
$F_s$	Força de cisalhamento suportada por um conector
$F_c$	Força de compressão que atua na ligação
$L_r$	Comprimento da barra
$n_s$	Número de conectores na região de momento negativo

$n_b$	Número de linhas de parafusos sujeitos a cisalhamento
$f_{ub}$	Resistência última do parafuso
$d_{M16}$	Diâmetro nominal de um parafuso M16
$k_{bs}$	Rigidez de uma linha de dois parafusos em corte
$M_u$	Momento último
$\varepsilon_{smu}$	Deformação última da barra de aço dentro do concreto
$E_c$	Módulo de elasticidade do concreto
$A_c$	Área da mesa de concreto
$t_c$	Altura da laje de concreto acima do topo da forma de aço
$f_{ctm}$	Resistência média do concreto à tração
$\varphi_u$	Capacidade de rotação da ligação
$\Delta_{u,s}$	Deslizamento relativo dos conectores de cisalhamento
$\alpha_c$	Coeficiente devido à distribuição das tensões de flexão na seção transversal
$w_k$	Abertura aceitável das fissuras
$C_1, C_2, C_3$	Coeficientes empíricos usados na equação de Leon
$R_{RNSU}$	Relógio comparador norte superior
$R_{RSSU}$	Relógio comparador sul superior
$y_3$	Distância da face superior da viga até o centro de gravidade da armadura presente na laje de concreto
mrad	Miliradianos

# 1

## INTRODUÇÃO

### 1.1 Considerações iniciais

Os perfis de aço formados a frio (PFF) estão em uso crescente no Brasil. Seu emprego inclui galpões em geral, edifícios residenciais com até 7 pavimentos, painéis com ou sem função estrutural do sistema construtivo “Light Steel Framing” e sistemas de vedação de edifícios em placa de gesso acartonado (sistema “Dry Wall”). Possuem também a versatilidade para trabalhar em conjunto com outros sistemas estruturais e perfis oriundos de outros processos de fabricação.

A intensa utilização dos PFF na construção civil decorre de seu baixo custo de fabricação, montagem e transporte, como resultado da maior leveza da estrutura executada com os mesmos.

Os PFF ainda apresentam a vantagem quanto à escolha da seção transversal, que pode assumir as mais variadas formas geométricas, sendo fabricadas através de equipamentos simples quando comparados às instalações necessárias para a produção dos outros

perfis. Atualmente, os fabricantes de PFF estão disseminados em muitas cidades, inclusive no interior do país.

Os processos de fabricação podem ser por dobramento, em prensa dobradeira, de tiras cortadas de chapas ou bobinas, ou por conformação contínua em conjunto de matrizes rotativas, a partir de bobinas laminadas a frio ou a quente, revestidas ou não, sendo ambas as operações realizadas com o aço em temperatura ambiente. Normalmente, as chapas ou bobinas têm espessuras máximas de 8 mm.

Existe no país uma demanda muito grande de novas soluções habitacionais e esta necessidade sugere que rápidas medidas devem ser tomadas para atender esta demanda.

O aço é um material próprio para construção industrializada e pode proporcionar à construção civil novas perspectivas para a habitação popular, reduzindo esta carência consideravelmente. A construção industrializada, juntamente com novos avanços da ciência e da tecnologia, pode buscar um novo caminho para solucionar este problema no Brasil.

Para o uso em programas de habitação popular, as moradias devem ter seu custo reduzido ao mínimo, sem perda de segurança e funcionabilidade. Com isso, todas as soluções técnicas da engenharia devem ser aplicadas para racionalizar cada vez mais os projetos.

A FIG. 1.1 apresenta a vista geral de alguns dos 400 prédios de cinco e de sete pavimentos estruturados em PFF, que foram construídos em 2004 para a Companhia de Desenvolvimento Habitacional e Urbano de São Paulo (CDHU-SP) com tecnologia desenvolvida no Departamento de Engenharia de Estruturas (DEES), da Escola de Engenharia da UFMG (EE-UFMG), em parceria com a Usiminas.



(a) Vista geral da construção.



(b) Detalhe das ligações e das vigas mistas em PFF.

FIGURA 1.1 – Prédios desenvolvidos no DEES-UFMG para a CDHU-SP.

Uma das análises que pode ser feita para reduzir o consumo de aço nas estruturas em perfis formados a frio, e conseqüentemente o custo da execução, é o estudo da semi-rigidez de suas ligações e a consideração do sistema misto de aço e de concreto, com a participação da laje de concreto armado na região da união entre as vigas e entre estas e os pilares. Tais ligações são de execução mais simples, têm menor custo se comparado ao das ligações rígidas e proporcionam maior rigidez das estruturas em comparação com as ligações flexíveis, dispensando em muitos casos o uso de contraventamentos.

A maioria das pesquisas realizadas até hoje sobre as ligações mistas aço e concreto focou as estruturas de aço em perfis laminados ou soldados, pode-se citar o trabalho desenvolvido por Alves (2000), Oliveira (2003), Morais (2006) entre outros.

Alves (2000) estudou o comportamento não-linear da relação momento-rotação das ligações viga-pilar em perfis formados a frio, onde foram investigadas diversos modelos analíticos existentes na literatura para a realização de análise teórico-experimental sobre o comportamento e a resistência das ligações soldadas e parafusadas por chapa de extremidade estendida.

Porém, em tal investigação não foi encontrada uma equação específica que representasse as ligações semi-rígidas em estruturas de perfis formados a frio. Assim, os efeitos devidos às não-linearidades oriundas da presença das ligações semirígidas são considerados através dos ajustes das formulações apresentadas por FRYE e MORRIS (1975), KISHI e CHEN (1987a, b), RICHARD-ABBOTT (1975) e através da técnica B-Spline tensionada.

Como resultado deste trabalho, verificou-se que as ligações estudadas obedecem aos modelos analíticos adotados, porém necessitam de ajustes devido às características próprias.

Oliveira (2003) teve por objetivo o estudo de sistemas de pisos mistos semi-contínuos e das ligações semi-rígidas mistas presentes nos mesmos, conferindo-se especial destaque às ligações viga-viga. O desenvolvimento de um modelo baseado no método dos componentes para a determinação dos parâmetros necessários à representação da curva momento x rotação de um tipo de ligação mista. A elaboração de uma ferramenta computacional capaz de analisar, ainda que simplificada, uma estrutura de grelha mista e semicontínua é o enfoque do quarto capítulo.

As ligações desenvolvidas por Morais (2006) são destinadas a conectar vigas de seção caixa com colunas de seção “I enrijecido”. Esse sistema é composto por dois “U Suporte”, soldados em cada um dos flanges da coluna. Esse U Suporte recebe uma



furação nas partes superior e inferior de seus flanges, cujo objetivo é fazer a conexão com a viga através de cantoneiras de ligação soldadas nessa viga. Essas cantoneiras também recebem a mesma furação do U Suporte, fazendo, assim, através de parafusos, a conexão de ambas as partes. Outros componentes desse tipo de ligação são enrijecedores internos em forma de “U simples”, que são soldados na alma e no flange da coluna.

Tem-se, então, um número insignificante de resultados de pesquisas do comportamento dessas ligações em estruturas de PFF. Por isso, não é definido de modo satisfatório o seu comportamento, o que resulta em falta de ferramentas para tratá-las no dimensionamento ou análise estrutural como ligações mistas. As normas técnicas de dimensionamento de PFF, inclusive as normas estrangeiras de reconhecimento internacional, não consideram em nenhum tópico de suas prescrições esse tipo de ligação.

As pesquisas nesses casos se mostram necessárias para obtenção de dados sobre as ligações nesse tipo de estrutura e, com isso, proporcionar um processo de cálculo mais preciso e econômico.

## 1.2 Justificativas

Os perfis formados a frio possuem baixo custo de produção, são de fabricação simples, não demandam grandes equipamentos para montagem em campo devido ao baixo peso, além de rapidez na execução. Por estes motivos, os perfis formados a frio vêm se mostrando como uma boa alternativa para a execução de prédios residenciais, especialmente moradias populares, podendo ajudar a diminuir o grande déficit habitacional no Brasil, com uma solução tecnicamente viável, com custo reduzido e sem perda da funcionalidade, segurança e durabilidade.

Tradicionalmente, considera-se nos projetos envolvendo estruturas metálicas que as ligações entre vigas e pilares possuem duas características distintas: ou são flexíveis (rótulas perfeitas) ou são rígidas (engastes elásticos). No entanto, em simulações mais

realísticas (incluindo as experimentais) do comportamento destas ligações pode-se verificar que as mesmas têm rigidez que se situa entre aqueles extremos, devendo tais ligações ser classificadas como semi-rígidas.

Adicionalmente, observa-se que mesmo ligações simples tornam-se mais resistentes, rígidas e econômicas quando trabalham conjuntamente com a armadura longitudinal presente nas lajes de concreto. Isto se deve ao uso mais adequado do material concreto que, além de ser combinado com barras de armadura, pode ser combinado também com perfis de aço.

Segundo Alves (2000), existem muitas vantagens práticas na utilização de ligações semi-rígidas, a saber:

Como a laje de concreto possui armadura, não há a necessidade de utilização de cantoneiras superiores. Esta solução é mais econômica pois, há um braço de alavanca que produz um aumento na resistência última da ligação e uma redução das forças atuantes na ligação para um dado momento de projeto. Este aumento de resistência é substancial porque a resistência última de uma cantoneira submetida à esforços de tração é da ordem de um terço da sua resistência à compressão.

Segundo Leon (1994), para o projeto de estruturas sob cargas de gravidade, verifica-se que as ligações mistas resultam em um acréscimo de momentos nas extremidades das vigas. Para seções mistas, a resistência ao momento fletor positivo é em torno de 1,8 vezes maior do que a obtida com a viga de aço isolada. Sob a ação de carga uniformemente distribuída, as ligações flexíveis produzem uma redução da eficiência estrutural do sistema devido ao fato de que a maior resistência do sistema é requerida no centro do vão da viga, desperdiçando-se a maior parte de sua resistência. Analogamente, se ligações rígidas são utilizadas, a eficiência do sistema misto é reduzida consideravelmente porque os momentos de extremidade são maiores nos locais onde a resistência da seção é menor e o momento no meio do vão é menor onde a resistência da seção é maior. Já a utilização de ligações semi-rígidas com ação composta permite

projetar a ligação de forma que o momento externo é balanceado com a capacidade resistente da seção.

A consideração da semi-rigidez da ligação, juntamente com a contribuição da armadura longitudinal da laje, pode ainda acarretar reduções de momentos fletores nas vigas e pilares, redução dos deslocamentos nas vigas e pilares, redução dos deslocamentos globais do prédio, eliminação de contraventamento, sem colocar em risco a estabilidade global da edificação, alterações nos comprimentos de flambagem dos pilares, resultando em uma vantagem técnica e financeira a ser viabilizada a partir da utilização de modelos de nó que tornem possível a consideração da semi-rigidez na análise estrutural.

Atualmente ainda não está definido de modo satisfatório o comportamento destas ligações, principalmente no que se refere aos perfis formados a frio; isto nos deixa sem uma metodologia cientificamente comprovada para o seu dimensionamento estrutural como ligações semi-rígidas. Além disso, as normas técnicas de dimensionamento dos perfis formados a frio não tratam desse tipo de ligação.

A Companhia de Habitação de Minas Gerais (COHAB) e a Companhia de Desenvolvimento Habitacional e Urbano de São Paulo (CDHU), dentre outras entidades, vêm utilizando perfil com seção duplo cartola e perfis com seção caixa constituída por duplo “U” enrijecido, ambos formados a frio, nos pilares e vigas do sistema estrutural de prédios de 4 a 7 pavimentos, conforme sistema USITeto desenvolvido na UFMG. No cálculo da estrutura desses prédios nenhuma consideração de semi-rigidez das ligações foi considerada, por falta de resultados mais abrangentes de pesquisas confiáveis e também por não haver prescrições normativas sobre o assunto. No entanto, após os primeiros ensaios realizados do DEES, resultado das pesquisas tem sido utilizado para a análise da estabilidade global destes prédios, uma vez que os mesmos apresentam algumas ligações de comportamento semi-rígido.

Estes fatos mostram que existe uma necessidade de estudos nesse campo, para que se possa obter dado sobre as ligações com pilares leves, com isso poder usar um processo de cálculo mais preciso e econômico.

Na presente pesquisa são utilizados como conectores de cisalhamento os parafusos de cabeça sextavada fixados com rebites tubulares com rosca interna. Esta solução representa uma inovação tecnológica para as vigas mistas de aço e concreto, necessitando pois, de estudos para o conhecimento de sua resistência e comportamento. Com relação aos perfis formados a frio, o sistema proposto apresenta excelentes vantagens quando comparado aos conectores usualmente comercializados.

Como vantagens, os rebites apresentam:

- Montagem por um único acesso em perfis caixa;
- Não requer operador especializado;
- Superfícies acabadas, sem operações secundárias;
- Fixam materiais diferentes, inclusive várias chapas;
- Sem aquecimento, deformações e fumaça;
- Possibilidade de ligação parafusada em chapa fina;
- Baixo investimento;
- Instalação simples e rápida da ferramenta;
- Pode ser aplicado em linha de montagem;
- Posicionamento preciso;
- Alta resistência na rosca;
- Possui 2 funções: rebitagem e parafusamento;
- Baixo consumo de energia.

Este tipo de conector vem sendo utilizado na fixação de chassis de veículos, em que cerca de 60 rebites são utilizados em cada veículo.



FIGURA 1.2 – Rebites Tubulares com rosca interna.

O uso de rebites tubulares com rosca interna nas ligações viga-pilar em perfis com seção caixa é mais vantajoso, pois a seção transversal do perfil é fechada, dificultando a colocação de porcas no seu interior. Estes conectores possuem como função primeira, absorver os esforços cisalhantes em duas direções e impedir a separação por tração das partes ligadas. Nas normas específicas para o dimensionamento de estruturas constituídas por perfis formados a frio não há nenhum tópico que trate do dimensionamento das ligações utilizando rebites tubulares com rosca interna.

### 1.3 Objetivos

O objetivo deste trabalho é avaliar, experimentalmente, o comportamento das ligações mistas constituídas por perfis formados a frio, do projeto do prédio de 4 a 7 pavimentos segundo o sistema USITeto desenvolvido na UFMG para a Usiminas, que vem sendo utilizado por várias entidades na construção de moradias populares, com os conectores de rebite tubular com rosca interna. Pretende-se ainda avaliar resistência e o comportamento desse tipo de conector para comprovar sua viabilidade estrutural em ligações usuais.

No esquema estrutural da FIG. 1.3, está representado o plano de vigas de um pavimento tipo do projeto do prédio de 4 pavimentos que vem sendo utilizado atualmente. O

projeto original é composto de ligações rígidas soldadas ao longo do eixo de maior inércia do pilar e ligações rotuladas na outra direção, também utilizando soldas. A ligação marcada com um círculo constituirá a base do modelo ensaiado.

Foram construídos 8 modelos em escala 1:1, todos utilizando cantoneiras inferiores parafusadas na mesa do pilar e soldadas na mesa da viga. Foram dimensionadas cantoneiras inferiores, que resistirão ao esforço cortante, além dos conectores de cisalhamento tipo rebite com rosca interna, para que seja configurado o sistema de viga-mista. A laje já foi previamente dimensionada para o projeto original. A ligação mista deverá, também, resistir aos momentos de cálculo.

Informações sobre a resistência e o comportamento de cisalhamento do conector de cisalhamento foram obtidas a partir da pesquisa de Bremer (2007).

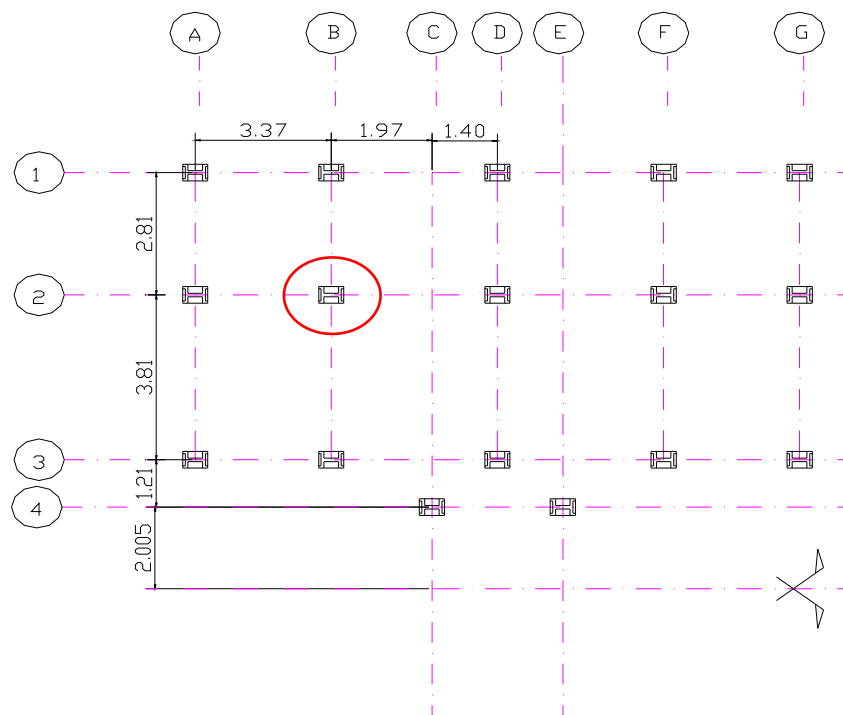


FIGURA 1.3 - Plano do pavimento tipo.

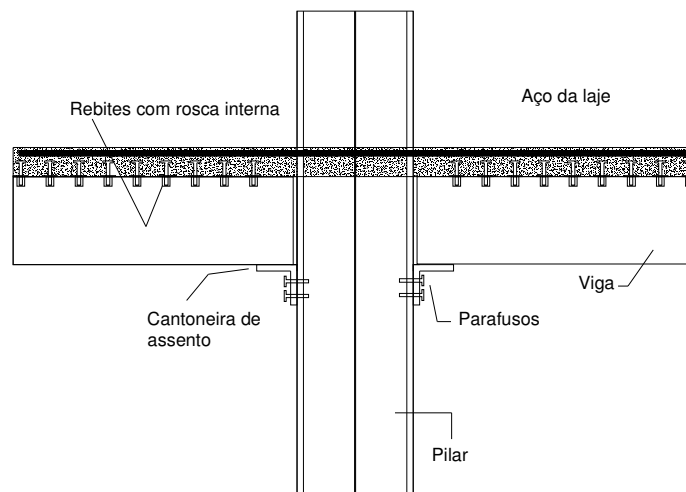


FIGURA 1.4 – Esquema geral da ligação estudada.

# 2

## REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

### 2.1 Introdução

As ligações são extremamente importantes porque elas definem como está configurada a estrutura e porque a maioria dos colapsos é devida a uma inadequada da ligação, seja pelo projeto ou execução. O custo de um pórtico de aço depende do tipo de ligação empregada e da configuração da mesma.

Têm-se três tipos de elementos que intervêm diretamente na estrutura de um pórtico (pilar, viga, viga-pilar), onde, para estes, existe uma infinita variedade de ligações dependentes da geometria do pórtico. Por isto, o projeto de ligações é atualmente muito mais interessante que o projeto dos elementos.

Todas as ligações têm um comportamento momento-rotação distinto. Essa relação determina a resposta da estrutura sobre a carga aplicada.



As ligações transmitem as forças que agem na estrutura de uma barra para outra e são compostas pelos elementos de ligação e os meios de ligação.

Os elementos de ligação são todos os componentes incluídos no conjunto para permitir ou facilitar a transmissão dos esforços, como enrijecedores, placas de base e cantoneiras.

Os meios de ligação são os elementos que promovem a união entre as partes da estrutura para formar a ligação. Os principais meios de ligação são as soldas, parafusos e barras rosqueadas, como os chumbadores.

As ligações usuais em estruturas metálicas podem ser de vários tipos, sendo os principais:

- Ligação de viga com pilar
- Ligação entre vigas
- Placa de base
- Emenda de vigas e pilares
- Ligação de peça tracionada
- Composição de perfis

As ligações podem ser classificadas com base na rigidez ou na resistência, de acordo com o método de análise da estrutura.

A classificação baseada na rigidez está relacionada à análise elástica. A rigidez de uma ligação, ou seja, a capacidade de impedir a rotação relativa local das peças ligadas, afeta profundamente o comportamento final da estrutura. Os esforços solicitantes nas barras, deslocamentos e rotações podem, dependendo do tipo de ligação considerada, variar caso a caso. Por esta razão, além das barras que compõem a estrutura, também as ligações deverão estar convenientemente concebidas e dimensionadas, sob pena da estrutura não se comportar conforme o desejado. Isto equivale a dizer que deve-se considerar corretamente o grau de rigidez de cada união.

Segundo o Eurocode 3-1-8: 2005, quanto à rigidez, as ligações são classificadas em ligações rígidas (ou engaste perfeito), ligações flexíveis (ou rotuladas) e ligações semi-rígidas.

De acordo com o critério de resistência, as ligações podem ser classificadas como rotuladas, de resistência parcial (PS) - quando a ligação não é capaz de desenvolver resistência igual à da viga ou de resistência total (FS) - quando a ligação é capaz de desenvolver uma resistência igual ou superior à da viga.

## **2.2 Classificação das ligações**

Na atualidade é de vital importância conhecer o comportamento das ligações para que os projetistas possam considerá-lo explicitamente no projeto de estruturas de aço.

Existem na literatura técnica, diversas formas de classificar as ligações sejam estas baseadas na resistência ou na rigidez, de acordo com o método de análise da estrutura.

### **2.2.1 Sistema de classificação segundo a ABNT NBR 8800: 1986**

A ABNT NBR 8800: 1986 define dois tipos de ligações:

- a) Barras com ligações flexíveis nos apoios, que levam em conta apenas as reações de cálculo compatíveis com a hipótese de flexibilidade. Estas ligações flexíveis devem permitir a rotação de vigas simplesmente apoiadas nas extremidades;
- b) Barras com ligações rígidas nos apoios, que levam em conta os efeitos combinados de todos os esforços solicitantes de cálculo, provenientes da rigidez total ou parcial das ligações.

O projeto de revisão da ABNT NBR 8800:1986, versão de maio de 2007, propõe a seguinte classificação quanto à rigidez das ligações entre viga e pilar:

– Na análise estrutural elástica, uma ligação viga-pilar pode ser considerada rotulada se  $S_i \leq 0,5 EI_v / L_v$  e pode ser considerada rígida se  $S_i \geq 25 EI_v / L_v$ , onde  $S_i$  é a rigidez secante da ligação, correspondente a 2/3 do momento resistente da ligação, determinado a partir do diagrama momento-rotação,  $I_v$  e  $L_v$  são o momento de inércia da seção transversal no plano da estrutura e o comprimento da viga conectada à ligação, respectivamente. A rigidez  $S_i$  pode ser determinada de acordo com o Eurocode 3 Part 1-8 ou com base em resultados experimentais.

Em qualquer caso, para a análise elástica, a ligação poderá ser considerada como semi-rígida, com a rigidez  $S_i$  constante durante todo o carregamento.

### 2.2.2 Sistema de classificação segundo AISC (American Institute of Steel Construction)

A especificação do American Institute of Steel Construction AISC (2005), com base nos conceitos do Load and Resistance Factor Design (LRFD) e do Allowable Stress Design (ASD) classifica as ligações em dois tipos:

- Fully - Restrained (FR): resistência total  
Ligação capaz de transferir momento com uma rotação insignificante entre as barras conectadas.
  
- Partially - Restrained (PR): resistência parcial  
Ligação capaz de transferir momento com rotação não insignificante entre as barras conectadas.

Na análise da estrutura, a ligação do tipo FR poderá ser assumida como tendo rotação relativa nula entre os elementos ligados. A ligação FR terá resistência e rigidez suficientes para manter o ângulo entre os elementos conectados e as condições de estados limites últimos.

Na análise estrutural, as respostas características das ligações tipo PR em termos de força – deslocamentos terão que ser incluídas. Estas respostas terão que estar disponíveis na literatura técnica ou serem estabelecidas mediante análise experimental. Os componentes de uma ligação do tipo PR terão que ter resistência, rigidez e capacidade de deformação em condição de estados limites últimos.

### 2.2.3 Sistema de classificação segundo o BJORHOVDE

As classificações para perfis laminados soldados, segundo BJORHOVDE, 1988, baseiam-se no momento normalizado  $\bar{M}$  em relação ao momento de plastificação da viga suportada, conforme Equação 2.1.

$$\bar{M} = \frac{M}{M_p} \quad (2.1)$$

onde:

$M$  : momento atuante na ligação.

$M_p$  : momento de plastificação da viga.

A rotação relativa por sua vez, é normalizada em relação à rigidez da viga ou de uma dimensão de referência da mesma:

$$\bar{\theta} = \frac{\theta}{\theta_p} \quad (2.2)$$

Para o Eurocode 3-1-1:1992, a rotação de referência é dada por:

$$\theta_p = \frac{M_p}{(EI/L)} \quad (2.3)$$

e para BJORHOVDE 1988 essa rotação é dada por:

$$\theta_p = \frac{M_p}{(EI/5d)} \quad (2.4)$$

onde:

$\theta$  : rotação relativa da ligação;

$\bar{\theta}$  : rotação normalizada ligação;

$\theta_p$  : rotação de referência (plastificação da viga);

$L$  : comprimento da viga;

$d$  : altura da viga

$EI$  : rigidez à flexão da viga

O sistema de classificação do Eurocode 3-1-1:1992, conforme a FIG. 2.1, indica diferentes regiões limites de ligações rígidas e semi-rígidas para estruturas não contraventadas e contraventadas. Comparando com o método de BJORHOVDE e Eurocode 3-1-1:1992 que não especifica uma rotação requerida da ligação.

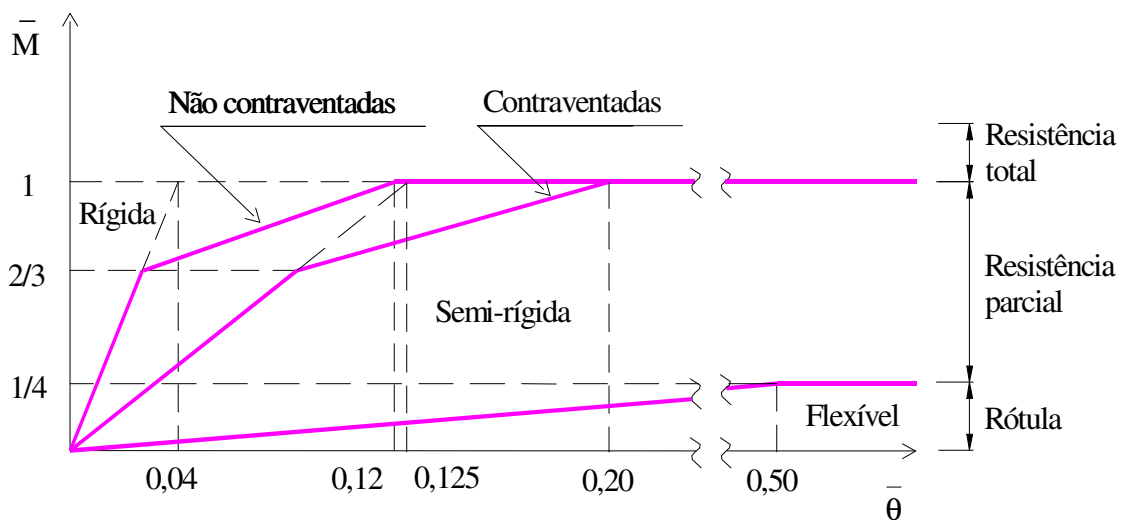


FIGURA 2.1 – Sistema de classificação segundo Eurocode 3-1-1:1992.

O sistema de classificação de BJORHOVDE 1988 considera duas características importantes da ligação: rigidez e resistência simultaneamente, sendo adequada para pórticos indesejáveis que levam também em consideração o limite de ductilidade da ligação, conforme a FIG. 2.2.

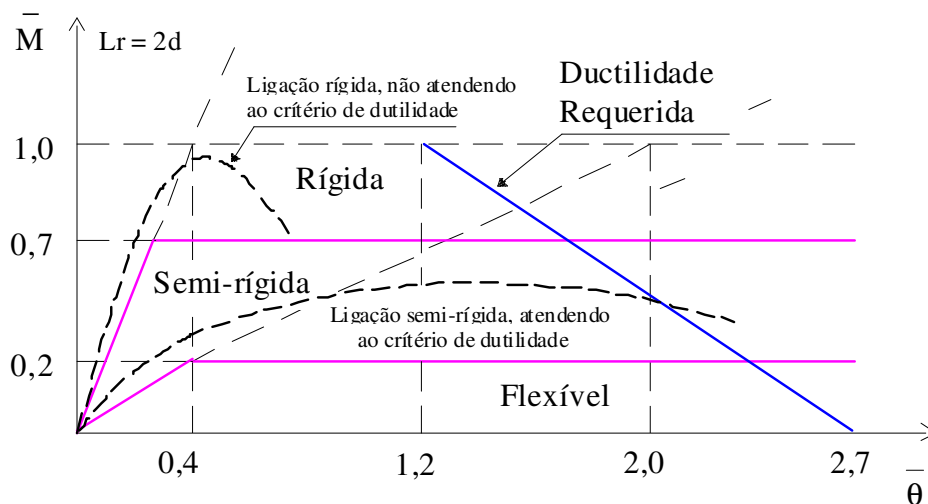


FIGURA 2.2 – Sistema de classificação segundo BJORHOVDE .

A FIG. 2.2 apresenta os limites de classificação para as ligações, onde a rigidez da ligação é representada como a relação entre a rigidez da viga ligada ( $EI$ ) e o comprimento de referência ( $L_r$ ), sendo  $L_r$  um múltiplo da altura viga conectada ( $d$ ).

As ligações podem ser classificadas dependendo da região onde se encontra a curva momento rotação normalizada obtida de ensaios experimentais ou cálculo:

Se

$L_r < 2d$ :	Ligação Rígida
$L_r > 10d$ :	Ligação Rotulada
$2d < L_r < 10d$ :	Ligação Semi-Rígida

Considerando-se o momento fletor resistente da ligação ( $M_L$ ), a ligação é considerada rígida se este momento for maior que 70% de  $M_p$ . Será considerada rotulada se for menor que 20% de  $M_p$ . Para a condição intermediária, a ligação é semi-rígida, isto é:

Ligação rígida:	$M_L > 70\% M_p$
Ligação semi-rígida:	$20\% M_p < M_L < 70\% M_p$
Ligação Rotulada:	$M_L < 20\% M_p$

Essa classificação indica a possibilidade de uma ligação ser classificada dentro de diferentes categorias, de estados limites de serviço e último.

#### 2.2.4 Sistema de classificação segundo a European Convention for Constructional Steelwork (ECCS,1999) e o Eurocode 4:2002.

As ligações podem ser classificadas de acordo a sua resistência ou rigidez. As prescrições dadas no Eurocode 3-1-8:2005, para ligações com seções H ou I são aplicáveis com as seguintes modificações:

##### 1- Análise elástica global

Onde a rigidez rotacional  $S_j$  é considerada como  $S_{j,ini}/\eta$  de acordo com Eurocode 3-1-8:2005, subitem 5.1.2, o valor da rigidez é modificado pelo parâmetro  $\eta$ , conforme TABELA 2.1

TABELA 2.1 Coeficientes modificadores da rigidez  $\eta$

Tipo de ligação	Ligação Viga - Pilar	Outros tipos de ligações
Placa de Contato	1.5	1.5
Placa parafusada	2	2

##### 2- Classificação das ligações

- a) As ligações podem ser classificadas de acordo com Eurocode 3-1-8:2005, subitem 5.2, levando em consideração a ação mista.
- b) Para a classificação, a direção das forças internas e momentos deverão ser considerados.
- c) Fissuração em elementos ligados podem ser negligenciados.

### 2.2.4.1 Eurocode 3-1-8:2005

#### 2.2.4.1.1 Classificação pela rigidez

Uma ligação pode ser classificada como rígida, rotulada ou semirígida de acordo com sua rigidez rotacional, pela comparação da rigidez inicial  $S_{j,ini}$  com os limites de classificação.

Uma ligação pode ser classificada com base em evidência experimental, experiências satisfatórias prévias em casos similares ou por cálculos baseados em ensaios evidentes.

#### 1 - Ligações rotuladas

Uma ligação rotulada deve ser capaz de transmitir forças internas, sem permitir o desenvolvimento de momentos significativos que possam afetar desfavoravelmente os elementos da estrutura.

Uma ligação rotulada deve ser capaz de aceitar as rotações resultantes oriundas das ações de projeto.

#### 2 - Ligações rígidas

Uma ligação pode ser classificada como rígida quando tem suficiente rigidez rotacional para justificar uma análise baseada em continuidade total das vigas.

#### 3 - Ligações semirígidas

Uma ligação que não reúne os critérios de uma ligação rígida ou rotulada deverá ser classificada como uma ligação semi-rígida.

As ligações semi-rígidas são capazes de transmitir as forças internas e momentos.



Os limites da classificação para pórticos contraventados são (FIG. 2.3).

$$\text{Região 1: Ligação Rígida, Se } S_{j,ini} \geq 8 \frac{EI}{L} \quad (2.5)$$

$$\text{Região 2: Ligação Semirígida } 0,5 \frac{EI}{L} < S_{j,ini} < 8 \frac{EI}{L} \quad (2.6)$$

$$\text{Região 3: Ligação Rotulada, Se } S_{j,ini} \leq 0,5 \frac{EI}{L} \quad (2.7)$$

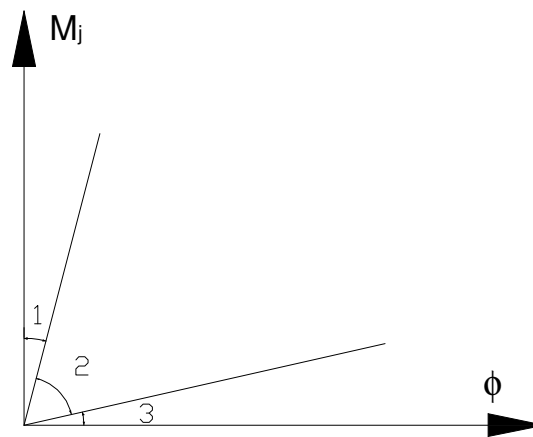


FIGURA 2.3 - Limites para a classificação de ligações vigas-colunas.

Onde  $EI$  é a rigidez à flexão não fissurada da viga mista e  $L$  é o vão da viga (centro – centro dos pilares)

#### 2.2.4.1.2 Classificação pela resistência

1- Uma ligação viga – pilar pode ser classificada como de resistência total, rotulada ou de resistência parcial comparando seu momento resistente de cálculo,  $M_{j,Rd}$ , com os momentos resistentes dos elementos conectados.

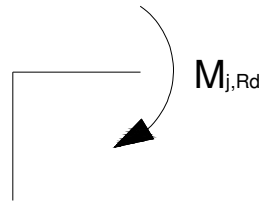
2 - Uma ligação viga-pilar pode ser classificada como de resistência total se esta reúne os critérios dados em (3) ou (4).

3 - Ligação no topo no pilar:

$$M_{j,Rd} \geq M_{b,pl,Rd} \quad (2.8)$$

ou

$$M_{j,Rd} \geq M_{c,pl,Rd} \quad (2.9)$$

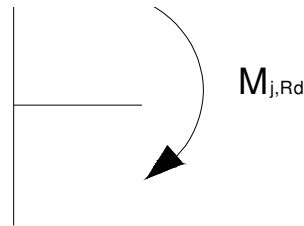


4 - Ligação intermediária no pilar:

$$M_{j,Rd} \geq M_{b,pl,Rd} \quad (2.10)$$

ou

$$M_{j,Rd} \geq M_{c,pl,Rd} \quad (2.11)$$



onde:

$M_{b,pl,Rd}$  é o momento resistente plástico de cálculo da viga mista.

$M_{c,pl,Rd}$  é o momento resistente plástico de cálculo do pilar.

5 - Uma ligação pode ser classificada como rotulada se seu momento resistente,  $M_{j,Rd}$  não for maior que 0,25 vezes o momento resistente requerido para uma ligação resistência total.

6 - Uma ligação que é capaz de resistir momentos, porém não reúne os critérios para uma ligação de resistência total, deve ser classificada como de resistência parcial se não reúne as condições para que seja classificada como rotulada.

### 2.3 Consideração da semirrigidez das ligações

Para que o comportamento da estrutura real seja o esperado teoricamente, deve-se reproduzir na prática as condições mais próximas possíveis das consideradas no dimensionamento. As ligações tidas como engaste (ligações rígidas) têm execução de custo elevado e difícil, sendo que nas mesmas são desenvolvidos momentos de engastamento elevados nas vigas e pilares.

Quando a ligação é considerada rotulada (ligação flexível), a estrutura perde rigidez e torna-se necessário, em diversos casos, o uso de contraventamento no sistema estrutural, o que aumenta o consumo de aço. As ligações rotuladas permitem o aparecimento de momentos elevados nas seções centrais das vigas conectadas.

O comportamento de ligações semirígidas ou parcialmente restringidas tem vantagens econômicas, construtivas e técnicas sobre as ligações rígidas e flexíveis, considerando também que, com o uso de ligações semi-rígidas acontece um balanceamento entre o momento de extremidade e o momento central das vigas, juntamente com uma redução dos comprimentos de flambagem dos pilares, o que reduz o peso do aço no dimensionamento da estrutura.

A FIG. 2.4 apresenta os efeitos das ligações semirígidas com relação a momentos e flechas nas vigas.

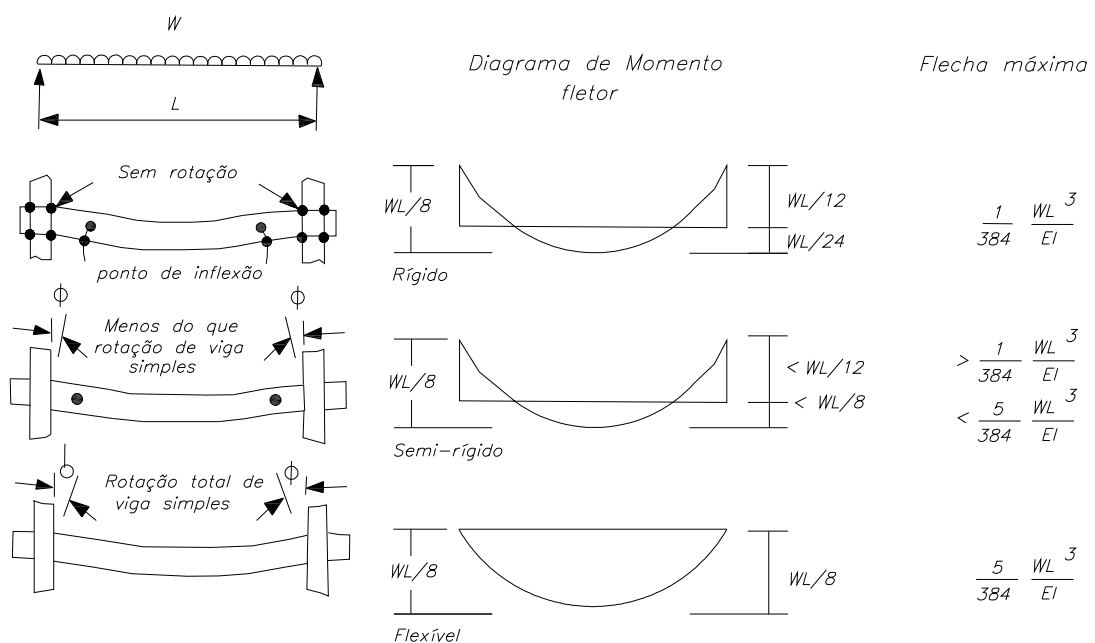


FIGURA 2.4 – Efeito de ligações semirígidas em momentos e flechas resposta elástica.

## 2.4 Ligações mistas de aço e concreto – método dos componentes

Segundo o Projeto de revisão da ABNT NBR 8800:1986, versão de maio de 2007, tem-se as seguintes considerações:

- Uma ligação é denominada mista quando a laje de concreto participa da transmissão de momento fletor de uma viga mista para um pilar ou para outra viga mista no vão adjacente (quando o apoio das duas vigas mistas for um pilar, este pode participar da distribuição de momentos no nó). Quando o momento na viga for negativo, a armadura da laje é tracionada, e quando for positivo, a laje é comprimida (por exemplo, devido ao efeito do vento em pórticos).
- As ligações mistas são usadas em vigas mistas contínuas e semicontínuas. Nas vigas mistas contínuas a ligação deve assegurar continuidade total do componente metálico e da laje de concreto nos apoios. Nas vigas mistas semicontínuas, a ligação mista é obtida a partir de uma ligação metálica flexível ou semi-rígida, aumentando substancialmente sua rigidez e sua resistência a momento.

O método dos componentes vem sendo desenvolvido há muito tempo posto que, de maneira intuitiva, os pesquisadores entendiam que para representar o comportamento de uma ligação deviam ser analisadas os componentes ativas individualmente e a forma com que elas compõem o sistema de ligação mista.

Os componentes são representadas por molas translacionais ou rotacionais, dependendo do caso analisado, caracterizando-as por uma determinada lei constitutiva (força – deslocamento), sofisticando a análise pela consideração do comportamento real seja este linear ou não-linear da componente.

Essas molas são representadas com coeficientes de rigidez  $k_i$  definidos no Eurocode 3-1-8: 2005, as quais devem ser agrupadas segundo o tipo de solicitação a que estão sujeitas, a saber: tração, compressão ou corte. A configuração da ligação tem como

resultado a resistência à rigidez rotacional e a capacidade rotacional do sistema completo da ligação.

Os componentes podem ser associadas em série ou em paralelo, levando-se em conta o equilíbrio e compatibilidade de deslocamentos. Após intensas campanhas de pesquisas experimentais e devido ao seu caráter prático, o método dos componentes foi incluído no Eurocode 3-1-8: 2005.

As ligações mistas têm diversas componentes que são ativas na ligação, dependendo da etapa de construção, a saber: antes ou depois da cura do concreto. Se for antes da cura do concreto a ligação é puramente metálica e se for depois da cura do concreto a ligação deve ser considerada mista. A seguir, são feitas algumas considerações sobre cada fase da ligação:

Antes da cura do concreto tem-se que considerar, por exemplo:

1. Rigidez inicial;
2. Parafusos ao corte.

Após a cura do concreto, deve-se considerar:

1. Rigidez inicial do sistema;
2. Rigidez axial das barras longitudinais de aço presentes;
3. Rigidez dos conectores;
4. Presença do concreto em contato com os elementos do pilar, na região da ligação, se for o caso.

A interação das molas depende se elas estão em série ou em paralelo, dependendo do modelo de forças internas atuantes na ligação viga-pilar.

Como uma simplificação, os componentes podem ser associados em série ou em paralelo, considerando assim cada uma de suas propriedades e a forma que elas atuam

para compor o sistema misto. Em termos gerais, pode-se considerar o seguinte exemplo com dois elementos ativos, para mostrar as diferentes associações representadas nas FIGS. 2.5 e 2.6.

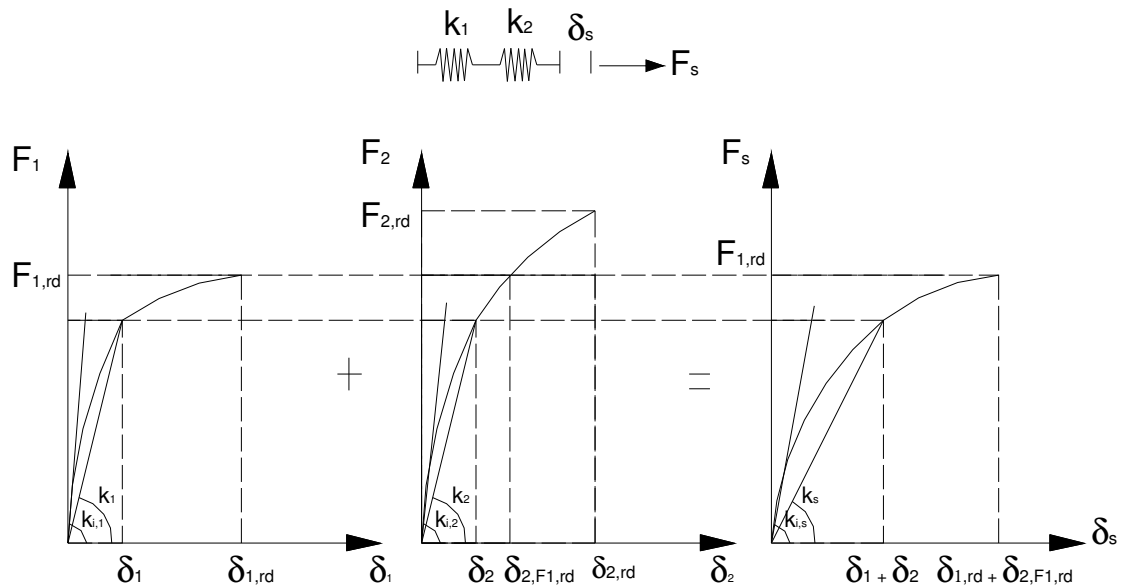


FIGURA 2.5 – Associação em série de dois componentes ativos de uma ligação.

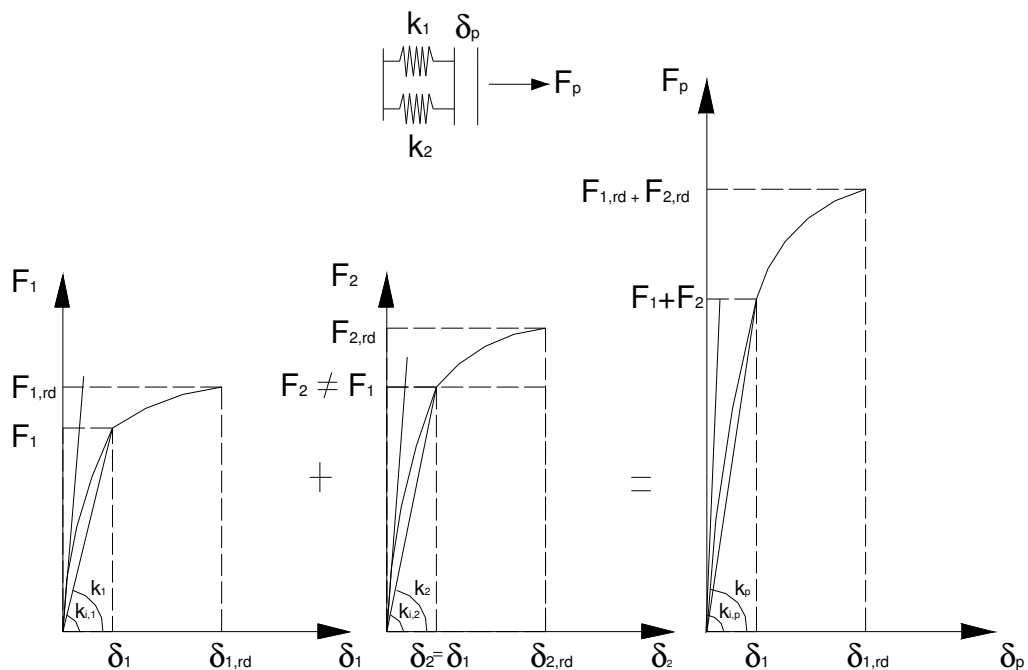


FIGURA 2.6 – Associação em paralelo de dois componentes ativos de uma ligação.

Das figuras acima, pode-se chegar às seguintes expressões para a associação em série:

$$\delta_s = \delta_1 + \delta_2 \quad (2.12)$$

$$\frac{F_s}{k_s} = \frac{F_1}{k_1} + \frac{F_2}{k_2} \quad (2.13)$$

Sendo que:

$$F_s = F_1 = F_2 \quad (2.14)$$

$$\frac{1}{k_s} = \frac{1}{k_1} + \frac{1}{k_2} \quad (2.15)$$

A representação da rigidez de uma mola em serie é:

$$k_s = \frac{1}{\frac{1}{k_1} + \frac{1}{k_2}} \quad (2.16)$$

Para associação em paralelo tem-se:

$$F_p = F_1 + F_2 \quad (2.17)$$

$$\delta_p k_p = \delta_1 k_1 + \delta_2 k_2 \quad (2.18)$$

Com a igualdade de deslocamentos abaixo, pode-se chegar à expressão para a rigidez de uma mola equivalente a uma associação em paralelo:

$$\delta_p = \delta_1 = \delta_2 \quad (2.19)$$

$$k_p = k_1 + k_2 \quad (2.20)$$

Onde  $k_s, k_p, k_1, k_2$  são as rigidezes translacionais das molas representativas das associações em série e em paralelo e dos componentes 1 e 2, respectivamente. Quanto à

resistência da mola equivalente, ela será determinada pela capacidade resistente do componente mais frágil, em se tratando da associação em série.

Nesta, a capacidade de deformação será dada pela soma da capacidade de deformação do elemento mais frágil mais a deformação do outro componente naquele nível de carga referente à menor capacidade resistente entre os elementos. Para a associação em paralelo, a capacidade de deformação corresponde à deformação última do elemento menos deformável e a capacidade resistente será dada pela soma da resistência do componente, menos deformável mais a força atuante no outro componente, para aquele nível de deformação correspondente à menor capacidade de deformação entre os elementos, Oliveira (2003).

Segue, na TAB. 2.2, um resumo do citado acima para associações entre molas cujas relações  $F \times \delta$  sejam caracterizadas pelas FIG. 2.5 e FIG. 2.6.

TABELA 2.2 - Propriedades equivalentes de associações entre molas translacionais (FIG. 2.5 e FIG. 2.6).

<b>Características</b>	<b>Associação em série</b>	<b>Associação em paralelo</b>
Rigidez Inicial	$1/(1/k_{i,1} + 1/k_{i,2})$	$k_{i,1} + k_{i,2}$
Resistência de Projeto	$F_{i,rd}$	$F_{1,rd} + F_{2,\delta_{1,rd}}$
Deslocamento Final	$\delta_{1,rd} + \delta_{2,rd}$	$\delta_{1,rd}$

Considerando-se as simplificações correspondentes às associações entre as molas translacionais, pode-se então prosseguir com o método, onde se configura o seguinte modelo, ver FIG. 2.7:



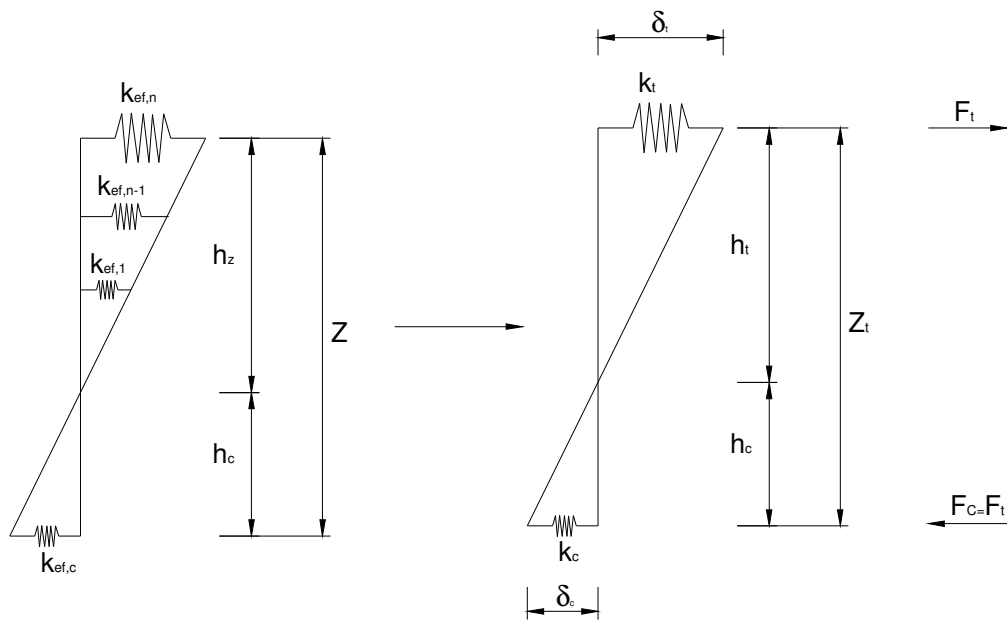


FIGURA 2.7– Modelo simplificado para determinação das características de uma ligação.

Onde  $k_{ef,1}, k_{ef,2}, \dots, k_{ef,n}$  são as rigidezes provenientes de associações de molas presentes em uma determinada camada da ligação, na sua região tracionada,  $k_t$ , e  $k_c$  é a rigidez oriunda da associação de molas situadas na zona comprimida. Neste ponto, cabe mais uma simplificação do processo, através do qual supõem-se, para a obtenção de uma mola única que representa a região tracionada, que o centro de rotação da conexão esteja situado no centróide da mesa inferior da viga metálica, onde provém o esquema da FIG. 2.8:

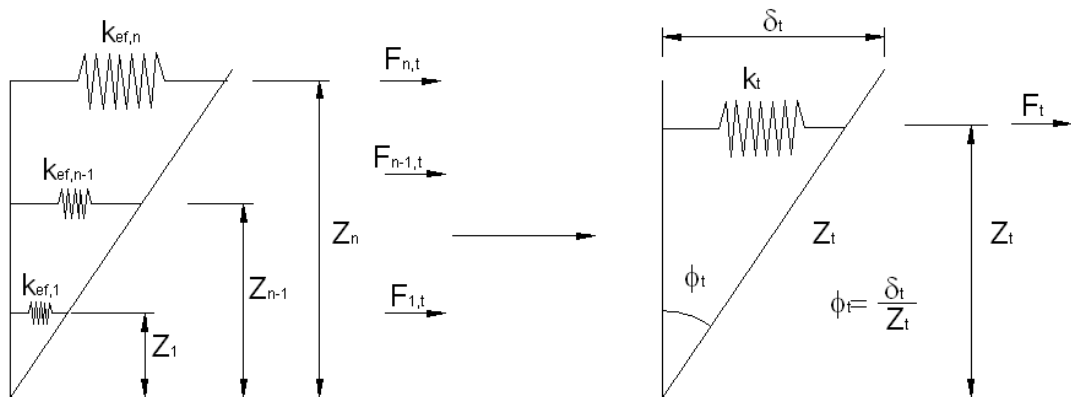


FIGURA 2.8 – Modelo para determinação da rigidez equivalente representativa da parte tracionada da ligação.

Impondo-se, condições de equilíbrio de forças e momentos, vem:

$$\sum H = 0 \quad (2.21)$$

$$F_t = \sum_{i=1}^n F_{i,t} \quad (2.22)$$

$$k_t \delta_t = \sum_{i=1}^n k_{ef,i} \delta_i \quad (2.23)$$

Da expressão anterior e observando a FIG. 2.8 tem-se:

$$k_t \phi_t Z_t = \sum_{i=1}^n k_{ef,i} Z_i \phi_i \quad (2.24)$$

$$\phi_t = \sum_{i=1}^n \phi_i \quad (2.25)$$

$$k_t Z_t = \sum_{i=1}^n k_{ef,i} Z_j \quad (2.26)$$

Através do equilíbrio de momentos pode-se chegar á seguinte expressão de momentos:

$$\sum M = 0 \quad (2.27)$$

$$F_t Z_t = \sum_{i=1}^n F_{i,t} Z_i \quad (2.28)$$

Substituindo o valor da força vem:

$$k_t \delta_t Z_t = \sum_{i=1}^n k_{ef,i} \delta_i Z_i \quad (2.29)$$

Observando novamente a FIG. 2.8 vem:

$$k_t = \frac{\sum_{i=1}^n k_{ef,i} \delta_i Z_i}{\delta_t Z_t} \quad (2.30)$$

$$k_t = \frac{\sum_{i=1}^n \delta_i \sum_{i=1}^n k_{ef,i} Z_i}{\delta_t Z_t} \mathbf{s} \quad (2.31)$$

$$k_t = \frac{\sum_{i=1}^n k_{ef,i} Z_i}{Z_t} \quad (2.32)$$

$$Z_t = \frac{\sum_{i=1}^n k_{ef,i} Z_i}{k_t} \quad (2.33)$$

Elevando ao quadrado os braços de alavanca

$$k_t = \frac{\sum_{i=1}^n k_{ef,i} Z_i^2}{Z_t^2} \quad (2.34)$$

$$Z_t = \frac{\sum_{i=1}^n k_{ef,i} Z_i}{\frac{\sum_{i=1}^n k_{ef,i} Z_i^2}{Z_t^2}} \quad (2.35)$$

$$Z_t = Z_t^2 \frac{\sum_{i=1}^n k_{ef,i} Z_i}{\sum_{i=1}^n k_{ef,i} Z_i^2} \quad (2.36)$$

$$Z_t = \frac{\sum_{i=1}^n k_{ef,i} Z_i^2}{\sum_{i=1}^n k_{ef,i} Z_i} \quad (2.37)$$

De posse dos valores de  $k_t$  e  $Z_t$  e observando-se a FIG. 2.7, pode-se então obter os valores da rigidez inicial e capacidade ao momento da ligação:

$$\phi = \frac{\delta_c + \delta_t}{Z_t} \quad (2.38)$$

$$\phi Z_t = \delta_c + \delta_t \quad (2.39)$$

$$\phi Z_t = \frac{F_c}{k_c} + \frac{F_t}{k_t} \quad (2.40)$$

$$F_t = F_c \quad (2.41)$$

$$\phi Z_t = F \left( \frac{1}{k_c} + \frac{1}{k_t} \right) \quad (2.42)$$

Multiplicando os termos da última Eq. 2.42 vem:

$$M = \frac{Z_t^2}{\frac{1}{k_c} + \frac{1}{k_t}} \phi \quad (2.43)$$

Assim, a rigidez da ligação e a sua capacidade ao momento podem ser dadas, respectivamente, por:

$$k_\phi = \frac{Z_t^2}{\frac{1}{k_c} + \frac{1}{k_t}} \quad (2.44)$$

$$M_{rd} = \sum_{i=1}^n F_{i,rd} Z_i \quad (2.45)$$

onde  $F_{i,rd}$  é a capacidade resistente de cada linha de ação na ligação, observando-se as informações presentes na TAB. 2.2.

O cálculo da capacidade resistente ao momento fletor da ligação baseia-se, portanto, em uma análise plástica, onde se configuram um equilíbrio e a redistribuição de forças internas, sendo a compatibilidade de deslocamentos negligenciada. Para isto, assume-se aqui que os diversos componentes da ligação, como uma linha de parafusos em tração ou barras de reforço na laje de concreto (para o caso de uma ligação mista), por exemplo, possuam suficiente capacidade de deformação para promover tal redistribuição AISC (2005). Outras hipóteses podem ser obtidas na referência Eurocode 3-1-8: 2005.

#### **2.4.1 Modelo da ligação mista com cantoneira de assento**

Foi apresentado de forma geral como atuam os componentes em uma ligação. O modelo que vai ser avaliado experimentalmente será detalhado no item 3.2, que mostram a ligação mista viga-pilar utilizando perfis formados a frio, conectores do tipo rebite tubular com rosca interna e cantoneira de assento soldada na mesa da viga e parafusada na mesa do pilar. Os componentes foram divididos em três grupos: conectores de cisalhamento, armadura da laje e ligação metálica.

O projeto da ligação, mesmo usando o Eurocode 3-1-8: 2005, é complexo e envolve muitos parâmetros que afetam o comportamento do sistema.

LI e NETHERCOT (2002), analisaram ligações mistas com aços de diferentes graus, diferentes tipos de carga em vigas semicontínuas, concluindo que as propriedades da ligação são afetadas por muitos parâmetros. Um comportamento adequado é obtido quando estes parâmetros são ajustados.

A FIG. 2.9 mostra a ligação mista em estudo no presente trabalho, sendo representados com molas os componentes ativos na fase posterior à cura do concreto e considerando a estrutura escorada na etapa de construção.

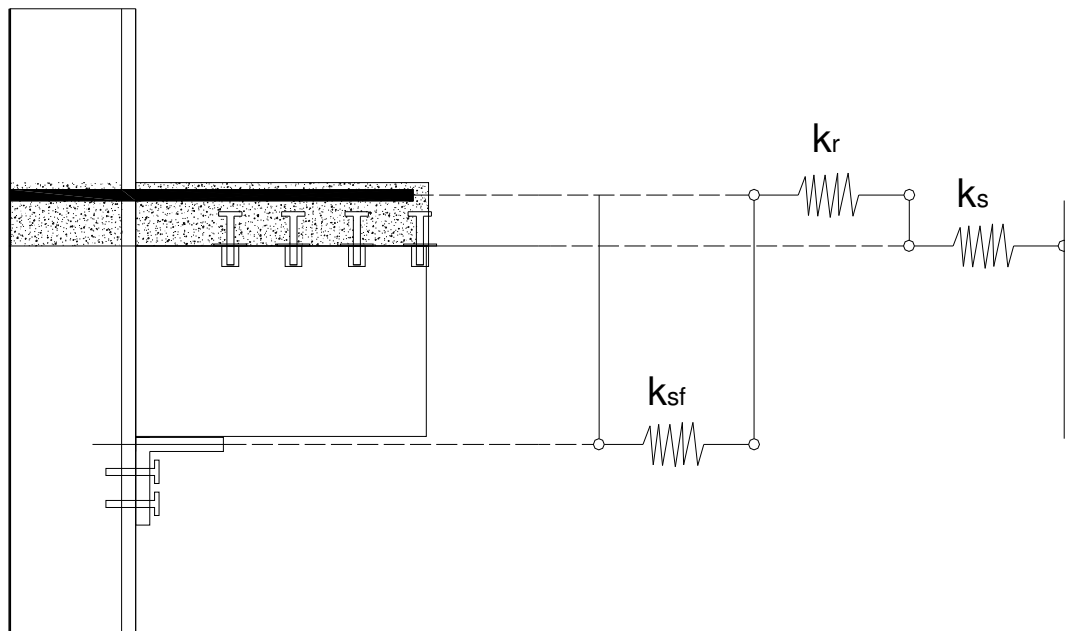


FIGURA 2.9 – Modelo de ligação representando os coeficientes de rigidez dos componentes.

No modelo proposto não são consideradas as seguintes solicitações: alma do pilar sob esforço cortante, compressão ou tração, mesa da viga em flexão, e análises antes da cura do concreto, porque serão tomadas as devidas precauções para que estas ações não afetem o sistema.

#### 2.4.2 Rigidez inicial

Utilizando as filosofias das referências Eurocode 3-1-8: 2005 e AISC (2005) e a FIG. 2.10, para o desenvolvimento do modelo sugerido para representar a ligação em estudo, tem-se:

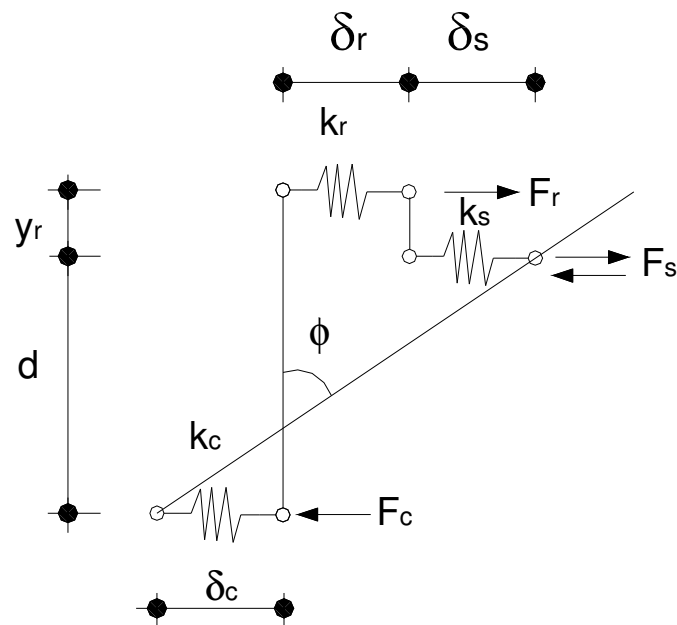


FIGURA 2.10 – Modelo de ligação semi-rígida mista sugerida para os deslocamentos.

As forças presentes no modelo da FIG. 2.10 são:

$$\begin{aligned} F_c &= k_c \delta_c & F_r &= k_r \delta_r \\ F_s &= k_s \delta_s \end{aligned} \quad (2.46)$$

Onde  $F_r$  é a força através do aço que atua na laje;  $F_c$  é a força de compressão atuante na ligação e  $F_s$  é a força de cisalhamento que atua nos conectores. Para o presente caso, deve existir uma interação completa entre a laje e a viga de aço para que seja satisfeita a seguinte condição:

$$F_s = F_r \quad (2.47)$$

Compatibilizando deslocamentos e rotações segundo a FIG. 2.10:

$$\tan \phi \cong \phi = \frac{\delta_r + \delta_s + \delta_c}{d} \quad (2.48)$$

Substituindo as equações de (2.46) em (2.48) tem-se:

$$\phi = \frac{1}{d} \left( \frac{F_r}{k_r} + \frac{F_s}{k_s} + \frac{F_c}{k_c} \right) \quad (2.49)$$

$$\phi = \frac{1}{d} \left[ F_r \left( \frac{1}{k_r} + \frac{1}{k_s} \right) + \frac{F_c}{k_c} \right] \quad (2.50)$$

$$\phi = \frac{1}{d} F_r \left( \frac{1}{k_r} + \frac{1}{k_s} + \frac{1}{k_c} \right) \quad (2.51)$$

Isolando agora a força no aço da laje tem-se:

$$F_r = \frac{d}{\frac{1}{k_r} + \frac{1}{k_s} + \frac{1}{k_c}} \phi \quad (2.52)$$

Da FIGURA 2.10 pode ser deduzido o momento atuante na ligação:

$$M = F_r (d + y_r) \quad (2.53)$$

Substituindo a equação (2.51) em (2.52), tem-se a equação que representa a rigidez inicial da ligação mista da FIG. 2.10.

$$k_\phi = \frac{(d + y_r)^2}{\left( \frac{1}{k_r} + \frac{1}{k_s} + \frac{1}{k_c} \right)} \quad (2.54)$$

Onde este valor  $k_\phi$ , representa uma mola de rotação que impede a ligação de produzir uma rotação infinita. Conhecendo os valores das rigidezes ativas na ligação a representação de cada uma delas estaria dada da seguinte maneira:



**a) Contribuição da rigidez das barras de reforço na laje de concreto**

A consideração da rigidez relativa às barras de aço presentes na laje de concreto, considerando que elas obedecem à lei de Hooke, é:

$$k_r = \frac{E_r A_s}{L_r} \quad (2.55)$$

Onde  $E_r$  é módulo elástico longitudinal da barra de reforço,  $A_s$  é a área da barra de reforço e  $L_r$  é o comprimento da barra reforço ativa na laje, tomado como a distância do eixo da coluna até o eixo da primeira linha de rebites.

**b) Contribuição da rigidez dos conectores que resistem à força cortante**

O comportamento dos conectores usando rebites em viga mista foi analisado na Tese da Doutora Cynara Friedler Bremer. Para a caracterização da rigidez dos conectores experimentalmente são necessários ensaios normalizados de push out que, para o caso de stud bolt, considera um deslizamento máximo de 0,5mm no regime elástico. Este deslizamento corresponde à 0,6 vezes a força última de cisalhamento.

$$k_s = \frac{0.6 F_s}{\gamma} \cdot N_s \quad (2.56)$$

$F_s$  é a força última ao cisalhamento suportada por um conector,  $\gamma$  é o valor do deslizamento no regime elástico,  $N_s$  é o número de conectores na região de momento negativo. Este número de conectores não deve ser inferior aos necessários para que exista interação completa.

### c) Parafusos em Corte

A rigidez de uma linha de dos parafusos em corte é dada por:

$$k_{bs} = \frac{16 n_b d^2 f_{ub}}{E d_{M16}}. \quad (2.57)$$

Onde  $n_b$  é o número de linhas de parafusos sujeitos a cisalhamento,  $f_{ub}$  é a resistência última do parafuso e  $d_{M16}$  é o diâmetro nominal de um parafuso M16 (16 mm), como é apresentado no Eurocode 3-1-8: 2005.

#### 2.4.3 Momento último

Supondo que a resistência da cantoneira de assento é superior à das barras de reforço e a interação é completa entre a laje de concreto e a viga metálica, a resistência ao momento da ligação mista da FIG. 2.10 pode ser dada por:

$$M_u = A_r F_{y,r} (d + y_r). \quad (2.58)$$

Onde  $F_{y,r}$  e  $A_r$  são a resistência ao escoamento do aço da armadura de reforço e a sua área, respectivamente. Considerando que o momento resistente da ligação mista é limitado pelo escoamento das armaduras presentes na laje, a cantoneira de assento deve ter suficiente capacidade para a absorção dos esforços provenientes das fases posterior e anterior à cura AISC (2005).

#### 2.4.4 Capacidade de deformação

A resistência à tração do concreto proporciona uma maior rigidez e uma menor ductilidade nas barras envolvidas pelo concreto comparadas com as barras isoladas.

O alongamento último das barras de reforço,  $\Delta_{us}$ , presentes na laje de concreto é integrado por componentes elásticos e plásticos, ver FIG. 2.11.

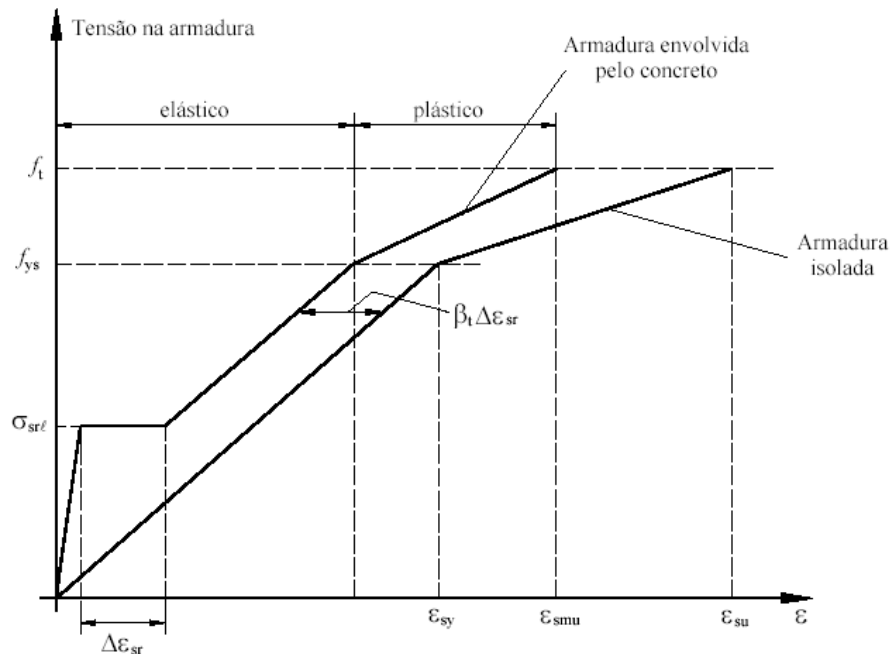


FIGURA 2.11 – Diagrama dos comportamentos idealizados tensão deformação da armadura isolada e da armadura envolvida pelo concreto.

$$\Delta_{us} = L \varepsilon_{smu} \quad (2.59)$$

$L$  é o comprimento de referência para levar em conta o efeito do concreto que envolve a armadura, igual a:

$$L = \frac{h_a}{2} + a_c \leq 250 \text{ mm}$$

Onde:

$\varepsilon_{smu}$  = deformação última da armadura envolvida pelo concreto;

$h_a$  = dimensão da seção do elemento de apoio na direção paralela á armadura;

$a_c$  é o menor valor entre  $\begin{cases} a \\ L_t \end{cases}$ , distância da face do elemento de apoio até o primeiro

conector, devendo ser superior a 100mm.

$L_t = \frac{\alpha_c \phi}{7,2 \delta_s}$ , onde  $\phi$  é o diâmetro das barras da armadura

$$\varepsilon_{smu} = \varepsilon_{sy} - \beta_t \Delta \varepsilon_{sr} + \delta_o \left( 1 - \frac{\sigma_{sr1}}{f_{ys}} \right) (\varepsilon_{su} - \varepsilon_{sy})$$

$\beta_t = 0,4$  para cargas de curta duração;

$\delta_o = 0,8$  para barras deformadas de alta ductilidade;

$$\Delta \varepsilon_{sr} = \frac{f_{ctm} \alpha_c}{\rho E_s}$$

$$\sigma_{sr1} = \left( \frac{f_{ctm} \alpha_c}{\rho} \right) \left( 1 + \frac{\rho E_s}{E_c} \right)$$

$f_{ctm}$  = resistência média do concreto à tração:  $f_{ctm} = 0,3 (f_{ck})^{2/3} \xi$ ;

$\xi = 0,3 + 0,7 \left( \frac{\rho_c}{2400} \right)$ ,  $\rho_c$  é a massa específica do concreto, em quilograma por metro

cúbico, não devendo ser tomada maior que  $2400 \frac{kg}{m^3}$ ;

$$\alpha_c = \frac{1}{\left[ 1 + \frac{t_c}{2y_o} \right]}$$

$t_c$  = altura da laje de concreto acima do topo da fôrma de aço;

$y_o$  = distância vertical entre os centros de gravidade da mesa de concreto e da seção mista (sem armadura), ambas não fissuradas;

$$\delta_s = \frac{A_{sl}}{A_c}$$

$A_{sl}$  = é a área da seção transversal da armadura longitudinal dentro da largura efetiva da mesa de concreto;

$A_c$  = área da mesa de concreto

$E_c$  = módulo de elasticidade do concreto

Para garantir um comprimento de introdução razoável, o primeiro conector deve localizar-se, no mínimo a 200 mm da linha de centro de apoio Leon (1994).

#### 2.4.5 Capacidade de rotação

A capacidade de rotação da ligação em estudo não tem um procedimento ou uma referência que leve em consideração as variações das propriedades dos materiais. Isto deverá ser demonstrado experimentalmente e servirá para avaliar a equação (2.33). O alongamento inelástico das barras de reforço, as quais apresentam um comportamento dúctil simultaneamente com o deslizamento dos conectores de cisalhamento, onde a capacidade de rotação disponível tem um papel importante no comportamento dúctil da ligação mista AISC (2005).

$$\phi_u = \frac{\Delta_{u,r}}{d + y_r} + \frac{\Delta_{u,s}}{d} \quad (2.60)$$

$\Delta_{u,r}$  é o alongamento último das barras de reforço,  $\Delta_{u,s}$  é o deslizamento relativo dos conectores de cisalhamento, um limite seguro para o deslocamento horizontal da extremidade inferior da viga é 4 mm,  $d$  é a altura da viga metálica e  $y_r$  é a distancia do centro de gravidade das barras de aço ao topo da viga metálica, Leon (1994).

#### 2.4.6 Fissuração do concreto

Considerando que para o controle da fissuração, a quantidade de armadura não deve ser inferior a um valor mínimo, no intuito de se distribuir uniformemente as fissuras na região de momentos negativos ou de tendência de continuidade, como no caso dos apoios de vigas birotuladas, AISC (2005).

$$\rho = \frac{A_s}{A_c} \times 100\% = \alpha_c k \left( \frac{f_{cte}}{\sigma_{st}} \right) \times 100\% \quad (2.61)$$

onde:

$\alpha_c$  = coeficiente devido á distribuição das tensões de flexão na seção transversal, variando entre 0,4 e 0,9;

$k$  = coeficiente devido ao decrescem da tensão de tração, tomando normalmente igual a 0,8;

$f_{cte}$  = tensão de tração efetiva do concreto no momento em que se espera que ocorra a fissuração, usualmente tomada igual  $3 \frac{N}{mm^2}$  ;

$\sigma_{st}$  = tensão máxima permitida na armadura, imediatamente após a fissuração; este valor depende do diâmetro das barras de armadura, não podendo exceder a:

$$\sigma_{st} \leq 416 w_k^{0,6} \left( \frac{f_{ck}}{d} \right)^{0,5} \quad (2.62)$$

onde  $w_k$  é a abertura aceitável das fissuras, em condições normais, igual a 0,30 mm e  $d$  é o diâmetro das barras da armadura.

$$\alpha_c = \frac{1}{\left( 1 + \frac{h_c}{2 y_0} \right)} \quad (2.63)$$



FIGURA 2.12 – Definição dos termos para o cálculo do coeficiente  $\alpha_c$

## 2.5 Ligação mista semi-rígida de aço e concreto

Pode-se definir uma ligação mista como a união entre elementos estruturais mistos de aço e concreto, onde a chave do sistema é a consideração do aço de reforço da laje na resistência da ligação.

*As ligações mistas são obtidas geralmente de uma ligação metálica flexível (classificada como rotulada) ou semi-rígida, aumentando substancialmente sua rigidez e sua resistência a momento. Como conseqüências, podem-se reduzir a rigidez e a resistência que seriam exigidas da viga mista com as ligações metálicas originais, AISC(2005).*

Quando atuam momentos negativos na ligação, grande parte do esforço de tração é absorvido pela armadura da laje de concreto, devido ao fato desta escoar para uma força de tração muito maior do que a das cantoneiras. Assim, há um grande ganho de rigidez e resistência para a ligação. Quando os momentos atuantes na ligação são positivos, a ligação mista também apresenta uma resistência superior à das ligações simples de estruturas de aço devido à participação da laje na zona comprimida, segundo o projeto de revisão da ABNT NBR 8800:1986, versão de maio de 2007.

No caso da ligação mista esquematizada na FIG. 2.13, observa-se que a transmissão do momento atuante na ligação é associada ao braço de alavanca entre a armadura da laje de concreto, trabalhando à tração e o elemento de aço situado na face inferior da viga de aço. A transmissão do esforço cortante é feita pelas cantoneiras situadas abaixo da viga.

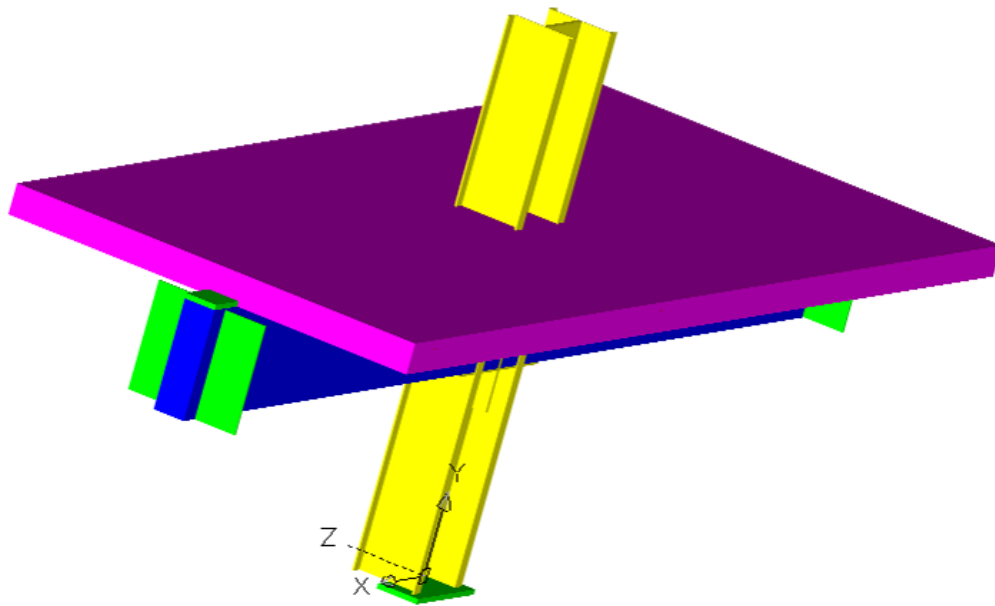


FIGURA 2.13 – Vista geral do modelo ensaiado.

## 2.6 Curvas de momento – rotação para ligações com cantoneiras duplas de alma e assento

O trabalho realizado por Leon (1994) tem por objetivo proporcionar um guia para o cálculo de pórticos deslocáveis e não deslocáveis com ligação mista Partially Restrained Composite Connection (PR-CC), sendo este um trabalho melhorado de outro realizado anteriormente por Leon e Ammerman [14].

Atualmente não há nenhum procedimento de projeto para o cálculo da resistência última das ligações mistas semi-rígidas utilizando perfis formados a frio ao momento fletor e o posterior traçado do diagrama momento-rotação.

Já para ligações mistas semi-rígidas compostas por perfis laminados e soldados, há uma metodologia de cálculo proposta por Leon(1994), e os resultados de Alves (2000). Por tanto, para uma análise de caráter comparativo, utilizaremos esta metodologia para a construção da curva momento-rotação nas ligações semi-rígidas constituídas por perfis formados a frio.



A maneira mais exata para a obtenção da curva  $M-\phi$  de uma ligação é através de uma função exponencial ou por funções com trechos lineares. Os pórticos podem ser analisados através de várias combinações de carga e o efeito de segunda ordem pode ser incluído diretamente através do uso de uma matriz de rigidez geométrica.

Conforme a referência Leon (1994), tem-se um procedimento de projeto para que se possa obter a resistência e a rigidez de uma ligação mista com perfis metálicos soldados. Neste procedimento é proposta uma análise feita em duas etapas:

- Análise elástica de primeira ordem com elementos de mola lineares na faixa de serviço, para que se possam verificar as flechas das vigas e os deslocamentos horizontais do pórtico. Os resultados obtidos podem ser estendidos para o caso de cargas ponderadas para que a verificação das equações de resistência de peças sujeitas à flexão composta seja feita;
- Análise simplificada de segunda ordem, com uma análise rígido-plástica, com mecanismo composto por uma viga menos resistente e um pilar mais resistente, para fazer a verificação da resistência última e estabilidade do pórtico.

Para o cálculo do momento fletor negativo, com tração na laje de concreto têm-se a seguinte expressão:

$$M_n^- = C_1(1 - e^{-C_2 \cdot \phi}) + C_3 \cdot \phi \quad (2.64)$$

Onde:

$$C_1 = 0,18 (4 \cdot A_s \cdot F_{yrb} + 0,857 \cdot A_l \cdot F_y)(d + Y_3)$$

$$C_2 = 0,775$$

$$C_3 = 0,007 (A_l + A_{wl}) \cdot F_y \cdot (d + Y_3)$$

$\phi$  = rotação da extremidade da viga, em miliradianos

$d$  = altura da viga, em polegadas

$Y_3$  = distância da face superior da viga até o centro de gravidade da armadura presente na laje de concreto

$A_s$  = área da armadura de aço no concreto

$A_I$  = área da aba horizontal da cantoneira inferior, em uma seção perpendicular ao eixo da viga

$A_{wI}$  = área bruta das abas de cantoneira parafusadas na alma da viga, em uma seção perpendicular ao eixo da viga

$F_{yrb}$  = tensão de escoamento da armadura

$F_y$  = tensão de escoamento das cantoneiras e das chapas de ligação

Porem, considerando que a ligação tem um comportamento não-simétrico com relação à sua rigidez e sua resistência, há uma outra expressão para o cálculo do momento fletor positivo, com tração na cantoneira inferior:

$$M_n^+ = C_1(1 - e^{-C_2 \cdot \phi}) + (C_3 + C_4) \cdot \phi \quad (2.65)$$

Onde:

$$C_1 = 0,2400 [(0,48 \cdot A_{wI}) + A_I] \cdot (d + Y_3) \cdot F_y$$

$$C_2 = 0,0210 \cdot (d + Y_3/2), \text{ com } Y_3 \text{ e } d \text{ obrigatoriamente em polegadas}$$

$$C_3 = 0,0100 (A_I + A_{wI}) \cdot F_y \cdot (d + Y_3)$$

$$C_4 = 0,0065 \cdot A_{wI} \cdot F_y \cdot (d + Y_3)$$

Desta forma, as equações 2.64 e 2.65 podem produzir analiticamente as curvas momento – rotação para ligações parcialmente resistentes mistas em pórticos contraventados e não contraventados, sendo que a equação (2.64) é proposta para atuar a níveis de carga em estado de serviço.

## 2.7 Pesquisa realizada por Morais (2005)

O programa experimental foi composto por cinco ensaios, em três diferentes configurações de ligações mistas, que permitiram determinar as suas respectivas curvas momento x rotação e rigidezes.

JAYAS e HOSAIN (1988) apresentam resultados de 18 ensaios *push-out* e 4 ensaios *pull-out* com conectores *stud*, realizados com o objetivo de estudar seu comportamento em vigas mistas com *deck* metálico ou com laje maciça. Esse estudo subsidiou uma avaliação dos procedimentos da norma canadense (CSA, 1984) e da norma americana (AISC, 2005) para a determinação da capacidade resistente de conectores *stud*.

ANDRA (1990) apresenta resultados de um programa experimental com o conector *Perfobond*, a partir dos quais propõe um modelo de comportamento e um critério de dimensionamento para o conector. Esse estudo teve como um dos objetivos a avaliação do desempenho do *Perfobond* à fadiga, verificando excelentes propriedades do conector no tocante a esse quesito.

# 3

## PROGRAMA EXPERIMENTAL

### 3.1 Introdução

Neste capítulo é apresentado de maneira detalhada o programa experimental que teve como objetivo global a realização dos ensaios para a determinação do comportamento de ligações mistas de aço e concreto, em PFF trabalhando na menor inércia do pilar. Foram utilizados conectores de cisalhamento tipo rebite tubular com rosca interna e parafuso de cabeça sextavada, como elemento para prover a interação entre o aço e o concreto, para resistir às forças de cisalhamento longitudinais e às forças verticais que tendem a separar os dois componentes do sistema misto (*uplift*).

Todas as ligações analisadas no presente trabalho foram ensaiadas no Laboratório de Análise Experimental de Estruturas (LAEES) do Departamento de Engenharia de Estruturas de Engenharia da UFMG. Estes modelos são adaptações do modelo real de um programa habitacional para a Companhia de Desenvolvimento Habitacional e Urbano de São Paulo (CDHU –SP) onde foram construídos aproximadamente 400 prédios, em parceria com a USIMINAS.

A partir da determinação das curvas  $M-\phi$  para as ligações em estudo, será conhecida sua semi-rigidez e, a partir disso, poderá ser considerado um novo modelo de análise para a ligação com resultados mais precisos e confiáveis.

### 3.2 Descrição dos Modelos

Nas FIGs. 3.1 e 3.2, estão representadas os detalhes dos modelos das ligações tipo A e BE, segundo o eixo de menor inércia da seção transversal do pilar.

A escolha das dimensões das vigas e pilares foi feita com base nos projetos reais dos prédios citados em 1.2, entretanto sendo construídos modelos com comprimento e altura compatíveis com o espaço disponível no laboratório. Assim, os perfis utilizados para os pilares são do tipo duplo cartola enrijecido 154x154x30x3,75, e as vigas são formadas por perfis caixa do tipo duplo “U” enrijecido 190x150x20x2,0 e 250x130x20x2,0 todos em aço SAC – 300.

Em relação às variáveis que foram consideradas na análise da ligação pode-se citar que:

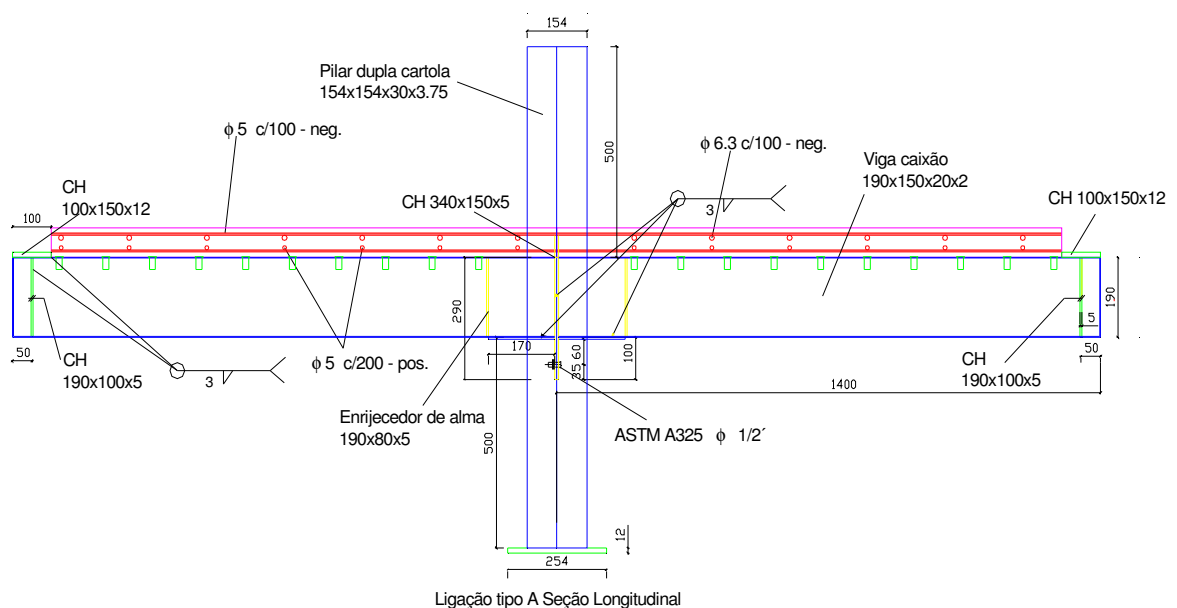
- O grau da interação entre a laje de concreto e a viga de aço foi mantido constante em todos os ensaios. Isto quer dizer que, nos seis modelos, foram usadas a mesma quantidade de conectores e distâncias entre eles.
- O carregamento aplicado no pilar foi pontual e estático.
- Nas ligações foram usados parafusos de alta resistência, ASTM A325 de 1/2", apertados com o esforço máximo de um operário usando uma chave normal, para assim garantir o firme contato entre as partes ligadas, seguindo as especificações do projeto de Revisão da ABNT NBR – 8800:1986 versão de maio 2007, sem o emprego de protensão.

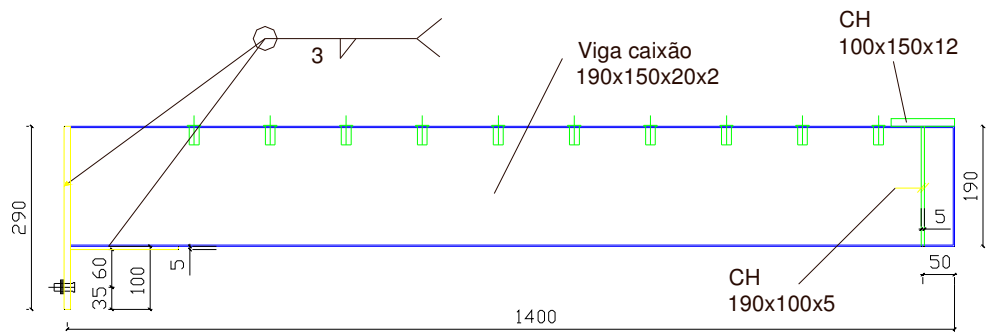
- A quantidade e a disposição da armadura usada nos modelos são as mesmas do projeto original, assim como a espessura da laje.
- As lajes são de concreto armado, moldadas *in loco*, com espessura média de 7 cm e as armaduras para resistir aos momentos positivos e negativos no projeto do prédio são também mostradas nas FIGs 3.1 e 3.2. A resistência características do concreto,  $f_{ck}$ , é de 20 MPa.
- Por questões de dimensionamento e viabilização de montagem, a cantoneira foi substituída pelo conjunto formado pela chapa de reforço da mesa inferior da viga e a parte inferior da chapa de extremidade soldada nas almas da viga.

A TAB. 3.1 apresenta a nomenclatura adotada, sendo quatro modelos com altura de viga 190mm e dois com altura de viga de 250mm.

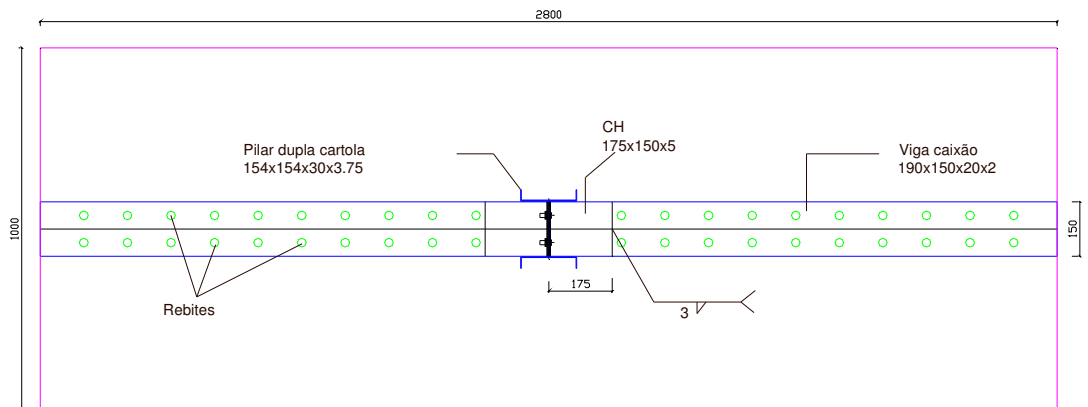
TABELA 3.1 – Nomenclatura dos modelos ensaiados.

Tipo de Ligação	Perfis da viga	Modelo
A	190x150x20x2	1A
		2A
		3A
		4A
BE	250x130x20x2	1BE
		2BE

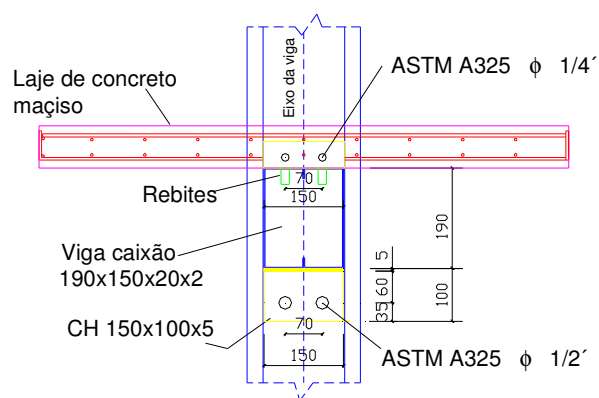




Vista da viga metálica com altura de 190 mm

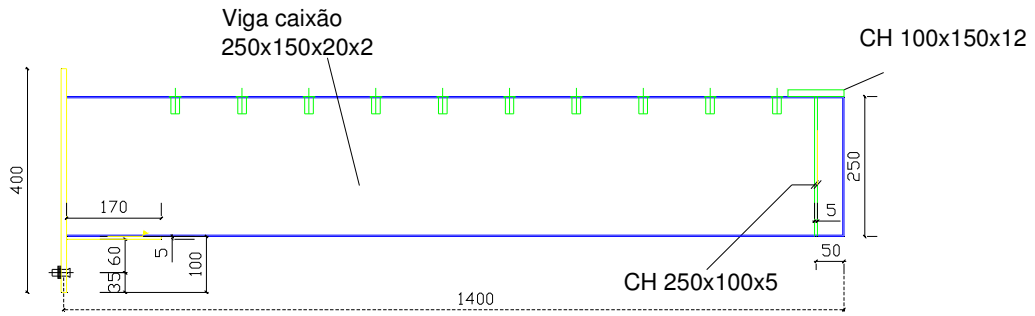


Ligação tipo A vista superior

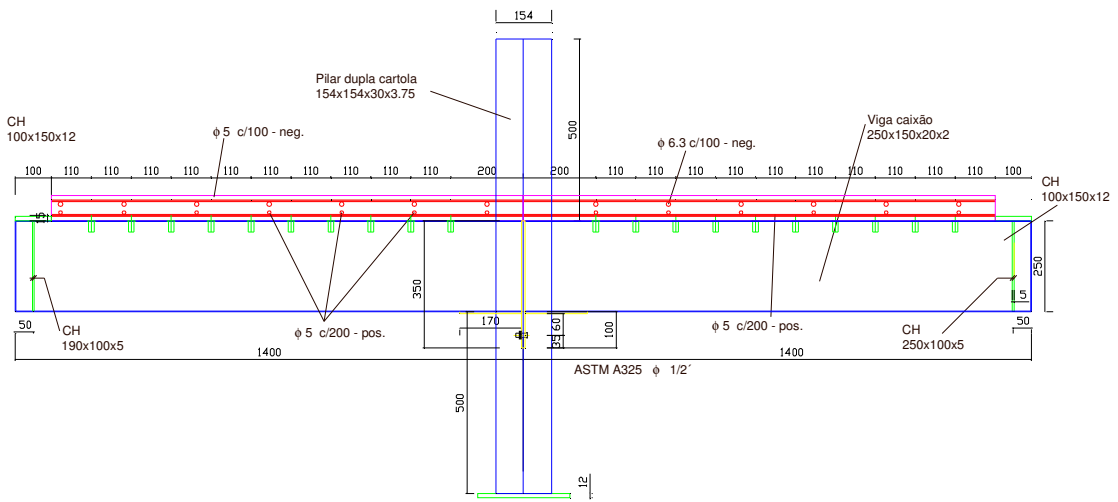


Ligação tipo A Vista Frontal

FIGURA 3.1 – Ligação mista tipo A: Vistas frontal, superior e lateral (medidas em mm).

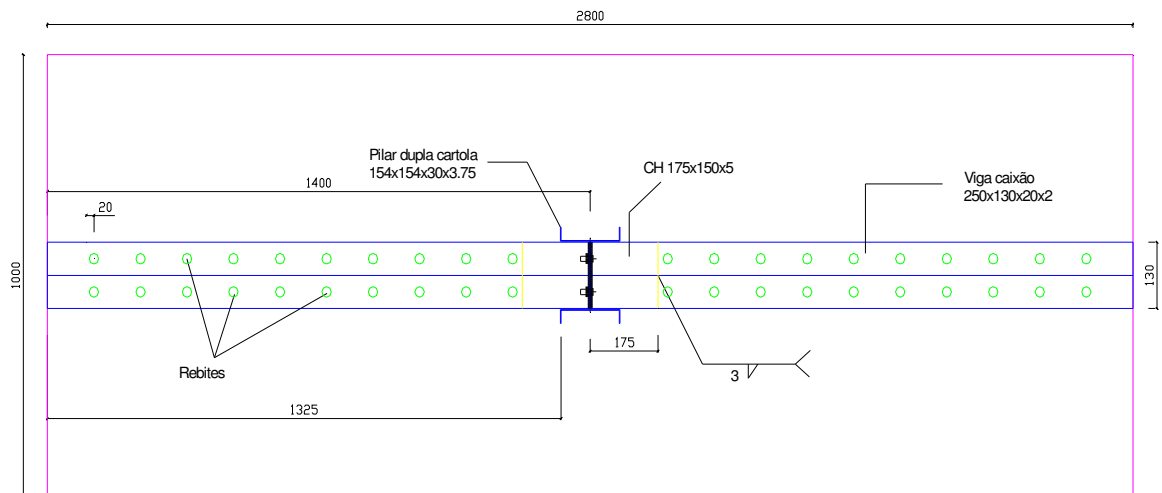


a) Vista da viga metálica com altura de 250 mm



Ligação tipo 01-A Vista Lateral

b) Ligação vista lateral com viga metálica com altura de 250 mm



a) Ligação tipo BE vista Superior



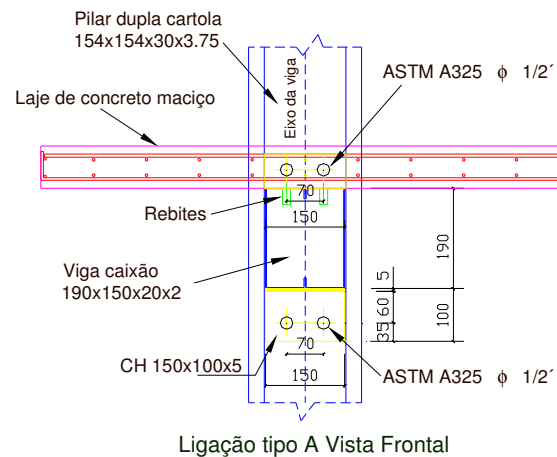


FIGURA 3.2 – Ligação mista tipo BE: Vistas frontal superior e lateral.

### 3.3 Fabricação dos Modelos

#### 3.3.1 Conectores rebite com parafuso sextavado

Os conectores de cisalhamento usados foram os rebites tubulares com rosca interna, há varias alternativas de aplicação uma delas é como conectores de cisalhamento em vigas mistas ainda não empregadas na prática e tampouco estudadas. Os quais apresentam excelentes vantagens com respeito dos conectores usualmente comercializados, conforme a FIG. 3.3.

Esse tipo de conector foi desenvolvido em 1936 para a indústria aeronáutica e tem hoje como finalidade principal fornecer uma rosca de alta resistência em chapas e perfis de paredes finas para a indústria automobilística. O mesmo é fabricado por estampagem em prensa progressiva e a sua produção chega a 120 unidades por minuto. As principais características são mostradas na FIG. 3.3:

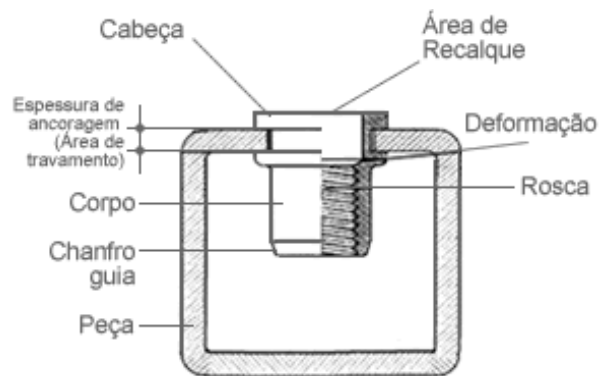


FIGURA 3.3 – Características da porca e rebite.

A porca rebite tem como grande vantagem a possibilidade de montagem onde o acesso só é possível de um único lado, sem operações secundárias, com alta precisão, dinamismo e baixo consumo de energia. A instalação é realizada por ferramentas manuais ou rebidadeiras hidropneumáticas e não exige mão de obra especializada, podendo ser executada por qualquer funcionário após uma rápida demonstração sobre o funcionamento do equipamento.

O ciclo de montagem dos rebites, FIG. 3.4, é muito rápido, podendo chegar a 4 segundos, de forma que o mesmo pode ser incluído sem problemas na linha de produção dos perfis. Toda instalação é realizada em quatro etapas: rosqueamento o rebite no pino; introdução no local a ser instalado; repuxo e desrosqueamento.

Analisando estas vantagens, o orientador da presente pesquisa propôs a utilização destes rebites nas ligações entre os perfis caixa, em substituição às porcas convencionais, constituindo assim uma ação pioneira na construção metálica.

Nesta pesquisa, na união entre o pilar e as vigas foram utilizados parafusos REX-DIN 8.8 com diâmetro de 13,7mm, e rebites tubulares de rosca interna, ou “porca-rebite”, com diâmetro interno,  $\Phi_{int}$ , igual a 10,55 mm, em substituição às porcas convencionais.



FIGURA 3.4 – Etapas de instalação da porca-rebite.

Todas as dimensões, em mm, do tipo de rebite utilizado está apresentado na FIG.3.5.

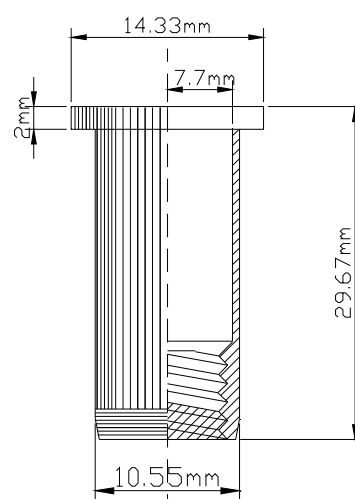


FIGURA 3.5 – Rebite tubular com rosca interna usado no ensaio.

### 3.3.2 Perfis das vigas e dos pilares

Os perfis utilizados para a fabricação das vigas e dos pilares foram todos produzidos por conformação contínua em conjunto de matrizes rotativas, a partir de bobinas laminadas a frio, em operação realizada com o aço em temperatura ambiente, sendo os mesmos denominados de perfis formados a frio (PFF).

As vigas foram obtidas com a união de dois perfis Ue 190x75x20x2 (modelos tipo A) e de dois perfis Ue de 250x65x20x2 (modelos tipo BE).

Os pilares foram obtidos com a união de dois perfis cartola Cr 154x77x30x3.75, estando em contato as almas dos referidos perfis. Os perfis foram unidos entre si com o emprego de solda de filete em superfície curva, com cordões intermitentes de comprimento igual a 40 mm e distantes de 400mm entre si, ver FIG. 3.6.



FIGURA 3.6 – Fotos da montagem dos modelos.

### 3.3.3 Instalação dos Conectores de Cisalhamento

Os conectores de cisalhamento constituídos de parafusos com cabeça sextavada e rebite tubular com rosca interna foram instalados nas vigas de todos os modelos, onde inicialmente foram realizados os furos, para depois, usando a pistola de ar comprimido, proceder à colocação dos rebites. Os diâmetros dos furos foram de 12,7 mm. Este processo de instalação é mostrado na FIG. 3.7, sendo as operações realizadas por funcionários da BOLLHÖFF, na PÓRTICO ENGENHARIA.

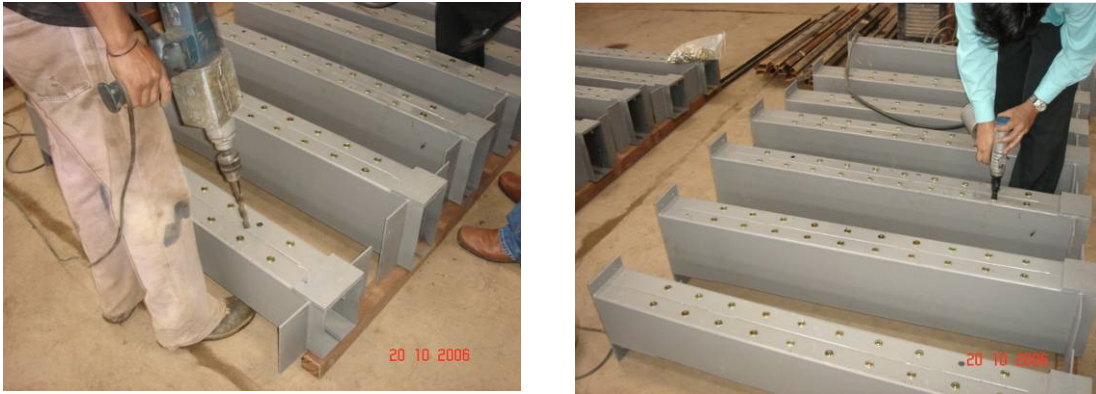


FIGURA 3.7 – Detalhe da instalação dos rebites tubulares com rosca interna.

Para a instalação de cada conector foi utilizada uma rebiteadeira de ar comprimido, com uma pressão de ar de  $6 - 7 \text{ kg/cm}^2$  e um ciclo médio de rebitagem de aproximadamente 2 segundos, e o tempo para fazer o furo de 5 segundos. A operação total, incluindo a realização dos furos dos 120 conectores, durou menos de 40 minutos.

### 3.3.4 Fabricação das fôrmas

As fôrmas foram construídas na Pórtico Engenharia, utilizando-se madeirite resinado e tábuas de 20 mm de espessura, conforme mostrada a FIG. 3.8. Foram colocados espaçadores em cada um dos modelos para garantir o cobrimento da armadura, de acordo com FIG. 3.9.

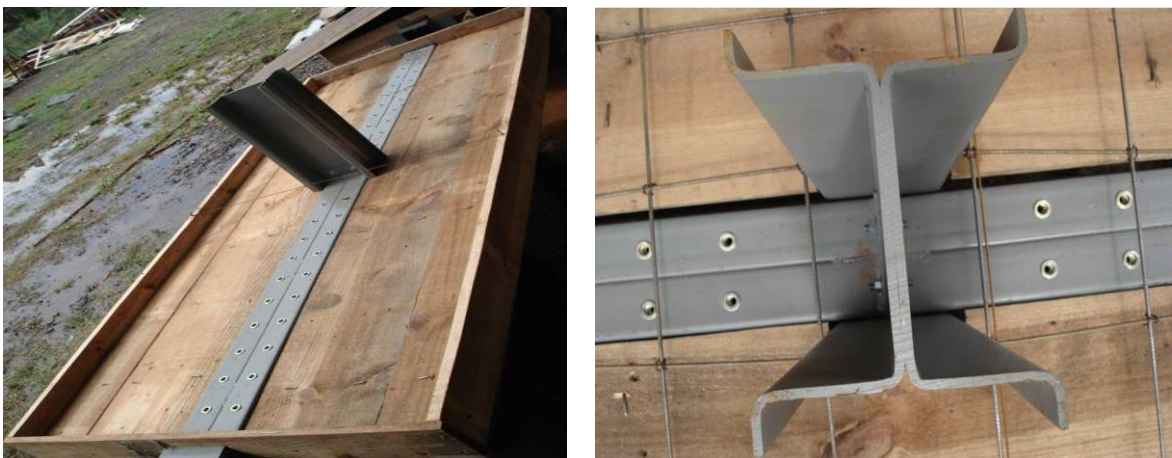


FIGURA 3.8 – Detalhe das fôrmas usadas nos modelos.



FIGURA 3.9 – Espaçadores.

De acordo com a FIG. 3.10 as fôrmas foram posicionadas com o auxílio de diagonais de aço soldadas a uma viga metálica que servia de apoio ao conjunto. Adicionalmente, foram colocadas gravatas formadas por barrotes de 5 ×5 cm de seção, como apoio da forma nas diagonais de aço.



FIGURA 3.10– Esquema da ancoragem do modelo.

### 3.3.5 Montagem e Instrumentação das Armaduras

Nas FIGs. 3.11 e 3.12 pode-se observar a disposição das armaduras que foram adotadas em todos os modelos. A armadura negativa era de aço CA-50, com 6,3 mm de diâmetro em uma direção e CA-50, com 5,0 mm de diâmetro na outra direção. Para a armadura positiva foi também utilizado aço CA 50 com diâmetro de 5mm em ambas direções.

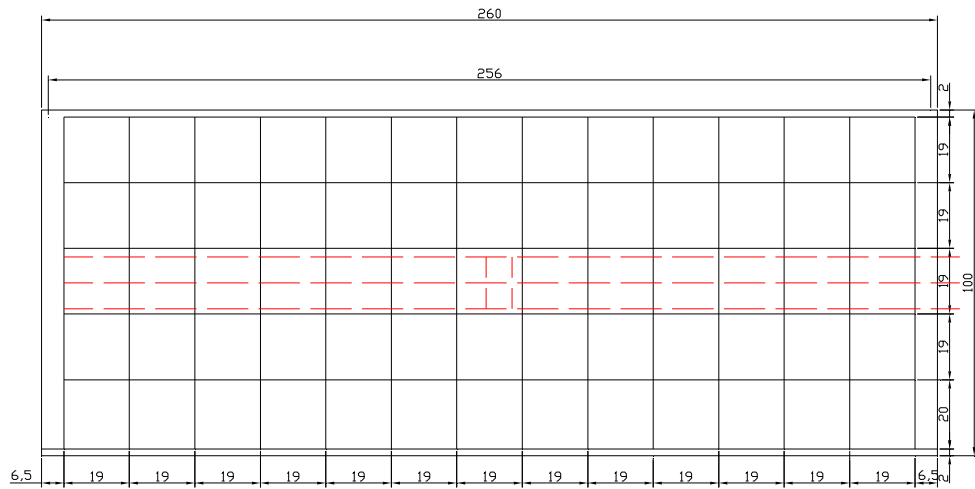


FIGURA 3.11 – Detalhe da armadura da malha inferior.

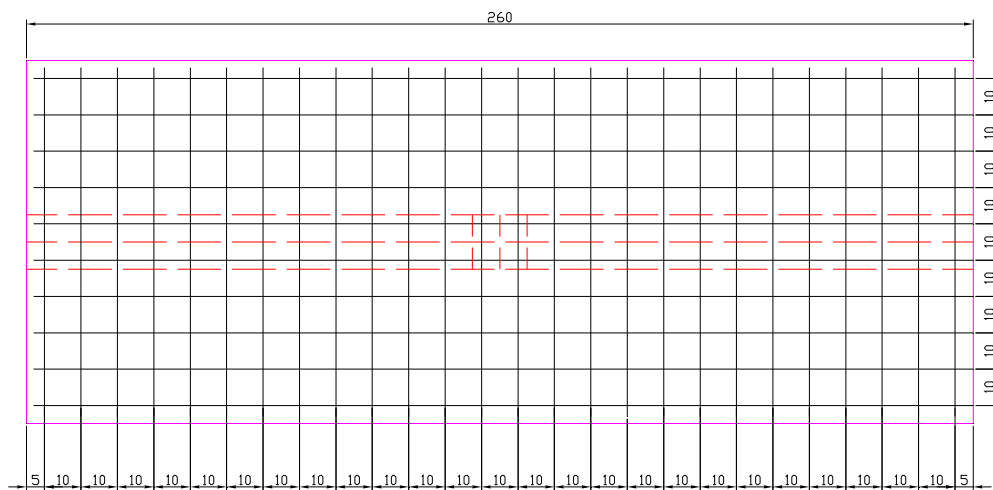


FIGURA 3.12 – Detalhe da armadura da malha superior.



FIGURA 3.13 – Detalhe das armaduras e instrumentação das barras de aço.

Para a instrumentação das armaduras, foram utilizados extensômetros elétricos de resistência (EER), sendo instrumentadas duas barras em cada um dos modelos para o monitoramento dos esforços de tração na adjacência do pilar, considerada como área crítica do modelo (ver FIG. 3.13).

Para a proteção dos EER colados nas barras, foi utilizado o Sikaflex-290 DC, que é um composto selante à base de poliuretano, resistente às radiações UV, especialmente formulado para calafetamento de juntas nos conveses tradicionais de embarcações de madeira. Os compostos do Sikaflex®-290 DC curam por exposição à umidade atmosférica formando um elastômetro que pode ser lixado. Este composto atende às normas da International Maritime Organisation (IMO), sendo produzido de acordo com as normas de qualidade ISO 9001/14001.

Além disso, o Sikaflex serve como proteção aos impactos que podem ocorrer durante a concretagem ou manipulação dos modelos.

### 3.3.6 Concretagem

A concretagem dos modelos foi efetuada em dois diferentes locais: os modelos do tipo A foram montados e concretados na fábrica da Pórtico Engenharia (ver FIG. 3.14), e os modelos do tipo BE foram montados e concretados no LAEES (ver FIG. 3.15).



FIGURA 3.14 – Concretagem dos modelos A.





FIGURA 3.15 – Forma montada e concretagem dos modelos BE.

Os concretos utilizados apresentaram abatimento no “slamp test” de 12 cm, mostrando-se adequados à realização da concretagem, ver FIG. 3.16.



FIGURA 3.16 – Medição slump do concreto no LAEES.

O concreto foi lançado no modelo e vibrado com vibrador de imersão com agulha de 19 mm. Para o controle da resistência à compressão do concreto e seu módulo de elasticidade foram tomados corpos de prova cilíndricos de concreto, seguindo o procedimento da ABNT NBR 5738:2003.

### 3.4 Montagem e instrumentação do ensaio

A FIG. 3.17 apresenta a configuração básica dos ensaios das ligações mistas, propostas neste trabalho com o conector rebite tubular.

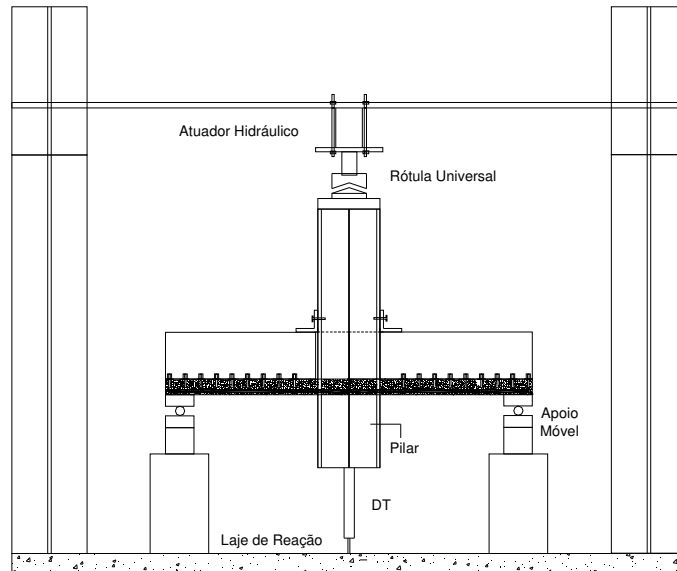


FIGURA 3.17 – Esquema para a realização dos ensaios nas ligações mista.

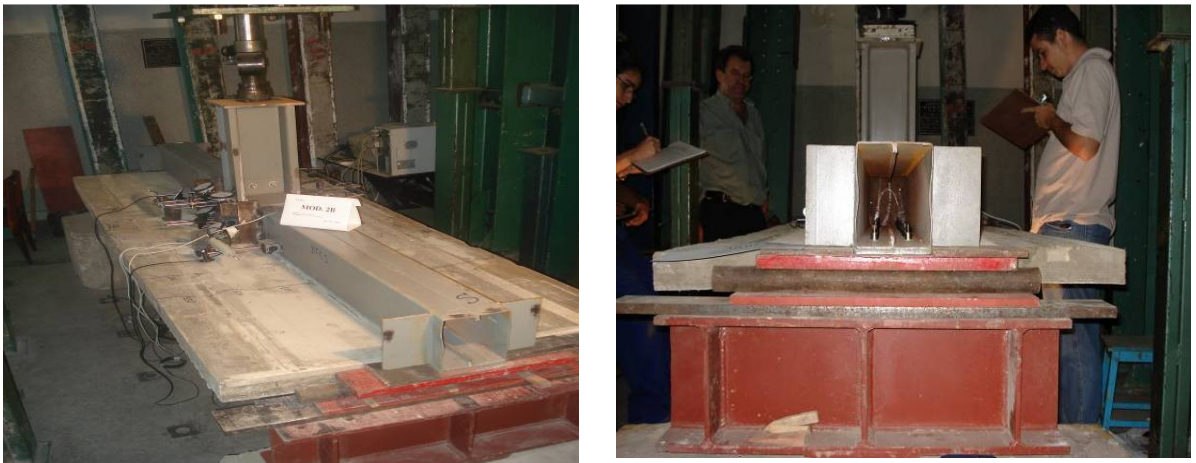


FIGURA 3.18 – Configuração básica dos ensaios e condição de contorno adotada nos modelos.

Na FIG. 3.18 pode-se notar que as extremidades dos modelos foram apoiadas de modo que apenas os deslocamentos verticais ficassem impedidos. Para isto, os modelos foram

posicionados sobre roletes apoiados em placas de aço espessas, e estas sobre vigas de aço que, por sua vez, apoiavam-se em blocos de concreto.

A instrumentação usada para a obtenção dos dados necessários para fazer as análises foi:

1- Transdutores de deslocamentos (DT) marca Kyowa com cursores de 50mm e voltagem de excitação de  $\pm 2,5$  V, conforme FIG. 3.19, para medir os deslocamentos relativos entre o aço e o concreto.



FIGURA 3.19 – Transdutores de deslocamento para medição do deslizamento relativo entre o aço e o concreto.

2- Transdutor de deslocamento (DT) marca Kyowa com cursor de 100mm, com uma voltagem de excitação de  $\pm 2.5$  V posicionado conforme FIG. 3.20, para medir o deslocamento vertical da seção central do modelo durante o carregamento.



FIGURA 3.20 – Posicionamento do transdutor de deslocamento vertical na seção central do modelo.

3- Transdutores de deslocamentos (DT) marca Kyowa com cursores de 30 mm, com uma voltagem de excitação de  $\pm 2.5$  V posicionados conforme FIG. 3.21, para medir a rotação relativa na ligação do modelo.



FIGURA 3.21 – Transdutores de deslocamentos da ligação.

4- Relógios comparadores (RC) marca Mitutoyo com precisão de 0,01 mm, posicionados conforme FIG. 3.22, para medir a rotação relativa na ligação do modelo.



FIGURA 3.22 – Relógios comparadores para medir a rotação relativa da ligação.

5- Relógios comparadores (RC) marca Mitutoyo com precisão de 0,01 mm, posicionados conforme FIG. 3.23, usado para a medição da deformação no concreto.



FIGURA 3.23 – Relógios comparadores usados como extensômetros mecânicos.

6- Extensômetros elétricos de resistência (EER) para a medição das deformações apresentadas no modelo, sendo instrumentados pontos na mesa superior e inferior e na alma da viga, assim como nas barras de aço da laje. As ligações entre os terminais dos EER foram de  $\frac{1}{4}$  de ponte ligando o fio vermelho e laranja junto e marrom isolado, ver FIG. 3.24, de modo a diminuir o efeito da variação da temperatura.



FIGURA 3.24 – Extensômetros na mesa e na alma da viga.

Foram utilizados extensômetros elétricos (EER) uniaxiais com as seguintes características:

Extensômetros para o aço: Tipo: *KFG – 5 -120- C1-11*, *Gage Length: 5 mm*, *Gage Resistance 119.8  $\pm$  0.2*, *Gage Factor 2.11  $\pm$  1.0%*, *Adoptable Thermal Expansion 11.7 PPM*, *Thermal output  $\pm$  1.8*, *Applicable gage cement CC-33A.PC-6*, (ver FIG. 3.24).

Extensômetros para o concreto: Tipo: *KC-70-A1-11*, *Gage Length: 67*, *Gage Resistance*  $119.8 \pm 0.2$ , *Gage Factor*  $2.9 \pm 1.0\%$ , *Thermal output*  $\pm 1.8$ , *Aplicable gage cement* *CC-33A.PC-6*, ver FIG. 3.25.



FIGURA 3.25 – Extensômetro para medir a deformação no concreto.

Para a medição das deformações no concreto de uma forma mais real com base de medida maior, foram utilizados relógios comparadores RC sendo o dispositivo denominado extensômetro mecânico, posicionados a 40 cm da alma do pilar, em ambos lados da laje (ver FIG. 3. 26).



FIGURA 3.26 – Relógio comparador RC para medição da deformação do concreto (extensômetro mecânico).

Na FIG. 3.27 estão representadas esquematicamente as posições dos medidores de deformação, sendo:

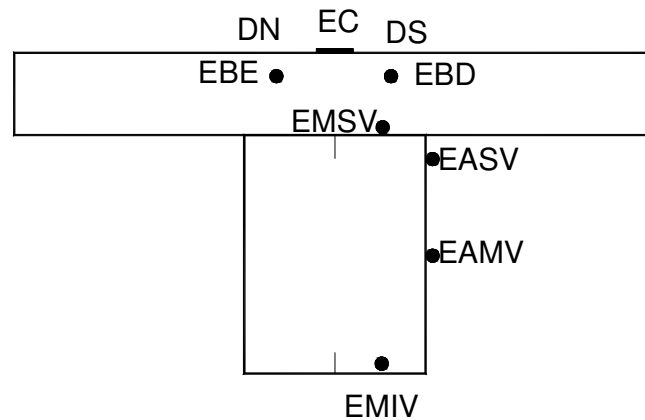


FIGURA 3.27 – Posicionamento dos extensômetros e medidor mecânico de deformação viga mista.

Na FIG. 3.27, tem-se:

DN: Extensômetro mecânico Norte;

DS: Extensômetro mecânico Sul;

EBE: Extensômetro elétrico na Barra Esquerda;

EBD: Extensômetro elétrico na Barra Direita;

EMSV: Extensômetro elétrico na Mesa Superior da Viga;

EASV: Extensômetro elétrico na parte Superior da alma da Viga;

EAMV: Extensômetro elétrico à meia altura da alma da Viga;

EMIV: Extensômetro elétrico na Mesa Inferior da Viga.

Para aplicação do carregamento, utilizou-se um atuador hidráulico com capacidade de 30 toneladas e curso de 150 mm, conectado a uma bomba manual (FIG. 3.28a). Na saída da bomba foi instalado um transdutor de pressão, por meio do qual foram feitas as leituras do carregamento (ver FIG. 3.28b). Estas leituras foram comparadas com as leituras fornecidas pelo anel dinamométrico mostrado na FIG. 3.28 b.

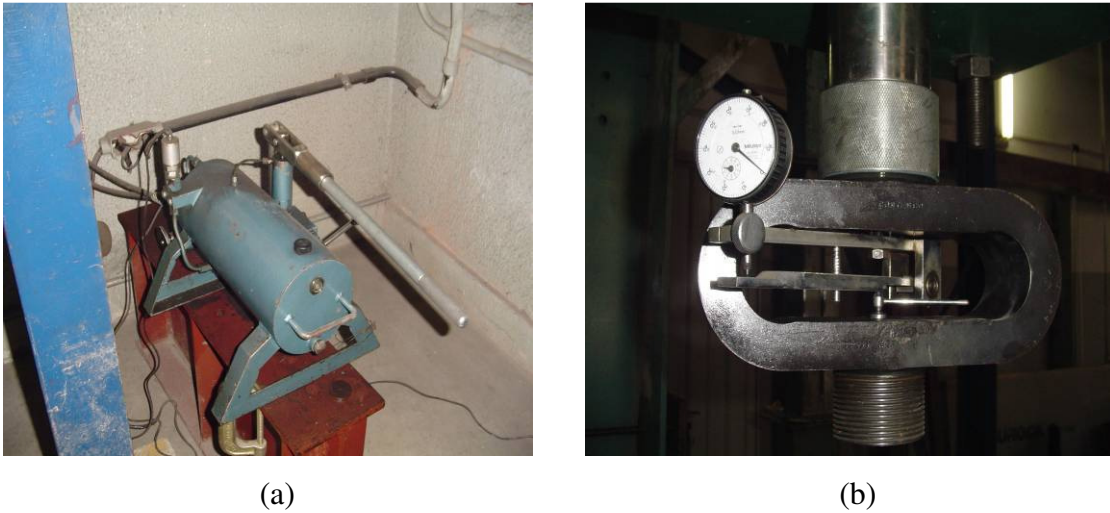


FIGURA 3.28 – a) Atuador hidráulico b) Anel de pressão.

O transdutor de pressão (DP), os transdutores de deslocamento (DT) e os extensômetros foram conectados a um sistema de aquisição de dados, consistindo de uma placa AC2120 da LYNX Eletrônica, montada num microcomputador e operada com o software AqDados 7.02, do mesmo fabricante. O sistema de aquisição de dados possui dois módulos de aquisição AI-2160 com 16 canais cada, permitindo a leitura dos sinais analógicos de até 32 sensores (ver FIG. 3.29).



FIGURA 3.29 – Sistema de aquisição de dados.



### 3.5 Execução do ensaio

Na execução do ensaio o modelo foi submetido a um processo lento de carregamento em incrementos de carga de 2,3 kN. Procurou-se conduzir os ensaios até que a plastificação da mesa inferior da viga ficasse evidente e o modelo não aceitasse mais aumento de carregamento, FIG. 3.30, caracterizando o colapso do mesmo. A partir deste momento era feito o descarregamento total do modelo.

As medições de carga, deformações e deslocamentos foram realizados pelo sistema de aquisição de dados com uma frequência de amostragem de 10 Hz, e gravadas em um arquivo digital para análise posterior. Os ensaios tiveram duração efetiva de aquisição (tempo real de leitura) variando entre 100 e 150 minutos.

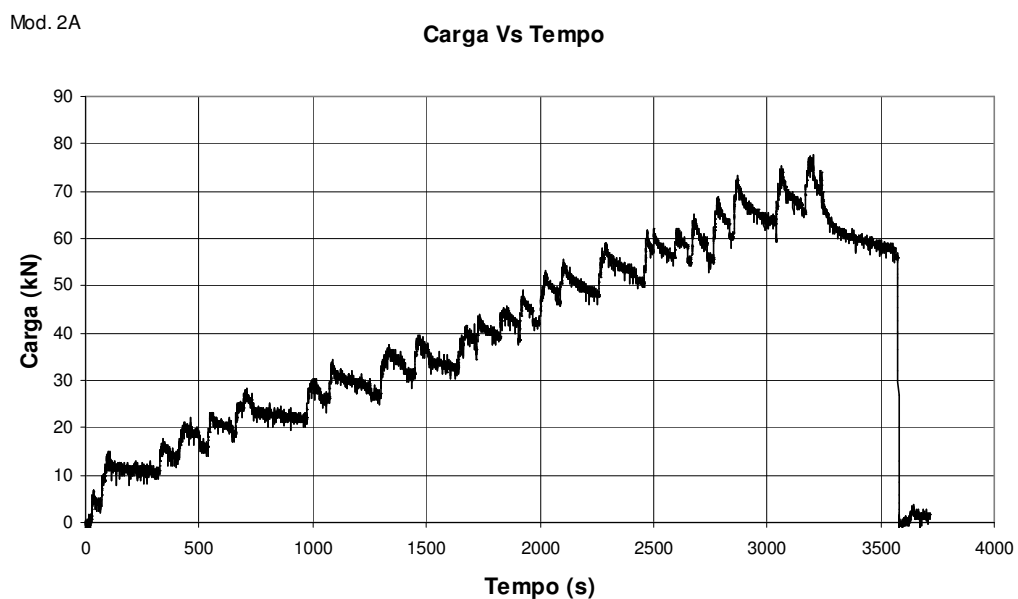


FIGURA 3.30 – Curva genérica carga – tempo das leituras do sistema de aquisição de dados.

### 3.6 Propriedades mecânicas dos materiais

#### 3.6.1 Concreto

A preparação dos corpos de prova, e a execução dos ensaios de caracterização do concreto foram conduzidas conforme as normas brasileiras ABNT NBR 5738:2003, ABNT NBR 5739:1994 e ABNT NBR 8522:2003. Na TAB. 3.2 são apresentadas as propriedades mecânicas dos concretos utilizados nos modelos.

TABELA 3.2 – Resistência à Compressão do concreto

Modelo	fcj (MPa)	fck (MPa)	E (MPa)
Mod. 1A	26,06	28,67	22388
Mod. 2A	18,22		
Mod. 3A	15,44		
Mod. 4A	19,67		
Mod. 1 BE	25,26	18,22	-
Mod. 2 BE	28,08		

$f_{ck}$ : resistência característica à compressão do concreto

$f_{cj}$ : resistência característica à compressão do concreto no dia do ensaio

No dia do ensaio do modelo foram ensaiados três corpos de prova, determinando-se então o valor de  $f_{cj}$  do concreto de cada modelo, (ver FIG. 3.31).



FIGURA 3.31 – Corpos de prova ensaiados para determinação do  $f_{ck}$ .

Os ensaios para a determinação da resistência do concreto foram feitos através do rompimento de corpos de prova cilíndricos com dimensões de (10x20) cm, os quais foram executados no LAEES da Escola de Engenharia da UFMG.

### 3.6.2 Aço das Armaduras

A determinação das resistências ao escoamento do aço da armadura a tensão normal  $f_{ys}$ , e última,  $f_{us}$ , foi realizada a partir de ensaios de corpos de prova (CP) apropriados e submetidos à tração.

Os ensaios foram executados no Laboratório de Ensaios de Materiais da EE/UFMG, sendo utilizada uma máquina Instron 5582 para aplicação das cargas. As dimensões dos corpos de prova e o procedimento dos ensaios seguiram os preceitos da ANBT NBR 6152:1992.

Foram ensaiados 3 corpos de prova retirados do lote de barras usadas para a armação da laje dos modelos. Na TAB. 3.3 são mostrados os resultados dos ensaios e curva tensão deformação obtida é mostrada na FIG. 3.32. Os ensaios foram realizados até a ruptura.

TABELA 3.3 – Resultados da tensão de escoamento dos corpos de prova das barras de armadura.

CP1	527,3 MPa
CP2	524,1 MPa

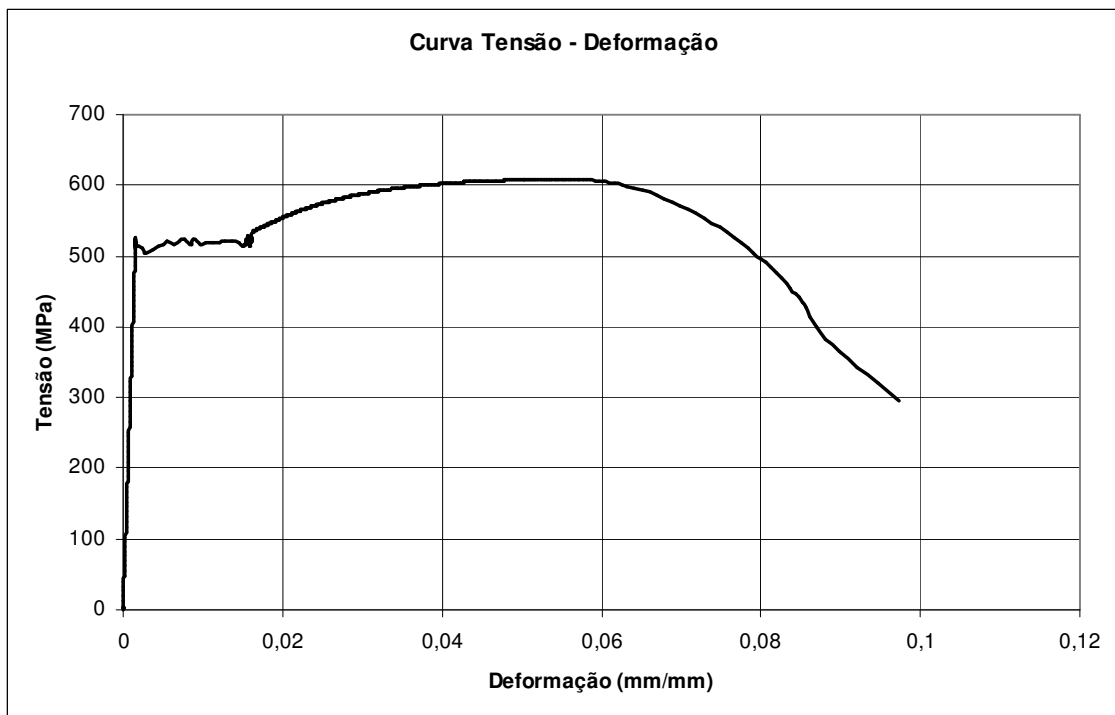


FIGURA 3.32 – Curva tensão deformação da armadura de aço utilizados nos modelos.

### 3.6.3 Aço dos Rebites

Os rebites tubulares com rosca interna, fabricados pelo processo de estampagem, e utilizados em combinação com os parafusos sextavados, foram do tipo RIVKLE M12x1,5 PO300, fabricado pela Bollhoff, com aço SAE1040 temperado, apresentando os seguintes valores mínimos para as propriedades mecânicas após o trabalho a frio:

Resistência ao torque: 80 N.m

Resistência à tração: 55 kN

### 3.6.4 Aço dos Conectores

Os parafusos sextavados com diâmetros de 12 mm, utilizados como conectores de cisalhamento eram do tipo DIN960 Classe 5.8, tendo as seguintes propriedades mecânicas em valores nominais:

$$f_y = 40 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_u = 50 \text{ kN/cm}^2$$

### Aço dos Perfis

A determinação de  $f_y$  e  $f_u$ , foi realizada a partir de ensaios de corpos de prova (CP) apropriados e submetidos à tração.

Os ensaios foram executados no Laboratório de Ensaios de Materiais da EE/UFGM, sendo utilizada uma máquina Instron 5582 para aplicação das cargas. As dimensões dos corpos de prova e o procedimento dos ensaios seguiram os preceitos da ABNT NBR 6152:1992.

Foram ensaiados oito corpos de prova retirados das vigas e dos pilares que formam os modelos. Na TAB. 3.4 são mostrados os resultados de cada ensaio e as médias encontradas. Os ensaios foram realizados até a ruptura.

TABELA 3.4 Resultados dos ensaios dos corpos de prova dos perfis.

N° CP	$f_y$ (MPa)	$f_u$ (MPa)
CP1P01	387	494
CP2P01	385	493
CP1P04	360	480
CP2P04	359	476
CPVS1	455	553
CPVS2	447	552
CPPP1	400	497
CPPP2	377	489
<b>Média</b>	<b>396</b>	<b>504</b>

# 4

## APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DE RESULTADOS

### 4.1 Considerações Iniciais

Neste capítulo são apresentados e analisados os resultados obtidos nos ensaios de cada modelo, visando a obtenção dos modos de falha, das cargas últimas alcançadas, dos deslizamentos relativos entre o aço e o concreto e da curva momento-rotação da ligação.

Todos os ensaios foram levados até a plastificação da viga que foi precedida pela flambagem local de suas almas, os resultados teóricos para os modelos ensaiados estão documentados no Anexo A.

É importante lembrar que o objetivo deste trabalho foi avaliar experimentalmente o comportamento e a resistência de uma ligação mista constituída por perfis formados a frio, e a partir disso, a resistência e o comportamento do conector rebite tubular com rosca interna e assim comprovar sua viabilidade estrutural em ligações usuais.

## **4.2 Deformações apresentadas nos ensaios**

Em todos os modelos, duas barras da armadura longitudinal foram instrumentadas com extensômetros elétricos de resistência (EER), como mostrado na FIG. 3.10, a fim de permitir o registro da história em termos de tensão-deformação nas barras ao longo do processo de carregamento. A análise posterior desses dados dá uma noção de como a armadura se comporta à medida em que a laje é solicitada. Os valores experimentais das tensões foram obtidos em função das deformações dos materiais considerando que seu comportamento é linear (Lei de Hooke).

Conforme descrito no item 3.4, também foram instrumentadas com EER as mesas superior, inferior e a alma da viga para o monitoramento das deformações de uma das seções transversais junto ao pilar (ver FIG. 3.21).

As deformações obtidas em cada um dos modelos são apresentadas em forma de curvas mostrando a relação entre o momento médio e a deformação, a partir dos extensômetros colados nos modelos.

Os ensaios foram interrompidos quando se atingiu a respectiva plastificação da mesa da viga. Foram identificadas fissuras no concreto tracionado geralmente a partir de 1/3 da carga de colapso, conforme descrito em detalhes na seção 4.5.

Em cada uma das figuras de deformação dos modelos foram indicados, em linhas traço-ponto, os valores das deformações correspondentes à resistência ao escoamento dos aços do perfil e das barras da armadura do concreto.

Nas TAB. 4.1 e 4.2 são apresentados os valores das deformações determinadas para os momentos máximos alcançados (momento de colapso) e para a metade desses momentos máximos, respectivamente.

TABELA 4.1 -Valores experimentais das deformações para momentos máximos.

Modelo	Deformações Máximas									
	EAMV	EBD	EBE	EMSVA	EMIVA	EASVA	EC	Def. Norte	Def. Sul	Momento
	$1 \times 10^{-6}$	$1 \times 10^{-6}$	$1 \times 10^{-6}$	$1 \times 10^{-6}$	$1 \times 10^{-6}$	$1 \times 10^{-6}$	$1 \times 10^{-6}$	$1 \times 10^{-6}$	$1 \times 10^{-6}$	kN.cm
1A	347,80	-3394,20	-3769,60	-696,40	3242,70	-493,80	-	-6790,28	-6695,12	5298,37
2A	-400,70	-2174,90	-3106,70	-646,20	3358,90	-	-	-5062,50	-5137,50	4421,88
3A	119,52	-3824,88	-1780,96	-1366,90	5842,57	-	-154,45	-	-	4880,62
4A	-	-3839,50	-4872,60	-718,00	5331,40	-205,30	-1403,16	-7075,95	-462,33	4709,4
1 BE	393,5	-	-	-	3927,1	-449,8	-	-4380,48	-6062,50	4905,99
2 BE	459,60	-2488,20	-2589,20	-681,70	4496,10	-291,10	-	-4769,98	-2481,01	5300,75

TABELA 4.2 -Valores experimentais das deformações na metade do momento máximo.

Modelo	Deformações na metade do momento máximo									
	EAMV	EBD	EBE	EMSVA	EMIVA	EASVA	EC	Def. Norte	Def. Sul	Momento
	$1 \times 10^{-6}$	$1 \times 10^{-6}$	$1 \times 10^{-6}$	$1 \times 10^{-6}$	$1 \times 10^{-6}$	$1 \times 10^{-6}$	$1 \times 10^{-6}$	$1 \times 10^{-6}$	$1 \times 10^{-6}$	kN.cm
1A	255,50	-1211,60	-1624,00	-644,70	1058,50	20,10	-	-2250,64	-2317,07	2663,82
2A	147,90	-1126,30	-1247,50	-163,80	1124,40	-	-	-1662,50	-1550,00	2459,85
3A	20,44	-1295,48	-1780,96	-141,04	1174,63	-	-122,06	-	-	2167,33
4A	-	-1027,30	-1060,00	-213,00	1216,60	52,10	-474,90	-1582,28	-1456,31	2282,47
1 BE	347,4	-	-	-	1157,5	-142,8	-	-1652,07	-1425,00	2236,39
2 BE	186,90	-687,10	-2589,20	-151,50	1289,40	-46,80	-	-750,61	-405,06	2606,4

Os significados das siglas nas Tabelas 4.1 e 4.2 são apresentados em 3.4.

As Figuras 4.1 a 4.6 apresentam esquemas que sugerem a distribuição das deformações medidas na seção monitorada dos modelos ensaiados, incluindo as da face superior da laje de concreto, para valores correspondentes à metade da carga de colapso e ao valor da carga de colapso. Observa-se nessas figuras as deformações ao longo da altura do perfil metálico e a deformação máxima medida na face superior da laje de concreto, que na maioria dos modelos superou  $4000 \times 10^{-6}$ .

Durante a montagem dos modelos para maior facilidade foi necessário colocar parafusos na parte superior da ligação, os mesmos que foram retirados em vários ensaios segundo a TAB. 4.3 e assim comprovar a influencia desses parafusos no comportamento global do modelo.

TABELA 4.3 Resumo dos modelos com enrijecedores de alma e parafusos.

Modelo 1A	Sem Parafuso	Com Enrijecedor
Modelo 2A	Com Parafuso	Sem Enrijecedor
Modelo 3A	Com Parafuso	Sem Enrijecedor
Modelo 4A	Sem Parafuso	Com Enrijecedor
Modelo 1BE	Sem Parafuso	Com Enrijecedor
Modelo 2BE	Com Parafuso	Com Enrijecedor



Durante os ensaios foi observado a ocorrência flambagem na alma da viga perto da ligação, assim foi decidido colocar enrijecedores na alma da viga para tentar evitar que os dados medidos na região fossem alterados pela onda produzida na região.

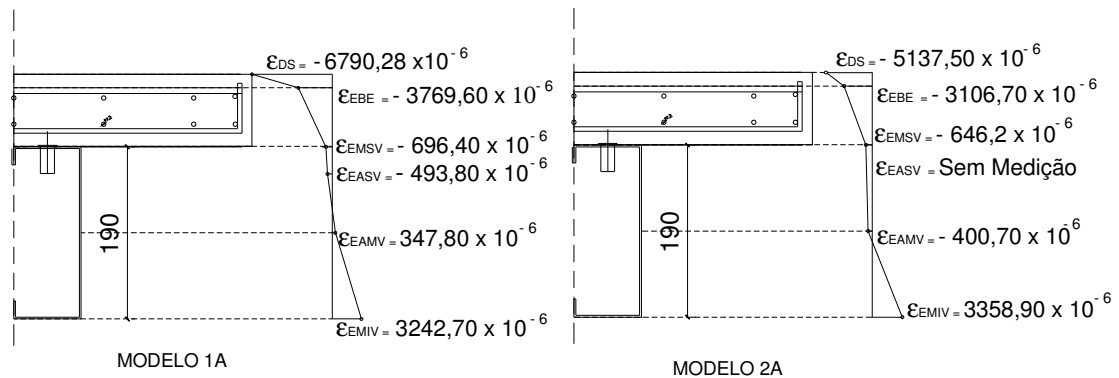


FIGURA 4.1 – Deformações nos modelos 1A e 2A para a carga de colapso.

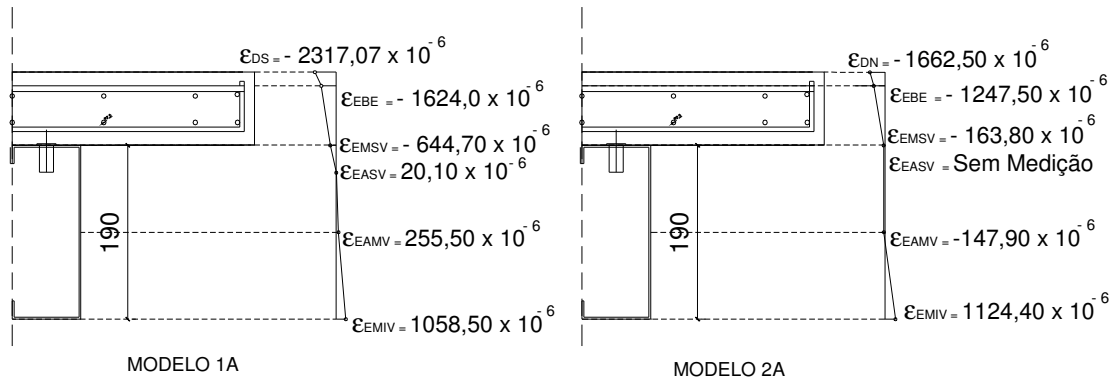


FIGURA 4.2 – Deformações nos modelos 1A e 2A para a metade da carga de colapso.

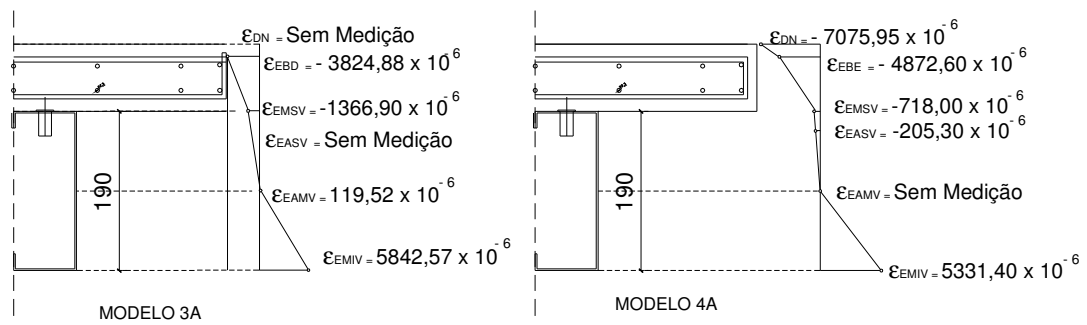


FIGURA 4.3 – Deformações nos modelos 3A e 4A para a carga de colapso.

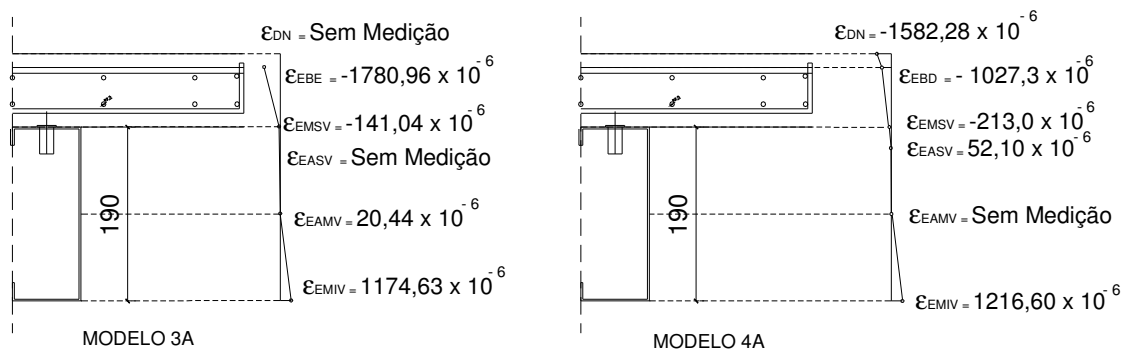


FIGURA 4.4 – Deformações nos modelos 3A e 4A para a metade da carga de colapso.

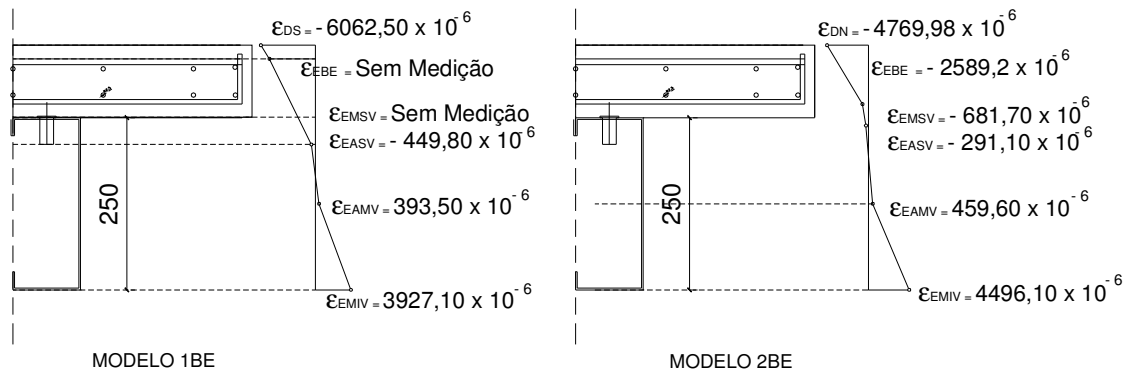


FIGURA 4.5 – Deformações nos modelos 1BE e 2BE para a carga de colapso.

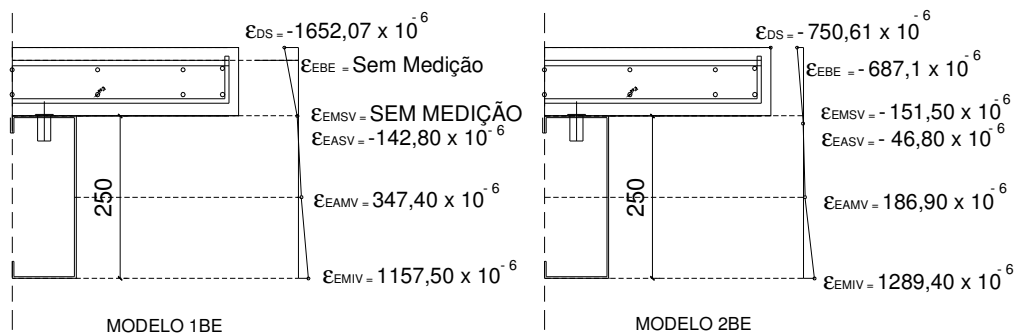


FIGURA 4.6 – Deformações nos modelos 1BE e 2BE para a metade da carga de colapso.

Nas FIGs 4.1 a 4.4 consta que alguns valores não foram apresentados por falta de medição, devido aos danos ocorridos nos sensores durante a montagem dos ensaios ou da realização dos mesmos.

As FIGs. 4.7 a 4.18 apresentam detalhes sobre os modos de colapso assim como os respectivos diagramas tensão-deformação para cada um dos modelos ensaiados.



FIGURA 4.7 – Flambagem local da mesa comprimida do modelo 1A.

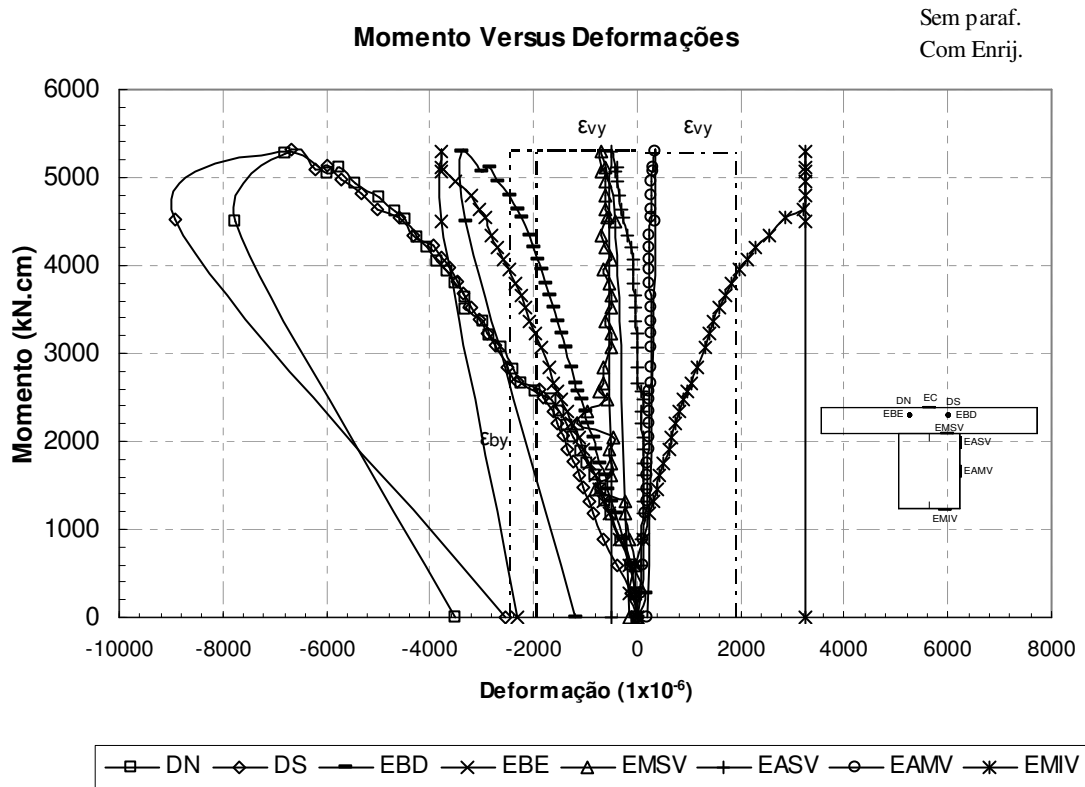


FIGURA 4.8 – Curvas momento – deformação do modelo 1A.



FIGURA 4.9 – Flambagem local da mesa comprimida do modelo 2A.

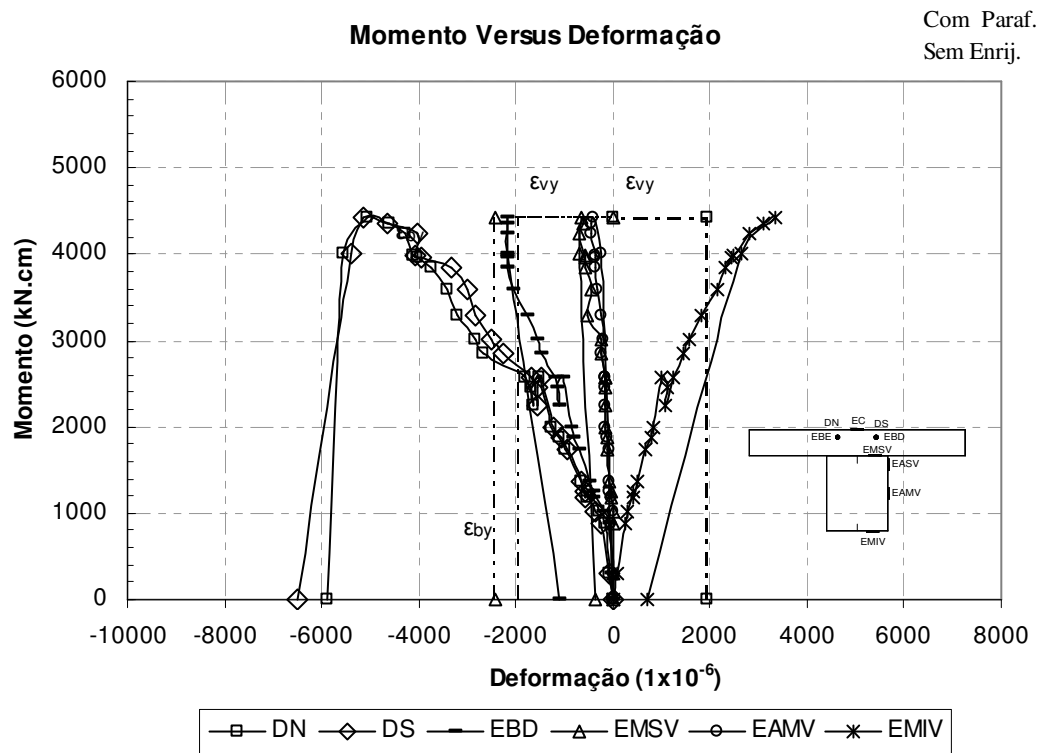


FIGURA 4.10 – Curvas momento – deformação do modelo 2A.



FIGURA 4.11 – Flambagem local da mesa comprimida do modelo 3A.

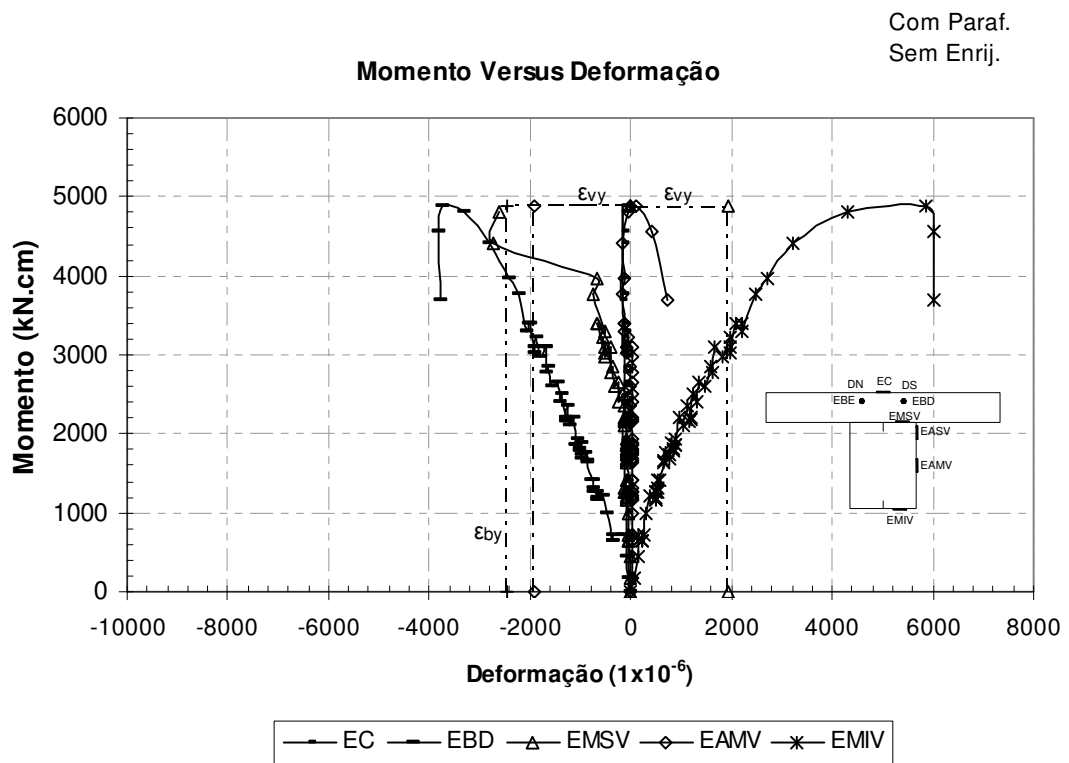


FIGURA 4.12 – Curvas momento – deformação do modelo 3A.



FIGURA 4.13 – Flambagem local da mesa comprimida modelo 4A.

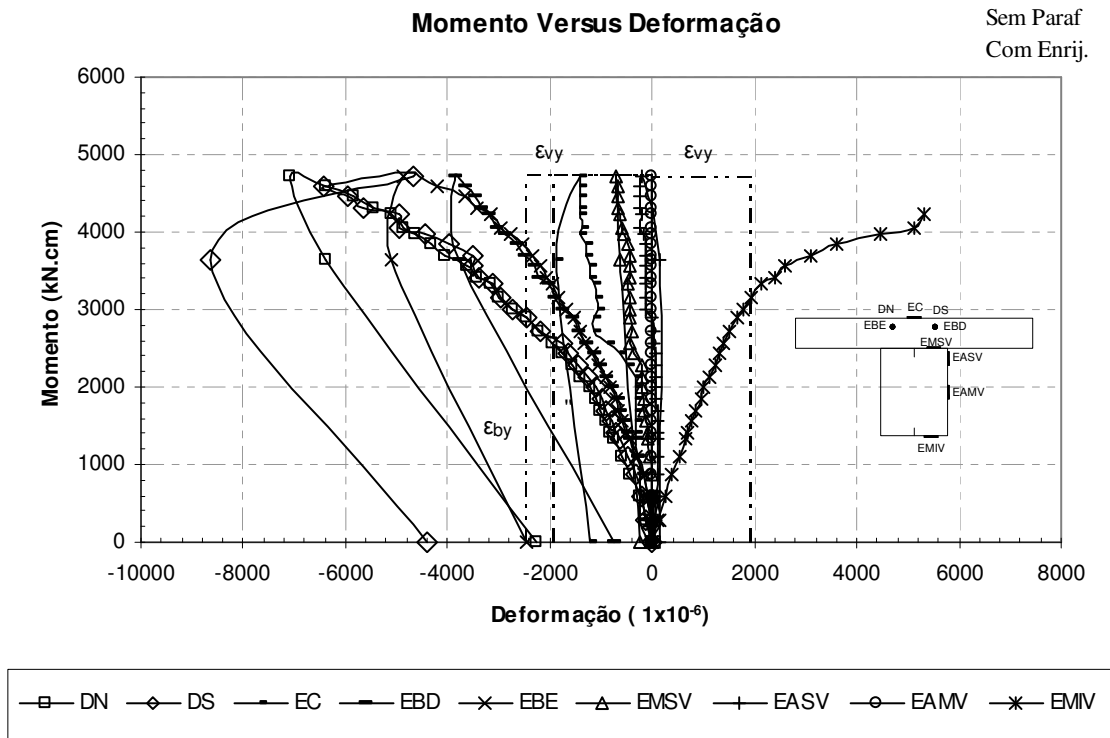


FIGURA 4.14 – Curvas momento – deformação do modelo 4A.

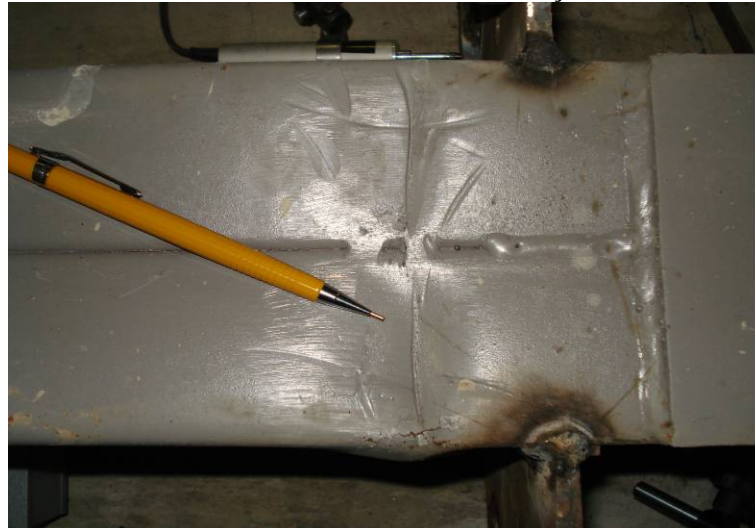


FIGURA 4.15 – Flambagem local da mesa comprimida modelo 1BE.



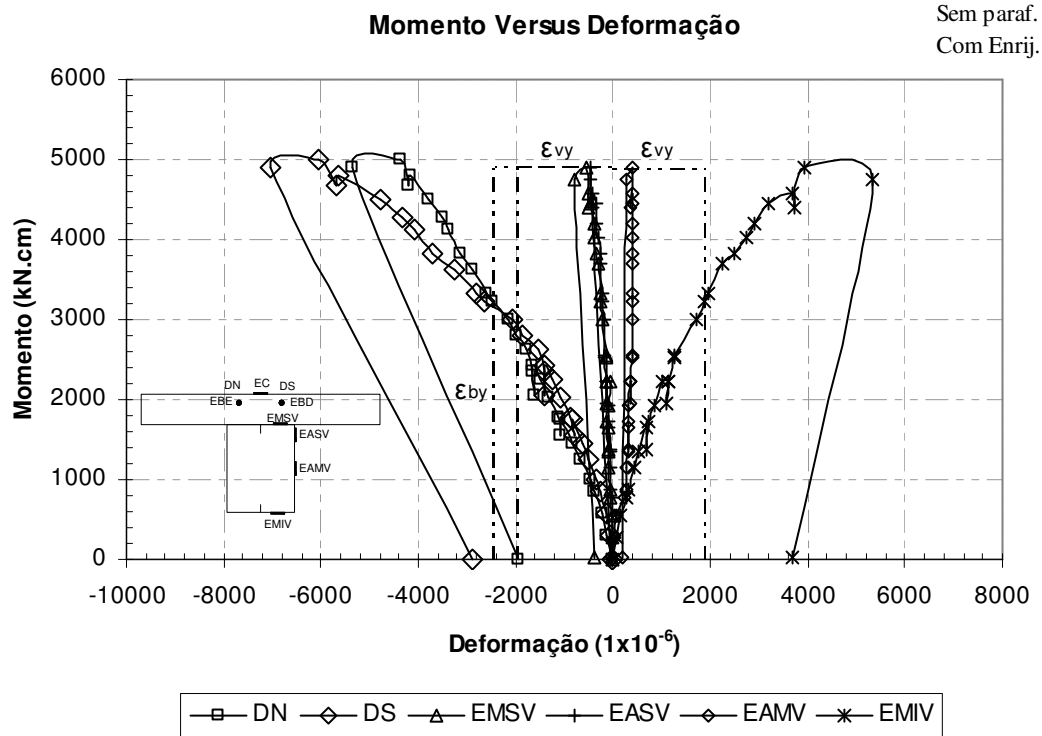


FIGURA 4.16 – Curvas momento – deformação para o modelo 1 BE.



FIGURA 4.17 – Flambagem local da mesa comprimida do modelo 2BE.

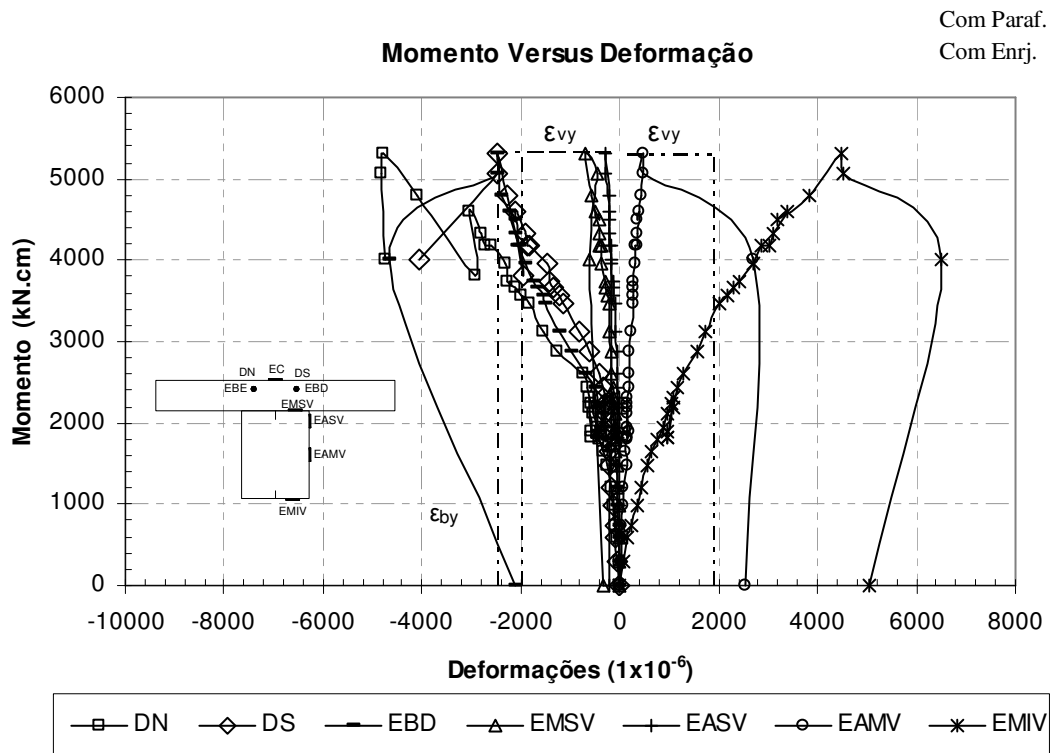


FIGURA 4.18 – Curvas momento – deformação do modelo 2 BE.

Analisando-se os gráficos das FIGs. 4.7 a 4.18 e comparando-se entre si os resultados apresentados pode-se verificar que há uma grande similaridade dos comportamentos experimentais dos modelos correspondentes modelos, inclusive quanto aos momentos máximos alcançados nos ensaios, que variaram de 4.500 a 5.500 kN.cm.

Percebe-se ainda nas figuras que os resultados das deformações obtidas com os extensômetros elétricos EBE e EBD colados nas barras das armaduras do concreto, indicaram valores bem próximos, especialmente nos modelos 1A, 2A e 4A. Quanto aos demais modelos, foram apresentadas as leituras apenas em uma barra ou foram todas suprimidas do gráfico como é o caso do modelo 1BE, considerando-se a baixa qualidade dessas leituras devido à interferência de sinais espúrios ou por danos durante a montagem ou realização dos ensaios.

Considerando-se o valor de 396 MPa para a resistência ao escoamento do aço dos perfis,  $f_{y,exp}$ , determinado via ensaio de tração em corpos de prova, conforme descrito no

item 3.6.5, pode-se obter para a respectiva deformação específica no escoamento,  $\varepsilon_{vy,exp}$ , o valor de  $1931,71 \times 10^{-6}$ . Observando as figuras 4.7 a 4.18, que apresentam as relações momento *versus* deformações na seção mista instrumentada, pode-se verificar que, em todas elas, foram medidas com o extensômetro EMIV deformações de compressão na mesa inferior do perfil maiores que  $\varepsilon_{vy,exp}$ . Essas deformações foram alcançadas para momentos maiores que 3000 kN.cm em todos os modelos, especificamente 3951,82 kN.cm para o modelo 1A, 3279,80 kN.cm para o modelo 2A, 3226,18 kN.cm para o modelo 3A, 3149,23 kN.cm, 3321,0 kN.cm para o modelo 1BE, 3455,74 para o modelo 2BE. As deformações EMVI medidas ao final de cada ensaio resultaram em valores diferentes de um ensaio para outro, pois foram afetadas inicialmente pelo mecanismo de flambagem local da mesa e em seguida pelo mecanismo de plastificação do perfil.

Nos gráficos também foram colocados como referência os valores das deformações específicas experimentais  $\varepsilon_{by,exp}$  correspondentes à resistência ao escoamento das barras da armadura do concreto, sendo que em todos os modelos essas deformações foram alcançadas para momentos maiores, especificamente 4800,73 kN.cm para o modelo 1A, 4421,88 kN.cm para o modelo 2A, 3970,68 para o modelo 3A, 3698,18 kN.cm para o modelo 4A e 5066,46 kN.cm para o modelo 2BE. Para o modelo 1BE não foi medida a deformação devido aos danos nos extensômetros colados nas barras.

Os modelos 2A, 3A e 2BE tinham parafusos, mesmo que apenas para montagem, na parte superior da placa de extremidade de ligação da viga. Os modelos 1A, 4A e 1BE não tinham, tais parafusos, que foram retirados logo após a concretagem das lajes, como pode ser observado na figura 4.19.

Pode-se observar nas FIGs. 4.7 a 4.18 que a presença ou ausência de tais parafusos influenciou sobremaneira nos resultados experimentais. Essa diferença de comportamento pode ser observada principalmente nas deformações das barras de aço EBD e EBE, pois quando a ligação é composta por parafusos, o desenvolvimento das deformações se inicia depois de que o carregamento aplicado atinge  $\frac{1}{4}$  da carga, sendo que nos modelos que não tem parafusos estas deformações se iniciam imediatamente após a aplicação da carga.

Nas Tabelas 4.1 e 4.2 pode-se observar que as deformações medidas com os extensômetros elétricos EASV e EMSV, na parte superior da alma da viga próximo à laje e na mesa superior da viga, respectivamente, apresentaram valores desprezáveis em relação aos valores nas barras de aço EBE e EBD. Verifica-se que ocorreu o comportamento do sistema misto, conforme previsto para a ligação proposta, isto porque as barras da armadura absorveram totalmente os esforços de tração atuantes na ligação.

Pode-se também verificar que as deformações máximas alcançadas nos modelos dos tipos A e BE, tanto por tração (laje de concreto) como por compressão (viga metálica) ultrapassaram os valores do limite de escoamento do material, indicando que os modelos atingiram o limite de sua capacidade de suporte com a fissuração generalizada das lajes e a plastificação do perfil de aço.

A FIG. 4.19 mostra os parafusos na parte superior da ligação, assim como um modelo onde o parafuso foi retirado para poder avaliar o comportamento da ligação nestes dois casos.



(a) Com parafusos superiores



(b) Sem parafusos superiores

FIGURA 4.19 – Fotos da ligação dos modelos ensaiados.

### 4.3 Capacidade de deformação

A capacidade de deformação foi calculada usando a equação 2.59 do item 2.4.4 em que foi tratado este assunto. Tendo por base os dados obtidos experimentalmente, como por exemplo, as propriedades mecânicas do concreto e do aço, foi obtida a capacidade de deformação teórico-experimental dos modelos, dados no item 3.6. Na continuação é apresentado o cálculo desenvolvido para a obtenção do alongamento da barra envolvida pelo concreto. Para o desenvolvimento dos cálculos dos demais modelos, ver TAB. 4.4, foi realizada uma planilha eletrônica.

Com as informações do modelo 1A apresentados no capítulo 3 e empregando as formulações apresentadas em 2.4.4, ver

$$\Delta_{us} = L \varepsilon_{amu}$$

$$L = \frac{h_a}{2} + a_c$$

$$a_c \text{ é o menor valor de } \begin{cases} a \\ L_t \end{cases}$$

$$A_{st} = \frac{\pi d^2}{4} = \frac{11 \times \pi \times 0,5^2}{4} = 2,16 \text{ cm}^2$$

$$A_{ce} = A_c - A_{st} = 65 \times 8 - 2,16 = 517,84 \text{ cm}^2$$

$$\alpha_c = \frac{1}{\left[1 + \frac{h_c}{2y_o}\right]} = \frac{1}{\left[1 + \frac{7,63}{2 \times 22,43}\right]} = 0,85$$

para este parâmetro o projeto de revisão da ABNT NBR 8800:2007 recomenda como um valor conservador  $0,7 \leq \alpha_c \leq 0,9$ .

$$L_t = \frac{\alpha_c \phi}{7,2 \delta_s}$$

$$L_t = \frac{0,85 \times 0,5}{7,2 \times \frac{2,16}{517,84}} = 14,15 \text{ cm}$$

Onde  $a$  é a distância da face do elemento de apoio até o primeiro conector de cisalhamento, devendo ser superior a 100mm. Este valor foi o medido para o modelo em questão.

$$a_c \leq \begin{cases} a = 121,0 \text{ mm} \\ L_t = 141,5 \text{ mm} \end{cases}$$

$$\therefore a_c = 121,0 \text{ mm}$$

$$L = \frac{150 \text{ mm}}{2} + 121 \text{ mm} = 196,0 \text{ mm}$$

$$f_{ctm} = 0,3 f_{ck}^{2/3} \xi = 0,3 \times 25,26^{2/3} \left[ 0,3 + 0,7 \left( \frac{25,26}{24} \right) \right] = 2,68 \text{ MPa}$$

$$y_o = \frac{A_a \cdot y_a + A'_c \cdot \left( d + \frac{t_c}{2} \right)}{A_a + A'_c}$$

$A_a = 14,67 \text{ cm}^2$  ,é a área do perfil da viga

$$A'_c = 65 \times 7,63 = 495,95 \text{ cm}^2$$

$$y_o = \frac{14,67 \times \frac{19}{2} + 495,95 \times \left( 19 + \frac{7,63}{2} \right)}{14,67 + 495,95} = 22,43 \text{ cm}$$

$$\Delta \varepsilon_{sr} = \frac{f_{ctm} \alpha_c}{\rho E_s} = \frac{2,68 \times 0,85}{205000 \times \frac{2,16}{517,84}} = 2,66 E - 3$$

$$E_c = 5600 \sqrt{25,26} = 28145,22 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sr1} = \left( \frac{f_{ctm} \alpha_c}{\rho} \right) \left( 1 + \frac{\rho E_s}{E_c} \right) = \left( \frac{0,85 \times 2,68}{4,17e-3} \right) \left( 1 + \frac{4,17e-3 \times 205000}{28145,22} \right) = 562,88 \text{ MPa}$$

Sendo este um valor alto para a tensão da barra envolvida pelo concreto, então será calculada a tensão máxima permitida na armadura, imediatamente após a fissuração.

Sendo  $w_k = 0,3 \text{ mm}$  uma abertura aceitável para as fissuras, vem:

$$\sigma_{st} = 416 w_k^{0,6} \sqrt{\frac{f_{ck}}{\phi}} = 416 \times 0,3^{0,6} \times \sqrt{\frac{25,26}{5}} = 454,04 \text{ MPa}$$

Assim, como o valor da tensão não pode ultrapassar o limite de escoamento, será usado o valor de 454,04 MPa.

$$\varepsilon_{smu} = \varepsilon_{sy} - \beta_t \Delta \varepsilon_{sr} + \delta_o \left( 1 - \frac{\sigma_{sr1}}{f_{ys}} \right) (\varepsilon_{su} - \varepsilon_{sy})$$

$$\varepsilon_{smu} = \frac{517,3}{205000} - 0,4 \times 2,66e-3 + 0,8 \left( 1 - \frac{454,04}{517,3} \right) \left( 0,08 - \frac{517,3}{205000} \right) = 9,039e-3$$

$$\Delta_{us} = L \varepsilon_{amu} = 196 \times 6,87E-3 = 1,35 \text{ mm}$$

Os valores das deformações últimas foram determinados para o carregamento máximo obtido para cada um dos modelos, como pode ser observado na TAB. 4.4, os valores teóricos são conservadores em relação aos resultados experimentais obtidos para os modelos propostos e descritos no capítulo 3.

TABELA 4.4 – Deformações e alongamentos experimentais e teóricos.

Modelos	$\varepsilon_{amu}$	$\varepsilon_{amu}$	L (mm)	L (mm)	$\Delta_{u,r}$ (mm)	$\Delta_{u,r}$ (mm)	Erro
	teórico	exper.	teórico	exper.	teórico	exper.	
1A	0,0069	0,0034	196,0	201,0	1,36	0,68	49,89%
2A	0,0074	0,0021	196,0	200,0	1,45	0,42	70,81%
3A	0,0069	0,0038	196,0	200,3	1,36	0,77	43,51%
4A	0,0068	0,0038	196,0	200,5	1,34	0,77	42,57%
1BE	0,0073	-	186,0	200,0	1,35	-	-
2BE	0,0073	0,0046	186,0	200,5	1,35	0,93	30,91%

#### 4.4 Comportamento dos conectores ao deslizamento

O detalhamento da medição do deslizamento entre o aço e o concreto é apresentado no capítulo 3.

Visando estabelecer uma correspondência entre os modelos testados e as vigas mistas dos prédios de 5 e de 7 pavimentos do sistema construtivo desenvolvido na UFMG, foi feita uma avaliação do espaçamento dos conectores de cisalhamento, para resistir à força cortante horizontal total ( $V_h$ ) de 456 kN que age entre a seção de momento

máximo e a seção de momento nulo na viga mista. Assim, foram considerados conectores com espaçamento de 10cm, para interação total entre o aço e o concreto, de forma a minimizar o deslizamento entre esses materiais e evitar o afastamento vertical entre os mesmos (efeito *up-lift*), conforme mostra a FIG. 4.20a.



FIGURA 4.20– a) Efeito *Up-lift* no modelo 1BE b) Transdutores de deslocamentos para medição dos deslizamentos entre o concreto e o aço.

Nas curvas (FIGS. 4.21 a 4.26) mostra-se o comportamento dos deslocamentos relativos entre a viga e a laje para um carregamento pontual no pilar, medidos nas extremidades dos modelos.



Mod 1A

**Momento Versus Deslocamento Relativo Aço - Concreto**

Sem paraf.  
Com Enrij.

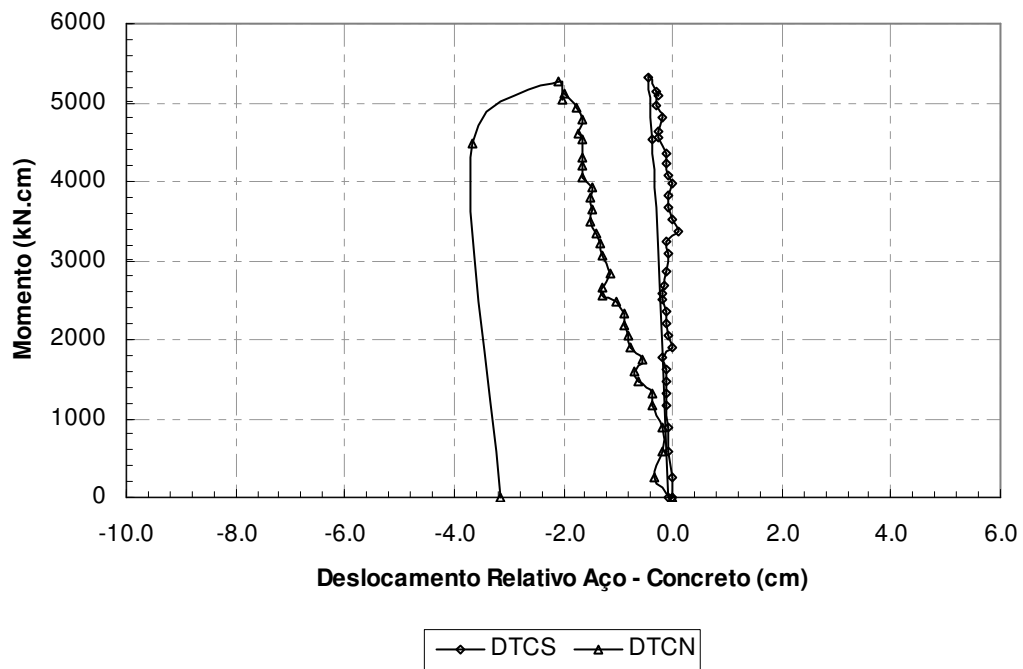


FIGURA 4.21 – Curvas momento – deslizamento entre o aço e o concreto modelo 1A.

Mod. 2A

**Momento Versus Deslocamentos Relativos Concreto - Aço**

Com Paraf.  
Sem Enrij.

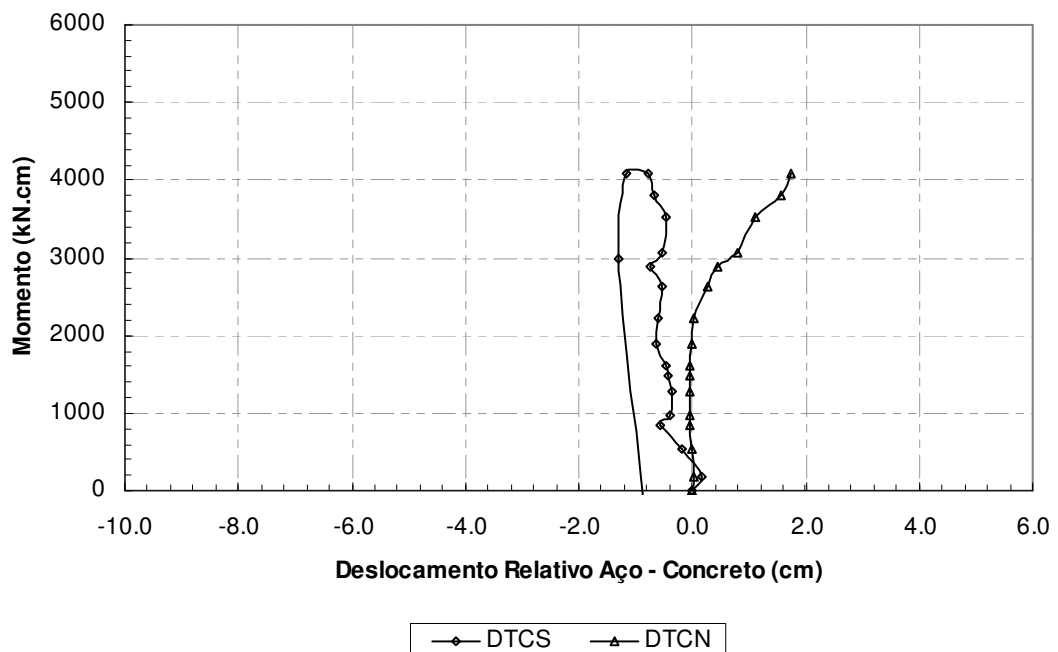


FIGURA 4.22 – Curvas momento – deslizamento entre o aço e o concreto modelo 2A.

Mod. 3A

**Momento Versus Delocamento relativo aço-concreto**

Com Paraf.  
Sem Enrij.

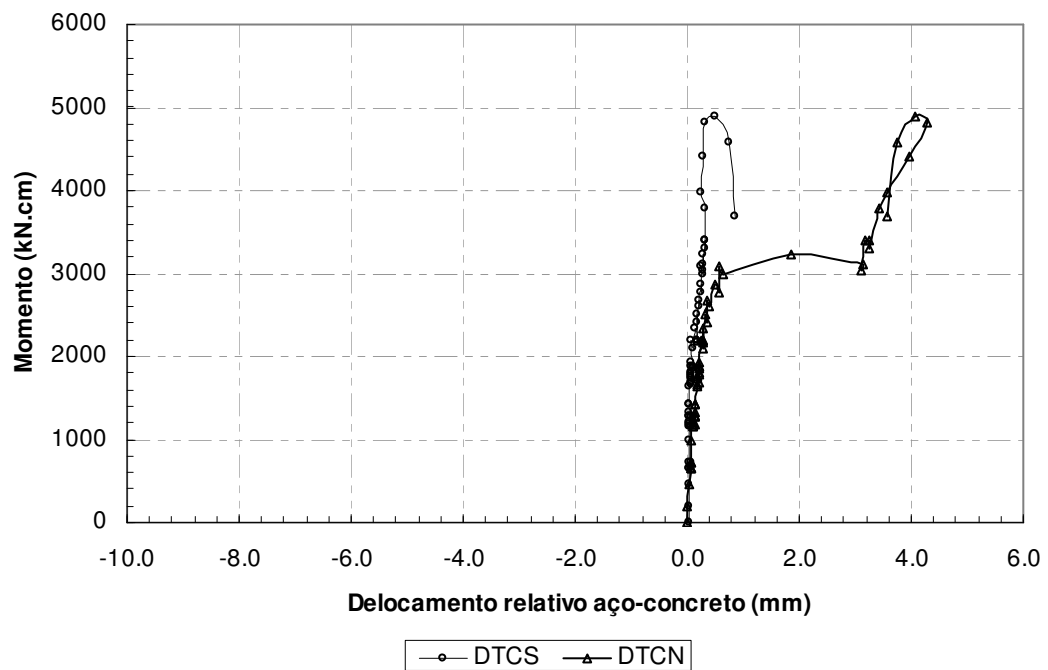


FIGURA 4.23 – Curvas momento – deslizamento entre o aço e o concreto modelo 3A.

Mod. 4A

**Momento Versus Deslocamento Relativo Aço - Concreto**

Sem Paraf  
Com Enrij.

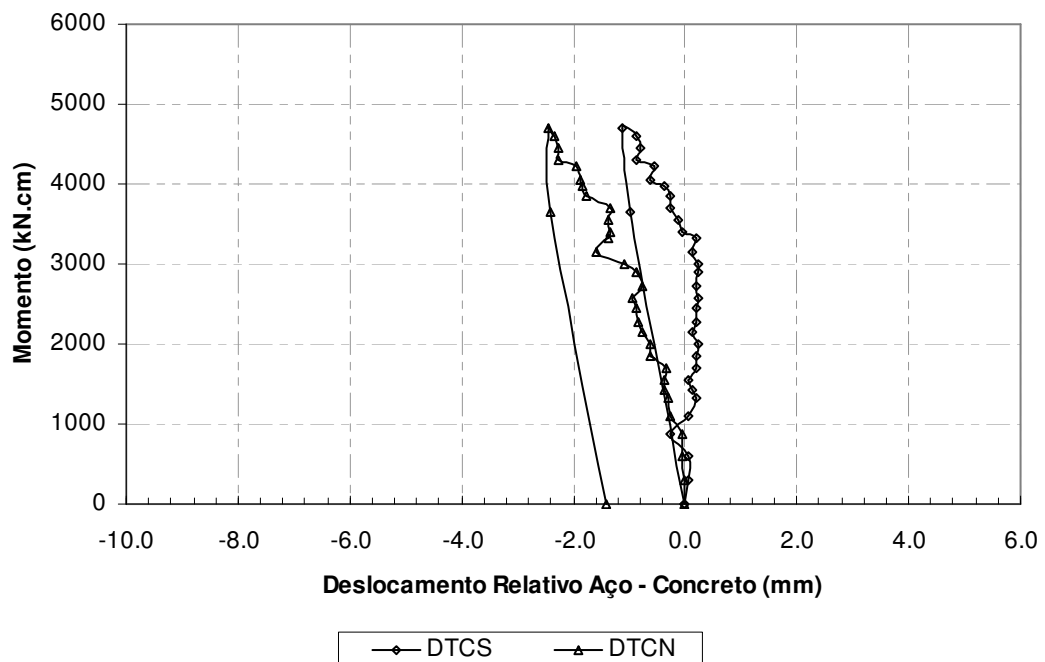


FIGURA 4.24 – Curvas momento – deslizamento entre o aço e o concreto modelo 4A.

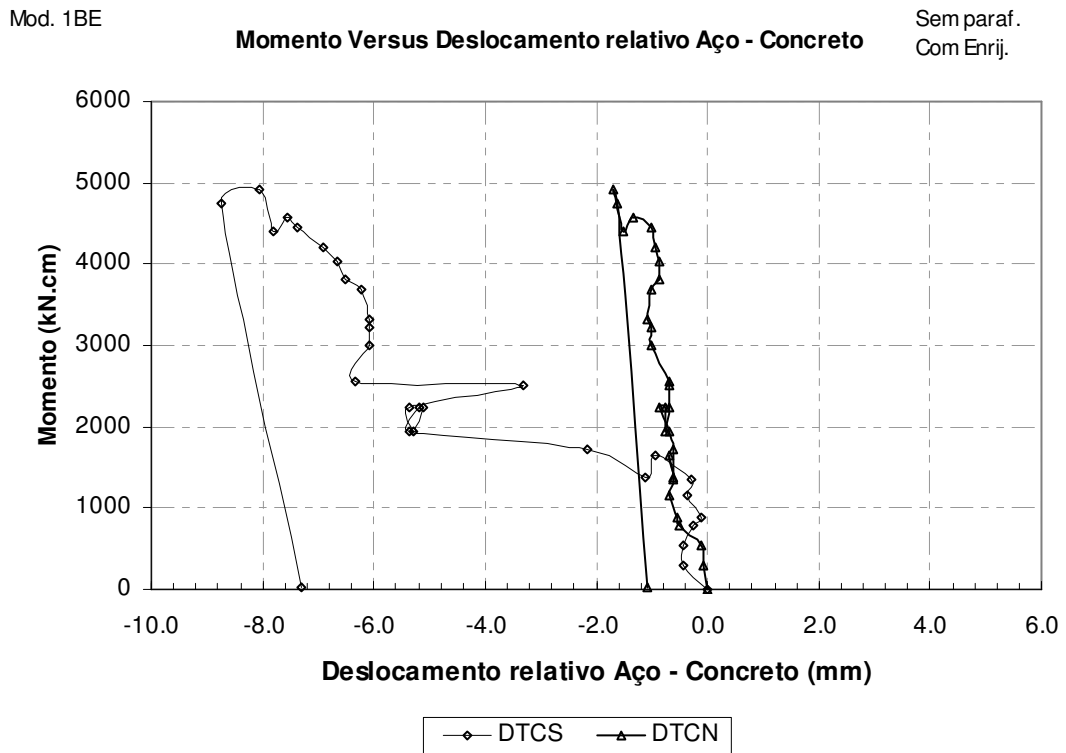


FIGURA 4.25 – Curvas momento – deslizamento entre o aço e o concreto modelo 1BE.

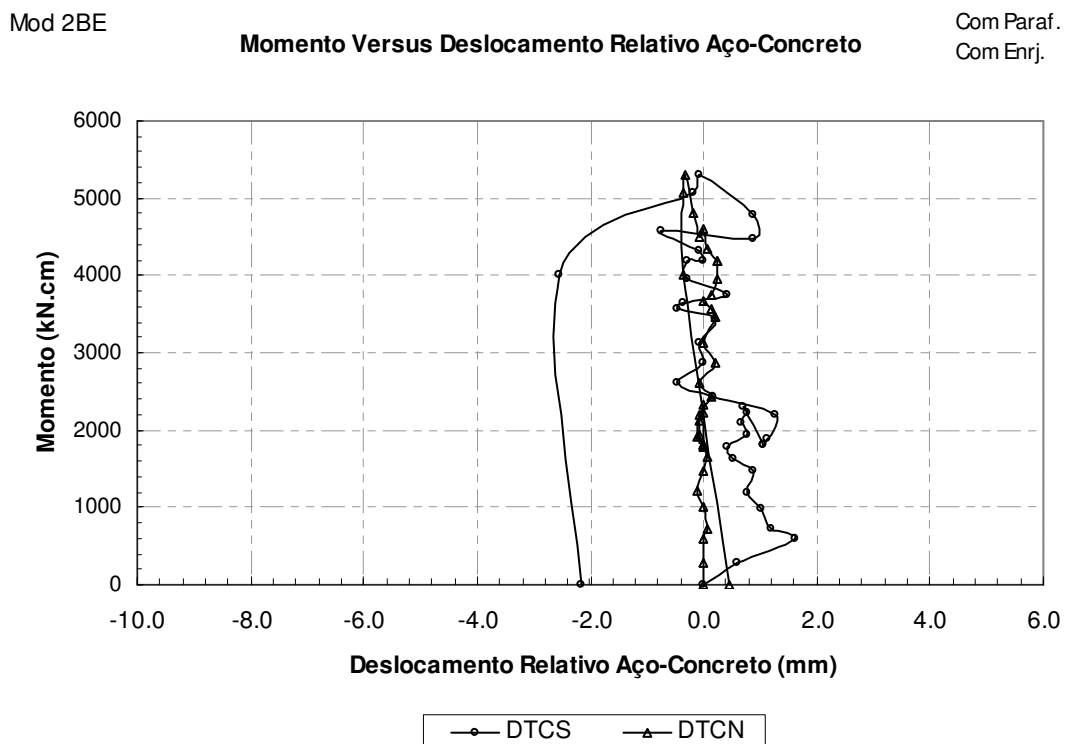


FIGURA 4.26 – Curvas momento – deslizamento entre o aço e o concreto modelo 2BE.

Conforme foi observado nas tabelas 4.5 e 4.6, os deslizamentos medidos apresentaram valores que variaram de 0,06 mm a 8,06 mm, resultando em um valor médio de 2,00 mm, considerando as medidas feitas com os *dois* DT's em todos os modelos e em módulos considerando as cargas máximas de ensaio. Para a metade da carga máxima o valor médio é de 0,87 mm.

Nas pesquisas realizadas por Bremer (2007), foi proposto o sistema de viga mista constituída de laje mista com forma de aço incorporada, com a participação do Deck 60 desenvolvido na UFMG. Para os conectores de cisalhamento foram utilizados parafusos de cabeça sextavada e rebites tubulares com rosca interna. Foram realizadas avaliações de comportamento e resistência do referido sistema misto, sendo realizados ensaios com modelos *push out* e com modelos de vigas em escala natural, sob condições de serviço e em estado limite último.

O programa experimental foi composto de oito ensaios *push out* com lajes mistas e rebites com rosca interna, sendo quatro ensaios com diâmetro M12 e quatro com diâmetro M14. Foram ainda realizados ensaios de quatro modelos com lajes mistas e rebites com rosca interna, sendo dois ensaios com diâmetro M12 e dois com diâmetro M14. Em todos os modelos *push out* o deslizamento característico da ligação aço-concreto ficou acima do limite de 6,0 mm, que permite classificar a conexão como dúctil segundo a Eurocode 4-1-1:2004.

Salienta-se ainda que os deslizamentos ocorressem, e também o efeito *up-lift*, mesmo em se tratando de dimensionamento considerando interação total.

Tabela 4.5 – Deslizamentos entre o aço e o concreto nas extremidades dos modelos para as cargas máximas de ensaio.

Modelo	Desl. Aço-Concreto		D. Vert.	Momento
	DT- C-S	DT-C-N	DT-V	Máximo
	mm	mm	mm	kN.cm
1A	-0,44	-3,68	28,34	5285,37
2A	1,83	-1,25	21,62	4421,88
3A	4,28	4,28	31,23	4880,62
4A	-1,17	-2,40	28,53	4709,4
1 BE	-8,73	-1,70	23,65	4906,00
2 BE	-2,56	-0,37	19,92	5300,75

Tabela 4.6 – Deslizamentos entre o aço e o concreto dos modelos para metade da carga de colapso.

Modelo	Desl. Aço-Concreto		D. Vert.	Momento
	DT- C-S	DT-C-N	DT-V	*
	mm	mm	mm	kN.cm
1A	-0,16	-1,27	10,61	2663,82
2A	-0,25	-0,69	7,05	2459,85
3A	0,17	0,28	8,25	2167,33
4A	0,19	-0,82	6,93	2282,47
1 BE	-5,35	-0,69	6,70	2236,39
2 BE	-0,46	-0,06	4,83	2606,40

( \* ) Momento para a metade da carga última

Depois de realizados os ensaios e analisados seus resultados, os modelos foram demolidos para poder observar-se a configuração final dos conectores, tendo sido constatado que eles permaneceram na configuração indeformada - intactos, aparentemente sem a deformação que caracteriza o modo de colapso dos conectores do tipo ou similar ao *stud bolt* – fendilhamento do concreto ou ruptura do conector, FIG. 4.27.



FIGURA 4.27 – Conectores de cisalhamento depois do ensaio.

#### 4.5 Capacidade de rotação

A capacidade de rotação foi calculada usando a equação 2.60 do item 2.4.5 em que foi tratado este assunto. Tendo por base os dados determinados experimentalmente, como por exemplo, o deslizamento relativo entre o aço e o concreto e o alongamento último das barras, foram obtidas as capacidades de rotação teórica e experimental dos modelos.

A TAB. 4.7 apresenta-se os resultados teóricos e experimentais determinados para a capacidade de deformação ( $\varepsilon_{smu}$ ) e a capacidade de rotação ( $\phi_u$ ) dos modelos ensaiados.

TABELA 4.7 – Capacidades de deformação e rotação teóricas e experimentais.

Modelos	$\varepsilon_{msu}$	$\varepsilon_{msu}$	$h_a$	$a_c$	$L$	$\Delta_{su}$	$\Delta_{su}$	$d$	$\gamma_r$	$\phi_u$	
	Exper.	Teórico								Teórico	Exper.
										$10^{-3}$ rad	$10^{-3}$ rad
1A	0,0039	0,00695	150	121	196	3,68	1,36	190	60	24,81	22,03
2A	0,00212	0,0074	150	121	196	1,83	1,45	190	60	15,43	11,29
3A	0,00382	0,00692	150	121	196	4,28	1,36	190	60	27,95	25,53
4A	0,00384	0,00684	150	121	196	2,4	1,34	190	60	17,99	15,64
1BE	-	0,00725	150	121	196	8,73	1,35	250	60	39,77	-
2BE	0,00465	0,00725	150	121	196	2,56	1,35	250	60	14,59	13,03

Para o cálculo da deformação última da barra do modelo 1BE não foi medida a deformação da barra de aço, portanto, a capacidade de deformação experimental não foi avaliada. Os valores correspondentes ao deslizamento relativo entre o aço e o concreto provenientes dos ensaios são apresentados no item 4.4.

#### 4.6 Fissuração no concreto

No presente item são apresentadas as fissuras superficiais observadas visualmente nos seis modelos ensaiados, por meio de fotos e desenhos esquemáticos, chamando a atenção para as fissuras de flexão e fissuras longitudinais, incluindo as de cisalhamento.

As FIGs. 4.28 a 4.51 mostram a disposição das fissuras dos modelos ensaiados. Junto com os esquemas de fissuras de cada modelo é também apresentada uma tabela com as etapas de ensaio e os correspondentes valores da carga aplicada.

No modelo 1A (FIGs. 4.28 a 4.31), com enrijecedores e sem prafusos superiores na ligação, fissuração foi transversalmente contínua (das bordas para o centro da laje) e concentrada na região da ligação. As fissuras iniciaram-se na face superior da laje, a partir de 18kN, quando foram ouvidos os primeiros ruídos no ensaio. Esses foram aumentando à medida que o carregamento aumentava, sendo que o carregamento final alcançado no ensaio foi de aproximadamente 77kN, quando ficaram mais visíveis as fissuras de flexão distribuídas ao longo da laje.



FIG. 4.28 – Fissuração face inferior no modelo 1A.



FIG. 4.29 – Fissuração face superior no modelo 1A.



TABELA 4.8 – Etapas de carregamento do modelo 1A com a carga respectiva em kN

Etapa	4	6	14	15	17	18	19	20	21	26	27	28	30	31	32
Carga (kN)	18	22	39	41	47	49	51	54	56	66	69	71	76	78	77

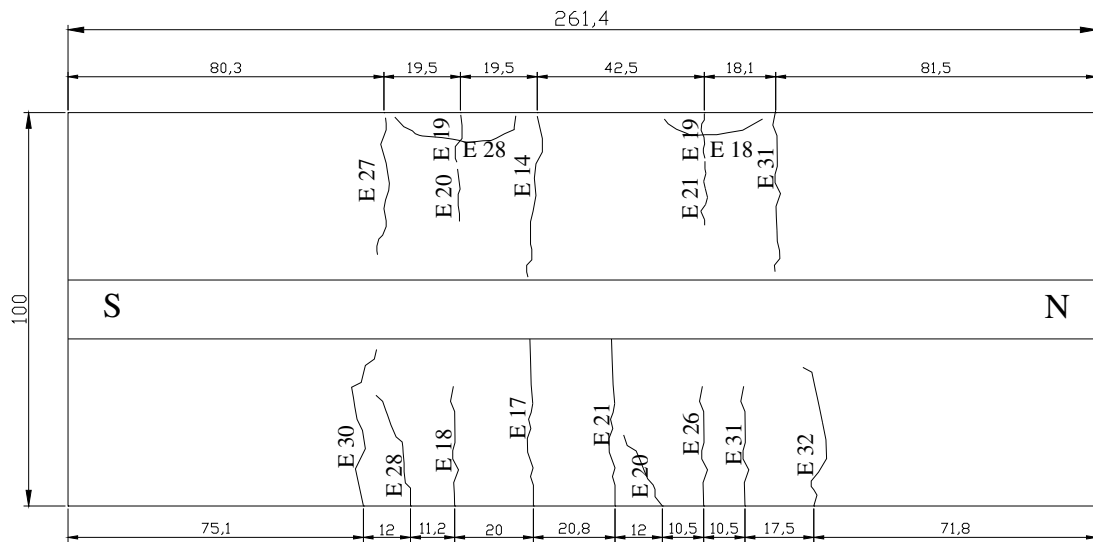


FIG. 4.30 – Fissuras do modelo 1A (face inferior da laje) – medidas em cm.

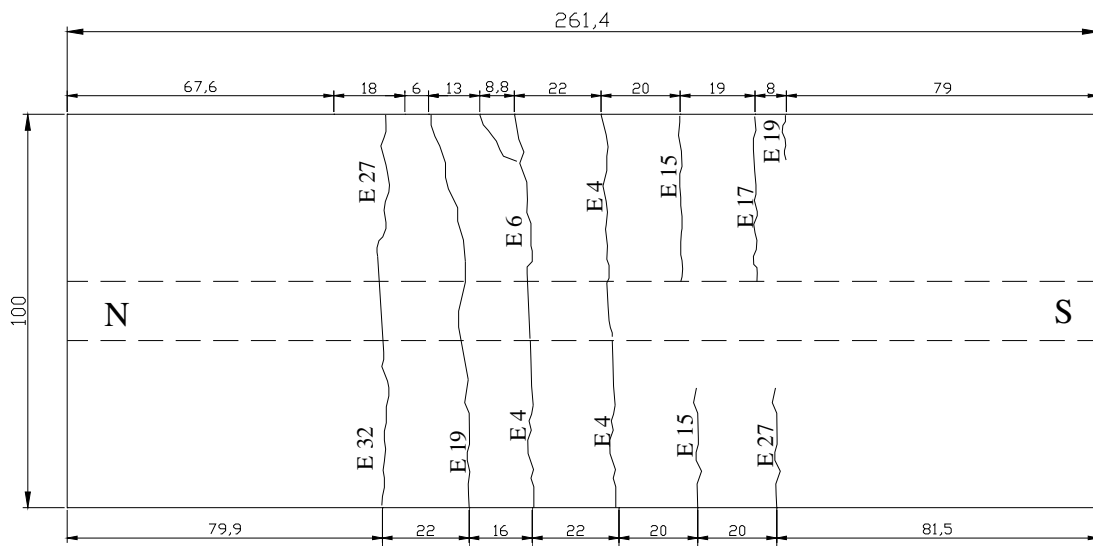


FIG. 4.31 – Fissuras do modelo 1A (face superior da laje) – medidas em cm.

No modelo 2ª, (FIGs. 4.32 a 4.35), sem enrijecedores e com parafusos superiores na ligação, a fissuração também foi transversalmente contínua e concentrada na região da ligação, tendo início a partir de 26kN, e aumentando à medida que o carregamento era incrementado, até o valor final de aproximadamente 68kN.

A separação entre fissuras apresentou certa simetria, sendo que, na maioria dos casos, as fissuras ocorreram nas posições dos conectores de cisalhamento.



FIG. 4.32 - Fissuração presente no modelo 2A – face superior.



(a) Face superior

(b) Face inferior

FIG. 4.33 - Fissuração presente no modelo 2A.

TABELA 4.9 – Etapas de carregamento do modelo 2A com a carga respectiva em kN

Etapa	6	9	11	12	13	16	20	21
Carga (kN)	26	39	39	43	46	59	67	68

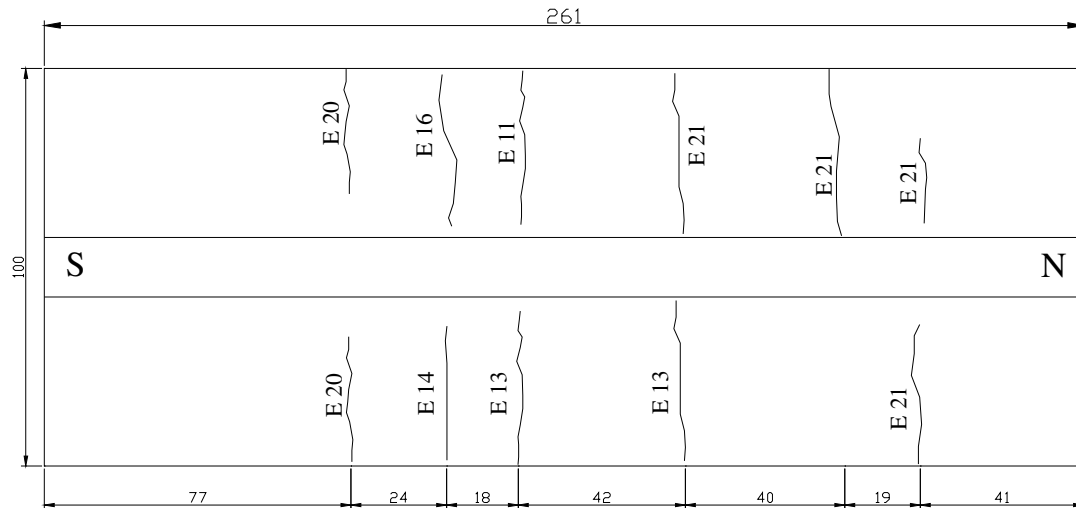


FIG. 4.34 – Fissuras do modelo 2A (Face inferior da laje) – medidas em cm.

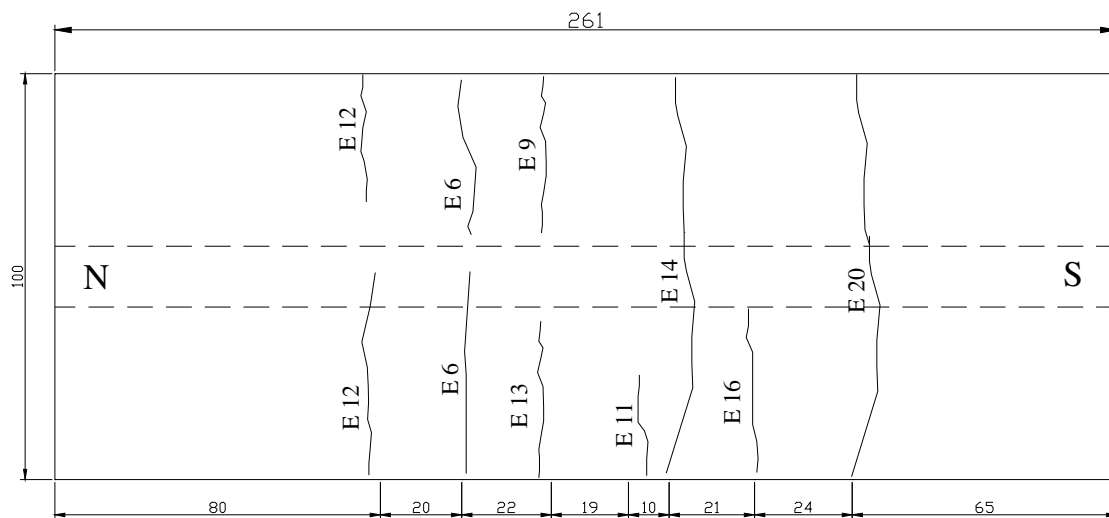


FIG. 4.35 – Fissuras do modelo 2A (face superior da laje) – medidas em cm.

As FIGs. 4.36 a 4.39 mostram a disposição das fissuras, do modelo 3A, sem enrijecedores e com parafusos superiores na ligação. Observou-se a fissuração ocorreu de forma análoga às dos demais modelos, ficando mais concentrada na região da ligação. As fissuras iniciaram-se a partir de 21kN e foram aumentando em abertura e comprimento à medida que o carregamento também aumentava, até atingir o valor final de aproximadamente 78kN.

Neste modelo ocorreram fissuras longitudinais de cisalhamento quando o carregamento atingiu 60kN, aproximadamente, mostrando assim a necessidade de armadura de cisalhamento mais eficiente. A separação entre fissuras apresentou certa simetria, sendo que as fissuras ocorreram nas posições dos conectores de cisalhamento.

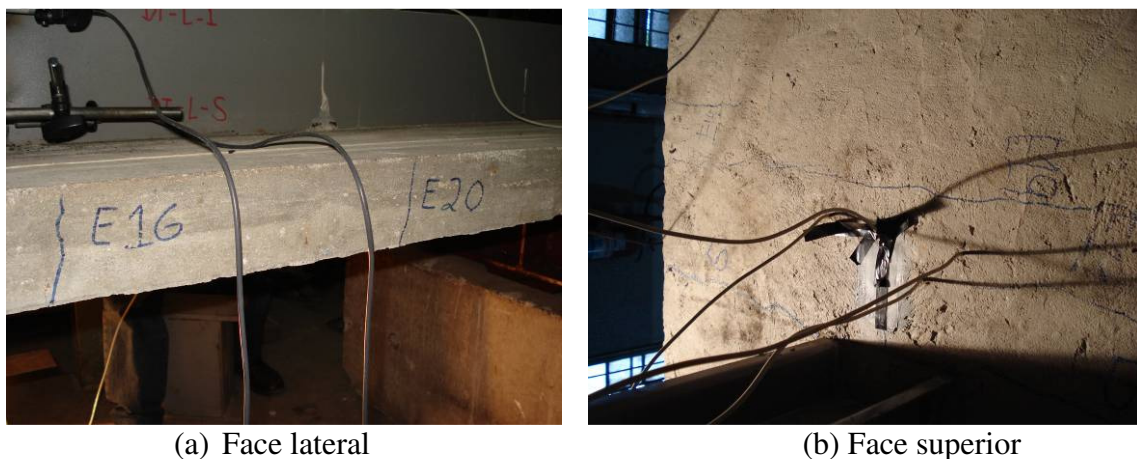


FIGURA 4.36 - Fissuração do modelo 3A.



FIGURA 4.37 – Fissuras longitudinais e transversais do modelo 3A.

TABELA 4.10 – Etapas de carregamento do modelo 3A com a carga respectiva em kN.

Etapa	5	11	19	20	23	25	26	29	31	32
Carga (kN)	21	30	49	51	57	60	58	68	61	78

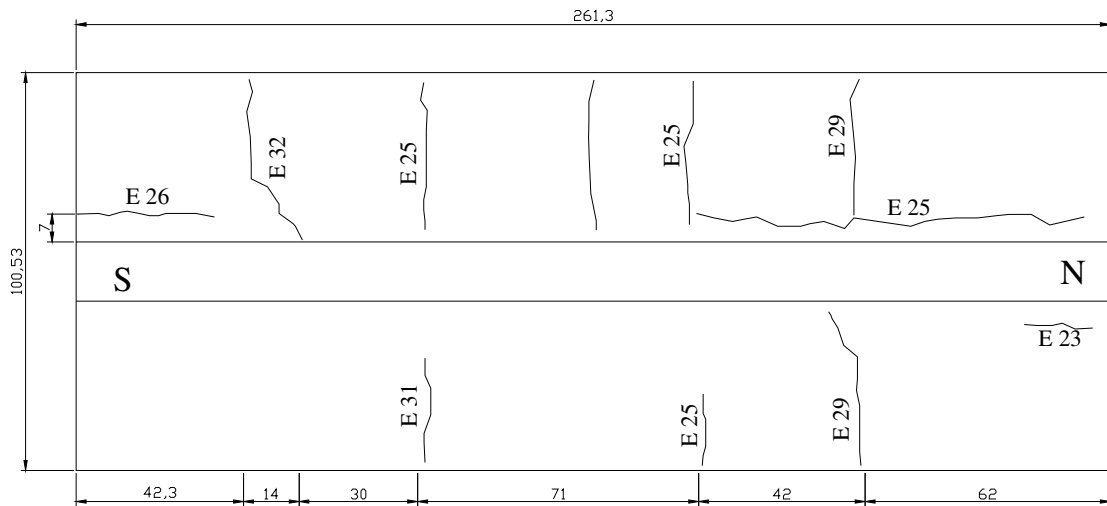


FIGURA 4.38 – Fissuras do Modelo 3A (Face inferior da laje) – Medidas em cm.

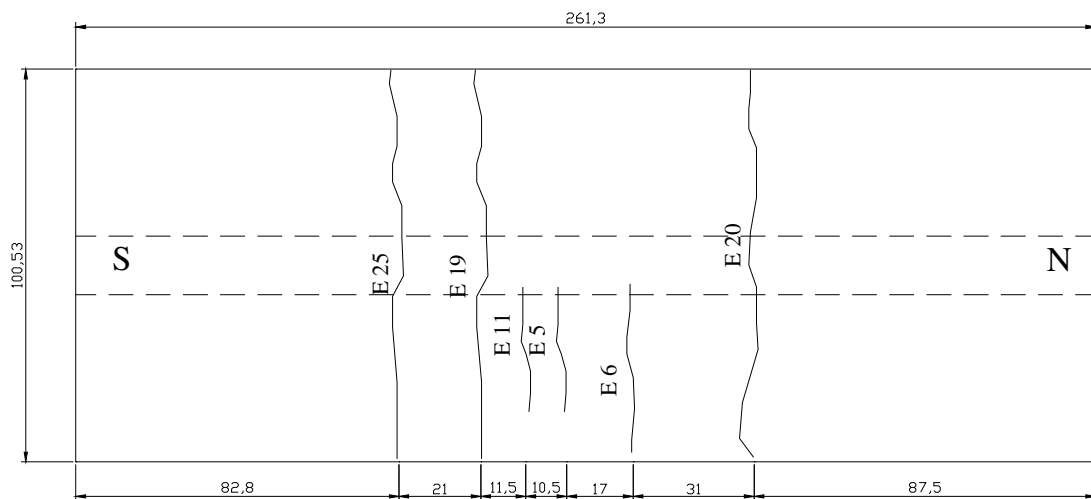


FIGURA 4.39 – Fissuras do modelo 3A (face superior) – medidas em cm.

As FIGs. 4.40 a 4.43 mostram a disposição das fissuras do modelo 4A, com enrijecedores e sem parafusos superiores na ligação. Neste modelo as fissuras iniciaram-se a partir de 22 kN, e foram aumentando à medida que o carregamento também era incrementado, até atingir seu valor final de aproximadamente 73 kN. Foram também notadas pequenas fissuras longitudinais típicas de cisalhamento, que ocorreram para o valor da carga aplicada próximo 60 kN.

A separação entre fissuras apresentou certa simetria, sendo que as fissuras ocorreram na direção do posicionamento dos conectores de cisalhamento.



FIGURA 4.40 – Fissuração da face inferior do modelo 4A.



FIGURA 4.41 - Fissuração da face superior do modelo 4A.

TABELA 4.11 – Etapas de carregamento do modelo 4A com a carga respectiva em kN

Etapa	6	10	12	13	14	17	19	21	22	23	25	26	27	28	29	30
Carga (kN)	22	31	35	38	40	47	51	55	57	60	63	65	67	69	71	73

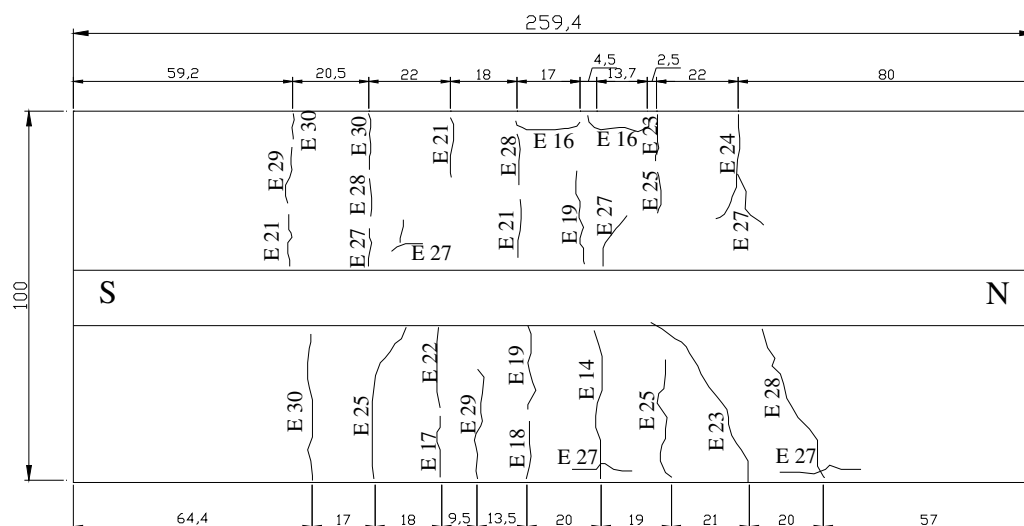


FIGURA 4.42 – Fissuras do modelo 4A (face inferior da laje) – medidas em cm.

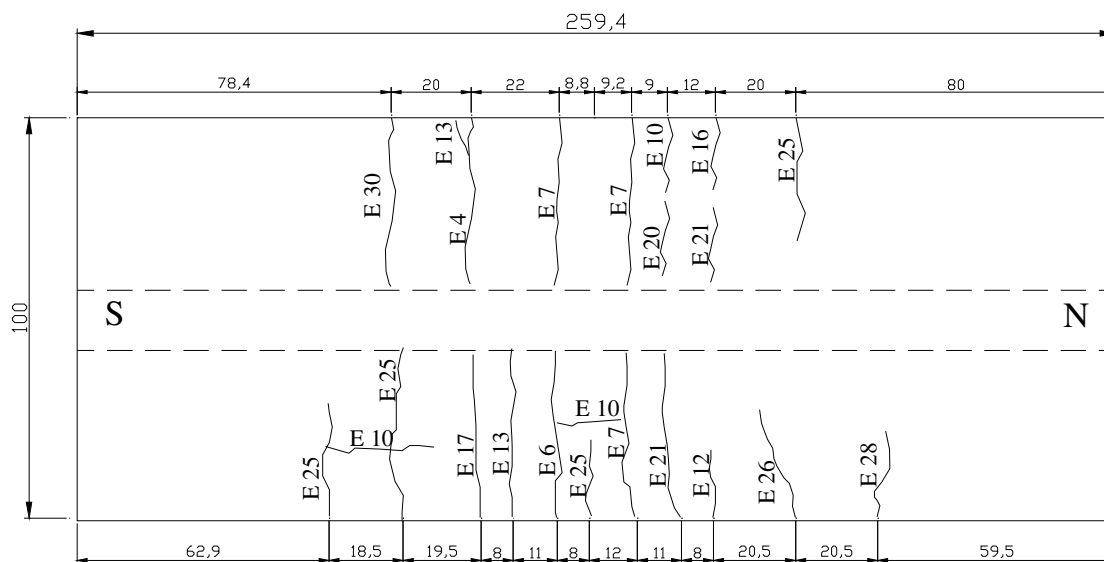


FIGURA. 4.43 – Fissuras do modelo 4A (face superior da laje) – medidas em cm.

As FIGs. 4.44 a 4.47 mostram a disposição das fissuras do modelo 1BE, com enrijecedores e sem parafusos superiores na ligação. De forma análoga à dos demais modelos, nesse modelo a fissuração foi transversalmente contínua (das bordas para o centro da laje) e concentrada na região da ligação, tendo início a partir de 15 kN, e foi aumentando com o aumento do carregamento, que atingiu o valor máximo de 73 kN, aproximadamente.

Além das fissuras predominantes de flexão (fissuras transversais), foram também notadas fissuras longitudinais de cisalhamento, que ocorreram para o carregamento de aproximadamente 63 kN. Verificou-se também certa simetria entre fissuras e que estas ocorreram em sua maioria na posição dos conectores de cisalhamento.



FIGURA 4.44 - Fissuração da face inferior do modelo 1BE.



FIGURA 4.45 - Fissuração da face superior do modelo 1BE.



TABELA 4.12 – Etapas de carregamento do modelo 1BE com a carga respectiva em kN

Etapa	0	4	10	11	14	15	16	18	19	20	21	23
Carga (kN)	0	15	34	37	43	46	49	6	59	63	65	73

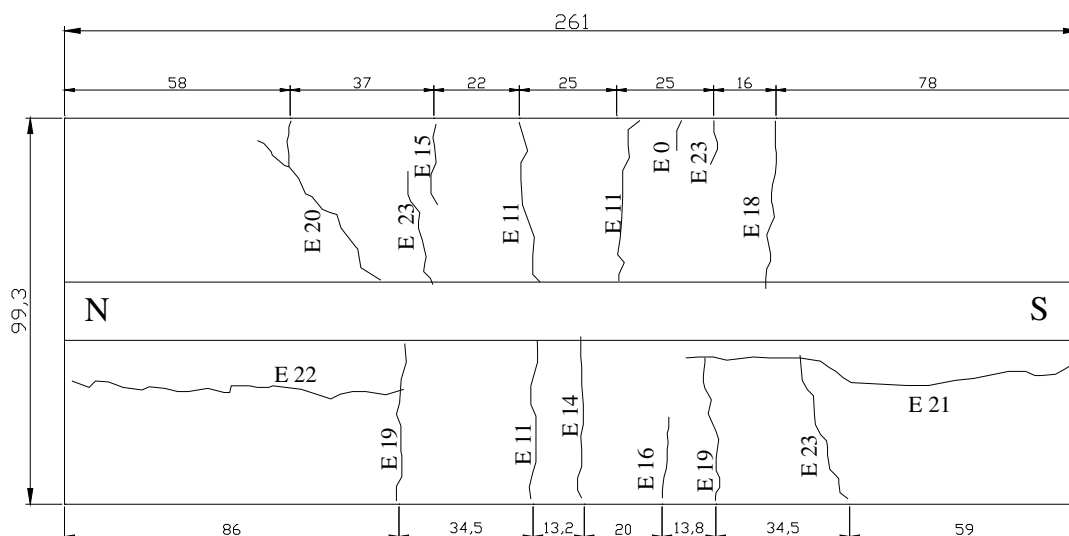


FIGURA 4.46 – Fissuras do modelo 1BE (Face inferior da laje) – medidas em cm.

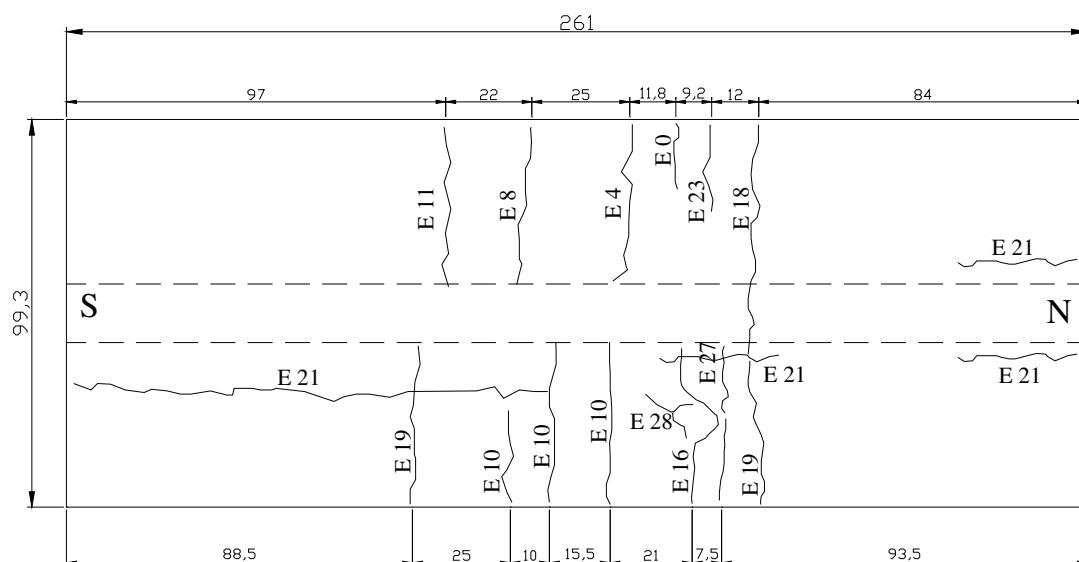


FIGURA 4.47 – Fissuras do modelo 1BE (Face superior da laje) – medidas em cm.

As FIGs. 4.48 a 4.50 mostram a disposição das fissuras, do modelo 2BE, com enrijecedores e com parafusos superiores na ligação. De forma análoga à dos demais modelos, no modelo 2BE a fissuração foi transversalmente contínua (das bordas para o centro da laje) e concentrada na região da ligação, tendo início a partir de 27 kN, aumentando com o aumento do carregamento, que atingiu o valor máximo de 81 kN, aproximadamente.

Neste modelo também foi verificada a simetria no posicionamento das fissuras, que ocorreram nas imediações dos conectores de cisalhamento.



FIGURA 4.48 – Fissuração face inferior do modelo 2BE.



FIGURA 4.49 – Fissuração na face superior do modelo 2BE.

TABELA 4.13 – Etapas de carregamento do modelo 2BE com a carga respectiva em kN

Etapa	8	12	13	14	19	25	27	28	29
Carga (kN)	27	35	29	34	53	64	70	73	81

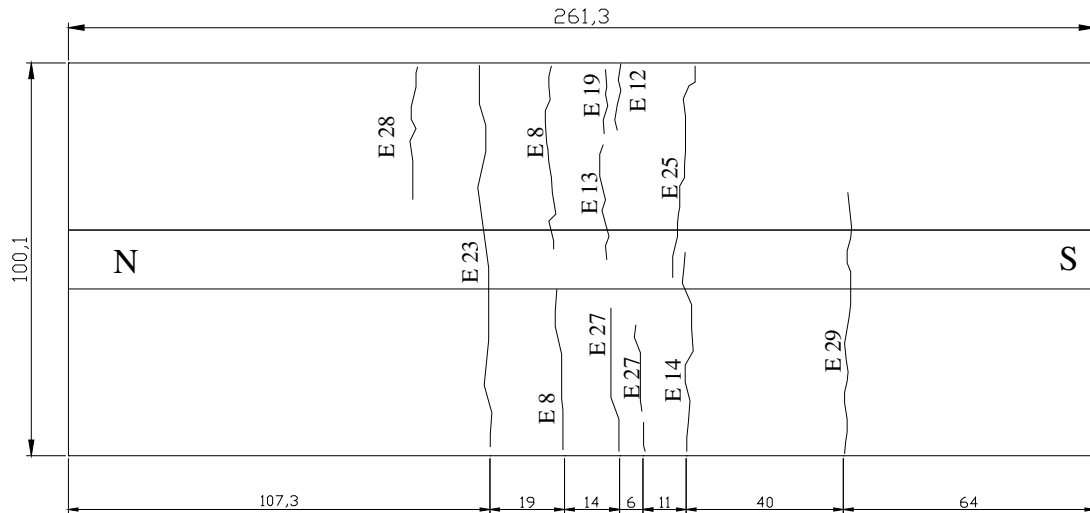


FIGURA 4.50 – Fissuras do Modelo 2BE (Face inferior da laje) – medidas em cm.

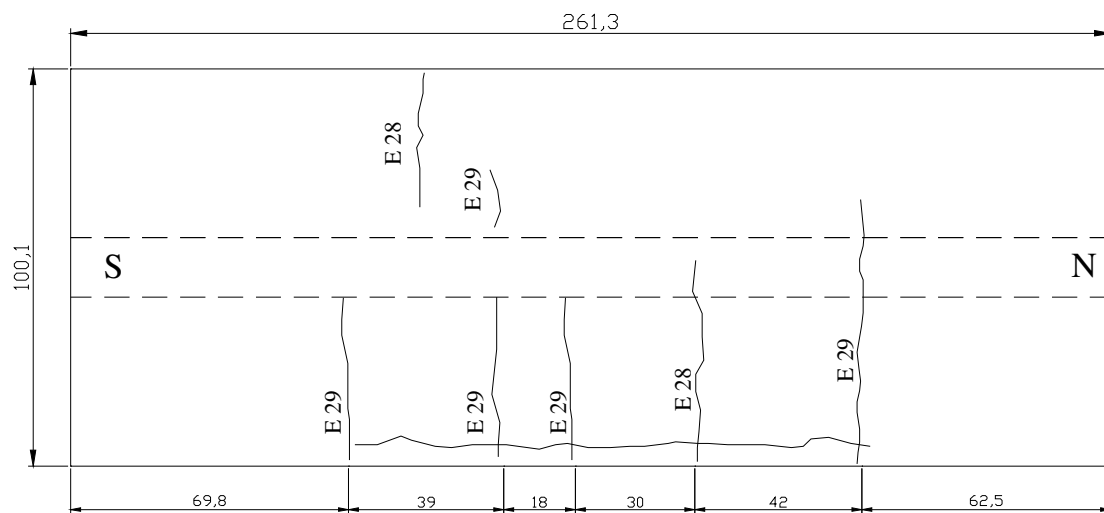


FIGURA 4.51 – Fissuras do Modelo 2BE (Face superior da laje) – medidas em cm.

## 4.7 Deslocamentos Verticais

No sistema de vigas mistas, a determinação dos deslocamentos é usualmente feita por análise elástica linear e deve levar em consideração o sistema de construção, fissuração do concreto, o escorregamento relativo entre o aço e o concreto, além de outros efeitos, sendo que os deslocamentos verticais são usualmente calculados para a combinação rara de ações.

Assim, o comportamento das estruturas mistas é influenciado pela diversidade do comportamento dos materiais que o compõem, pelo fato deste depender da boa interação entre os elementos.

As FIGs. 4.53 a FIG. 4.58 apresentam as respostas experimentais de todos os modelos em termos de Carga x Deslocamento vertical do pilar (ponto central do modelo) – curva  $P \times \delta$ , conforme mostra a FIG. 4.52.



FIGURA 4.52 – DT-100mm para medição do deslocamento vertical.

Pode-se verificar que a maioria dos modelos apresentou um comportamento linear até  $2/3$  da carga de colapso, aproximadamente, que em todos foi caracterizada pela plastificação da viga de aço. Note-se também que o ramo descendente (descarregamento) apresenta paralelismo com o ramo ascendente da curva  $P \times \delta$ . O valor de  $2/3$  da carga de colapso define o limite da carga de serviço do modelo

Para os modelos 3A e 2BE não foram determinadas as curvas de descarregamento, pois o DT no pilar escorregou, eliminando a confiança nas leituras.

Mod. 1A

**Carga Vertical Versus Deslocamento Vertical**

Sem paraf.  
Com Enrij.

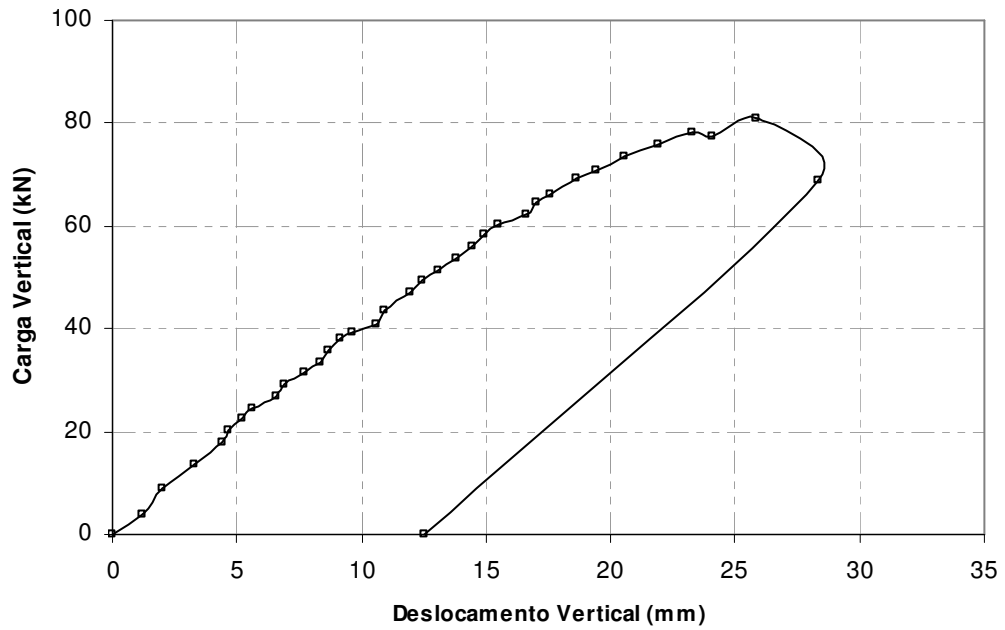


FIGURA 4.53 – Deslocamento vertical do modelo 1A.

Mod. 2A

**Carga Vertical Versus Deslocamento Vertical**

Com Paraf.  
Sem Enrij.

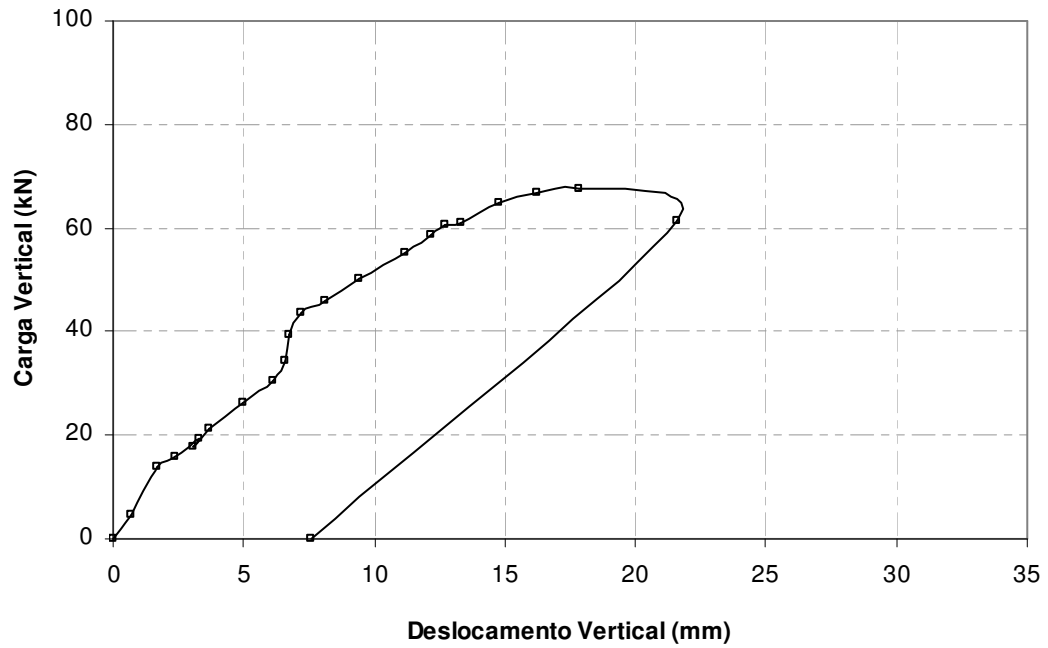


FIGURA 4.54 – Deslocamento vertical do modelo 2A.

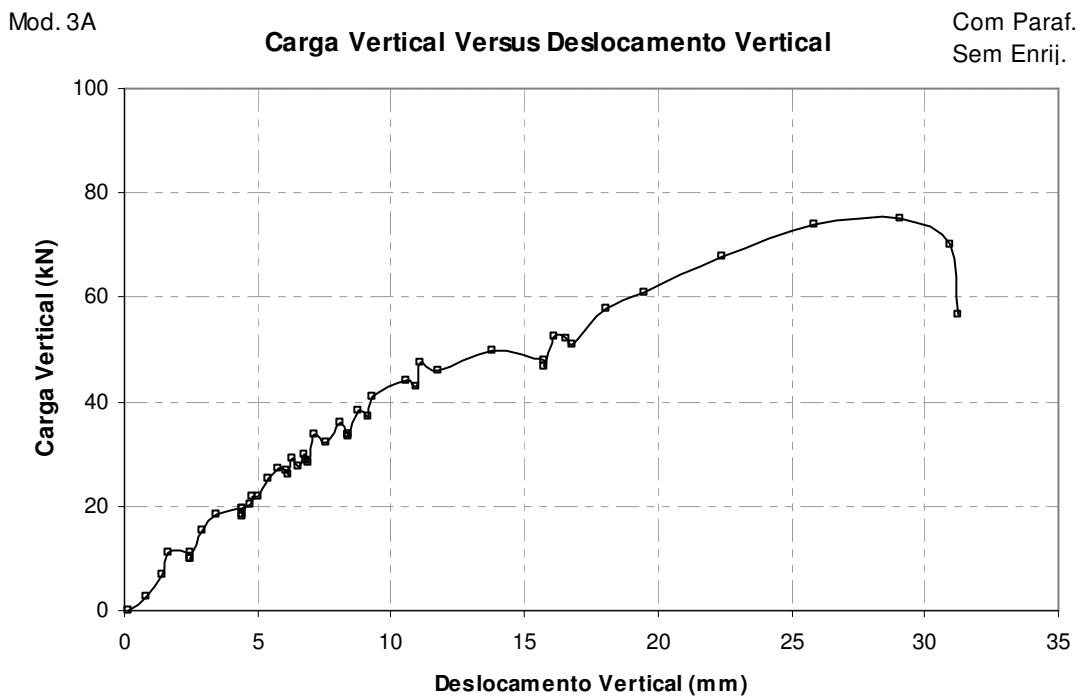


FIGURA 4.55 – Deslocamento vertical do modelo 3A.

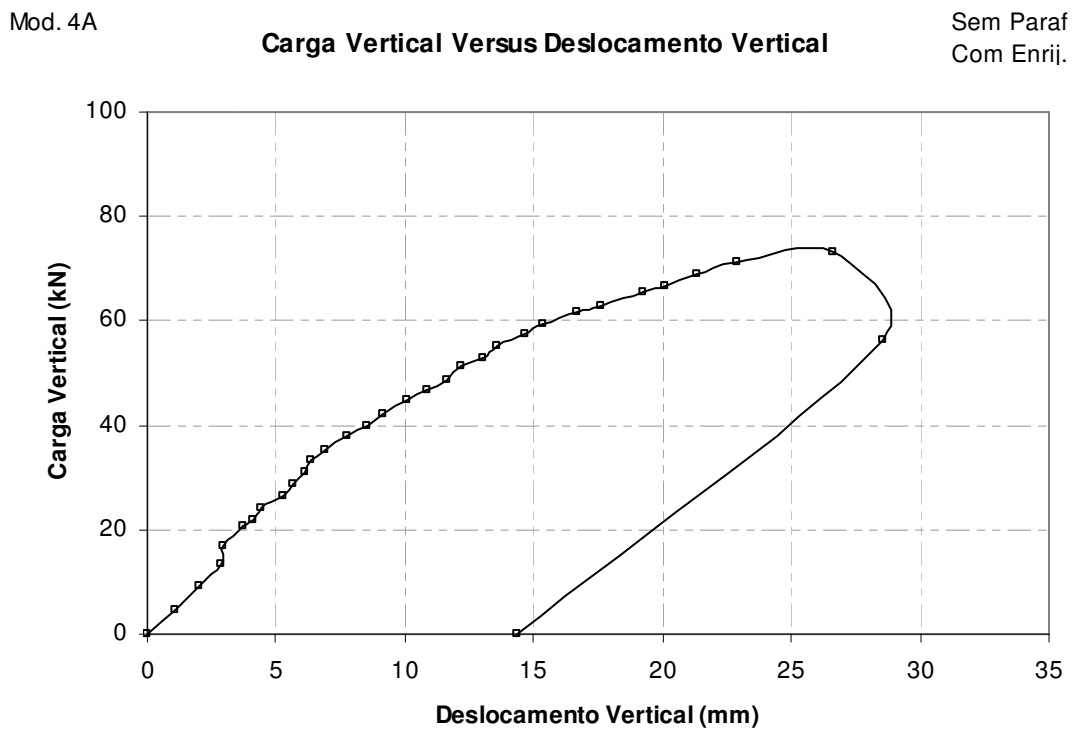


FIGURA 4.56 – Deslocamento vertical do modelo 4A.

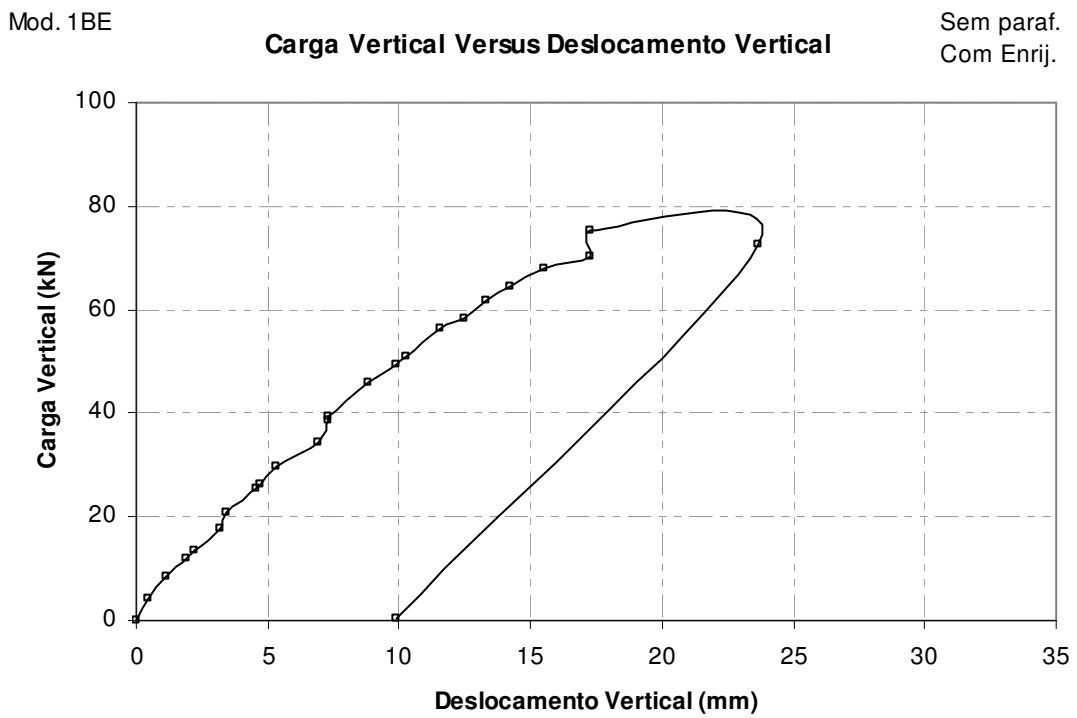


FIGURA 4.57 – Deslocamento vertical do modelo 1BE.

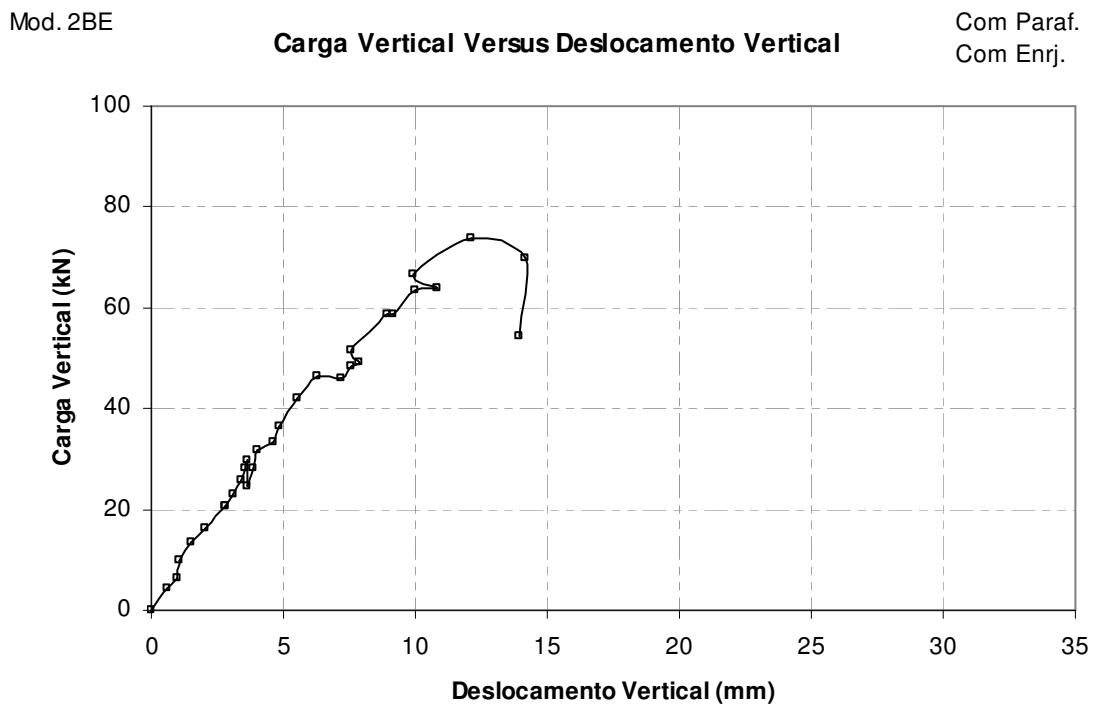


FIGURA 4.58 – Deslocamento vertical do modelo 2BE.

Cabe salientar que a fissuração no concreto influencia também no deslocamento vertical final da estrutura mista. Entretanto, geralmente considera-se que seja desprezável porque na maioria dos casos um cálculo aproximado é adequado.

O Eurocode 4-1-1: 2002, em seu anexo 4, apresenta métodos simplificados para o cálculo da deflexão no meio do vão na viga mista.

#### 4.8 Curvas Momento-Rotação Experimentais e Teóricas

Em continuação, são apresentados os resultados experimentais em termos de Curvas Momento-Rotação da ligação analisada a partir dos dados visuais (RC's instalados na região da ligação) e digitais (DT vertical instalado na região central do modelo). A seguir, são apresentados os cálculos de rotação da ligação, com as correções necessárias para levar em consideração a deformação elástica da viga.

a) Em função dos deslocamentos medidos com os RC's na região da ligação:

$$\theta_{lig} = \theta_{medido} - \theta_{elástico} \quad (4.1)$$

$$\theta_{medido} = \frac{\theta_{RSSU} + \theta_{RNSU}}{2} \quad (4.2)$$

$$\theta_{RSSU} = \frac{RC_{SU}}{d_s} \quad (4.3)$$

$$\theta_{RNSU} = \frac{RC_{SU}}{d_N} \quad (4.4)$$

$$\theta_{elástico} = \frac{P(L^2 - 4X_1^2)}{16EI} \quad (4.5)$$

$\theta_{RSSU}$  é a rotação medida com RC na parte superior da ligação do lado sul da viga;

$\theta_{RNSU}$  é a rotação medida com RC na parte superior da ligação do lado norte da viga;

$X_1$  é abscissa da seção, a partir do apoio esquerdo.



b) Em função dos deslocamentos medidos com o DT vertical tem-se:

$$\delta_{lig} = \delta_{medido} - \delta_{elástico} \quad (4.6)$$

$$\delta_{elástico} = \frac{PL^3}{48EI} \quad (4.7)$$

$$\theta_{lig} = \frac{\delta_{lig}}{\frac{L}{2}} \quad (4.8)$$

$\delta_{medido}$  é o deslocamento vertical medido DT's;

$\delta_{elástico}$  é, o deslocamento vertical devido á deformação elástica da viga.;

$P$  é a carga aplicada no pilar;

$I$  é o momento de inércia da seção mista sujeita a momento negativo;

$E$  é o módulo de elasticidade do aço.

Com base no projeto de revisão da ANBT NBR 8800:1986, versão de maio de 2007 e no EUROCODE 3-1-1: 2002 , nas FIGs. 4.59 a 4.64 são determinados os valores da rigidez inicial dos modelos, considerando para isto as curvas experimentais momento x rotação determinadas com os RC's instalados na região da ligação. No modelo 3A não foi medida a rotação da ligação com os RC's, porque na região da ligação existiam DT's para medir a rotação. No entanto com essa medição, foram obtidos valores pouco satisfatórios e foi necessário que nos modelos posteriores fossem colocados os RC's.

Mod. 1A

Momento Médio - Rotação Média

Com Paraf.  
Sem Enrij.

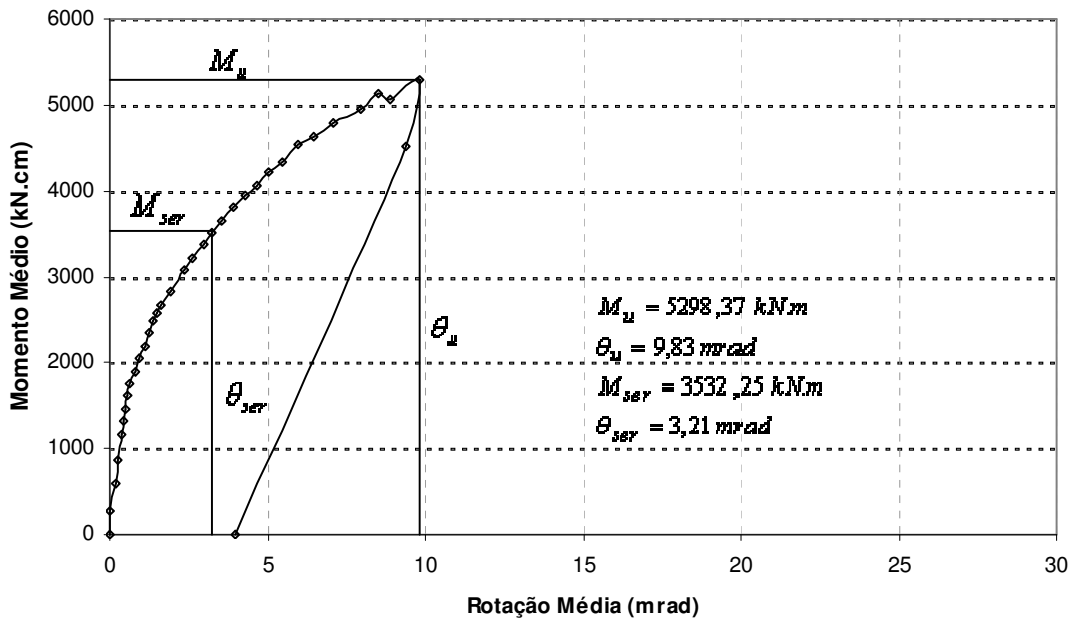


FIGURA 4.59 – Curva momento-rotação do modelo 1A obtida com RC's.

Mod. 2A

Momento Médio Vs Rotação Média

Com Paraf.  
Sem Enrij.

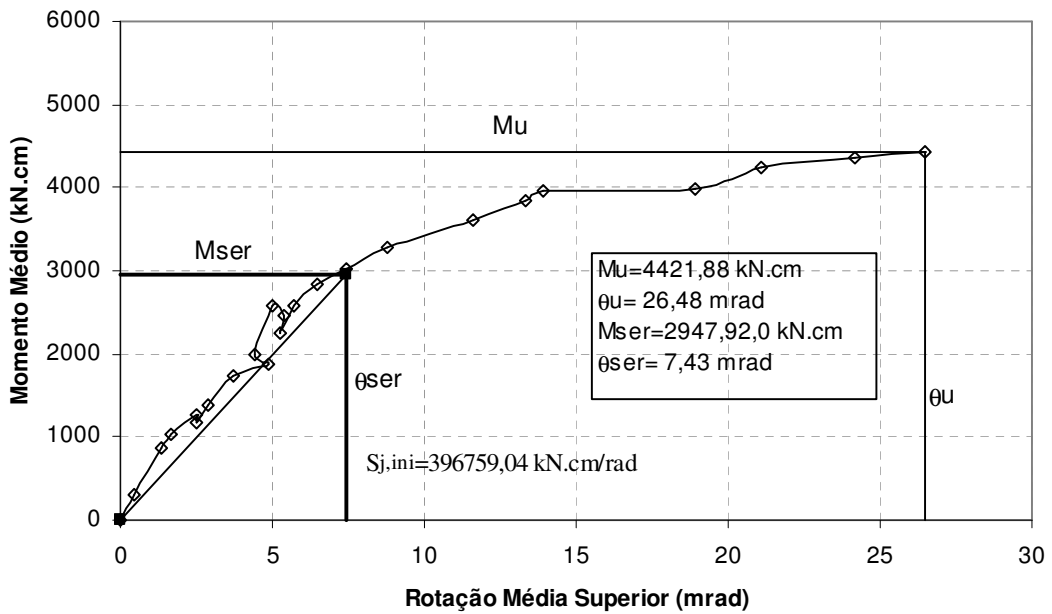


FIGURA 4.60 – Curva momento-rotação para o modelo 2ª obtida com RC's.

Mod. 4A

**Momento Médio Vs Rotação Média**

Sem Paraf.  
Com Enrij.

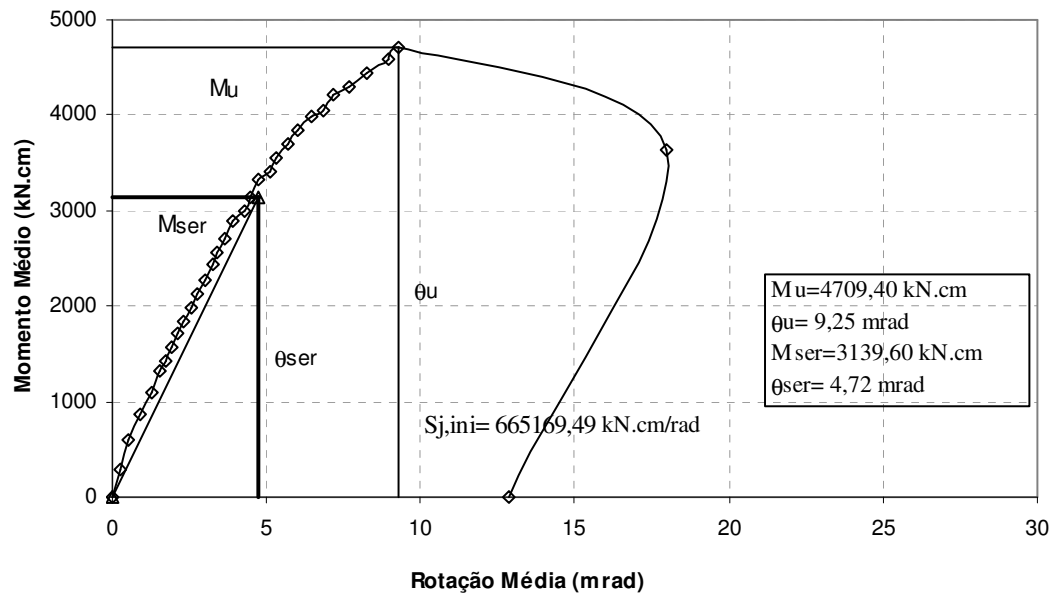


FIGURA 4.61 – Curva momento-rotação para o modelo 4<sup>a</sup> obtida com RC's.

Mod 1BE

**Momento Médio Vs Rotação Média**

Com paraf.  
Com Enrij.

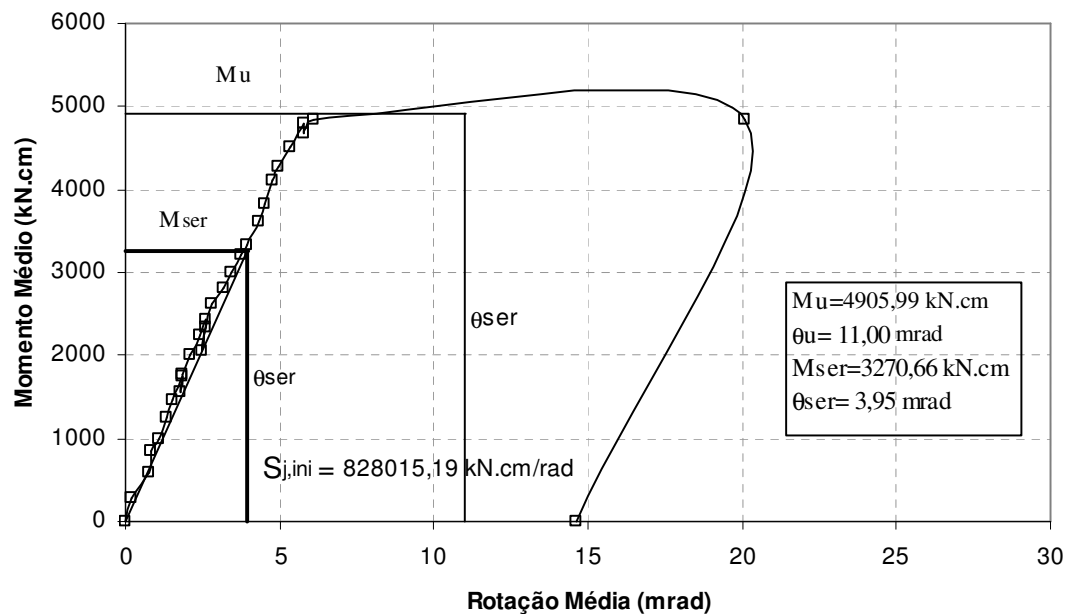


FIGURA 4.62 – Curva momento-rotação para o modelo 1BE obtida com RC's.

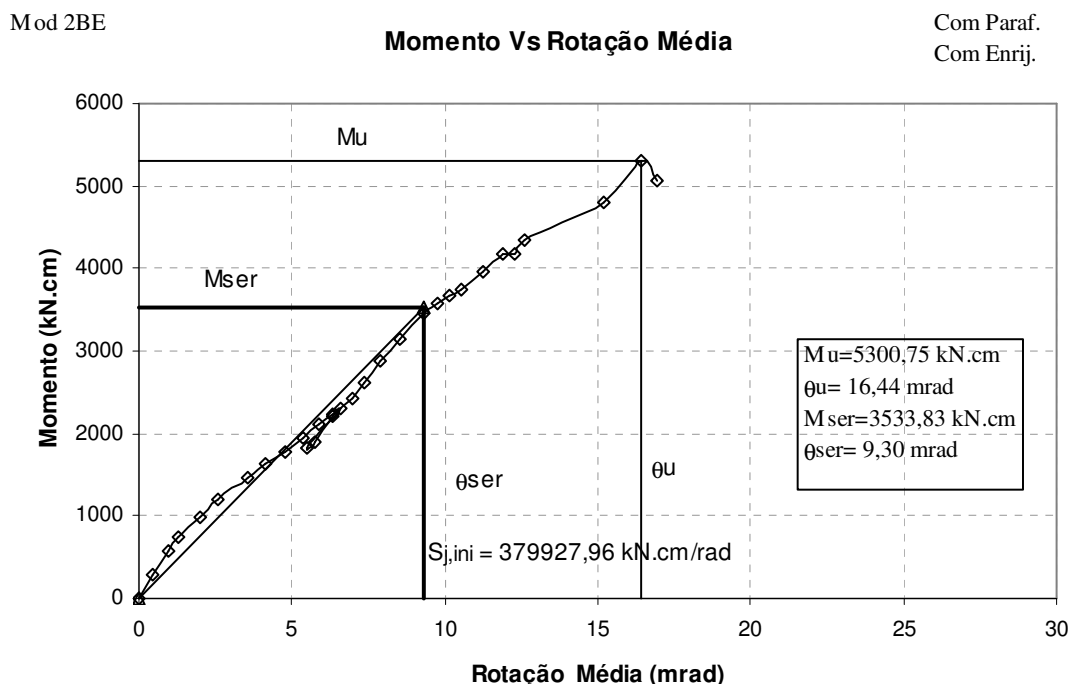


FIGURA 4.63 – Curva momento-rotação para o modelo 2BE obtida com RC's.

Na TAB. 4.14 são destacados os valores experimentais do momento último, da rotação relativa última, assim como o momento de serviço e a rotação relativa de serviço, determinados com o emprego de RC's na região da ligação.

TABELA 4.14 – Valores experimentais de momento e rotações medidos com RC's

Relógios Comparadores				
Modelos	Momento último	$\theta_u$	Momento Serviço	$\theta_{ser}$
	kN.cm	mrad.	kN.cm	mrad.
1A	5298,37	9,83	3532,25	3,21
2A	4421,88	26,48	2947,92	7,43
3A	-	-	-	-
4A	4709,40	9,25	3139,60	4,72
1BE	4906,00	11,00	3271,00	3,95
2BE	5300,75	16,44	3533,83	9,30

Para a obtenção da rigidez inicial da ligação foi calculada a relação entre o momento de serviço e a rotação relativa de serviço, sendo que a rotação de serviço corresponde a 2/3 do momento último da ligação.

Com base no projeto de revisão da ANBT NBR 8800:1986, de maio de 2007 e no EUROCODE 3 [4], nas FIGs. 4.59 a 4.64 são determinados os valores da rigidez inicial dos modelos, considerando para isto as curvas experimentais momento x rotação determinadas com os DT's verticais instalados na seção central do pilar, sendo também destacados os valores experimentais do momento último, da rotação relativa última, assim como o momento e a rotação de serviço.

Mod. 1A

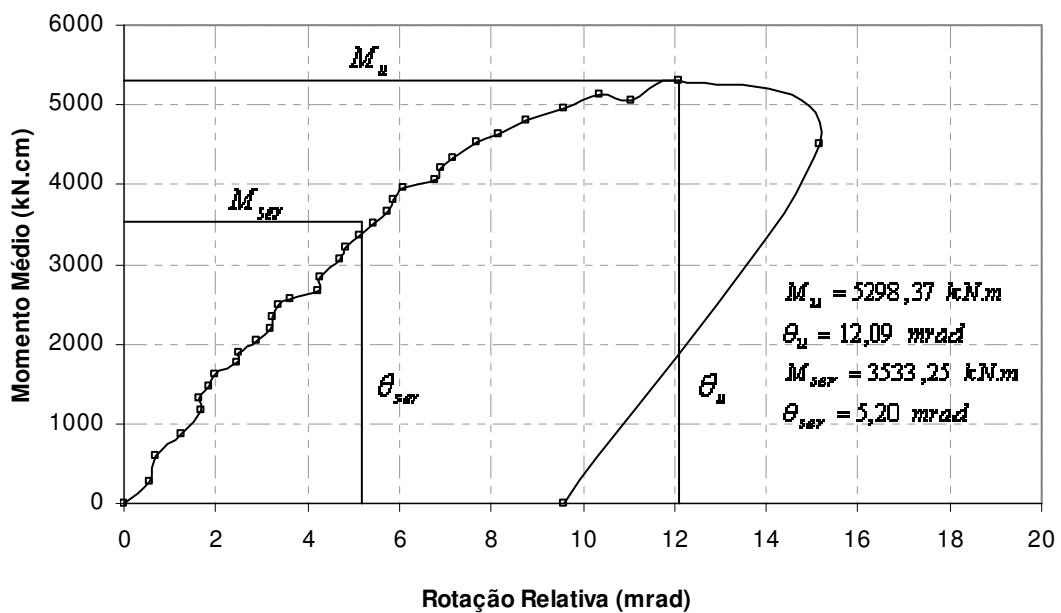
**Momento Vs Rotação Relativa**Sem paraf.  
Com Enrij.

FIGURA 4.64 – Curva momento-rotação para o modelo 1A determinada com DT.

Mod. 2A

Momento Vs Rotação Relativa

Com Paraf.  
Sem Enrij.

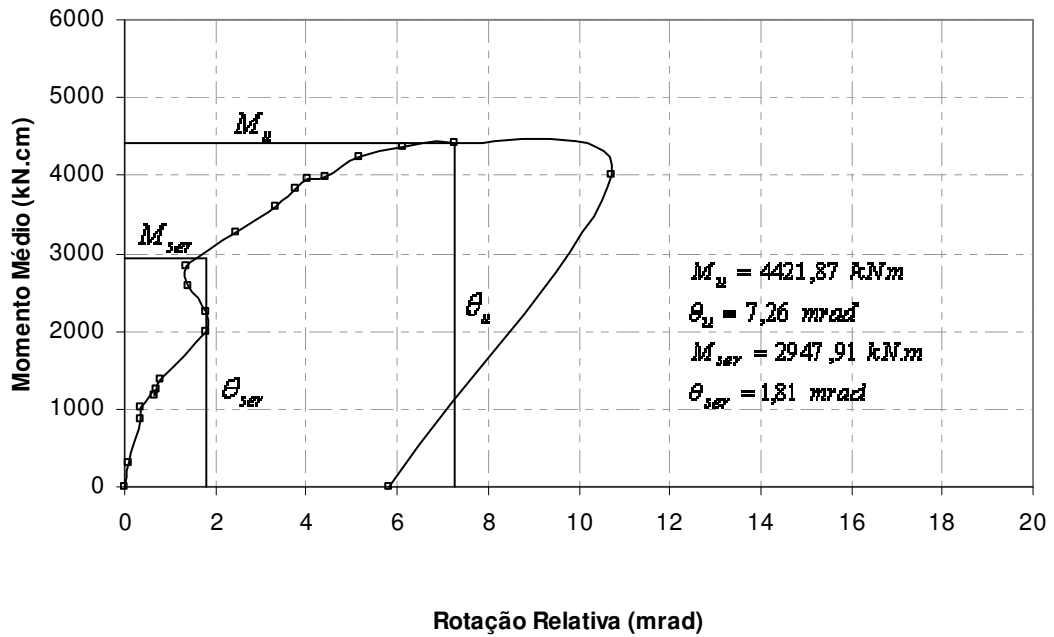


FIGURA 4.65 – Curva momento-rotação para o modelo 2A determinada com DT.

Mod. 3A

Momento Vs Rotação Relativa

Com Paraf.  
Sem Enrij.

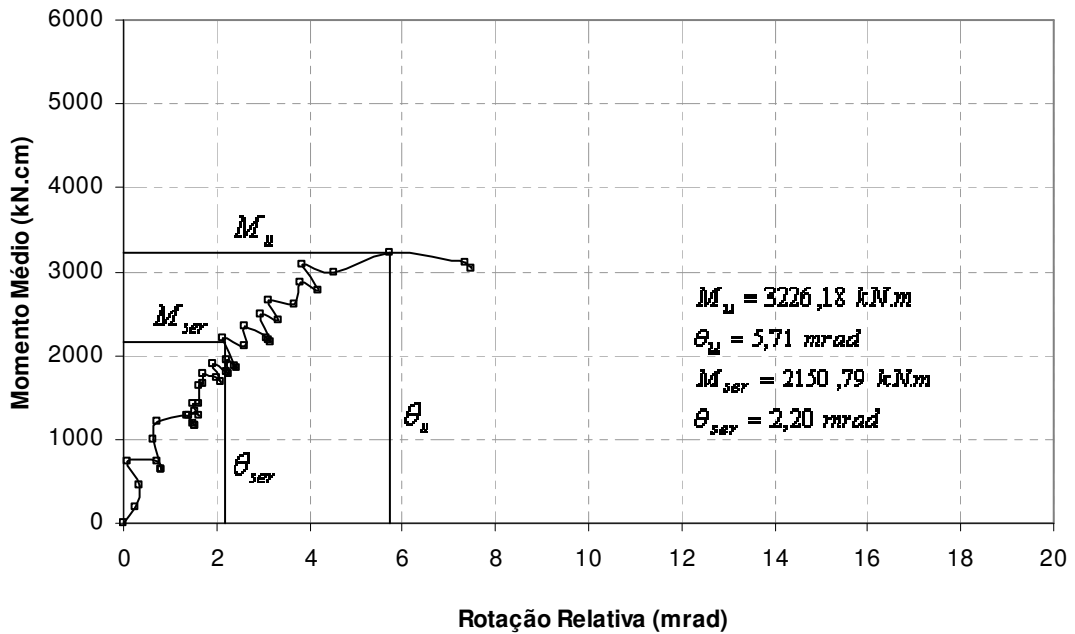


FIGURA 4.66 – Curva momento-rotação para o modelo 3A determinada com DT.

Mod. 4A

Momento Vs Rotação Relativa

Sem Paraf.  
Com Enrij.

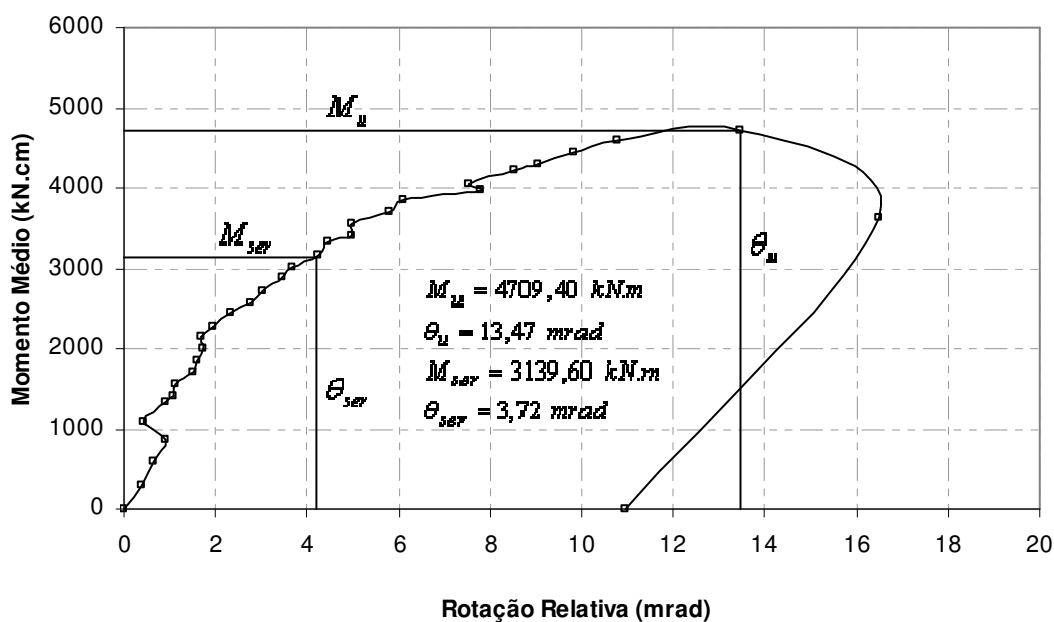


FIGURA 4.67 – Curva momento-rotação para o modelo 4A determinada com DT.

Mod. 1BE

Momento Vs Rotação Relativa

Sem paraf.  
Com Enrij.

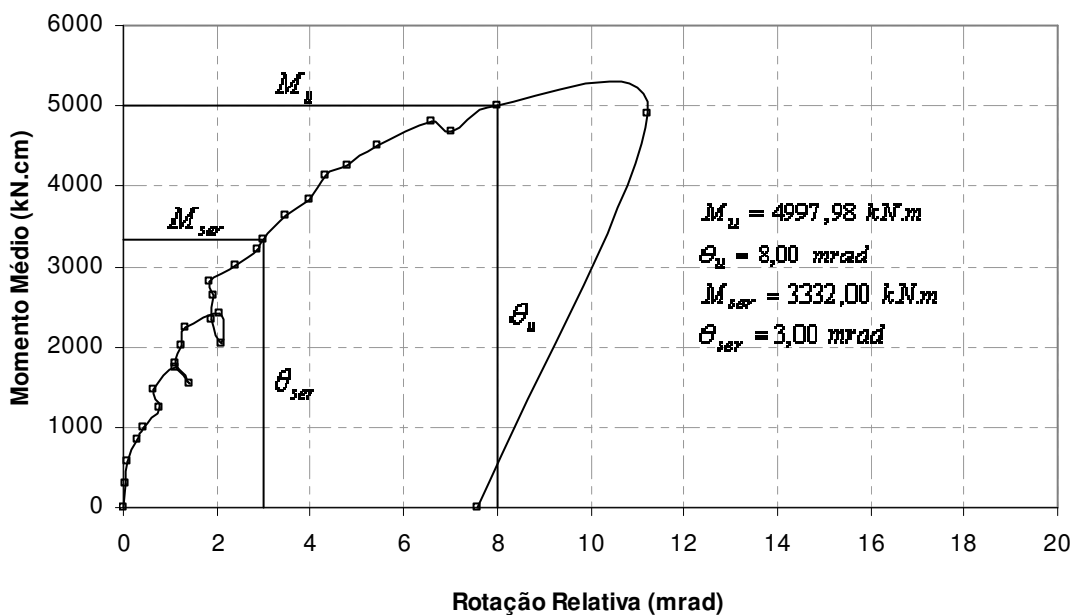


FIGURA 4.68 – Curva momento-rotação para o modelo 1BE determinada com DT.

Mod. 2BE

## Momento Vs Rotação Relativa

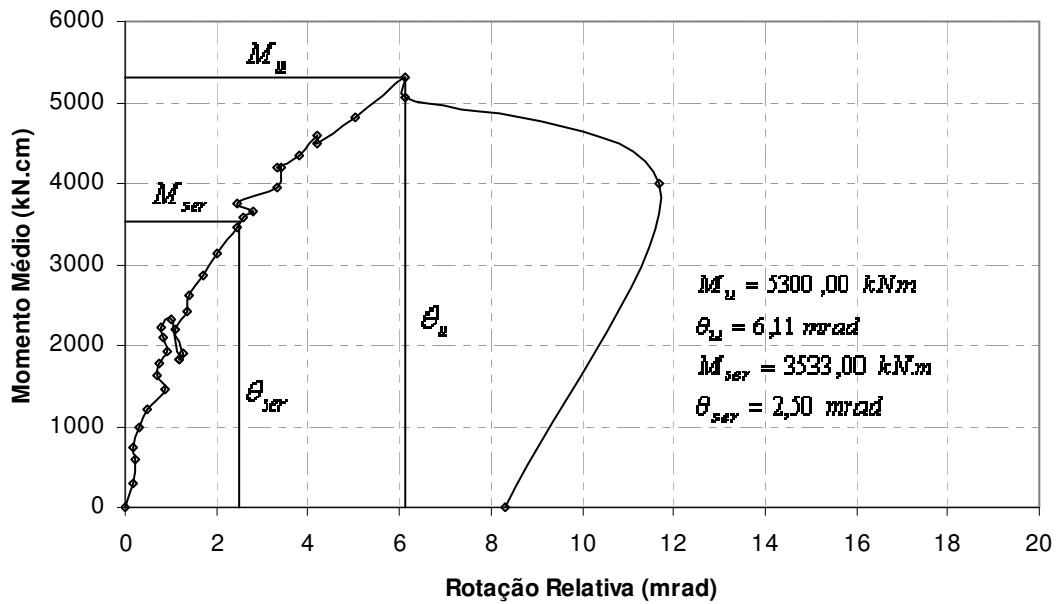
Com Paraf.  
Com Enrij.

FIGURA 4.69 – Curva momento-rotação para o modelo 2BE determinada com DT.

Na TAB. 4.15 são destacados os valores experimentais do momento último, da rotação relativa última, assim como o momento de serviço e a rotação relativa de serviço, determinados com o emprego do DT vertical instalado no pilar.

TABELA 4.15 – Valores experimentais de momento e rotações medidos com DT

Modelos	Momento último	$\theta_u$	Momento Serviço	$\theta_{ser}$ .
	kN.cm	mrad.	kN.cm	mrad.
1A	5298,37	12,09	3532,25	5,20
2A	4421,87	7,26	2947,91	1,81
3A	3226,18	5,71	2150,79	2,20
4A	4709,40	13,47	3139,60	3,72
1BE	4997,98	8,00	3332,00	3,00
2BE	5300,00	6,11	3533,00	2,50

Empregando o método dos componentes e considerando os valores nominais para os parâmetros envolvidos, exceto  $F_s$  que foi determinado por BREMER (2007), a determinação da rigidez inicial da ligação considerando os elementos ativos presentes na ligação estudada é efetuada conforme se segue:



Modelos A

Rigidez das barras de aço:

$$k_r = \frac{E_r A_r}{L_r} \quad L_r = \left( \frac{L_a}{2} + 225 \right) mm$$

$$L_r = \left( \frac{150}{2} + 225 \right) = 300 mm = 30 cm$$

$$k_r = \frac{20500 \times 0,196 \times 11}{30} = 1473,27 \text{ kN/cm}$$

Modelos BE

$$L_r = \left( \frac{130}{2} + 225 \right) = 290 mm = 29 cm$$

$$k_r = \frac{20500 \times 0,196 \times 11}{29} = 1524,07 \text{ kN/cm}$$

Rigidez dos Conectores:

$$k_s = \frac{0,6 F_s}{\gamma} \cdot N_s$$

$$k_s = \frac{0,6 \times 50}{0,24} \times 40 = 5000 \text{ kN/cm}$$

A rigidez inicial da ligação é:

Modelos A

$$k_\varphi = \frac{(d + y_r)^2}{\frac{1}{k_r} + \frac{1}{k_c} + \frac{1}{k_s}} = \frac{(8 + 19)^2}{\frac{1}{1473,27} + \frac{1}{5000} + \frac{1}{\infty}} = 829574,51 \frac{\text{kN cm}}{\text{rad}}$$

Modelos BE

$$k_{\varphi} = \frac{(d + y_r)^2}{\frac{1}{k_r} + \frac{1}{k_c} + \frac{1}{k_s}} = \frac{(8 + 25)^2}{\frac{1}{1524,07} + \frac{1}{5000} + \frac{1}{\infty}} = 1271990,77 \frac{kN \cdot cm}{rad}$$

De acordo com a FIG. 4.20, no modelo 2A os RC's foram instalados na região da ligação por meio de suportes metálicos fixados às chapas que serviam de enrijecedores de alma dos perfis das vigas. Nos demais modelos, FIG. 4.44, os RC's foram instalados na região da ligação por meio de suportes metálicos fixados ao pilar, sendo utilizadas como base de medida as chapas que serviam de enrijecedores de alma dos perfis das vigas. Esses enrijecedores foram instalados de forma a inibir a flambagem local das almas da viga na região da ligação. No entanto, mesmo com a presença dos enrijecedores, para níveis de carga logo acima da carga de serviço foi verificado que ocorriam deformações nas almas da viga, típicas de flambagem local de placa, inclusive nas vizinhanças dos referidos enrijecedores.

Dessa forma, em ambos os métodos de medição, foi verificado que essas medidas eram afetadas pelas deformações que ocorriam na região da ligação, especialmente no limiar da carga última, quando ocorria o mecanismo de plastificação da mesa da viga (FIGs. 4.9, 4.11, 4.13, 4.15 e 4.17).

Por isto, foram consideradas como significativas ao longo de todo o ensaio apenas as curvas Momento-Rotação obtidas com o DT vertical instalado no pilar.

Na TAB. 4.8 é apresentado um resumo dos valores teóricos e experimentais da rigidez inicial e a classificação das ligações dos modelos ensaiados, sendo:

Teórica MC:	rigidez determinada pelo método dos componentes;
Teoria-Metálica:	rigidez da ligação puramente metálica (vide item 2.2.1), considerando valores nominais para os parâmetros envolvidos;

Teórica-AG: rigidez da ligação puramente metálica, considerando análise elástica global.

As rigidezes experimentais foram determinadas a partir das curvas Momento-Rotação determinadas com o DT vertical.

TABELA 4.8 – Classificação das ligações dos modelos ensaiados em função de suas rigidezes teóricas e experimentais.

Modelo	Experimental Dt	Teórica MC	Teórica-Metálica		Teórica - AG		Classificação
			Rotulada	Rígida	Rotulada	Rígida	
1A	679278,21	829574,51	40327,12	2016356	26884,7	1344237	Semi-rígida
2A	1628681,4	829574,51	40311,7	2015585	26874,5	1343723	Rígida
3A	977630,3	829574,51	40544,27	2027213	27029,5	1351476	Semi-rígida
4A	747523,81	829574,51	40858,57	1701853	27239	1361952	Semi-rígida
1BE	1110662,22	1271990,8	34037,06	1698599	22691,4	1134569	Semi-rígida
2BE	1443333,33	1271990,8	33971,99	1698599	22648	1132400	Rígida

Analisando os valores da rotação e momento de serviço e da rigidez inicial das ligações, apresentados nas FIGs 4.59 a 4.69 e na TAB. 4.8, e considerando as prescrições do Eurocode 3-1-8: 2005 e projeto de revisão da ANBT NBR 8800:1986, versão de maio de 2007, pode-se verificar que as ligações estudadas são semi-rígidas. Segundo o Eurocode 4-1-1:2002, essa classificação segue a mesma base de classificação para as ligações puramente metálicas, apenas reduzindo-se para estas sua rigidez quanto à análise global, que depende do tipo de ligação. No presente trabalho o fator de redução utilizado é igual a 1,5, tomando com base o que propõe Eurocode 3-1-8: 2005.

De acordo com o item T.3.2 do projeto de revisão da ANBT NBR 8800:1986, de maio de 2007, o momento fletor resistente nominal da ligação mista é determinado pela equação 4.9, sendo o mesmo limitado pela barra da armadura da laje de concreto.

Considerando-se para o presente trabalho a participação da cantoneira inferior da ligação. Por tanto, o momento é calculado por 4.9 e 4.10.

$$M_n^- = f_{ys} \cdot A_{sl} (d + y) \quad (4.9)$$

$$M_n^- = f_{ys} \cdot A_{sl} (d + y) + \frac{f_y l_s t_s^2}{4} \quad (4.10)$$

Considerando-se valores nominais para os parâmetros envolvidos, exceto  $f_{sd}$  que foi medido, tem-se:

Para os modelos A

$$M_n^- = 52,56 \times 2,15 \text{ cm}^2 \times (19 \text{ cm} + 6 \text{ cm}) + \frac{39,6 \text{ kN/cm}^2 \times 17,5 \text{ cm} \times 0,5^2 \text{ cm}^2}{4}$$

$$M_n^- = 2881,36 \text{ kN.cm}$$

Para os modelos BE

$$M_n^- = 52,56 \times 2,15 \text{ cm}^2 \times (25 \text{ cm} + 6 \text{ cm}) + \frac{39,6 \text{ kN/cm}^2 \times 17,5 \text{ cm} \times 0,5^2 \text{ cm}^2}{4}$$

$$M_n^- = 3546,44 \text{ kN.cm}$$

Comparando-se os momentos negativos últimos experimentais (vide TAB. 4.15) com momentos fletores resistentes nominais para as ligações mistas analisadas, verifica-se que a equação proposta pelo projeto de revisão da ABNT NBR 8800:1986, de maio de 2007 leva a valores demasiadamente conservadores. Considerando-se os modelos por grupo, as diferenças variam de 55% a 86% para os modelos do grupo A (com altura de viga igual a 190mm) e de 40% e 51% para os modelos do grupo BE (com altura de viga igual a 250mm).

Considerando-se as informações apresentadas na TAB. 4.3 e os resultados experimentais obtidos para o momento último de cada modelo, pode-se verificar que a presença ou a ausência de enrijecedores nas almas das vigas e de parafusos superiores na ligação não afetou sobremaneira a resistência dos modelos, mesmo porque seus colapsos foram caracterizados pela falha da viga. Desta forma, pode-se inferir dos resultados que a ligação proposta é de resistência total, já que ela foi capaz de desenvolver resistência igual ou superior à da viga.

Pode-se, portanto, afirmar que trata-se de uma ligação mista obtida a partir de uma ligação metálica semi-rígida, tendo aumentadas substancialmente sua rigidez e sua resistência a momento.

Comparando os resultados experimentais dos modelos do grupo A com os resultados dos modelos do grupo BE, pode-se verificar a influência da altura da viga na rigidez da ligação, que resultou significativamente maior para os modelos com altura de 250 mm.

Visando calibrar uma metodologia de cálculo para a previsão teórica do comportamento Momento-Rotação da ligação proposta na presente pesquisa, considera-se aqui a equação proposta por Leon (1994) para momento negativo (estruturas com perfis soldados ou laminados), que é descrita no item 2.6.

Para tanto, faz-se na equação a introdução dos parâmetros  $\beta_i$  (i de 1 a 5) - equações 5 a 8, os quais são ajustados pelo método de Levenberg-Marquardt (1963). O algoritmo de Levenberg-Marquardt (LM) é uma técnica de iterativa que localiza o mínimo de uma função de multivariável que é expressada como a soma dos quadrados de funções reais-estimadas não-lineares. Tornou-se uma técnica padrão para problemas não linear. LM pode ser pensado de como uma combinação de descida mais íngreme que o método Gauss-Newton. Quando a solução atual está longe da correta, o algoritmo se comporta como um método de descida mais íngreme: lento, mas garantiu convergir. Quando a solução atual está perto da solução correta, se torna um Gauss-Newton método.

Conforme PIMENTA 2001, através do método encontram-se os melhores coeficientes para o ajuste, utilizando-se para isto, dados obtidos em ensaios experimentais. O método de Levenberg-Marquardt, baseia-se no conceito de estimador de vizinhança máxima, realizando uma interpolação ótima entre o método da série de Taylor e o método do gradiente.

Neste trabalho, o método é empregado por meio da rotina DR2LIN implementada em Fortran na biblioteca IMSL, por PIMENTA 2001.

$$M_n^- = C_1(1 - e^{-C_2 \cdot \phi}) + C_3 \cdot \phi \quad (4.1)$$

Onde:

$$C_1 = \beta_1 (\beta_5 A_s F_{yrb} + \beta_2 A_1 F_y) (d + y_3) \quad (4.2)$$

$$C_2 = \beta_3$$

$$C_3 = \beta_4 (A_1 + A_{wl}) F_y (d + y_3)$$

A equação de Leon (1994) é composta de duas parcelas: a primeira parcela leva em consideração a armadura presente na laje, e a segunda parcela leva em consideração a cantoneira da ligação. Nesta equação, os coeficientes  $\beta_i$  assumem os seguintes valores.

$$\beta_1 = 0,180; \quad \beta_2 = 0,857; \quad \beta_3 = 0,007; \quad \beta_4 = 0,775; \quad \beta_5 = 4,000$$

Tendo como base as curvas experimentais momento-rotação das ligações ensaiadas, obtidas a partir das leituras com o DT vertical, foram feitos ajustes nos coeficientes  $\beta_i$  frente à série de dados de forma a se obter a melhor concordância entre os resultados teóricos e os experimentais, encontrando-se os seguintes valores para os coeficientes de Leon:

- para os modelos da Série A.

$$\beta_1 = 0,190; \quad \beta_2 = 0,045; \quad \beta_3 = 0,003; \quad \beta_4 = 0,410; \quad \beta_5 = 4,000$$

para os modelos da Série BE.

$$\beta_1 = 0,250; \quad \beta_2 = 0,045; \quad \beta_3 = 0,003; \quad \beta_4 = 0,410; \quad \beta_5 = 4,000$$

Com esses coeficientes, foram traçadas as curvas teóricas juntamente com as curvas experimentais das respostas Momento-Rotação dos modelos, conforme FIGs. 4.70 e 4.71.

Observando essas figuras, verifica-se que as previsões teóricas obtidas com os coeficientes de Leon ajustados apresentam boa concordância com os resultados experimentais, com exceção dos modelos 2A e 3A.

Deve-se destacar que a equação proposta por Leon (1994) não leva em consideração parâmetros como a resistência à compressão do concreto e a influência da interação total ou parcial no sistema misto.

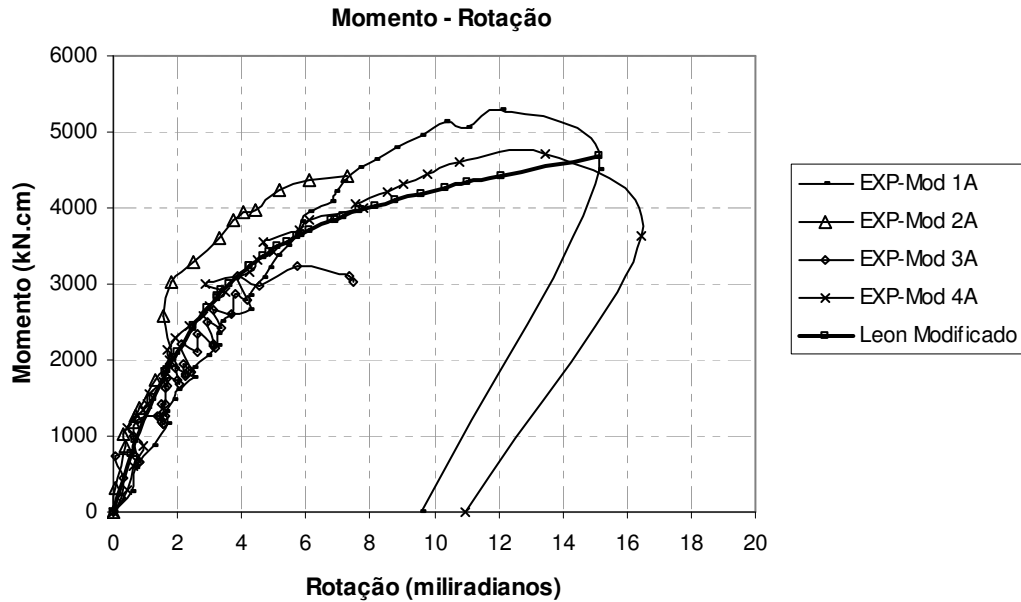


FIGURA 4.70 – Curvas momento-rotação experimental e teórica dos modelos A.

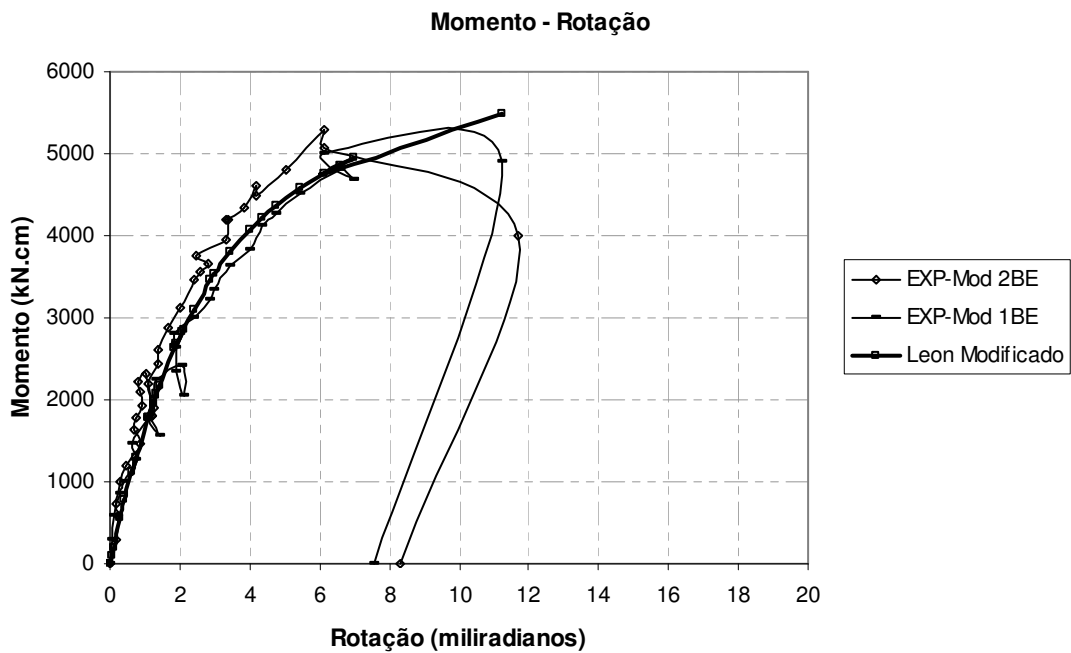


FIGURA 4.71 – Curvas momento-rotação experimental e teórica dos modelos BE.

# 5

## CONSIDERAÇÕES FINAIS

### 5.1 Conclusões

Os objetivos pretendidos inicialmente na presente pesquisa consistiram no desenvolvimento de uma análise teórico-experimental sobre a resistência e o comportamento de uma ligação mista viga-pilar em perfis formados a frio (PFF), com cantoneira na mesa inferior da viga ligada à alma do pilar, constituindo assim uma ligação no plano de menor inércia deste. Por questões de dimensionamento e viabilização de montagem, a cantoneira foi substituída pelo conjunto formado pela chapa de reforço da mesa inferior da viga e a parte inferior da chapa de extremidade soldada nas almas da viga. Como conectores de cisalhamento da viga mista, foram utilizados parafusos de cabeça sextavada fixados à mesa superior da viga por meio de rebites tubulares com rosca interna.

Pode-se afirmar que os objetivos pretendidos na presente pesquisa foram alcançados, uma vez que conseguiu-se monitorar experimentalmente o comportamento estrutural



dos modelos testados, a partir do qual pode-se determinar os valores do momento último, da rigidez inicial e da capacidade de rotação da ligação analisada.

Para a previsão do comportamento teórico não-linear da ligação estudada, em termos da relação Momento-Rotação, os resultados da pesquisa experimental serviram para a realização dos ajustes dos parâmetros  $\beta_i$  (i de 1 a 5) da equação de Leon, obtendo-se uma boa concordância desta com os resultados de ensaios. O modelo calibrado mostrou-se válido para conectores de cisalhamento com parafusos DIN 960 Classe 5.8, com diâmetro de 12 mm, e rebites do tipo RIVKLE M12x1,5 PO300 com rosca interna, em aço SAE 1040 temperado, com resistência à tração de 55 kN e resistência ao torque de 80 kN.m, vigas em perfil caixa formado a frio com largura de 150 mm e alturas de 190 mm e de 250mm, tendo a chapa do perfil espessura mínima de 2 mm, com resistência ao escoamento entre 300 MPa e 400 MPa e concreto com resistência à compressão entre 18 MPa e 28 MPa.

Avaliando-se os resultados obtidos, pode-se ainda concluir que:

- a) A ligação estudada é mista, sendo classificada em semi-rígida quanto à rigidez e de resistência total, em função da resistência apresentada. Não foram observados estados limites não-dúcteis como, por exemplo, rupturas de parafusos e de armaduras.
- b) A diferença entre as alturas da viga pouco afetou no momento último e na capacidade de rotação da ligação. No entanto, pode-se concluir que a rigidez inicial da ligação foi afetada pela diferença entre as alturas da viga.
- c) Na equação do momento fletor resistente negativo, há a necessidade da inclusão de um termo adicional baseado em um modelo mecânico mais coerente com o modelo real.
- d) A adição de enrijecedores verticais nas almas da viga com chapas teve uma influência pouco representativa nas respostas das ligações, pois suas resistências não aumentaram e a flambagem local das almas da viga passou a ocorrer nas vizinhanças do local enrijecido.

- e) Não foram verificadas grandes diferenças no comportamento da ligação pela presença ou ausência de enrijecedores nas almas das vigas e de parafusos superiores na ligação.

## 5.2 Sugestões para Trabalhos Futuros

Devem-se realizar análises parametrizadas via Método dos Elementos Finitos, considerando a ligação estudada no presente trabalho, a fim de desenvolver ou mesmo aferir a equação para a previsão da curva Momento–Rotação. Essa análise parametrizada deve ser acompanhada de um número maior de ensaios, para considerar as influências dos diversos parâmetros que se apresentam neste tipo de ligação, levando-se em conta:

- a) que no dimensionamento de ligações mistas deve ser garantido que o estado limite último esteja limitado pelo escoamento da armadura;
- b) a variação no espaçamento dos conectores de cisalhamento, para avaliar as diferentes interações (parcial ou total) entre o aço e o concreto, e
- c) o emprego de outros diâmetros de conectores de cisalhamento, taxas diferentes de armaduras, variações na altura da viga e na resistência do concreto.

# 6

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – NBR 8800, Projeto e Execução de Estruturas de Aço de Edifícios (Método dos Estados Limites), ABNT, Rio de Janeiro, 1986;

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS Projeto de revisão NBR 8800, Projeto de Estruturas de aço e de estruturas mista aço concreto de edifícios. Procedimento, ABNT, 2006;

ANSYS versão 9.0 2000. “Engineering Analysis System – Theoretical Manual”. Huston, USA: Swanson Analysis System Inc.

ANSI/AISC 360-05. Specification for Structural Steel Buildings, 1th edition, Chicago: American Institute of Steel Construction, 2005.

ALVES, V. C. G., Ligações Mistas Aço-concreto, Viga-Viga, com Resistência Parcial, Dissertação de Mestrado, EEUFMG, 2000;

BJORHOVDE, R., BROZZETTI, J. AND COLSON, A., “Connections in Steel Structures: Behavior, Strength and Design” – Elsevier Applied Science Publishers, London, 1988, 396p;

BREMER, C. F. – “Vigas mistas em perfis formados a frio com lajes mistas e lajes moldadas sobre painéis de concreto celular”, Tese de Doutorado, Curso de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, junho de 2007.

D. A. NETHERCOT, T. Q. LI, & B. AHMED, “Unified Classification System for Beam-to-Column Connections” – Elsevier Applied Science Publishers, London, 1988, 39-65 p;

EUROCODE 3 – Design of Steel Structures – Part 1-1: General Rules and Rules for Buildings, European Committee for Standardization, 2002;

EUROCODE 3 – Design of Steel Structures – Part 1.8: Design of Joints. Final Draft, European Committee for Standardisation, 2002;

EUROCODE 4 – Design of Composite Steel and Concrete Structures – Part 1-1: General Rules and Rules for Buildings, European Committee for Standardization, 2002;

J.Y. Richard Liew, T.H. Teo, N.E. Shanmuga, C.H.Yu, Testing of Steel-concrete composite connections and appraisal of results, *Journal of Construction Steel Research* 56, 2000. P.P. 117-150.

LEON, R. T., e Ammerman, D. J., Behavior of Semi-Rigid Composite Connections, *AISC Engineering Journal*, 2<sup>nd</sup> Qtr., 1994;

MORAIS, C. S., SILVA, A. C., RIBEIRO, L. F. L., CABRAL, J. B. E, FREITAS, A. M. S. Análise teórico-experimental de ligações parafusadas em perfis formados a frio. *REM – Revista Escola de Minas*, v.58, n.4, p.347-353, 2005.

MARQUARDT, D. W., “An Algorithm for Least-Squares Estimation of Nonlinear Parameters”, *J. Soc. Indust. Appl. Math.*, Vol.11, No. 2, June 1963.

OLIVEIRA, T, J. L. – Análise de Pisos Mistos com Ligações Semi-Rígidas. Tese de Mestrado, COPPE/UFRJ, fevereiro 2003.

PIMENTA, A.S., 2001. Ajuste de funções de múltiplas variáveis a séries de dados obtidos experimentalmente ou numericamente, Relatório final de iniciação científica. Universidade Federal de Minas Gerais.

QUEIROZ, G., Elementos das Estruturas Mistas Aço-Concreto, 1ª Edição, 2001;

T.Q. Li, D. A. Nethercot, R. M. Lawson, Required rotation of Composite Connections, Journal of Constructional Steel Research 56, 2002, PP. 151-173