

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO CARLOS
CENTRO DE CIÊNCIAS EXATAS E DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM CONSTRUÇÃO CIVIL

**ESTUDO DA CONTINUIDADE EM LIGAÇÕES LAJE-VIGA-PILAR EM
ESTRUTURAS PRÉ-MOLDADAS DE CONCRETO**

MARCELA NOVISCHI KATAOKA

SÃO CARLOS
2007

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO CARLOS
CENTRO DE CIÊNCIAS EXATAS E DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM CONSTRUÇÃO CIVIL

**“ESTUDO DA CONTINUIDADE EM LIGAÇÕES LAJE-VIGA-PILAR EM
ESTRUTURAS PRÉ-MOLDADAS DE CONCRETO”**

MARCELA NOVISCHI KATAOKA

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Construção Civil da Universidade Federal de São Carlos, como parte dos requisitos para obtenção do título de **Mestre em Construção Civil**.

Área de Concentração: Sistemas Construtivos de Edificações.

Orientador: Prof. Dr. Marcelo de Araújo Ferreira

SÃO CARLOS
2007

**Ficha catalográfica elaborada pelo DePT da
Biblioteca Comunitária da UFSCar**

K19ec

Kataoka, Marcela Novischi.

Estudo da continuidade em ligações laje-viga-pilar em estruturas pré-moldadas de concreto / Marcela Novischi Kataoka. -- São Carlos : UFSCar, 2007.

113 f.

Dissertação (Mestrado) -- Universidade Federal de São Carlos, 2007.

1. Concreto pré-moldado. 2. Ligações semi-rígidas. 3. Ligações viga-pilar. 4. Rigidez à flexão. I. Título.

CDD: 624.183414 (20^a)

	<p>UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO CARLOS Centro de Ciências Exatas e de Tecnologia Departamento de Engenharia Civil Programa de Pós-Graduação em Construção Civil Via Washington Luís, Km 235 - CEP: 13.565-905 - São Carlos/SP/Brasil Fone(16) 3351-8262- Ramal: 232 - Fax (16) 3351-8259 Site: www.deciv.ufscar.br/ppgciv Email: ppgciv@power.ufscar.br</p>
---	--

**“ESTUDO DA CONTINUIDADE EM LIGAÇÕES LAJE-VIGA-PILAR EM
ESTRUTURAS PRÉ-MOLDADAS DE CONCRETO”**

MARCELA NOVISCHI KATAOKA

Dissertação de Mestrado defendida e aprovada em 26 de fevereiro de 2007

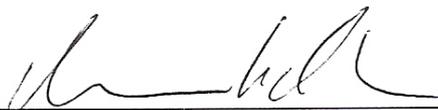
Banca Examinadora constituída pelos professores



Prof. Dr. Marcelo de Araújo Ferreira – DECiv/PPGCIV/UFSCar
Orientador



Prof. Dr. Roberto Chust de Carvalho – DECiv/PPGCIV/UFSCar
Examinador Interno



Prof. Dr. Mounir Khalil El Debs – EESC/USP/São Carlos
Examinador Externo

Dedicatória:

Aos meus pais, Nelson e Lais,
que me ensinaram tudo que sei e tudo que sou.

Aos meus irmãos, Rafael e Fabio,
pelo carinho e pelos momentos de descontração.

Ao meu noivo, Thiago,
pelo amor e apoio que me deram condições de concluir mais este projeto.

AGRADECIMENTOS

A Deus, por ter me dado a oportunidade de realizar este trabalho e vencer mais uma etapa de minha vida.

A meus pais, por terem me dado o suporte necessário para estudar e seguir o meu caminho.

Ao Professor Marcelo de Araújo Ferreira, pela sua amizade, apoio e orientação durante a realização desta pesquisa.

Ao Professor Roberto Chust Carvalho, pela sua colaboração e pelas suas preciosas sugestões dadas ao longo do trabalho.

Ao Professor Almir Sales, coordenador do Programa de Pós-Graduação, pela sua consideração e amizade.

À Solange, da secretaria da pós-graduação, pela sua atenção e disposição.

À Marcela, minha grande amiga, pela amizade desde os tempos da graduação até os dias de hoje.

Ao meu noivo, Thiago, por ter enfrentado comigo os momentos difíceis ao longo deste trabalho.

A todos os integrantes do NETPRE, Bruna, Carlos Alberto, Altibano, Abner, Leonardo que colaboraram com meu trabalho.

À PRÉ-MOLDADOS PROTENDIT de São José do Rio Preto, pela colaboração com a pesquisa doando os modelos ensaiados.

À PRÉ-FABRICADOS LEONARDI pela doação das armaduras utilizadas nos modelos.

À ABCIC, pela doação do laboratório do NETPRE, tornando possível a realização dos ensaios físicos da presente pesquisa.

Ao Engenheiro Ângelo Rubens Migliore Jr., por sua contribuição no detalhamento dos modelos.

À FAPESP pela bolsa e pelo apoio financeiro repassado a esta pesquisa.

“Pedras no caminho?
Guardo todas! Pois um dia construirei um belo castelo”

RESUMO

KATAOKA, M. N. (2007). **Estudo da continuidade em ligações laje-viga-pilar em estruturas pré-moldadas de concreto**. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal de São Carlos, São Carlos. 2007.

No presente trabalho foi estudada a continuidade em ligações laje-viga-pilar em estruturas pré-moldadas de concreto com a realização de uma investigação experimental quanto à contribuição da parcela de armadura passante nas laterais do pilar na capa da laje, tanto para a rigidez à flexão quanto para o controle da fissuração. Para objeto de estudo, selecionou-se uma ligação viga-pilar com consolo de concreto e chumbador, com armadura de continuidade passante no pilar por meio de bainhas lisas preenchidas com graute. Foram realizados ensaios para a caracterização das ligações com dois modelos experimentais, sendo um com 100% da armadura de continuidade passando dentro do pilar e o segundo com 50% dentro do pilar e 50% nas laterais. Os resultados experimentais mostraram que as barras laterais ao pilar contribuíram para aumento da rigidez à flexão, principalmente para a fase de serviço, inferior à carga de projeto. Entretanto, as rotações relativas ao início da plastificação da relação momento-rotação foram próximas para os dois modelos. Acredita-se que o detalhamento empregado para armadura de costura entre a viga e a laje permitiu que as armaduras longitudinais dentro e fora do pilar fossem mobilizadas de forma conjunta, tanto na fase de serviço quanto para a fase de projeto, promovendo um controle efetivo da fissuração na região da ligação.

Palavras Chave: Concreto pré-moldado, Ligações semi-rígidas, Ligações viga-pilar, Rigidez à flexão.

ABSTRACT

KATAOKA, M. N. (2007). *Study of the continuity in slab-beam-column connections in precast concrete structures*. Dissertation (MSc). Universidade Federal de São Carlos, São Carlos. 2007.

The present research deals with the study of continuity in slab-beam-column connections in precast concrete structures, wherein an experimental investigation about the contribution of longitudinal reinforced bars, passing on the side of the column in the top of the slab, on the connector flexural stiffness. For this study, a beam-to-column connection was selected, comprising concrete corbel with dowel bars and continuity reinforced bars passing through the column and fulfilling of grout in the interface of the connection. Two tests were carried out for the characterization of the moment-rotation relationship of two different connection prototypes, one with 100% of the continuity reinforced bars passing through the column and another with 50% through the column and 50% in the laterals. The experimental results indicate that bars passing on both sides of the column enhanced the moment-rotation relationship for the second prototype, being even more significant for the serviceability stage. However, rotations at the beginning of plasticization of the moment-rotation curve were close for the two prototypes. The results indicate that the transverse reinforcement between the slab and the beam was capable of mobilizing the external longitudinal bars at the same time of the internal longitudinal bars, passing through the column. Additionally, this reinforcement arrangement provided an increase of the cracking control within the connection zone at the end of the beam.

Key-words: Precast concrete, Semi-rigid connections, Beam-to-Column connections, Flexural Stiffness.

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1: Tipos de ligações viga-pilar, A: ligação viga-pilar com consolo embutido em pilar contínuo, B: viga-pilar sobre consolo aparente, C: vigas e pilares descontínuos, D: pilar descontínuo com viga contínua. [FIB (2003)].....	8
Figura 2.2: Exemplo de estrutura pré-moldada em esqueleto para múltiplos pavimentos [FIB (2003)].....	8
Figura 2.3: Variação dos momentos fletores na viga para cada tipo de ligação empregada [KATAOKA <i>et al.</i> (2006)].....	14
Figura 2.4: Gráfico momento rotação (NBR 9062: 2005).....	15
Figura 2.5: Fator de restrição à rotação [NBR 9062 (2005)].....	15
Figura 2.6: Variações na consideração do comprimento de embutimento λ_e [FERREIRA <i>et al.</i> (2003)].....	18
Figura 2.7: Regiões de distúrbio na extremidade de ligações viga-pilar [FERREIRA <i>et al.</i> (2003)].....	18
Figura 2.8: Obtenção dos valores ϕ_{rot} e M_{lig} através da rigidez secante da ligação semi-rígida.....	20
Figura 2.9: Região da ligação na extremidade da viga. [FIB (2003)].....	22
Figura 2.10: Exemplos de zonas de distúrbio em elementos pré-moldados [FIB (2003)].....	23
Figura 2.11: Armadura de continuidade passando dentro e ao lado do pilar. [BENTES (2004)].....	24
Figura 2.12: Ligação com armadura de continuidade nas laterais do pilar. [CPI ENGENHARIA (2006)].....	24
Figura 2.13: Ligações com armadura de continuidade solidarizada in loco [EL DEBS (2000)].....	25
Figura 2.14: Colapso Progressivo ocorrido no edifício “Ronan Point” e esquema de como trabalharia o tirante no caso de falha com o pilar [ELLIOTT (2002)].....	25
Figura 2.15: Detalhe da ligação utilizada por MIGLIORE JR. [MIGLIORE JR. (2005)].....	26
Figura 2.16: Detalhes para a armadura de costura [COST-C1(1996)].....	27
Figura 2.17: Armadura de costura [COST-C1 (1996)].....	28
Figura 2.18: Projeto do Modelo para pilar central [FIGUEIREDO (2004)].....	29
Figura 2.19: Detalhamento da armadura do modelo com pilar central [FIGUEIREDO (2004)].....	29
Figura 2.20: Projeto do Modelo "TE" [FIGUEIREDO (2004)].....	30
Figura 2.21: Detalhamento da armadura do modelo “TE” [FIGUEIREDO (2004)].....	30
Figura 2.22: Ligação ensaiada por MIOTTO [BALDISSERA (2006)].....	31
Figura 2.23: Detalhamento da armadura de continuidade dos protótipos [MIOTTO (2002)].....	32
Figura 2.24: Arranjos de ensaios com aplicação de carga no pilar e reações nas extremidades das vigas, empregados em FERREIRA (1999) e MIOTTO (2002). ..	33
Figura 2.25: Gráfico momento fletor x rotação para os modelos 2.1 e 2.2 respectivamente [MIOTTO (2002)].....	33
Figura 2.26: Relógios comparadores para o cálculo da rotação na ligação [MIOTTO (2002)].....	34

Figura 2.27: Modelo de ensaio com pilar intermediário [BALDISSERA (2006)].....	35
Figura 2.28: Modelo de ensaio com pilar de extremidade [BALDISSERA (2006)].....	35
Figura 2.29: Esquema de ensaio realizado [GORGUN (1997)].....	37
Figura 2.30: Carregamento da estrutura [ELLIOTT et al (2003)].....	38
Figura 2.31: Ligações viga-pilar estudadas por Chefdebien [CHEFDEBIEN (1998)].....	39
Figura 2.32: Instrumentação dos modelos ensaiados [CHFDEBIEN (1998)].....	40
Figura 2.33: Curva momento fletor – rotação dos modelos [CHEFDEBIEN (1998)].....	41
Figura 2.34: Esquema dos mecanismos de fissuração em ligações com armadura de continuidade [PCI (1986)].....	42
Figura 2.35: Esquema da ligação ensaiada [FERREIRA (2001)].....	43
Figura 2.36: Fissuras nas vigas ensaiadas [FERREIRA (2001)].....	43
Figura 2.37: Ligação semi-rígida ensaiada [FERREIRA <i>et al.</i> (2002)].....	44
Figura 2.38: Resultados experimentais [FERREIRA <i>et al.</i> (2002)].....	45
Figura 2.39: Arranjo do ensaio à flexão para a ligação viga-pilar [SOUZA (2006)].....	46
Figura 3.1: Situação simulada de uma estrutura de pórtico.....	48
Figura 3.2: Dimensões dos pilares e consolos.....	49
Figura 3.3: Detalhamento da armadura do consolo.....	50
Figura 3.4: Detalhamento da armadura dos pilares.....	51
Figura 3.5: Planta de fôrma (seção pré-moldada) da viga empregada em todos os modelos.....	52
Figura 3.6: Detalhamento da armadura das vigas.....	53
Figura 3.7: Projeto das lajes alveolares.....	54
Figura 3.8: Detalhe da armadura de continuidade do Modelo 1.....	55
Figura 3.9: Detalhe da armadura de continuidade do Modelo 2.....	55
Figura 3.10: Chapa metálica fixada ao consolo no local de giro da ligação e montagem das vigas.....	56
Figura 3.11: Grauteamento da interface viga-pilar e armadura de continuidade ancorada ao pilar com a utilização de graute.....	57
Figura 3.12: Preparação das barras para colagem dos <i>strain-gages</i>	57
Figura 3.13: Esquema do posicionamento dos <i>strain-gages</i> no Modelo 1.....	58
Figura 3.14: Montagem da fôrma do Modelo 1.....	58
Figura 3.15: Concretagem do Modelo 1.....	58
Figura 3.16: Preenchimento da interface e da bainha com graute.....	59
Figura 3.17: Posicionamento dos elementos pré-moldados que compõem o Modelo 2.....	60
Figura 3.18: Posicionamento das armaduras na capa da laje alveolar.....	60
Figura 3.19: Posicionamento das armaduras na capa da laje alveolar.....	61
Figura 3.20: Esquema do posicionamento dos <i>strain-gages</i> no Modelo 2.....	61
Figura 3.21: Fôrmas e concretagem do Modelo 2.....	62
Figura 3.22: Finalização da concretagem do Modelo 2.....	62
Figura 3.23: Moldagem dos corpos-de-prova do concreto.....	63
Figura 3.24: Corpos-de-prova do graute	64
Figura 3.25: Instrumentação para caracterização da ligação viga-pilar.....	66
Figura 3.26: Montagem dos ensaios.....	67

Figura 3.27: Transdutor utilizado para medir deslocamentos e Clinômetro para medir rotação.....	67
Figura 3.28: <i>Strain-gages</i> utilizados para medir deformação da armadura.....	68
Figura 3.29: Extensômetro de base removível (EBR).....	68
Figura 3.30: Indicação da rigidez secante.....	72
Figura 3.31: Esquema para a determinação da rotação de uma viga bi-apoiada	73
Figura 4.1: Força no atuador das extremidades versus deformação vertical para o lado direito e esquerdo do Modelo 1.....	76
Figura 4.2: Medidas de rotações aferidas pelos clinômetros para o Modelo 1.....	77
Figura 4.3: Medidas de rotações obtidas pelos transdutores para o Modelo 1.....	77
Figura 4.4: Medidas de rotações obtidas pelos EBRs para o Modelo 1.....	78
Figura 4.5: Curvas comparativas entre os três métodos de medição de rotação para o Modelo 1.....	79
Figura 4.6: Leitura de deslocamento a partir dos EBRs para o Modelo 1.....	79
Figura 4.7: Deformação das barras para o Modelo 1.....	80
Figura 4.8: Força no atuador versus flecha para o lado direito e esquerdo do Modelo 2.....	81
Figura 4.9: Medidas de rotações aferidas pelos clinômetros para o Modelo 2.....	82
Figura 4.10: Medidas de rotações obtidas pelos transdutores para o Modelo 2.....	82
Figura 4.11: Rotação obtida a partir dos EBRs para o Modelo 2.....	83
Figura 4.12: Leituras de rotação realizadas a partir dos EBRs, transdutores e clinômetros para o Modelo 2.....	84
Figura 4.13: Leitura de deslocamento a partir dos EBRs para o Modelo 2.....	84
Figura 4.14: Medidas de deformação nos <i>strain-gages</i> para o Modelo 2.....	85
Figura 5.1: Evolução do deslocamento na extremidade da viga em função da força aplicada pelo atuador [COTTA (2006)].....	88
Figura 5.2: Abertura de fissura no Modelo 1.....	88
Figura 5.3: Fissura na região da ligação do Modelo 1.....	89
Figura 5.4: Traçado das fissuras que surgiram no Modelo 1.....	90
Figura 5.5: Comprimento da região da ligação do Modelo 1.....	90
Figura 5.6: Comprimento da região da ligação do Modelo 2.....	91
Figura 5.7: Fissuras no Modelo 2.....	91
Figura 5.8: Fissuração nas vigas e na interface entre a laje alveolar e a capa do Modelo 2.....	92
Figura 5.9: Esquema para a determinação da abertura de fissura na ligação para o Modelo 1.....	94
Figura 5.10: Esquema para a determinação da abertura de fissura na ligação para o Modelo 2.....	94
Figura 5.11: Média das deformações dos <i>strain-gages</i> dos Modelos 1 e 2.....	95
Figura 5.12: Curva momento-rotação do Modelo 1.....	96
Figura 5.13: Curva momento-rotação do Modelo 2.....	97
Figura 5.14: Curvas momento-rotação dos Modelos 1 e 2.....	98
Figura 5.15: Reta <i>Beam-Line</i> e Rigidez Secante para o Modelo 1	100
Figura 5.16: Reta <i>Beam-Line</i> e Rigidez Secante para o Modelo 2.....	100

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1: Classificação de Ligações [FERREIRA <i>et al.</i> 2002].....	16
Tabela 2.2: Resumo dos resultados experimentais [MIOTTO (2002)].....	34
Tabela 2.3: Valores de rigidez à flexão para o modelo com pilar intermediário [BALDISSERA (2006)].....	36
Tabela 2.4: Momentos máximos atuantes em cada modelo [BALDISSERA (2006)].....	36
Tabela 2.5: Características dos modelos ensaiados por Chefdebien [CHEFDEBIEN (1998)].....	39
Tabela 2.6: Resultados característicos das Ligações [CHEFDEBIEN 1998].....	41
Tabela 2.7: Variáveis e propriedades dos materiais [FERREIRA <i>et al.</i> (2002)]....	44
Tabela 3.1: Resumo da armadura de continuidade utilizada nos modelos.....	56
Tabela 3.2: Resistência à compressão do concreto moldado no local.....	63
Tabela 3.3: Resistência à compressão axial [CATÁLOGO DEGUSSA (2006)].....	64
Tabela 3.4: Resistência à compressão axial do graute obtido com corpos-de-prova.....	64
Tabela 3.5: Quadro resumo dos equipamentos/instrumentos utilizados no ensaio.....	65
Tabela 3.6: Relação dos equipamentos de medição, suas quantidades e nomenclatura.....	69
Tabela 3.7: Planilha de orientação para instrumentação.....	69
Tabela 5.1: Aberturas máximas de fissuras nos Modelos 1 e 2.....	93
Tabela 5.2: Características dos Modelos.....	97
Tabela 5.3: Rigidezes dos Modelos 1 e 2.....	98
Tabela 5.4: Características dos modelos e rotação para situação bi-apoiada.....	99
Tabela 5.5: Porcentagens de engastamento das ligações.....	101

LISTA DE SÍMBOLOS

α_R	- Fator de restrição à rotação
$(EI)_{\text{sec}}$	- Rigidez secante da ligação
θ_1	- Rotação na extremidade da viga
θ_2	- Rotação combinada da extremidade da viga com a da ligação
θ_{rot}	- Rotação da extremidade de uma viga bi-articulada
L_{ef}	- Vão efetivo entre os apoios, distância entre centros de giros nos apoios
R_{sec}	- Rigidez secante ao momento fletor da ligação viga-pilar
M_E	- Momento de engastamento perfeito
M_{RS}	- Momento na extremidade da viga
E_c	- Módulo de elasticidade do concreto
E_s	- Módulo de elasticidade do aço
E_{cs}	- Módulo secante do concreto, equivalente a $E_{cs} = 0,85.E_c$
M_{lig}	- Momento na ligação
θ_{lig}	- Rotação específica de uma ligação
A_s	- Área de armadura
M_r	- Momento de fissuração
M_y	- Momento de plastificação da ligação
e_T	- Distância do centro de gravidade da armadura transversal à face do pilar
e_L	- Distância do centro de gravidade da armadura longitudinal ao centro de gravidade do pilar
b_c	- Largura do pilar
h_c	- Altura do pilar
p	- Carregamento distribuído

P	- Força concentrada
$A_{s,neg}$	- Área de armadura negativa
d	- Altura útil da viga
λ_e	- Comprimento entre o ponto de aplicação da carga e o eixo do pilar
λ_p	- Comprimento da região da ligação
L	- Comprimento da viga
I_I	- Momento de inércia no Estádio I
I_{II}	- Momento de inércia no Estádio II
I_{eq}	- Momento de inércia equivalente de Branson
a_{viga}	- Flecha total da viga
a_1	- Parcela da flecha devido a deformação da viga
a_2	- Parcela da flecha devido a liberação do giro na ligação viga-pilar
ϵ_{sup}	- Deformação da armadura superior
ϵ_{inf}	- Deformação da armadura inferior
d_2	- Distância entre as armaduras inferior e superior

SUMÁRIO

1. Introdução	1
1.1 Considerações Iniciais	1
1.2 Objetivos	4
1.3 Metodologia	4
1.4 Apresentação do Trabalho	6
2. Revisão Bibliográfica	7
2.1 Ligações em Estruturas Pré-moldadas de Concreto	7
2.2 Classificação das ligações	13
2.3 Ligações Semi-Rígidas	19
2.4 Principais Estudos Realizados	26
3. Programa Experimental	47
3.1 Objetivo do Programa Experimental	47
3.2 Descrição dos Modelos	48
3.3 Montagem dos Modelos	56
3.3.1 Modelo 1	56
3.3.2 Modelo 2	59
3.4 Propriedade Mecânica dos Materiais	62
3.4.1 Concreto	62
3.4.2 Graute	63
3.5 Instrumentação	65
3.6 Metodologia	70
4. Resultados	75
4.1 Modelo 1	75
4.2 Modelo 2	80
5. Análise dos Resultados	86
6. Conclusões	102
7. Referências Bibliográficas	109

Anexos

Anexo A: Determinação da carga a ser aplicada nas extremidades das vigas

Anexo B: Dimensionamento do consolo

Anexo C: Determinação da localização da armadura de costura

1. Introdução

1.1 Considerações Iniciais

A Construção Civil é um dos setores da economia mais atrasados com relação à mão-de-obra empregada e também as técnicas construtivas utilizadas até os dias atuais. Isto se justifica pelo emprego de mão-de-obra totalmente desqualificada, que por falta de conhecimento não é capaz de racionalizar uma obra, aumentar a produtividade ou de desenvolver um sistema construtivo inovador baseado nestes princípios.

A realização de atividades de pesquisa e desenvolvimento na área de estruturas pré-moldadas de concreto é muito importante para a modernização da Indústria da Construção Civil, sobretudo no sentido de melhorar a qualidade, a produtividade e promover a racionalização nos canteiros de obras.

O sistema construtivo em pré-moldados de concreto sofreu um grande impulso no seu desenvolvimento logo após a Segunda Guerra Mundial, quando a Europa se encontrou quase totalmente destruída. Neste período, houve a necessidade de se recorrer a novos métodos e técnicas de construção que enfatizassem a racionalização e a produtividade,

impulsionando a pré-fabricação, sendo as principais razões desse impulso a construção em grande escala e a escassez de mão-de-obra.

A utilização de estruturas pré-moldadas de concreto vem aumentando cada vez mais no Brasil, isto porque este sistema construtivo atende de modo satisfatório e eficiente, as exigências do mercado, como cumprimento de prazos e qualidade técnica exigidas pelas edificações destinadas a várias funções, em especial às que contemplam grandes espaços, no caso de edifícios industriais.

Pode-se de dizer que a principal diferença entre estruturas pré-moldadas e estruturas realizadas pelo método tradicional (moldado no local, monolítico), com relação ao comportamento estrutural, é a presença de ligações entre os elementos. Tendo isto em mente, dentre as linhas de pesquisa no setor de estruturas pré-moldadas de concreto destaca-se o seu estudo. O estudo das ligações é muito importante porque está intimamente relacionado com o comportamento da estrutura, sendo responsável pela transmissão e redistribuição dos esforços na mesma.

As ligações são regiões que se comportam de maneira complexa, onde ocorrem concentrações de tensões, e merecem, portanto, uma atenção especial de pesquisadores e projetistas. As ligações, de uma maneira geral, não se comportam exatamente da forma que são consideradas na análise estrutural, pois estas são idealizadas de modo a permitir ou impedir totalmente os deslocamentos relativos entre os elementos, o que não acontece na realidade. O que ocorre é que as ligações apresentam certa deformação quando solicitadas, sendo denominadas *semi-rígidas*.

Em diversos países da Europa, e outros países desenvolvidos, existem resultados experimentais para uma grande parte de configurações de ligações para estruturas pré-fabricadas (metálicas, mistas, pré-moldadas), como por exemplo, o FIB e o COST-C1.

No Brasil não existe uma ampla disponibilidade de dados sobre estruturas pré-moldadas de concreto, mas seu estudo vem se intensificando. FERREIRA (1993) em sua dissertação de mestrado desenvolveu analiticamente expressões para a determinação da deformabilidade de alguns tipos de ligações pré-moldadas. Dando seqüência, em sua pesquisa de doutorado, FERREIRA (1999) realizou um estudo experimental sobre dois tipos de ligações pré-moldadas onde foram observados seus comportamentos à torção, cisalhamento e flexão. Desta forma, as expressões apresentadas em FERREIRA (1993) foram aperfeiçoadas com base nos resultados obtidos através do estudo experimental.

MIOTTO (2002) também realizou estudos experimentais com dois tipos de ligações viga-pilar de estruturas de concreto pré-moldado. A primeira ligação é muito utilizada em galpões industriais, com sistema estrutural de pórticos para telhado com duas águas e a segunda utilizada em estruturas de edifícios com múltiplos pavimentos.

Dando continuidade às pesquisas do Programa Jovem Pesquisador em Centros Emergentes da FAPESP intitulado *Estudo do Comportamento de Sistemas Estruturais em Concreto Pré-Moldado*, este trabalho apresenta o estudo da continuidade em ligações laje-viga-pilar para dois detalhamentos da armadura de continuidade.

Os modelos possuem consolos de concreto com chumbadores, vigas em balanço, e laje alveolar apoiada sobre as vigas, que receberá uma capa de concreto moldado no local para solidarização da armadura de continuidade. A taxa de armadura de continuidade que passa através do pilar e ao lado do mesmo não é a mesma para ambos os modelos, sendo que o primeiro possuirá 100% da armadura passando pelo pilar e no segundo modelo 50% passará pelo pilar e 50% nas laterais.

O interesse no estudo deste tipo de ligação laje-viga-pilar é justificado pela grande utilização na indústria de concreto pré-moldado no Brasil. Este trabalho é de grande valor, pois fornece dados importantes para os projetistas, que poderão avaliar o

detalhamento mais adequado para seu projeto, mediante simulações reais, levando em consideração a resistência, a rigidez à flexão e também a facilidade de execução.

1.2 Objetivos

O objetivo geral deste trabalho é a caracterização do comportamento da ligação laje-viga-pilar com armadura de continuidade passante dentro do pilar e com armação lateral na capa da laje.

Entre os objetivos específicos tem-se:

- Aumentar a base de dados sobre o comportamento à flexão, no que diz respeito da resistência e rigidez de uma tipologia de ligação laje-viga-pilar solidarizada no local com grande potencial de utilização no Brasil para composição de estruturas pré-moldadas com múltiplos pavimentos.
- Avaliar o comportamento dos mecanismos de deformação e resistência presente nas ligações ensaiadas e a sua influência no comportamento global da ligação.
- Investigar o comportamento da armadura de continuidade passante na lateral do pilar na capa de concreto sobre a laje, verificando a sua contribuição para a resistência e para a rigidez à flexão da ligação.
- Desenvolver um procedimento de ensaio de ligações.

1.3 Metodologia

Para atingir os objetivos deste trabalho foi estabelecida a seguinte metodologia:

a) Definição das ligações a serem estudadas

A determinação da ligação laje-viga-pilar estudada nesta pesquisa foi realizada com base em pesquisas sobre ligações comumente utilizadas no Brasil. Para isto contou-

se com a cooperação de empresas fabricantes de elementos pré-moldados de concreto, através do convênio que a UFSCar possui com a ABCIC (Associação Brasileira de Construção Industrializada de Concreto). A Empresa PROTENDIT, associada à ABCIC, doou todos os elementos pré-moldados utilizados nesta pesquisa, por isso, alguns detalhes de ligações e dimensões dos elementos foram definidos em conjunto com engenheiros desta empresa, procurando juntar conhecimentos acadêmicos com experiências práticas.

b) Revisão Bibliográfica

A revisão bibliográfica foi realizada com o intuito de se fazer um levantamento dos conhecimentos teóricos e experimentais existentes na literatura técnica sobre as tipologias de ligações utilizadas em algumas partes do mundo, o comportamento destas ligações, como a deformabilidade, resistência e rigidez à flexão.

c) Ensaios Físicos

Nesta pesquisa foram ensaiados dois protótipos variando os detalhes da armadura de continuidade, para a obtenção do comportamento real da estrutura. Durante a execução dos ensaios foi observado o comportamento dos mecanismos básicos de deformação e resistência, assim como o comportamento global das ligações. Para isto foram medidos deslocamentos, deformações na armadura, rotações nas extremidades, com a utilização de clinômetros e transdutores, para se determinar a curva momento-rotação da ligação que nos fornece informações importantes sobre o comportamento da mesma.

d) Análise dos resultados

A análise dos resultados obtidos foi realizada com a montagem de gráficos momento-rotação, para estudo da rigidez e resistência das ligações e caracterização

do estado limite de abertura de fissuras. Com gráficos força no atuador x deformação analisou-se o comportamento das armaduras negativas de continuidade, assim como o deslocamento vertical na extremidade das vigas foi analisado através de gráficos força no atuador x deslocamento vertical.

e) Conclusões

As conclusões foram realizadas a partir das análises dos resultados obtidos nos ensaios, que tiveram como base conhecimentos adquiridos durante a revisão da literatura.

1.4 Apresentação do Trabalho

O presente trabalho apresenta-se dividido em sete capítulos, cujos conteúdos estão resumidos a seguir:

No primeiro capítulo consta uma introdução ao assunto abordado na pesquisa, com os objetivos e a metodologia adotada para a realização do trabalho. O segundo capítulo contém a revisão bibliográfica com o estudo das principais pesquisas realizadas na área de ligações semi-rígidas em estruturas pré-moldadas de concreto, tanto no Brasil como em outros países.

O detalhamento do programa experimental encontra-se no terceiro capítulo, incluindo os projetos dos modelos ensaiados, os procedimentos de ensaio e a metodologia adotada para a análise dos resultados. Os resultados experimentais constam no quarto capítulo com apresentação de gráficos e fotos do ensaio. A análise dos resultados é exibida no capítulo cinco. No sexto capítulo constam às conclusões, e para finalizar, no sétimo capítulo encontram-se as referências bibliográficas utilizadas na realização da pesquisa.

2. Revisão Bibliográfica

2.1 Ligações em Estruturas Pré-moldadas de Concreto

Atualmente existem diversos tipos de ligações viga-pilar, variando em complexidade, custo e comportamento estrutural. De modo geral, as ligações viga-pilar pré-moldadas podem ser encontradas em duas situações básicas em relação aos pilares (ver figura 2.1):

- Quando o pilar é contínuo e os componentes horizontais são conectados a ele. A ligação é chamada de ligação de extremidade da viga ou ligação viga-pilar.
- Quando pilar é descontínuo, em termos construtivos, e os componentes horizontais são, ao contrário, contínuos ou separados por ligações. A ligação é considerada como de “topo”.

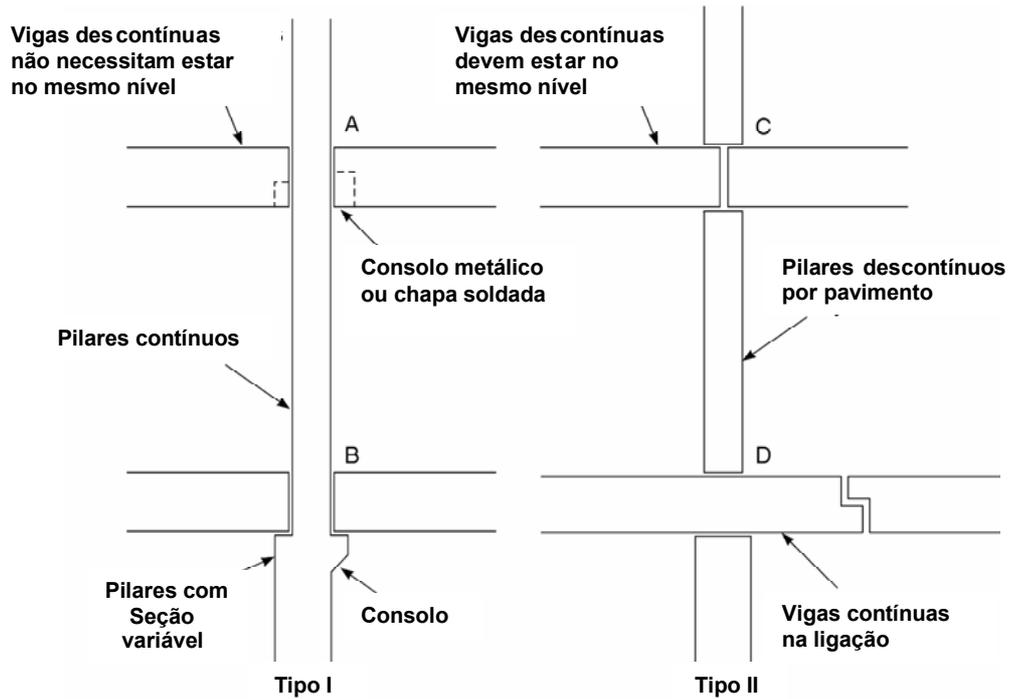


Figura 2.1: Tipos de ligações viga-pilar, A: ligação viga-pilar com consolo embutido em pilar contínuo, B: viga-pilar sobre consolo aparente, C: vigas e pilares descontínuos, D: pilar descontínuo com viga contínua. [FIB (2003)].

O enfoque de estudo na presente pesquisa limita-se às ligações viga-pilar com pilares contínuos, em estruturas de esqueleto em concreto pré-moldado, com interesse de aplicação para múltiplos pavimentos (conforme ilustrado na figura 2.1, Tipo I). A figura 2.2 ilustra um exemplo de estrutura com pilares contínuos.



Figura 2.2: Exemplo de estrutura pré-moldada em esqueleto para múltiplos pavimentos [FIB (2003)].

A eficiência do projeto e da construção somente é alcançada quando são utilizadas ligações estruturais adequadas para todas as situações de serviço e de projeto. O sistema estrutural em pré-moldados de concreto é composto por elementos que são montados através de diferentes dispositivos mecânicos (por meio de chumbadores, solda, transpasse de armaduras com preenchimento de graute ou concreto). Entretanto, não se trata apenas de uma operação de conectar os elementos uns aos outros, mas principalmente de se garantir a integridade estrutural da estrutura global.

Para a estrutura na sua configuração final (após a montagem), as ligações irão desempenhar um papel fundamental para a composição do modelo estrutural, e, portanto, o desempenho da estrutura pré-moldada irá depender das características e do comportamento das ligações. Por esta razão, o arranjo estrutural, o posicionamento dos elementos de contraventamento (núcleos rígidos ou paredes), o projeto do sistema estrutural (e seus subsistemas) e o projeto e detalhamento das ligações devem ser feitos de forma consistente com base no conhecimento do comportamento das ligações. Para se conseguir um projeto adequado das ligações estruturais, o projetista deve entender como as ligações influenciam no fluxo de forças através da estrutura, tanto para as forças verticais quanto para as forças horizontais. Assim, o propósito principal das ligações estruturais é a transferência das forças internas entre os elementos pré-moldados de modo a promover o comportamento estrutural pretendido quando o sistema estrutural for solicitado.

Segundo o manual FIB (2003), a filosofia de projeto para as ligações pré-moldadas deve levar em conta ambos os requisitos do desempenho estrutural e o método construtivo. Em muitos exemplos as práticas construtivas na fábrica influenciam fortemente o projeto de ligação. Assim, a filosofia de projeto depende de vários fatores:

- A estabilidade da estrutura. Estruturas aporticadas não contraventadas e estruturas em esqueleto requerem fundações resistentes à flexão, o que não ocorre nos casos das estruturas contraventadas e estruturas em painéis estruturais nas duas direções.
- O arranjo estrutural do pórtico. O número e posições disponíveis para os pilares, paredes, núcleos e outros elementos de contraventamento podem determinar o projeto das ligações.
- A continuidade (flexão) nas extremidades de vigas e lajes. Elementos em balanço sempre requerem resistência à flexão nas ligações (ou de outro modo, continuidade de vigas), o que não ocorre no caso das vigas simplesmente apoiadas. Estruturas não contraventadas, até certa altura, podem ser projetadas usando ligações rígidas (ou semi-rígidas).
- É importante prever a proteção contra fogo para apoios e armaduras.
- A aparência das ligações e minimização das regiões estruturais. As ligações escondidas (embutidas) devem ser projetadas dentro das dimensões dos elementos, enquanto que as ligações aparentes não precisam.
- A facilidade e custo de fabricação.
- Os requisitos para a estabilidade temporária para permitir que a montagem prossiga, e a necessidade de uma estabilidade transitória, como por exemplo, a necessidade de restrição torsional na extremidade das vigas durante a montagem das lajes.
- A acessibilidade do canteiro pode influenciar o projeto estrutural e, portanto, influenciar o projeto da ligação.

- A escolha do método construtivo para a execução das juntas, isto é: preenchimento com graute; uso de chumbadores; ligações por meio de solda; e o tipo de apoio a ser utilizado.
- A capacidade da fábrica para estocagem e movimentação interna.

A escolha do sistema da ligação deve ser compatível com o projeto do sistema estrutural, e consistente durante toda a edificação. Em uma situação ideal somente uma tipologia de ligação deve ser usada em um edifício.

Segundo FERREIRA (1999) as ligações apresentam-se como regiões de descontinuidade que podem ou não mobilizar deslocamentos e esforços decorrentes dos elementos por elas ligados, fazendo com que haja uma redistribuição desses esforços ao longo da estrutura, interferindo no comportamento da mesma. As ligações viga-pilar que são projetadas para transmitir os momentos fletores devem apresentar resistência, rigidez e ductilidade. Tais ligações podem levar a significativa economia em certas situações, como por exemplo, as seções dos pilares no pórtico estrutural podem ser reduzidas aumentando a rigidez à flexão das ligações viga-pilar.

Em geral, as ligações resistentes à flexão são utilizadas com os seguintes propósitos:

- Estabilizar e aumentar a rigidez em pórticos pré-moldados;
- Diminuir a altura dos elementos resistentes à flexão;
- Distribuir momentos de primeira e segunda ordem para as vigas e lajes, e conseqüentemente reduzir os momentos no pilar;
- Aumentar a resistência ao colapso progressivo.

Um dos fatores mais importantes é garantir que a segurança da ligação não será posta em risco devido às falhas de execução, e que as operações no canteiro sejam mais

simples, o suficiente para assegurar a execução dos componentes. Em todos os casos as operações importantes devem ser praticadas na fábrica onde o controle de qualidade é assegurado. Segundo o Manual de Ligações Estruturais da FIB (2003), o papel dos ensaios mecânicos não deve ser descartado como método de projeto de ligações, particularmente nos casos onde existem ações combinadas entre os elementos, os quais produzem um campo de tensões complexo, com redistribuição das tensões.

Segundo o PCI (2001), a resistência da estrutura não deve ser determinada pela capacidade da ligação, mas o mecanismo de ruína deve ocorrer nos elementos estruturais. Por outro lado, segundo o FIB (2003), as ligações resistentes à flexão devem ser detalhadas de tal modo que ocorra uma falha dúctil e que a capacidade limite da ligação não seja governada pelo cisalhamento, por comprimentos curtos da solda ou por outros detalhes similares que podem conduzir a fragilidade. Muitos dos princípios que estão por detrás destas exigências evoluíram com os anos pela pesquisa e desenvolvimento no estudo de sismos, e a prática comum nos Estados Unidos, Japão e na Nova Zelândia é projetar e construir ligações resistentes à flexão no perímetro da estrutura, onde há menos limitações do tamanho de vigas e pilares.

Segundo ELLIOTT (2002), a capacidade da ligação é derivada dos mecanismos de transferência de carregamentos admitidos e compilados das condições do equilíbrio. Os fatores redutores de resistência são derivados da evidência experimental ou do conhecimento da compatibilidade de tensões, particularmente onde diversos componentes pré-moldados são envolvidos. A principal razão para isto são as limitações de resistência e os deslocamentos entre determinadas partes da ligação. Outros fatores da redução são devido às deformações locais na interface entre pré-moldado e o concreto moldado no local, e o grande gradiente de tensões através das seções. Os efeitos das deformações devem ser considerados, por razões tais como

expansão/contração térmica, deformação lenta, retração, deformação elástica imposta. As forças que estão resistindo a momentos fletores devem também ser capazes de ser geradas nos componentes da estrutura pré-moldada em combinação com outras forças tais como o cisalhamento na extremidade.

As ligações podem ser classificadas de diferentes formas, dependendo, por exemplo, do tipo dos elementos conectados ou do tipo da força principal a ser resistida (transmitida). Tipologias padronizadas de ligações estruturais são apresentadas frequentemente em manuais técnicos ou catálogos de fabricantes de elementos pré-moldados, embora isto não seja apenas uma questão de selecionar uma solução apropriada de uma lista de soluções padronizadas.

2.2 Classificação das ligações

As ligações são classificadas em articuladas, rígidas ou semi-rígidas, dependendo de sua rigidez. As ligações articuladas caracterizam-se pela não capacidade de resistir a momentos fletores significantes, ao contrário das ligações rígidas, que resistem aos momentos fletores não influenciando na transferência de esforços internos e nem nas deformações totais da estrutura. As ligações semi-rígidas possuem um comportamento intermediário, entre as ligações articuladas e rígidas, permitindo certa interação entre os elementos a ela adjacentes, transmitindo parcialmente os momentos fletores, como mostra a figura 2.3.

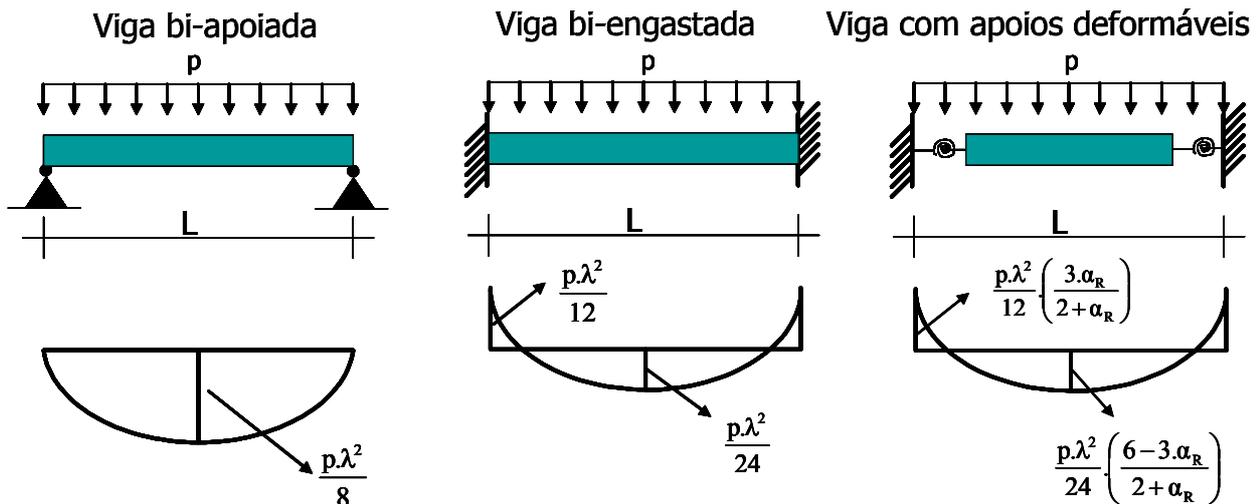


Figura 2.3: Variação dos momentos fletores na viga para cada tipo de ligação empregada [KATAOKA *et al.* (2006)]

No caso das estruturas pré-moldadas, a normalização já existente não possuía uma classificação específica quanto à rigidez das ligações. Na última revisão da NBR 9062: 2005 foi incluído um item, antes não mencionado na NBR 9062: 1985, referente ao fator de restrição à rotação (α_R) que define a rigidez relativa de cada ligação da extremidade do elemento conectado, determinado pela equação 2.1.

$$\alpha_R = \frac{1}{1 + \frac{3(EI)_{\text{sec}}}{R_{\text{sec}} \cdot L_{\text{ef}}}} = \frac{\theta_1}{\theta_2} \quad (2.1)$$

Onde:

$(EI)_{\text{sec}}$ – Rigidez secante da viga conforme a NBR 6118: 2003

L_{ef} – Vão efetivo entre os apoios, distância entre centros de giros nos apoios

R_{sec} – Rigidez secante ao momento fletor da ligação viga-pilar (ver figura 2.4)

θ_1 – Rotação na extremidade da viga

θ_2 – Rotação combinada da extremidade da viga com a da ligação

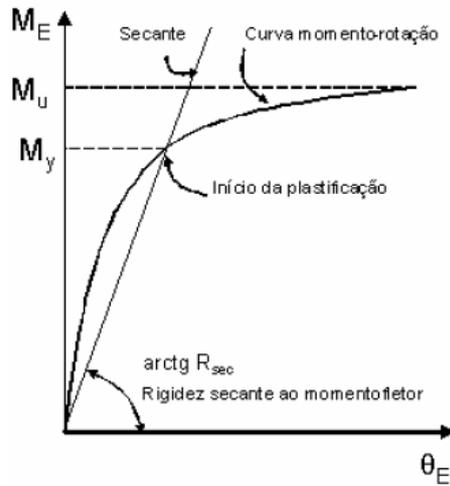


Figura 2.4: Gráfico momento rotação [NBR 9062: 2005]

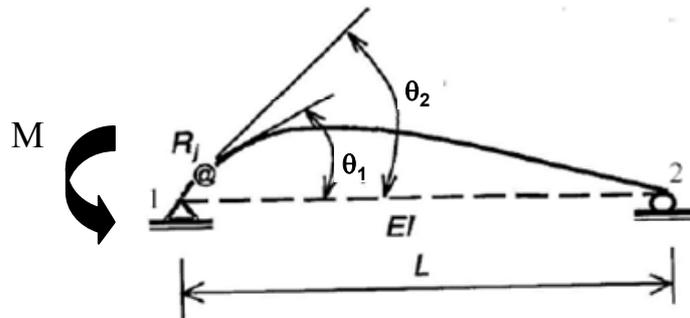


Figura 2.5: Fator de restrição à rotação [NBR 9062: 2005].

Com a determinação do fator de restrição α_R , para uma viga com carregamento distribuído e ligação semi-rígida, é possível determinar a porcentagem de engastamento da ligação através do momento de engastamento perfeito, e o momento na extremidade da viga da seguinte maneira:

$$\frac{M_{SR}}{M_E} = \frac{3\alpha_R}{2 + \alpha_R} \tag{2.2}$$

Onde:

M_{SR} – Momento na extremidade da viga;

M_E – Momento de engastamento perfeito.

Com base no fator de restrição α_R , em FERREIRA *et al.* (2002) foi realizada uma proposta de classificação das ligações de estruturas pré-moldadas em cinco zonas distintas conforme indicado na tabela 2.1. No modelo proposto, FERREIRA *et al.* (2002) determina o fator de restrição considerando a não-linearidade física dos elementos pré-moldados, ou seja, considerando uma redução da rigidez dos elementos pré-moldados devido à fissuração ocorrida nos mesmos.

A NBR 6118: 2003 deixa claro que a não-linearidade física presente nas estruturas de concreto armado deve ser obrigatoriamente considerada. As relações momento-curvatura constituem o principal efeito da não-linearidade, podendo ser construído para cada seção da peça, com armadura supostamente conhecida (dimensionamento prévio) e para valores das solicitações atuantes.

Tabela 2.1: Classificação de Ligações [FERREIRA *et al.* (2002)].

Zonas	Fator de Restrição à Rotação α_R	Coefficiente de Engastamento Parcial M_E / M_R	Classificação das Ligações
Zona I	$0 \leq \alpha_R < 0,14$	$0 \leq M_E/M_R < 0,2$	Articuladas
Zona II	$0,14 \leq \alpha_R < 0,4$	$0,2 \leq M_E/M_R < 0,5$	Semi-Rígidas com Restrição Baixa
Zona III	$0,4 \leq \alpha_R < 0,67$	$0,5 \leq M_E/M_R < 0,75$	Semi-Rígidas com Restrição Média
Zona IV	$0,67 \leq \alpha_R < 0,86$	$0,75 \leq M_E/M_R < 0,9$	Semi-Rígidas com Restrição Alta
Zona V	$0,86 \leq \alpha_R < 1$	$0,9 \leq M_E/M_R < 1$	Perfeitamente Rígidas

A rigidez de uma ligação é muito importante e está relacionado com o momento fletor resistido pela ligação e pela rotação relativa viga-pilar causada por este momento. Dessa forma, a rigidez de uma ligação pode ser obtida pelo gradiente da curva momento-rotação. Para cada valor de momento atuante na ligação haverá uma rotação equivalente. É denominada rigidez secante (R_{sec}) a rigidez obtida pela relação entre o

momento resistente da ligação no limite de escoamento da armadura tracionada (M_y) e a rotação (θ_c) devido ao momento M_y . A rigidez secante corresponde a uma aproximação para a consideração da não-linearidade física da relação momento rotação. Desde que $M < M_y$ a rigidez secante será a mínima rigidez possível no projeto para a ligação, correspondendo a uma aproximação segura.

FERREIRA *et al.* (2002) propôs que a rigidez secante a flexão negativa, para ligações com armadura de continuidade, pode ser obtida pela equação 2.3.

$$R_{\text{sec}} = \frac{M_y}{\phi_C} = \left[\frac{\lambda_e}{0,9 \cdot E_s \cdot A_S \cdot d^2} + \frac{\lambda_p}{E_{cs} \cdot I_{II}} \right]^{-1} \quad (2.3)$$

Sendo:

$$M_y = 0,9 \cdot A_S \cdot f_{yk} \cdot d \quad (2.4)$$

$$\phi_C = \left[\frac{M_y}{E_{cs} \cdot I_{II}} \lambda_p + \frac{f_{yk}}{E_s \cdot d} \lambda_e \right] \quad (2.5)$$

onde:

λ_p – comprimento da região da ligação, correspondente a metade do comprimento do consolo somado a altura útil na extremidade da viga sobre o apoio;

λ_e – comprimento de embutimento dentro do pilar;

d – altura efetiva na extremidade da viga;

E_s – módulo de elasticidade do aço;

I_{II} – momento de inércia da seção homogeneizada fissurada no estágio II;

E_{cs} – módulo secante do concreto, equivalente a $E_{cs} = 0,85 \cdot E_c$;

A_S – área de armadura negativa passante no pilar.

A consideração do comprimento de embutimento λ_e difere para pilares com ligação em apenas um lado e para pilares com ligações nos dois lados, conforme ilustrado na figura 2.6. Devido a este fator, em geral ligações com vigas duplas (centrais) tendem a ser mais rígidas do que ligações com apenas uma viga (periféricas). Por outro lado, ligações duplas com momentos negativos em ambos os lados conduzem a uma rigidez maior do que ligações duplas com momentos reversos (negativo de um lado e positivo do outro) causados por ações laterais na estrutura. Tais efeitos são confirmados por resultados experimentais avaliados em ELLIOTT *et al.* (1998).

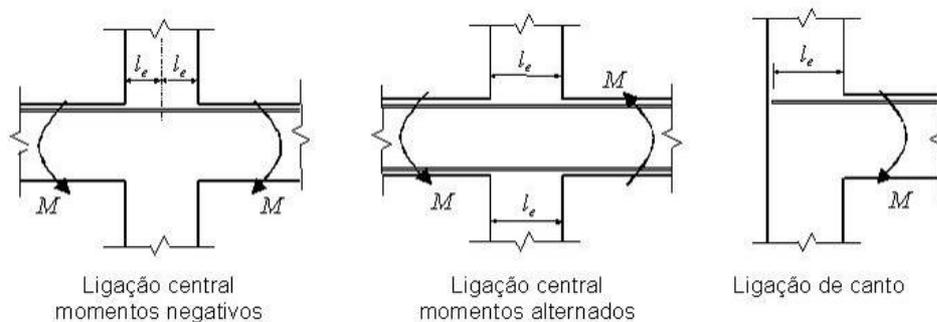


Figura 2.6: Variações na consideração do comprimento de embutimento λ_e
[FERREIRA *et al.* (2003)]

O comprimento λ_p depende de fatores como a altura da viga, a posição do centro de rotação na ligação e o caminho das forças internas na extremidade da viga como mostra a figura 2.7.

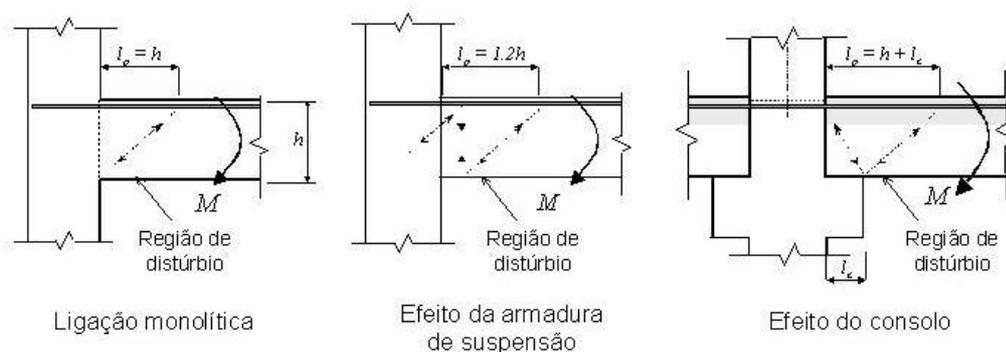


Figura 2.7: Regiões de distúrbio na extremidade de ligações viga-pilar
[FERREIRA *et al.* (2003)]

2.3 Ligações Semi-Rígidas

O termo “ligações semi-rígidas” foi utilizado inicialmente na década de 30 nas estruturas metálicas, sendo incorporado recentemente (final dos anos 80) ao estudo das estruturas pré-moldadas. Esta notação, a princípio, está relacionada com a rigidez à flexão da ligação.

Através da rigidez de uma ligação é possível determinar a sua resistência com a utilização do Método “*Beam-Line*”. Este Método foi criado para a utilização no estudo das ligações semi-rígidas em estruturas metálicas, sendo a resistência determinada por ele compatível com o comportamento elástico da viga e com a rigidez da ligação.

A reta denominada “*Beam-Line*”, é obtida através da determinação de dois pontos, que ligam as situações de engastamento perfeito, onde a rotação é zero para o momento máximo, e a situação de articulação perfeita que não absorve momento algum, liberando todo o giro.

A situação de engastamento perfeito corresponde à situação em que não há rotação na ligação com a extremidade da viga qualquer que seja o momento fletor resistido pela ligação. A situação de articulação perfeita corresponde à situação em que a ligação não é capaz de resistir aos momentos fletores ficando suscetível ao giro. A ligação semi-rígida por sua vez, possui um comportamento intermediário às ligações descritas, ao mesmo tempo, que resiste a uma parcela de momentos fletores também permite certa rotação entre a viga e o pilar.

O ponto de encontro da reta “*Beam-Line*” com a curva momento-rotação da ligação corresponde ao ponto em que a ligação para de trabalhar, ou seja, determina o limite para o trabalho da ligação. O ponto E, indicado na figura 2.8, determina o momento limite para a ligação e a rotação da ligação devido a este momento. Dessa forma, com a

determinação da reta “*Beam-Line*” é possível identificar o local da ruptura, se a ruptura ocorreu na ligação ou na viga.

Se para uma determinada ligação viga-pilar semi-rígida for constatado que a plastificação da armadura negativa ocorreu antes de atingir da “*Beam-line*”, provavelmente a ruptura ocorrerá na ligação. Caso contrário, se for constatado que a plastificação da armadura ocorreu a um valor de momento superior a reta “*Beam-Line*”, a ruptura ocorrerá na viga.

Teoricamente, os valores correspondentes ao momento fletor na ligação M_{lig} e a rotação específica de uma ligação ϕ_{lig} podem ser determinados graficamente, considerando a rigidez da ligação e da viga, através da interseção da reta correspondente a rigidez secante da ligação com a reta “*Beam-Line*” (ver figura 2.8).

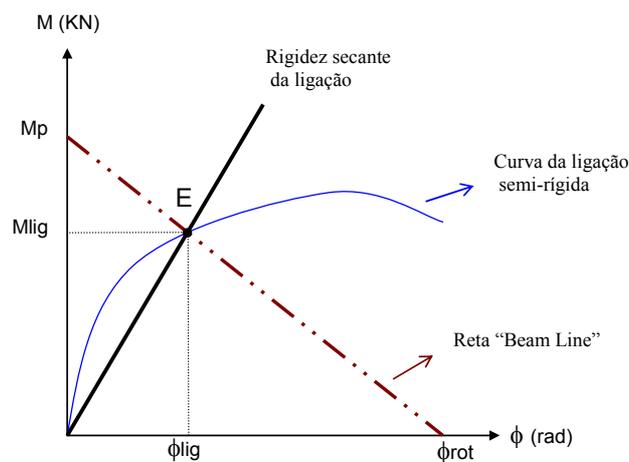


Figura 2.8: Obtenção dos valores ϕ_{rot} e M_{lig} através da rigidez secante da ligação semi-rígida.

O conceito de ligação semi-rígida e seus efeitos nas estruturas pré-moldadas também se encontram em várias normas e manuais de procedimentos de projeto, como os manuais do PCI (*Precast Concrete Institute*) nos EUA. O estudo de ligações está entre as principais prioridades de pesquisa estabelecidas pelo PCI. Esta foi a razão pela qual, nas décadas de 80 e 90, o PCI promoveu dois grandes projetos temáticos sobre ligações.

Na Inglaterra, a Universidade de Nottingham foi escolhida como “*centro referencial*” para ensaios de ligações viga-pilar, sendo que a City University (Londres) ficou responsável pela pesquisa na área de análise de estruturas pré-moldadas com ligações semi-rígidas. Os principais resultados destas pesquisas encontram-se nos anais das conferências realizadas pelo COST-C1.

Ambos os programas de pesquisa do PCI e do COST-C1 constituem-se numa grande base de dados experimentais para o estudo do comportamento de ligações em estruturas pré-moldadas. Todavia, as pesquisas experimentais não geraram procedimentos para projeto. Assim, a justificativa para a continuidade do estudo na área de ligações está na necessidade de modelos teóricos mais realistas que possam ser aplicados na prática de projetos. Neste contexto, a principal meta das pesquisas que estudam ligações deve ser o desenvolvimento de modelos que permitam prever o comportamento mecânico a partir do *layout* da ligação, sem a necessidade de realização de novos ensaios. O manual FIB (2003) já apresenta o conceito de ligações semi-rígidas e seus efeitos nas estruturas pré-moldadas, mas também não apresenta procedimentos teóricos que possam ser aplicados diretamente no projeto.

Dentro de uma mesma ligação pode haver vários mecanismos de transmissão de forças. Segundo FIB (2003), uma “junta” deve ser entendida como uma interface entre dois ou mais elementos onde atuam forças (tração, compressão, cisalhamento) ou momentos. Já uma “ligação” pode envolver mais de uma interface e as partes dos elementos adjacentes, sendo projetada para resistir à ação de forças e momentos. Assim, o projeto de uma ligação é função tanto dos elementos estruturais quanto dos mecanismos de transmissão de forças nas interfaces entre estes elementos. Conforme ilustrado na figura 2.9, para uma ligação viga-pilar típica, a “região” da ligação pode ser estendida bem além das superfícies de contato. Além da consideração das forças a serem transferidas

pela ligação, é importante dentro do projeto das ligações viga-pilar atentar para as verificações de segurança em incêndio, contra danos acidentais, os efeitos transitórios durante a montagem (defeitos na montagem) e durabilidade.

Em GORGUN (1997) e FERREIRA & ELLIOTT (2002), as ligações são consideradas como *regiões* (que incorporam a extremidade de uma viga, por exemplo), onde ocorrem concentrações das tensões e deslocamentos localizados, fazendo com que haja uma modificação do desempenho estrutural do elemento pré-moldado interligado por estas ligações, afetando assim o desempenho da estrutura global. Nas figuras 2.9 e 2.10 são apresentados vários exemplos de considerações de regiões de distúrbio na extremidade de elementos pré-moldados segundo o Manual da FIB (2003).

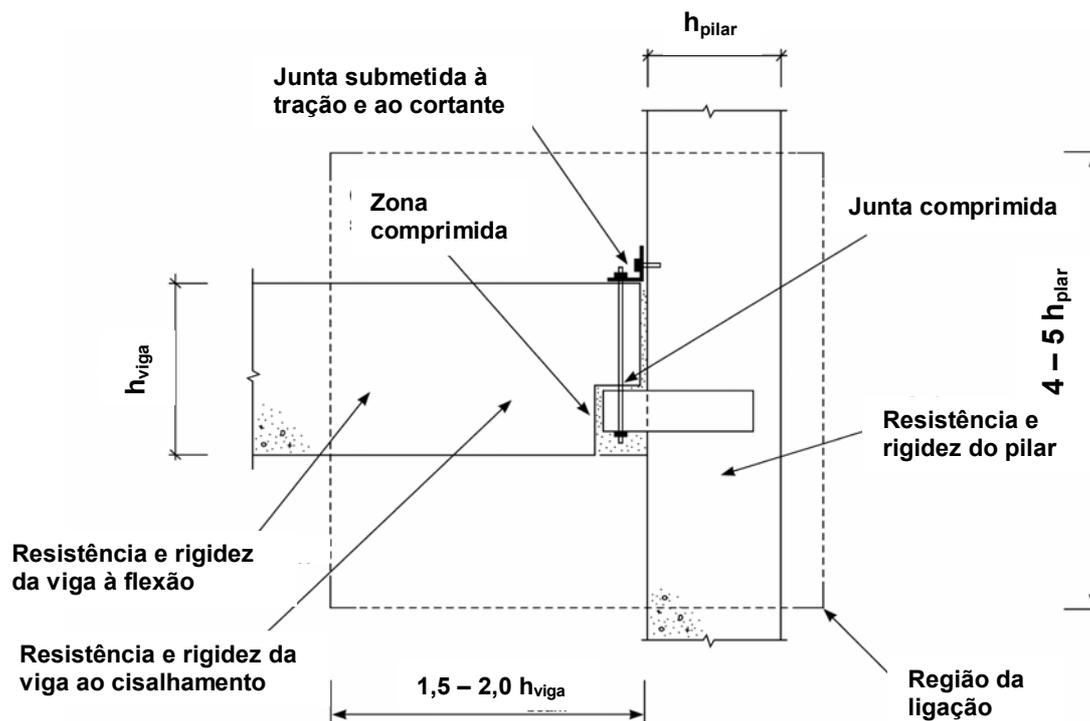


Figura 2.9: Região da ligação na extremidade da viga. [FIB (2003)].

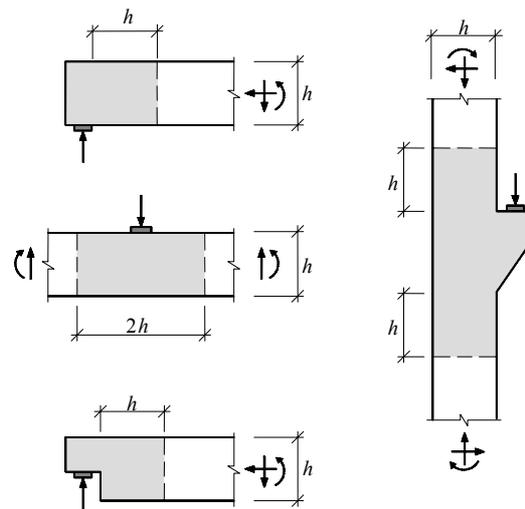


Figura 2.10: Exemplos de zonas de distúrbio em elementos pré-moldados [FIB (2003)].

O efeito das ligações na estrutura pré-moldada influencia em particular: na redistribuição dos esforços ao longo dos elementos pré-moldados, nos deslocamentos laterais, na estabilidade global das estruturas não contraventadas e nas flechas locais das vigas com extremidades semi-rígidas. Por esta razão, o grau de conhecimento que se possui sobre o comportamento semi-rígido das ligações viga-pilar é um fator determinante para a qualidade do projeto estrutural das ligações e da estrutura pré-moldada.

Segundo o Manual de Ligações do PCI (1988), a capacidade das estruturas pré-moldadas deve ser governada pela resistência dos elementos estruturais e não pela resistência das ligações, isso porque, espera-se que o mecanismo de ruptura ocorra de forma dúctil no elemento estrutural e não na ligação. Se a ligação for menos resistente que o elemento estrutural poderia levar a uma plastificação precoce da mesma, modificando assim o modelo estrutural, podendo surgir esforços elevados não previstos no dimensionamento.

A semi-rigidez das ligações pode ser promovida de várias formas, como através de solda e armaduras de continuidade. No Brasil é comum o uso de armaduras negativas de

continuidade, compostas por barras passantes através do pilar, posicionadas no nicho de preenchimento entre as lajes alveolares, e também por barras posicionadas nas laterais do mesmo, conforme ilustrado na figura 2.11. Este detalhamento é interessante, pois permite que a solidarização da ligação viga-pilar seja executada logo após a montagem das lajes alveolares sobre a viga, e posteriormente a concretagem da capa para solidarização da outra parcela de armadura.



Figura 2.11: Armadura de continuidade passando dentro e ao lado do pilar. [BENTES (2004)].

Existe ainda a possibilidade da não utilização de armadura de continuidade passando através do pilar, apenas nas laterais. Este tipo de ligação não é recomendado porque não promove integralmente uma continuidade entre a viga e o pilar capaz de proporcionar a estrutura segurança contra o colapso progressivo. A figura 2.12 ilustra este tipo de ligação sendo utilizada em edifícios de múltiplos pavimentos.



Figura 2.12: Ligação com armadura de continuidade nas laterais do pilar [CPI ENGENHARIA (2006)].

EL DEBS (2000) também exemplifica ligações com armadura de continuidade em pilares contínuos e descontínuos. A figura 2.13 ilustra ligações com armadura de continuidade com a solidarização sendo realizada com concreto moldado no local.

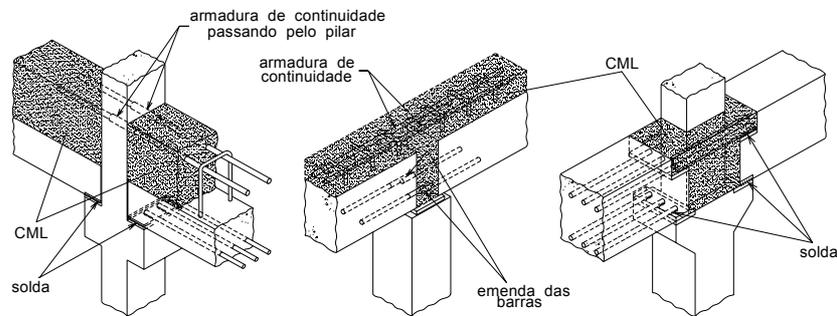


Figura 2.13: Ligações com armadura de continuidade solidarizada in loco [EL DEBS (2000)].

Segundo ELLIOTT (2002) devem-se utilizar armaduras de continuidade ou tirantes entre os elementos estruturais, como entre viga e pilar, entre lajes, painéis, etc, para garantir que no caso de um acidente o dano não se estenda por grande parte da edificação (colapso progressivo), a norma britânica BS 8110 (1997), item 5.1.8, também recomenda a utilização de tirantes. Na figura 2.14 pode-se observar o colapso progressivo ocorrido no edifício Ronan Point, na cidade de Londres em 1968.

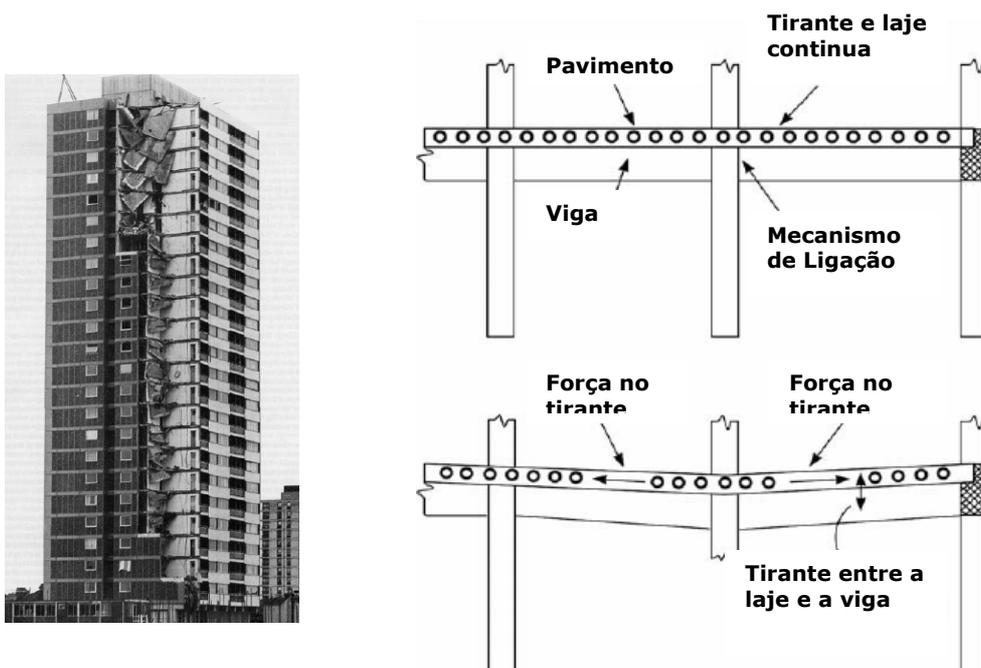


Figura 2.14: Colapso progressivo no Edifício “Ronan Point” e esquema de como trabalharia o tirante no caso de falha com o pilar [ELLIOTT (2002)].

No 1º Encontro Nacional de Pesquisa-Projeto-Produção em Concreto pré-moldado, realizado na Escola de Engenharia de São Carlos (USP), MIGLIORE JR. (2005) apresentou um trabalho sobre um edifício em concreto pré-moldado, detalhando as ligações utilizadas e as fases de construção. Neste trabalho é destacado o emprego de ligações rígidas consolidadas no local entre pilares e algumas vigas e entre pilares e alguns painéis de fechamento, para reduzir a deslocabilidade do edifício frente aos efeitos do vento, decorrentes da altura elevada e da pequena seção dos pilares. A figura 2.15 mostra o detalhe da ligação com luvas para a ancoragem da armadura de continuidade e o emprego de um espaçamento entre a face de viga e do pilar no qual há a ligação de uma armadura proveniente do pilar e da viga, com o intuito de aumentar ainda mais o grau de engastamento.

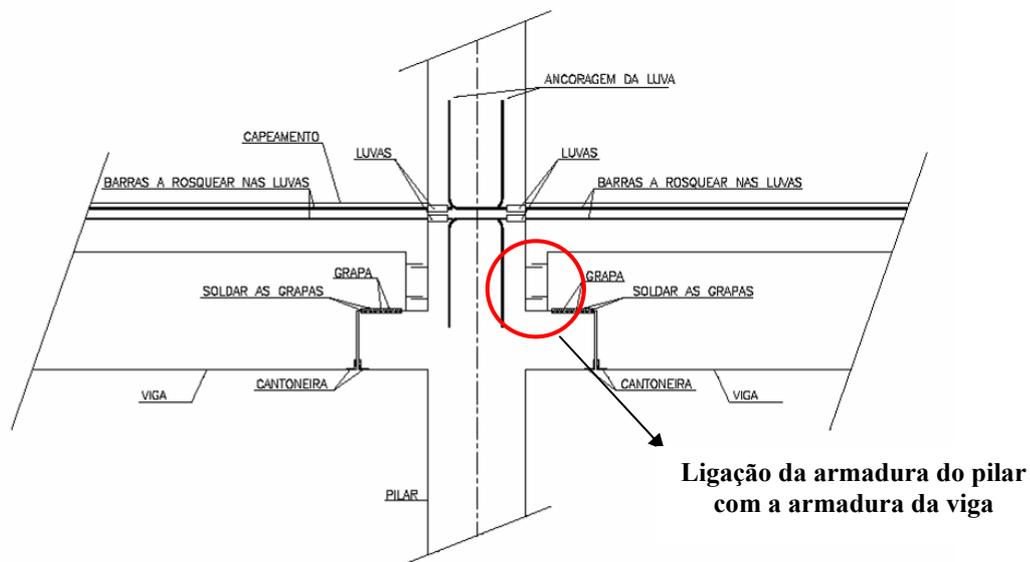


Figura 2.15: Detalhe da ligação utilizada por MIGLIORE JR. [MIGLIORE JR. (2005)].

2.4 Principais Estudos Realizados

Pensando em se desenvolver um procedimento de projeto de ligações para estruturas pré-moldadas, que expresse o que ocorre na realidade com as estruturas, e podendo afirmar como cada tipologia de ligação se comporta quanto a sua rigidez, muitos ensaios e pesquisas sobre ligações, tanto de concreto, como em estruturas metálicas e também

mistas já foram realizadas. Com os resultados destas pesquisas, juntamente com a experiência adquirida por profissionais da área, a NBR 9062: 1985 passou por uma revisão no ano de 2005, onde alguns aspectos sobre ligações foram inseridos.

Inicialmente, a preocupação com as ligações entre elementos estruturais começou com as estruturas metálicas. Diversos ensaios e pesquisas em ligações neste tipo de estrutura foram realizados e serviram como base para estudos em estruturas pré-moldadas de concreto. Como referência internacional pode-se citar o COST-C1 (1996), que realizou estudos sobre ligações mistas entre concreto e estruturas metálicas em estruturas de edifícios contraventados. Ligações mistas em estruturas de aço, referem-se à contribuição da laje no seu comportamento, logo os ensaios realizados envolvem estes três elementos estruturais, laje-viga-pilar.

Nos ensaios realizados pelo COST-C1 (1996) vários parâmetros foram variados para análise, como o tipo de conector de cisalhamento e o tipo de ligação viga-pilar (chapa de topo, cantoneira). Os ensaios tinham por finalidade a obtenção de dados para a realização da curva momento-rotação, que permitisse a análise da rigidez da ligação. Um ponto interessante e que pode servir como referência para ensaios em estruturas pré-moldadas de concreto diz respeito a detalhes da armadura de costura utilizada na laje com a finalidade de distribuir as cargas ao redor do pilar. Estes detalhes estão ilustrados na figura 2.16.

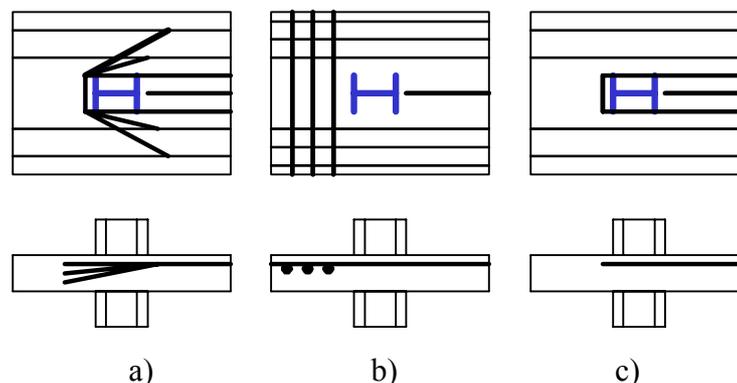


Figura 2.16: Detalhes para a armadura de costura [COST-C1(1996)].

O COST-C1 (1996) possui algumas considerações de como se posicionar esta armadura transversal (costura), ou seja, a que distância esta armadura tem que estar do pilar. Observando a figura 2.17, o COST-C1 recomenda que o ângulo δ não seja inferior a 45° ou superior a 60° . De maneira simplificada, obtêm-se o ângulo δ através da equação 2.6.

$$\tan \delta = \frac{\frac{e_T}{0,3} - 0,3}{0,7} \quad (2.6)$$

Sendo:

e_T – distância do centro de gravidade da armadura transversal à face do pilar

e_L – distância do centro de gravidade da armadura longitudinal ao centro do pilar

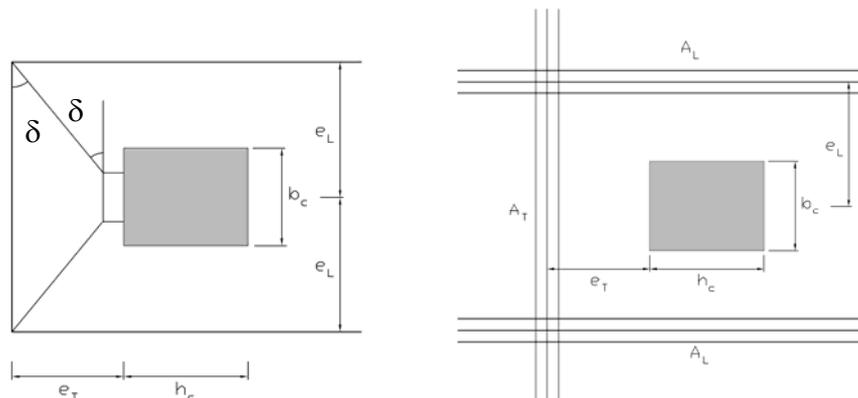


Figura 2.17: Armadura de costura [COST-C1 (1996)].

FIGUEIREDO (2004) ensaiou ligações laje-viga-pilar em estruturas metálicas (estrutura metálica e laje maciça de concreto) para pilares centrais e de canto com armadura de costura dimensionada de acordo com o COST-C1 (1996). Para analisar a influência da laje maciça neste tipo de ligação, primeiro se realizou os ensaios com os protótipos sem a laje, e em um segundo momento com a laje, com o intuito de analisar e quantificar a influência da laje na ligação. O balanço das lajes possuíam 560 mm a partir das vigas e em ambos os lados do pilar passavam barras de $\phi 12,5$ mm (ver figuras 2.18 e 2.19).

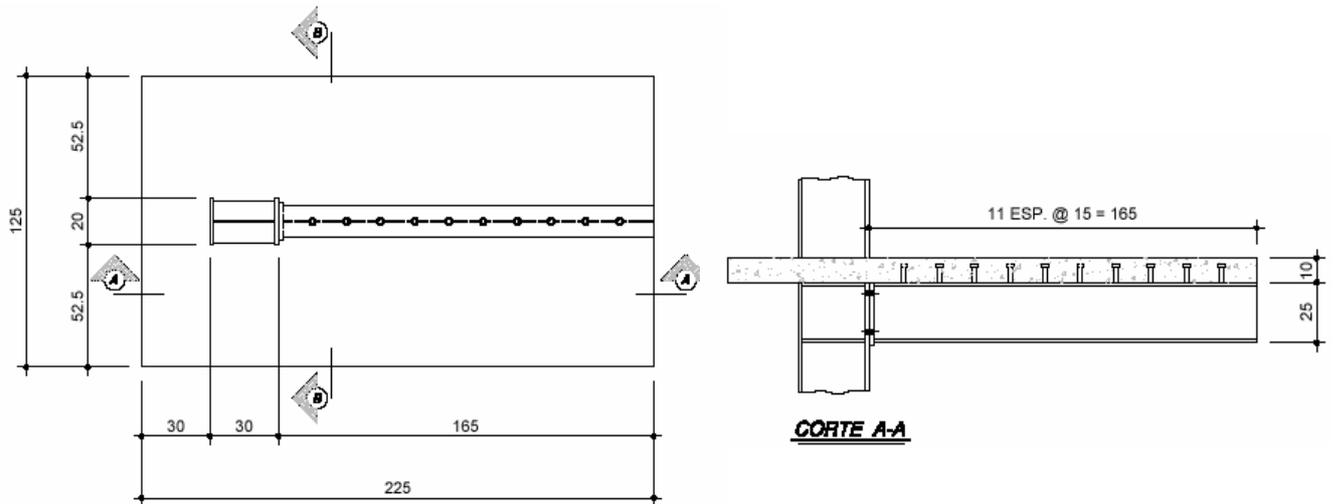


Figura 2.20: Projeto do Modelo "TE" [FIGUEIREDO (2004)].

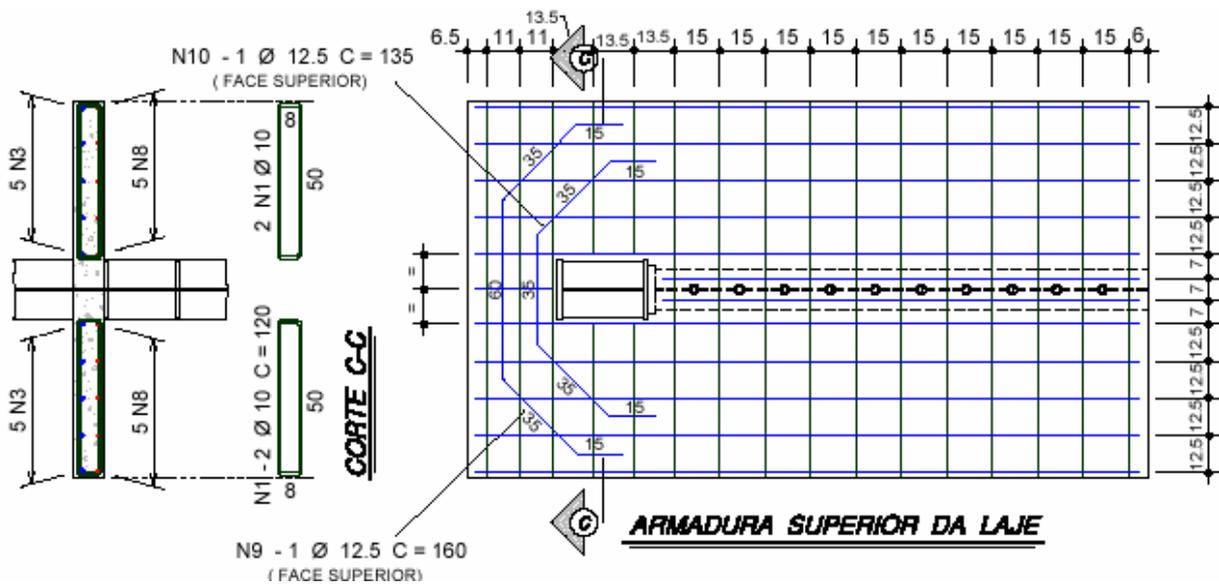


Figura 2.21: Detalhamento da armadura do modelo "TE" [FIGUEIREDO (2004)].

Outra pesquisa muito importante foi a de MIOTTO (2002), que estudou dois tipos de ligações viga-pilar de estruturas de concreto pré-moldado. A primeira muito utilizada em galpões industriais, com sistema estrutural de pórticos para telhado com duas águas e a segunda utilizada em estruturas de edifícios com múltiplos pavimentos. Apenas o segundo tipo de ligação está relacionado com a presente pesquisa.

A ligação estudada por MIOTTO (2002) engloba, além do pilar e a viga, a laje pré-moldada com 200 mm de altura, com capa de concreto moldada no local de 50 mm de espessura (ver figura 2.22). Na capa foi colocada armadura negativa ou de continuidade, sendo que 50% desta armadura sob forma de barras passando dentro do pilar e 50% sob forma de malha distribuída na capa de concreto estrutural. Porém, no segundo modelo desta ligação as barras externas não são contínuas, uma vez que não existe a continuidade da capa de concreto.

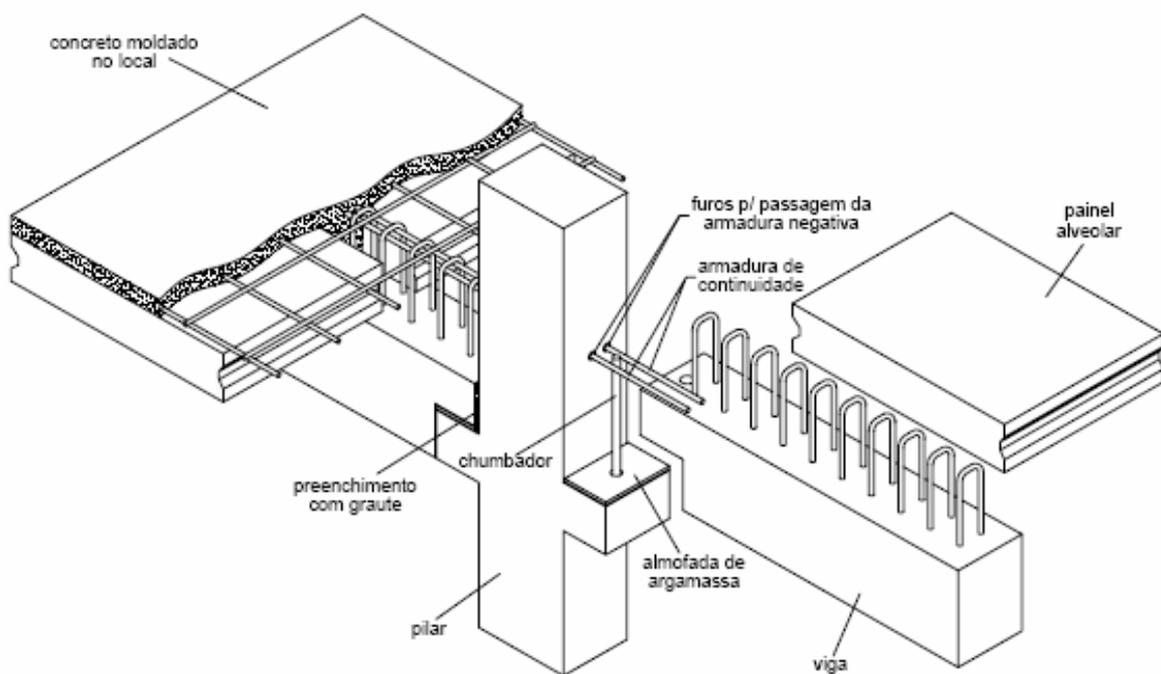
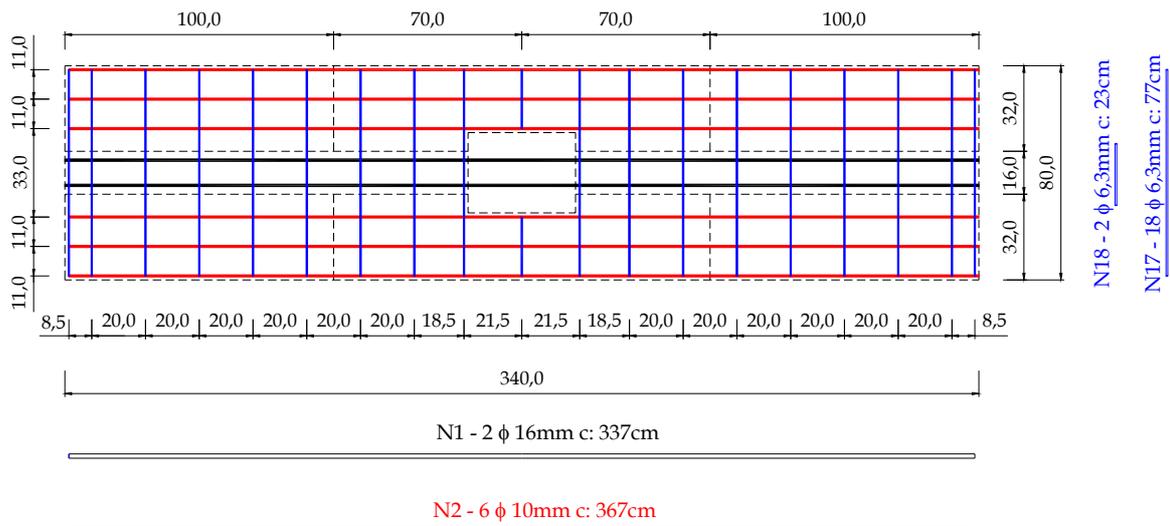
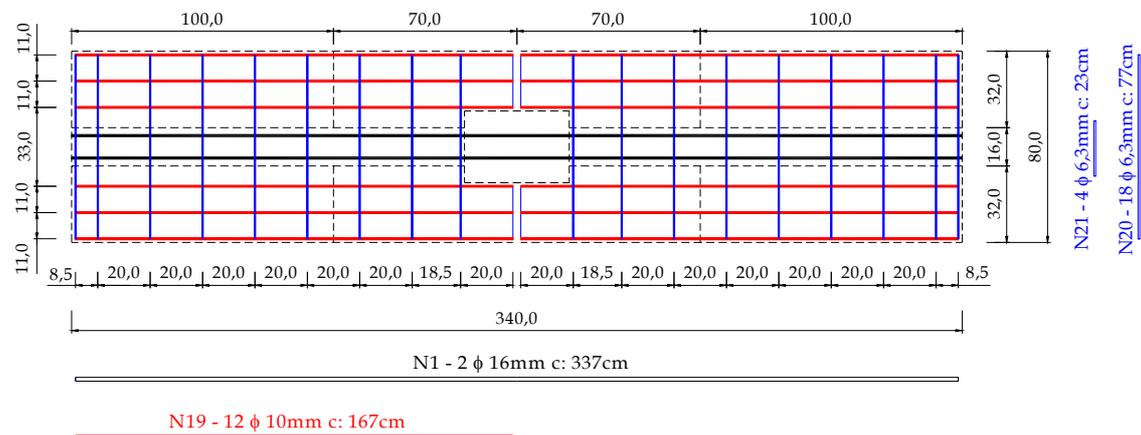


Figura 2.22: Ligação ensaiada por MIOTTO [BALDISSERA (2006)].

Outro ponto importante a ser analisado no segundo tipo de ligação, diz respeito à disposição da armadura de continuidade na capa de concreto e diâmetros utilizados. O detalhamento da armadura dos protótipos pode ser observado na figura 2.23.



(a) - modelo 2.1;



(b) - modelo 2.2.

Figura 2.23: Detalhamento da armadura de continuidade dos protótipos [MIOTTO (2002)].

No ensaio de MIOTTO (2002), assim como o de FERREIRA (1999), foram realizados ensaios cíclicos, com o emprego de um atuador servo-controlado com capacidade de 500 kN no pórtico central, onde as ações alternadas foram aplicadas no pilar facilitando a montagem, estando às vigas vinculadas às estruturas de reações nas suas extremidades, apoiadas em placas de aço e de elastômero (ver figura 2.24).



Figura 2.24: Arranjos de ensaios com aplicação de carga no pilar e reações nas extremidades das vigas, empregados em FERREIRA (1999) e MIOTTO (2002).

A figura 2.25 mostra os resultados obtidos por MIOTTO (2002) no ensaio experimental e pela simulação realizada no programa ANSYS 5.5 para dois modelos. O modelo 2.1 possui armadura de continuidade passando dentro do pilar e nas laterais, e o modelo 2.2 possui esta mesma área de armadura passando dentro e nas laterais, com a diferença que as barras laterais não eram contínuas, com o intuito de simular um pilar de extremidade.

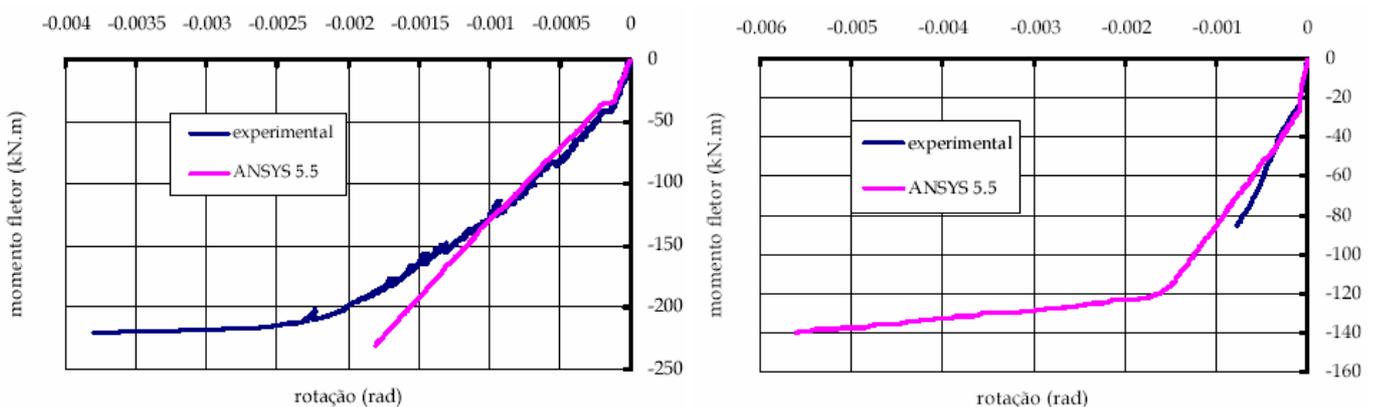


Figura 2.25: Gráfico momento fletor x rotação para os modelos 2.1 e 2.2 respectivamente [MIOTTO (2002)].

A determinação da rotação na ligação foi realizada com a leitura de relógios comparadores posicionados na capa da laje e no apoio das vigas, como ilustrado na figura 2.26. A rotação foi obtida fazendo-se a média das leituras dos relógios superiores mais a média dos relógios inferiores, dividido pela distância vertical entre eles.

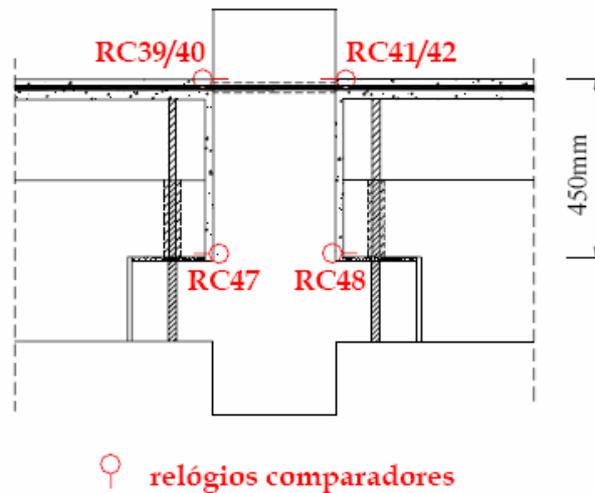


Figura 2.26: Relógios comparadores para o cálculo da rotação na ligação [MIOTTO (2002)].

Analisando os gráficos pode-se dizer que o modelo 2.1, com a capa da laje continua, apresentou um melhor comportamento que o modelo 2.2, na tabela 2.2 encontra-se o resumo dos resultados obtidos.

Tabela 2.2: Resumo dos resultados experimentais [MIOTTO (2002)]

	Momento Negativo		Momento Positivo	
	Modelo 2.1	Modelo 2.2	Modelo 2.1	Modelo 2.2
$M_{\text{fissuração}} \text{ (kN.m)}$	42	26	8,5	17
$M_{\text{plastificação}} \text{ (kN.m)}$	215	-	-	25
$K_{\text{fissuração}} \text{ (kN.m/rad)}$	303 380	266 827	168 921	89 210
$K_{\text{plastificação}} \text{ (kN.m/rad)}$	75 114	66 064	10 990	7 370

BALDISSERA (2006), em um trabalho que deu continuidade ao de MIOTTO (2002), ensaiou ligações com pilares intermediários e de extremidade (modelo “T”) compostas por dois chumbadores inclinados presos à viga através de chapas metálicas, porcas e arruelas ao invés de um chumbador retilíneo, e no sentido do momento fletor negativo foi colocada uma armadura de continuidade transpassando o pilar.

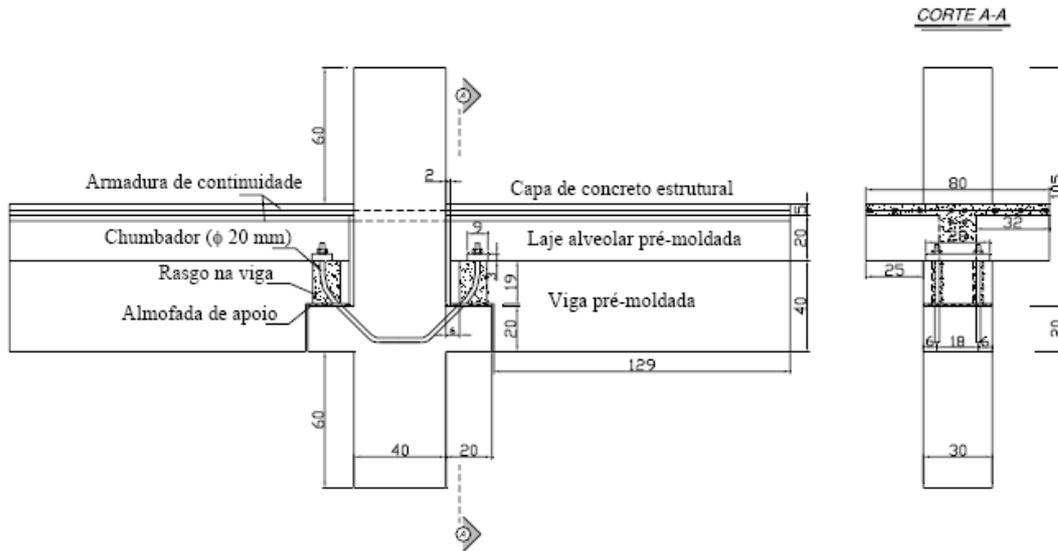


Figura 2.27: Modelo de ensaio com pilar intermediário [BALDISSERA (2006)]

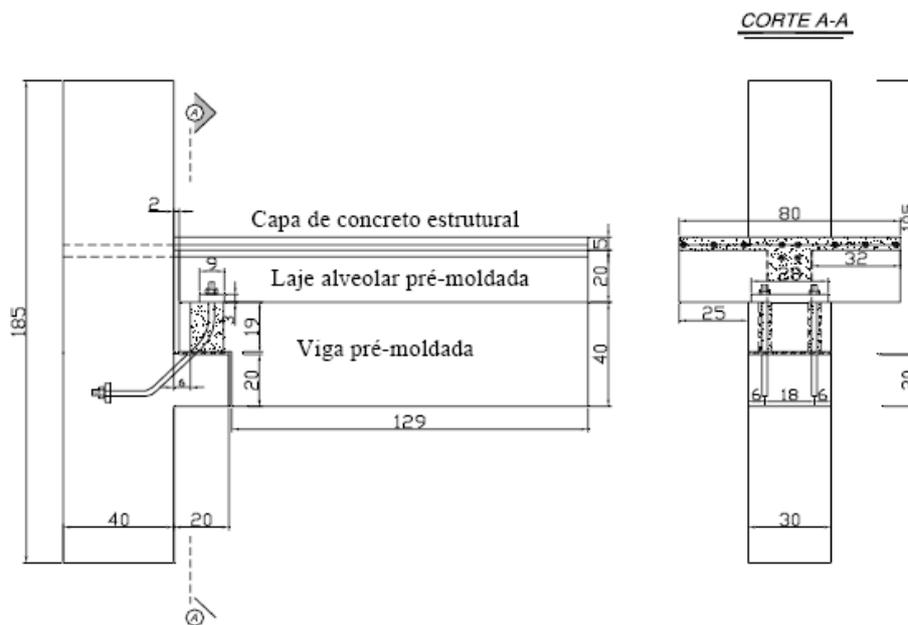


Figura 2.28: Modelo de ensaio com pilar de extremidade [BALDISSERA (2006)]

Foi utilizado nos ensaios um atuador servo controlado com capacidade de 500 kN para aplicar carregamentos de $F/2$ no canto de cada viga. Para o modelo com pilar intermediário o carregamento alternado foi realizado através de 21 ciclos, onde os 20 primeiros visavam representar o estado de utilização correspondendo à aplicação de uma carga de 60% da prevista para a ruptura tanto positiva quanto negativa. No 21º e

último ciclo levou-se a peça até o escoamento da armadura ao momento fletor negativo e em seguida ao momento fletor positivo, invertendo-se o carregamento. No ensaio com o modelo com pilar de extremidade foram realizados 16 ciclos, menos que o primeiro modelo devido à aparição de fissuras na região de aplicação da carga no pilar.

Os valores de rigidez ao momento fletor negativo para modelo com pilar intermediário, para a envoltória e para o último ciclo, podem ser observados na tabela 2.3.

**Tabela 2.3: Valores de rigidez à flexão para o modelo com pilar intermediário
[BALDISSERA (2006)]**

		Rigidez (MNm/rad)
Momento Negativo	Envoltória	84,0
	Último ciclo	79,6

Com os ensaios verificou-se que a ruptura da ligação ocorreu por escoamento da armadura da capa quando atuante um momento fletor negativo e escoamento do chumbador quando atuante um momento fletor positivo.

Tabela 2.4: Momentos máximos atuantes em cada modelo [BALDISSERA (2006)]

MODELO	MOMENTO NEGATIVO (kN.m)	MOMENTO POSITIVO (kN.m)
I	-227	144,1
E	-162,2	139,3

Comparando os modelos pode-se perceber que os momento de plastificação de ambos os modelos, para momento-fletor negativo, o modelo compilar intermediário é capaz de suportar momentos 30% maiores que o modelo compilar de extremidade, enquanto que para o momento positivo a ligação possui o mesmo momento resistente.

Pesquisadores europeus também estão estudando ligações em estruturas pré-moldadas, como por exemplo, GORGUN (1997), que realizou ensaios de ligações viga-pilar com

armadura de continuidade passante no pilar, com protótipos com a presença de elementos de laje alveolar sem capa de concreto (ver figura 2.29), onde ficou demonstrado que a armadura de continuidade promoveu a semicontinuidade da ligação, apresentando um bom desempenho com relação à resistência e à rigidez à flexão.

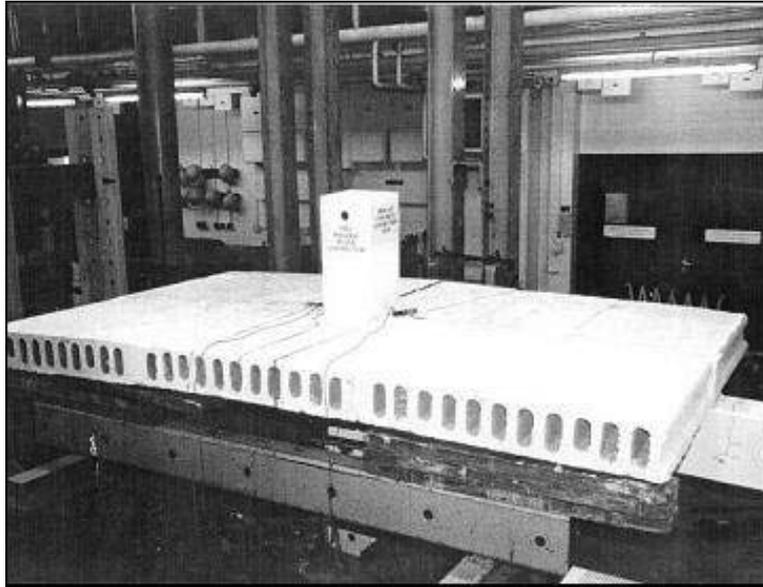


Figura 2.29: Esquema de ensaio realizado [GORGUN (1997)].

Em ELLIOTT *et al.* (2003) foram realizados ensaios experimentais com ligações assimétricas (pilares de extremidade) e ligações simétricas (pilares intermediários), aplicando um carregamento sobre a estrutura de forma a submetê-la a momentos fletores.

Para o ensaio de ligações assimétricas aplicou-se carregamento horizontal submetendo a ligação a momentos positivos e negativos separadamente. Já para as ligações simétricas, primeiro aplicou-se carregamento horizontal sobre o pilar gerando momentos positivos e negativos e posteriormente apenas carregamento gravitacional gerando momento negativo na ligação.

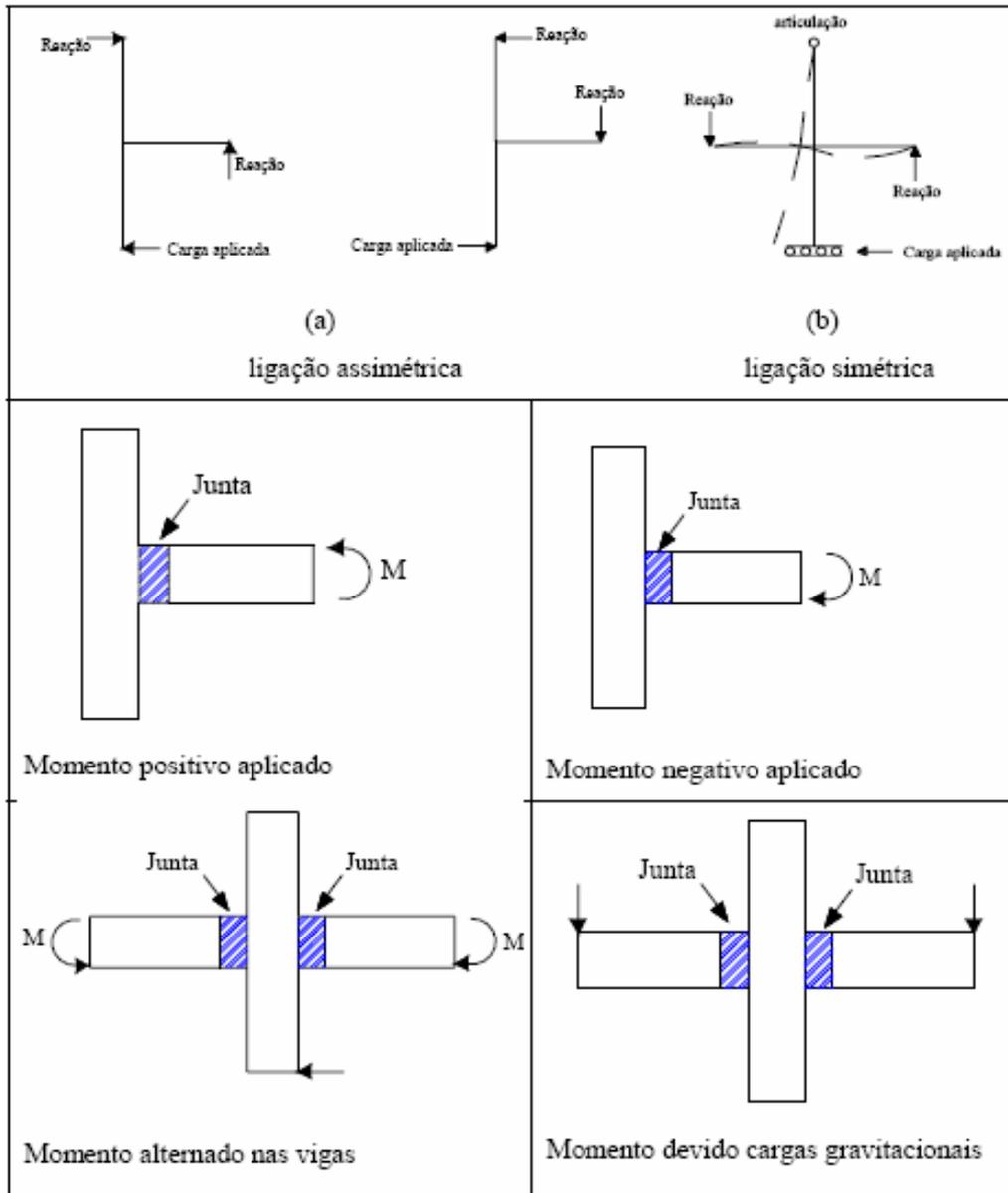


Figura 2.30: Carregamento da estrutura [ELLIOTT et al (2003)]

Com os gráficos momento-rotação pode-se verificar que estruturas assimétricas com carga horizontal apresentavam rigidez inicial elevada seguido de rápido comportamento dúctil. Já as estruturas simétricas sob mesmo carregamento apresentaram rigidez inicial pouco menor que as assimétricas, porém possuíam momentos de plastificação maiores.

Em projeto promovido pelo CERIB “Study and Research Center of the French Precast Concrete Industry” foi incluído o trabalho de CHEFDEBIEN (1998), que apresenta os resultados de ensaios de dois modelos de ligações viga-pilar mais utilizados na França

com o intuito de estudar o comportamento semi-rígido destas ligações, que em projetos, usualmente são consideradas articuladas.

Na figura 2.31 são mostradas as ligações estudadas, que consistiam de almofada de apoio, chumbadores e capa de concreto moldada no local com resistência de 25 MPa. A resistência das vigas e pilares pré-moldados foi de 60 MPa.

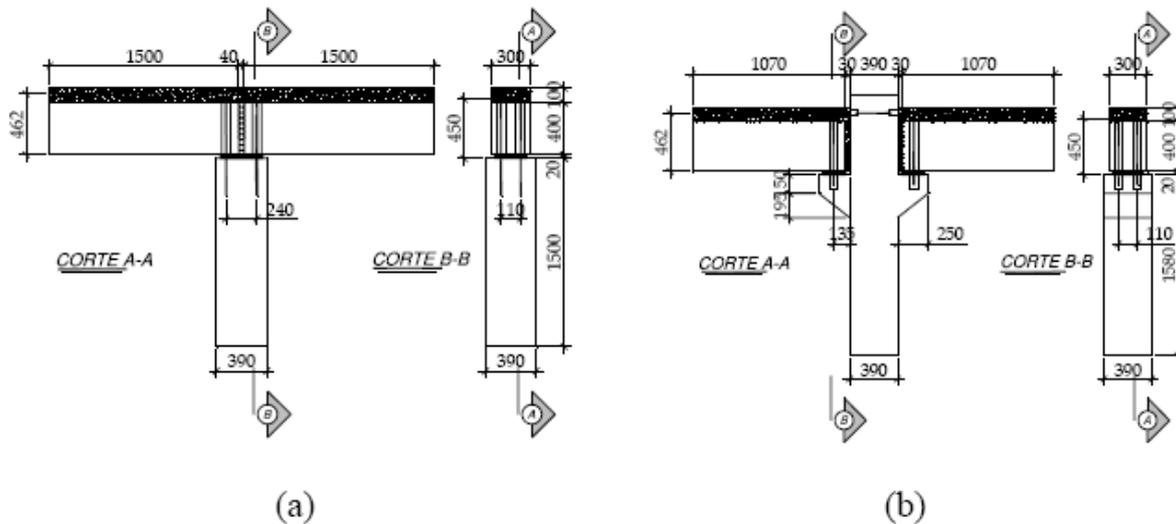


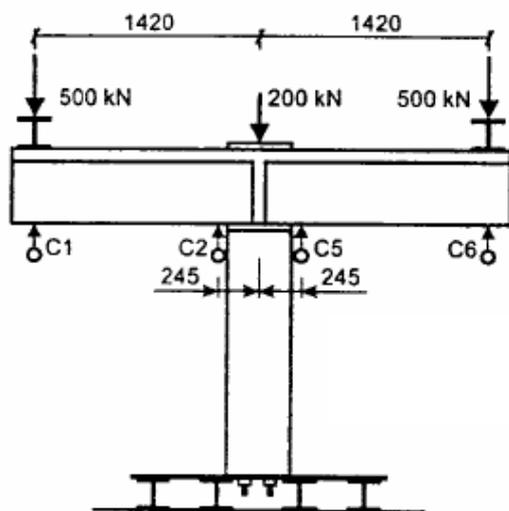
Figura 2.31: Ligações viga-pilar estudadas por Chefdebien [CHEFDEBIEN (1998)].

Para se compreender qual a influência de cada componente da ligação variou-se o material da almofada de apoio, preenchimento vertical e quantidade de armadura da capa de concreto para cada um dos seis modelos como mostra a tabela 2.5.

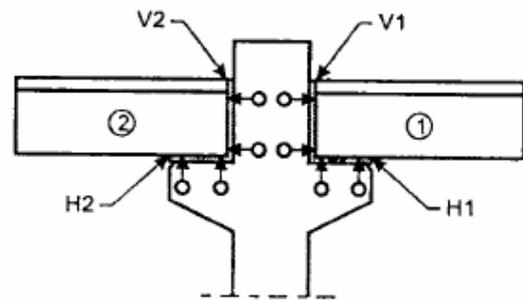
Tabela 2.5: Características dos modelos ensaiados por Chefdebien [CHEFDEBIEN (1998)]

Modelo	Almofada de apoio	Preenchimento Vertical (chumbador)	Armadura de continuidade
BC1	Argamassa	Concreto	3 ϕ 12
BC2 e BC5	Argamassa	Concreto	3 ϕ 16
BC3	Neoprene	Poliestireno	3 ϕ 16
BC4	Argamassa	Poliestireno	3 ϕ 16
BC6	Argamassa	Concreto	2 ϕ 16

Sobre a ligação dos modelos BC1, BC2, BC3, BC4 e BC5 foi aplicado um carregamento vertical de 200 kN com o objetivo de simular o carregamento de andares superiores de estrutura. Os modelos foram carregados simetricamente através de 2 atuadores hidráulicos com controle de força e as rotações foram medidas com a utilização de transdutores posicionados próximos à face do pilar e sob os pontos de carregamento. No modelo BC6 foram utilizados transdutores adicionais localizados no pilar para a medição da rotação da viga. A instrumentação dos modelos pode ser observada na figura 2.32.



Ligação dos modelos BC 1 a BC 5



Ligação do modelo BC 6

Figura 2.32: Instrumentação dos modelos ensaiados [CHEFDEBIEN (1998)].

Pode-se observar em todos os ensaios realizados, a presença de fissuras verticais na interface da viga com o pilar, sendo que a ruptura iniciou-se com o escoamento da armadura presente na capa de concreto. Os resultados dos experimentos são mostrados na tabela 2.6.

Tabela 2.6: Resultados característicos das Ligações [CHEFDEBIEN (1998)]

Modelo	Momento de escoamento (M_y) (kN.m)	Rigidez Secante relativo ao M_y (K_{sy}) (kN.m/rad)	Momento resistente (M_r) (kN.m)	Rotação para o M_r (θ_r) (rad)
BC1	104	91600	137	-
BC2	163	108000	210	-
BC3	72	11300	189	0,064
BC4	124	30000	195	-
BC5	159	11970	233	0,084
BC6	104	41300	153	0,038

Com a pesquisa de CHEFDEBIEN (1998) pode-se concluir que as ligações com almofada de apoio e preenchimento vertical flexíveis (neoprene e poliestireno) possuem resistência e rigidez inferior às ligações com materiais rígidos, como mostra a curva momento – rotação mostrada na figura 2.33.

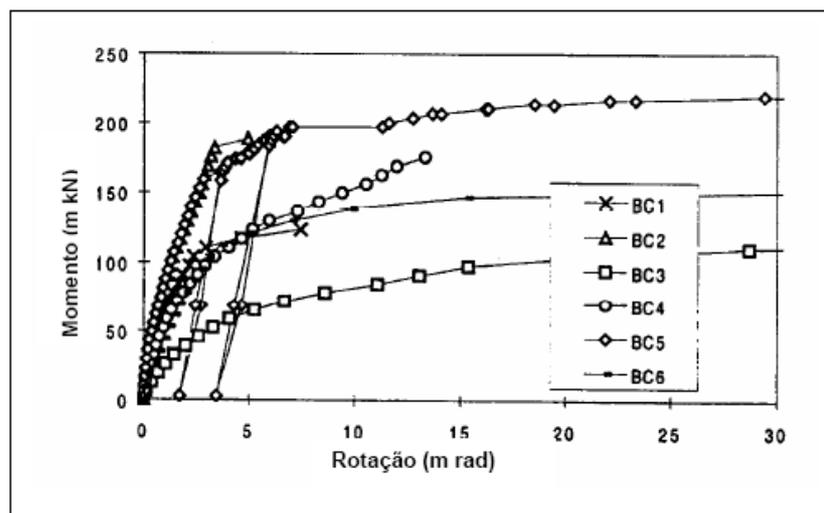


Figura 2.33: Curva momento – rotação dos modelos [CHEFDEBIEN (1998)].

É importante comentar também sobre a fissuração obtida nas peças durante este tipo de ensaio mencionado anteriormente. O Manual do PCI (1986) contém resultados de diversos ensaios com diferentes tipos de ligações, e faz notações sobre a localização das fissuras e suas prováveis causas. Para uma ligação com armadura de continuidade passando através do pilar, com parte da viga sendo concretada no local para a

solidarização da armadura, existem quatro maneiras de fissuração possíveis, e estas podem ser observadas na figura 2.34.

O mecanismo de fissuração número 1 é tido como o ideal, pois as fissuras se distribuem ao longo de um trecho da viga e não se concentram apenas na interface entre a viga e o pilar, logo, pode-se dizer que a armadura de flexão está correta, assim como a de cisalhamento, que é muito importante no caso de ocorrer alguma falha com o consolo.

O mecanismo 2 apresenta uma fissuração na interface da viga com o pilar, que pode ser causada por falta de armadura de flexão e um grauteamento inadequado, podendo provocar um grande giro na ligação. No terceiro mecanismo pode-se observar que a fissuração ocorreu na área onde o concreto pré-moldado e o concreto moldado no local se encontram, isto se deve a falta de armadura de cisalhamento (estribos) que garante que ambos trabalhem juntos. O quarto e último mecanismo de fissuração ocorre quando há falta de armadura de tirante no consolo e na viga, surgindo um fendilhamento nos cantos dos mesmos.

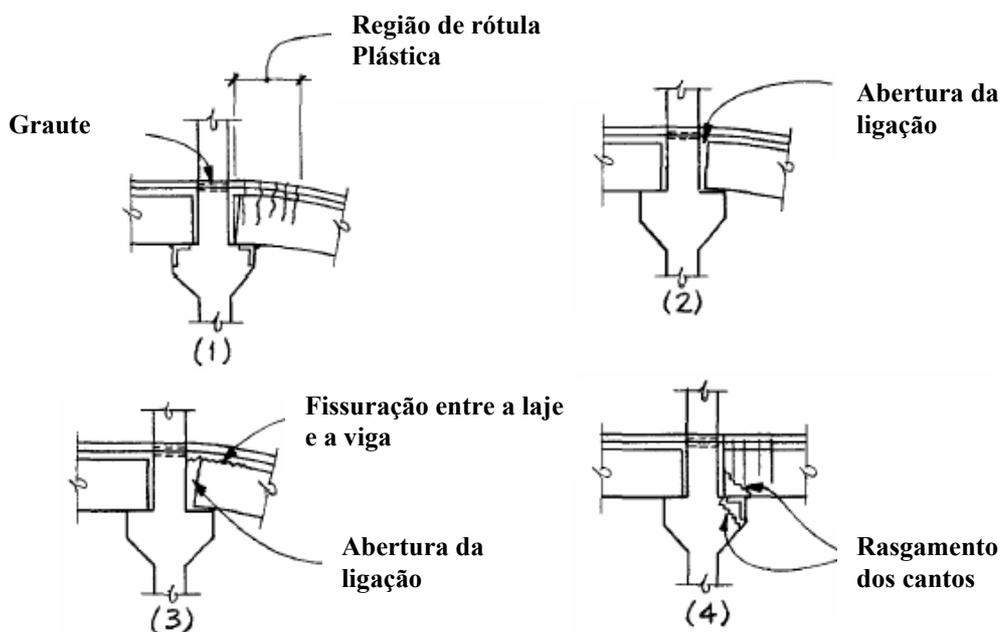


Figura 2.34: Esquema dos mecanismos de fissuração em ligações com armadura de continuidade [PCI (1986)].

com chumbador parafusado no topo, conforme ilustrado na figura 2.37 (modelo BC-16A). As variáveis testadas foram à taxa de armadura negativa ($3 \phi 16$ mm e $3 \phi 20$ mm) e o comprimento de apoio na extremidade da viga (180 mm e 25 mm).

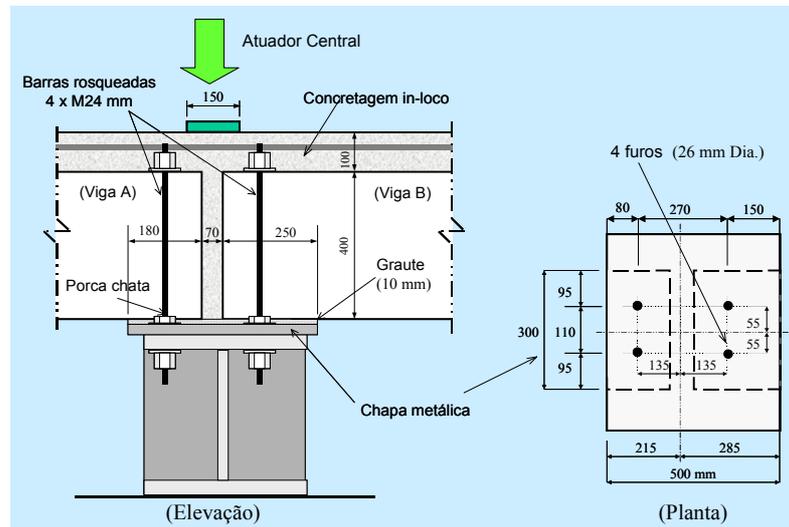


Figura 2.37: Ligação semi-rígida ensaiada [FERREIRA *et al.* (2002)].

Tabela 2.7: Variáveis e propriedades dos materiais [FERREIRA *et al.* (2002)].

Modelo	Barras (mm)	$A_{s,top}$ (mm ²)	f_y (MPa)	d (mm)	λ_{apoio} (mm)	f_{cu} (MPa)	f_{cu} (in-loco) (MPa)
BC-16A	3 x 16	603	500	454	180	49	34
BC-16B					250		
BC-20A	3 x 20	942	500	452	180	52	35
BC-20B					250		

Com resultado dos ensaios pode-se concluir que a ligação com maior área de armadura negativa ou de continuidade possui maior rigidez e resistência. Com relação ao comprimento do apoio, em ambos os casos, a ligação com comprimento maior apresentou menor rigidez e resistência equivalente à ligação com menor comprimento de apoio. Estes resultados podem ser observados na figura 2.38.

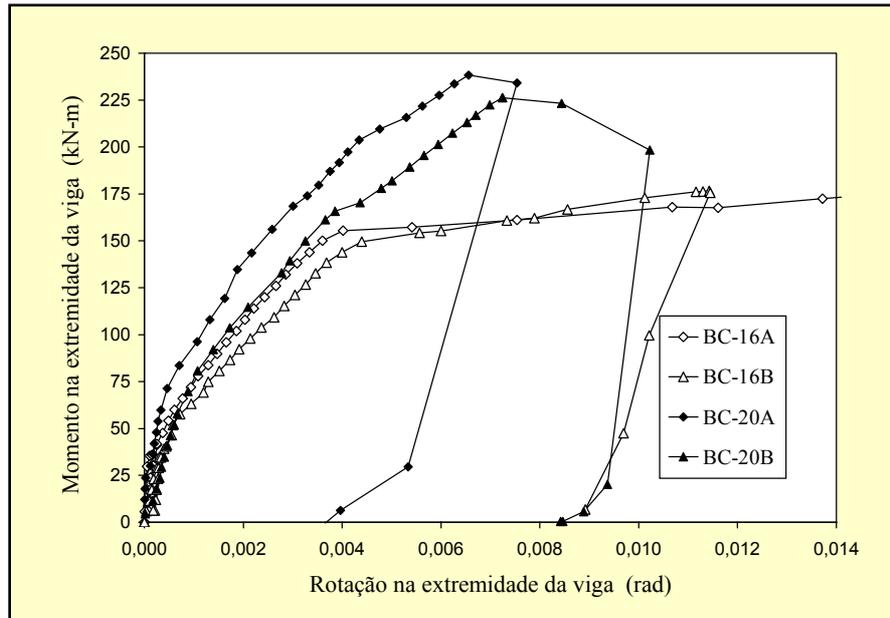


Figura 2.38: Resultados experimentais [FERREIRA *et al.* (2002)].

Em seu trabalho, SOUZA (2006) ensaiou uma viga pré-moldada de concreto armado apoiada sobre dois pilares com consolo de concreto, utilizando ligação semi-rígida com armadura de continuidade solidarizada no local. Esta pesquisa foi pioneira nesta área porque o modelo ensaiado possuía dimensões reais, logo foi possível analisar não apenas o comportamento da ligação, mas também o da viga.

Os esforços foram aplicados através de duas cargas pontuais de 135 kN no meio da viga, realizando-se a leitura da flecha através de transdutores, da rotação global através de clinômetros e da rotação relativa entre a viga e o pilar também com a utilização de transdutores localizados no consolo, figura 2.39. Como resultado do ensaio concluiu-se que a ligação apresentou um comportamento semi-rígido tanto no ELS quanto no ELU, absorvendo aproximadamente 53% do momento elástico, havendo um acréscimo de 170% no momento positivo no centro da viga.

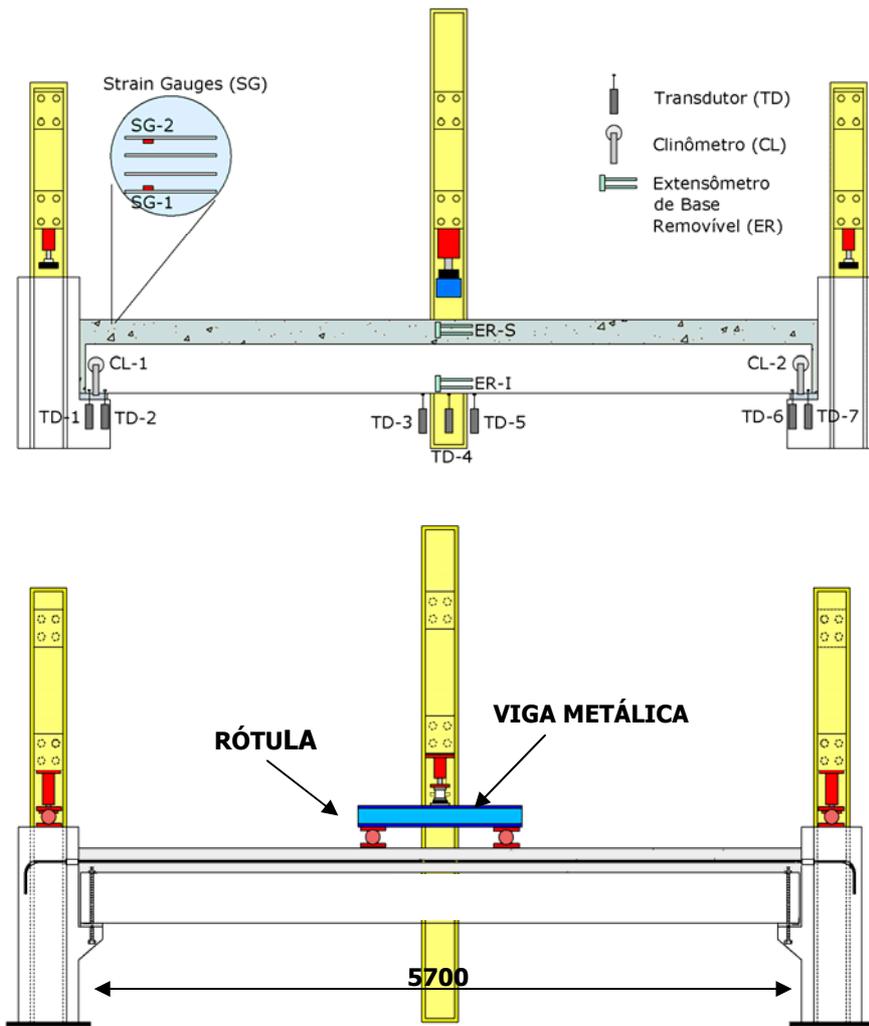


Figura 2.39: Arranjo do ensaio à flexão para a ligação viga-pilar [SOUZA (2006)].

3. Programa Experimental

3.1 Objetivo do Programa Experimental

O objetivo central desta pesquisa é a realização de ensaios para a caracterização de ligações, com modelos cruciforme com vigas em balanço, onde será determinada a relação momento-rotação viga-pilar, para identificar qual a rotação específica da ligação.

A mesma ligação será ensaiada para dois detalhes diferentes da armadura de continuidade, variando-se a taxa de armadura passante dentro do pilar. Uma situação será realizada com 100% da armadura de continuidade passando dentro do pilar e a segunda ligação possuirá 50% da armadura passando dentro do pilar e 50% nas laterais.

A princípio pensou-se em realizar três ensaios, sendo o terceiro sem armadura de continuidade passando pelo pilar, apenas com as armaduras laterais, mas, revisando a literatura, mais precisamente a norma Britânica BS 8110 (1997), chegou-se a conclusão que este terceiro modelo não seria de grande importância, pois a armadura de continuidade passante dentro do pilar é muito importante para se prevenir contra o

colapso progressivo. Como dito em capítulo anterior, existem até normas internacionais que prescrevem à utilização desta armadura.

3.2 Descrição dos Modelos

Como a pesquisa tem o objetivo de analisar a interação da extremidade de um elemento de viga com a sua ligação junto a um pilar, sendo o pilar um elemento contínuo, adotou-se um modelo em disposição cruciforme, com duas vigas unidas a um pilar central, onde a ação vertical foi aplicada nas extremidades das vigas em balanço, figura 3.1a. Tal arranjo possibilitou a simulação da situação real de uma região próxima a um nó central de uma estrutura de pórtico.

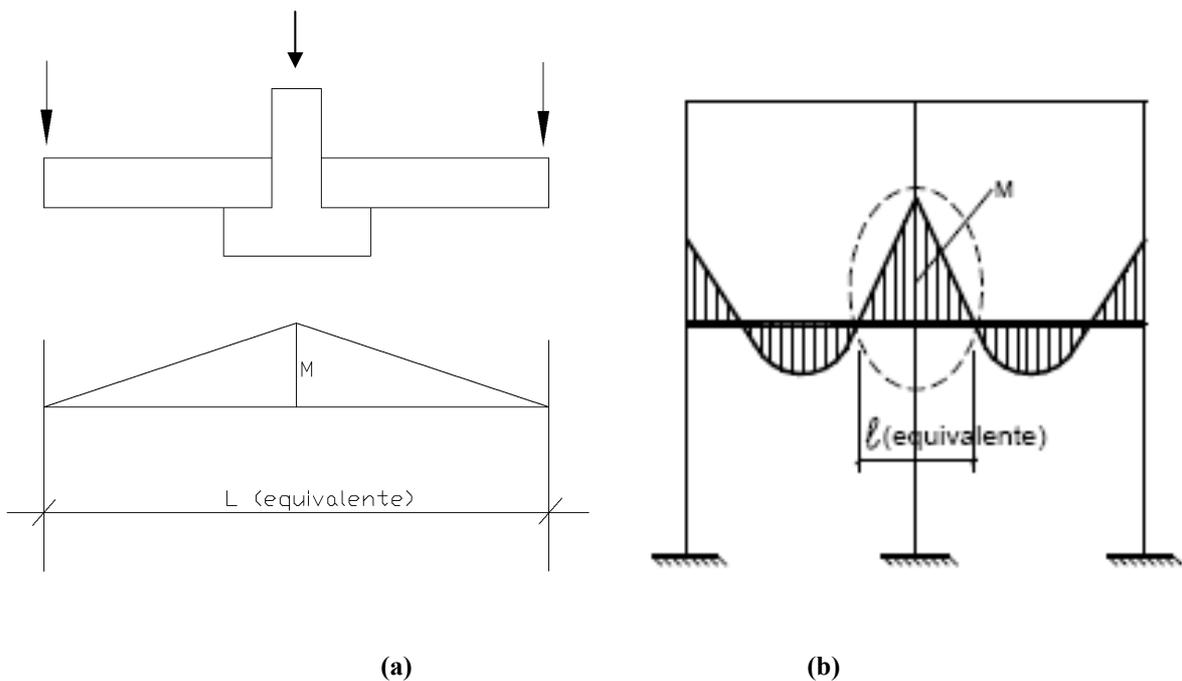


Figura 3.1: Situação simulada de uma estrutura de pórtico.

A parte experimental desta pesquisa é composta por dois ensaios com protótipos em formato cruciforme.

Os dois modelos possuem consolos com as mesmas dimensões e mesmos detalhes da armadura, incluindo o chumbador de cisalhamento. A figura 3.3 ilustra o detalhamento da armadura do consolo e os cálculos para o dimensionamento podem ser observados no anexo B.

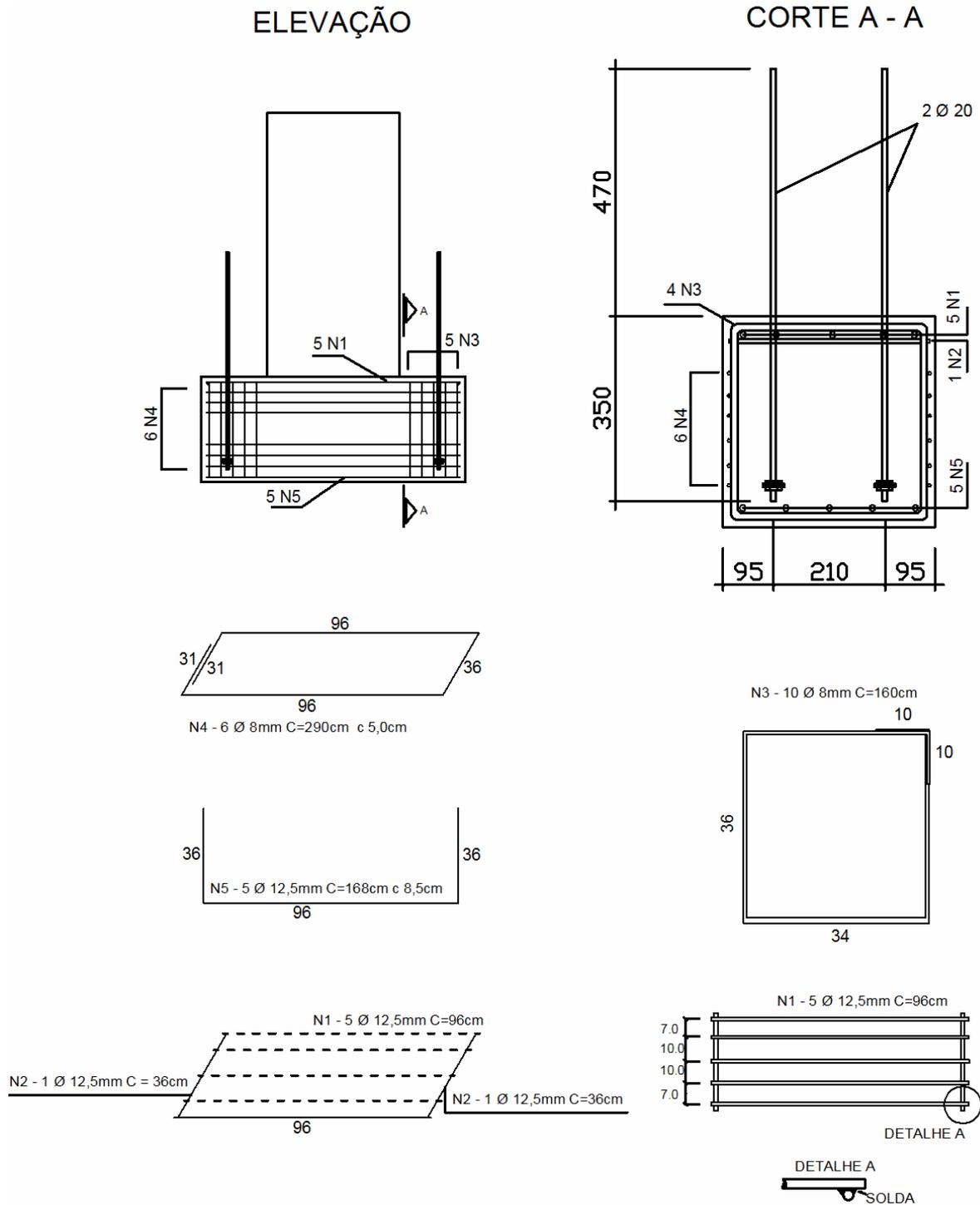


Figura 3.3: Detalhamento da armadura do consolo.

A armadura negativa de continuidade transpassa o pilar através de bainhas lisas, sendo que uma atenção especial foi dada ao seu preenchimento e correto posicionamento da armadura, não deixando espaços vazios, de maneira a não comprometer a aderência aço - concreto.

A figura 3.4 ilustra o detalhamento da armadura dos pilares utilizados para ambos os modelos.

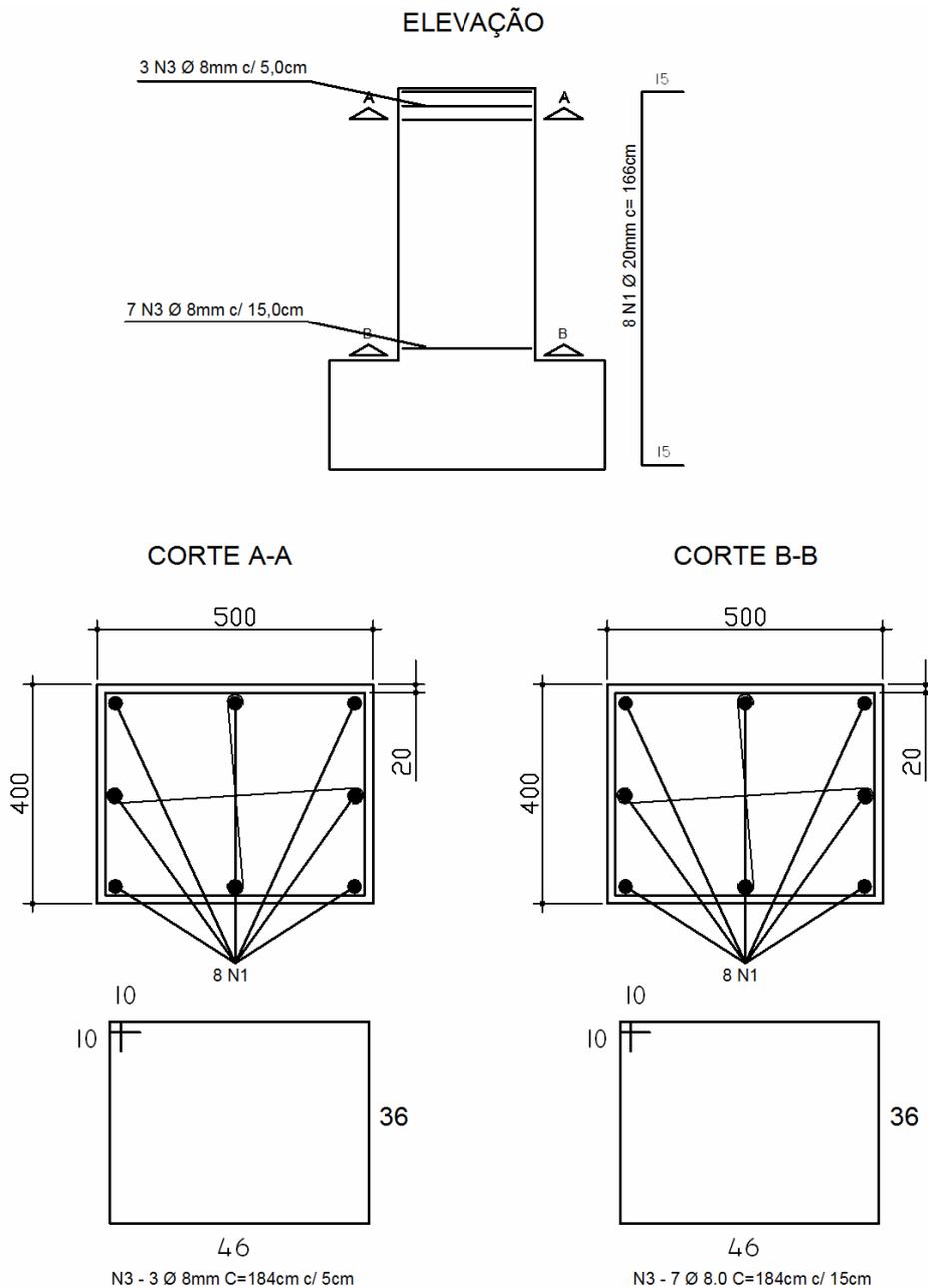


Figura 3.4: Detalhamento da armadura dos pilares.

As vigas de seção parcial apresentam 400 mm de largura e 400 mm de altura em sua parte pré-moldada, mais 200 mm de concreto moldado no local para a solidarização com a capa de concreto e com a armadura negativa. Elas foram armadas para suportar o momento positivo supondo estar bi-apoiadas, como pode ser observado nas figuras 3.5 e 3.6, não influenciando no comportamento da ligação, pois não há ligação entre a armadura da viga com o pilar.

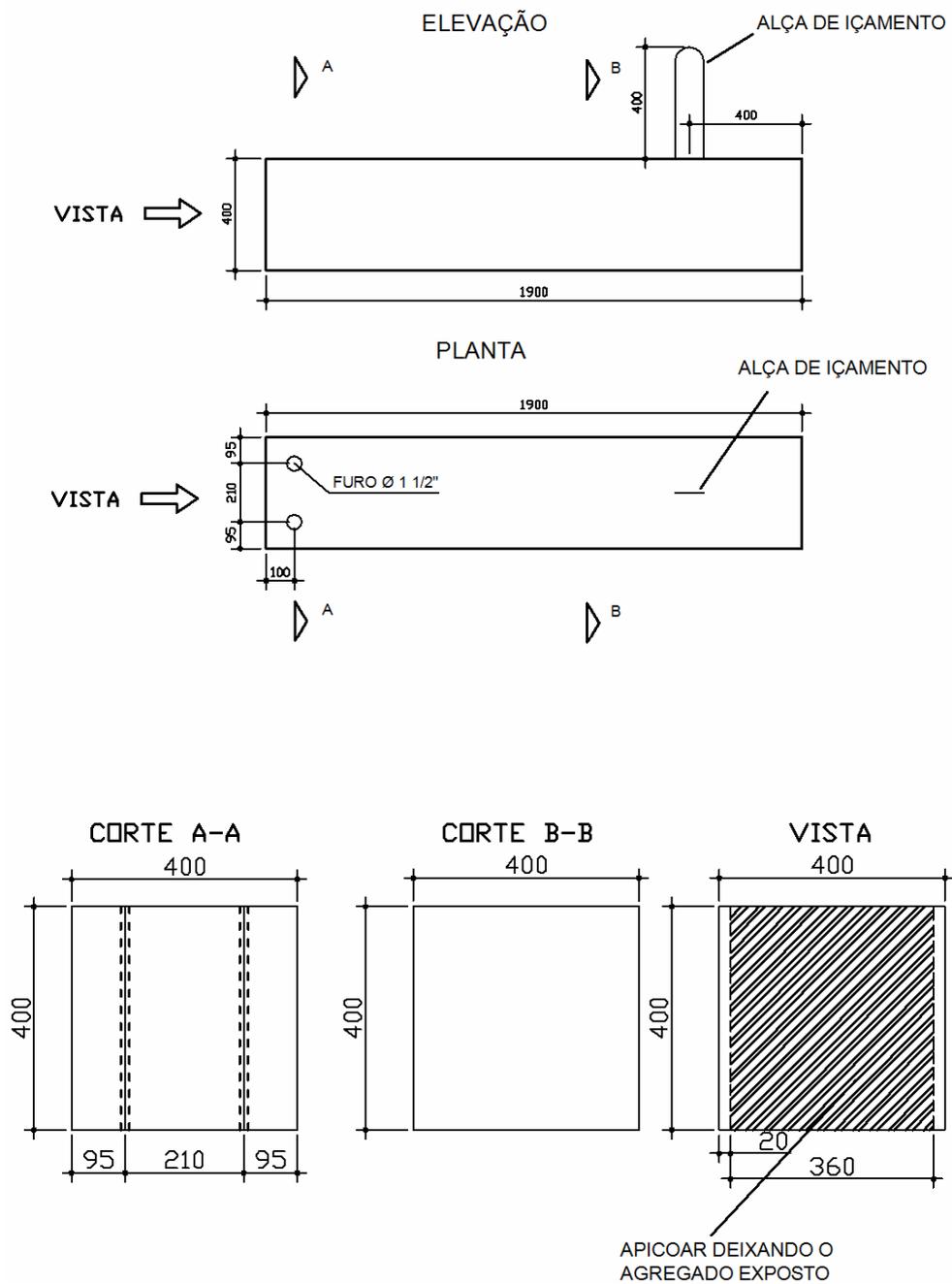


Figura 3.5: Planta de fôrma (seção pré-moldada) da viga empregada em todos os modelos.

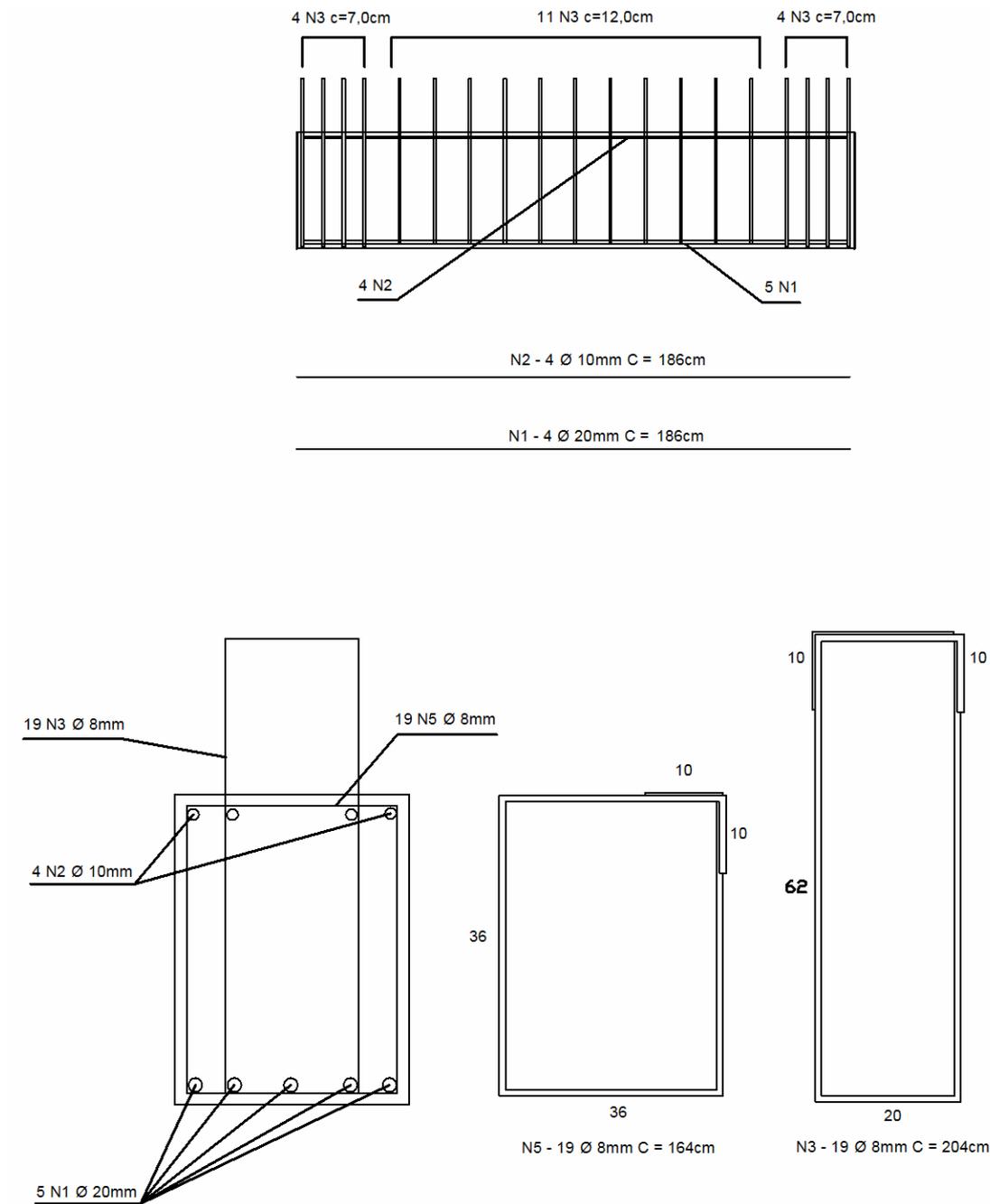


Figura 3.6: Detalhamento da armadura das vigas.

A laje utilizada no Modelo 2 é a alveolar com 200 mm de altura com uma capa de concreto moldada no local com 70 mm de espessura. As lajes têm um balanço de 400 mm de comprimento, medidos a partir da face da viga, sendo que a armadura negativa na capa está distribuída dentro de uma faixa de 250 mm a partir da face do pilar. A figura 3.7 apresenta o projeto das lajes utilizadas.

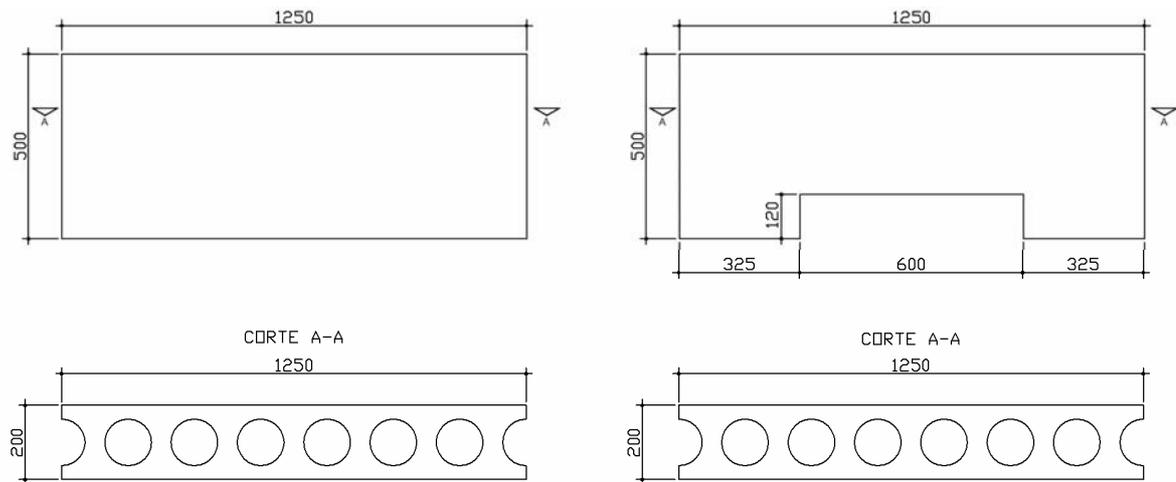


Figura 3.7: Projeto das lajes alveolares.

As armaduras longitudinais de continuidade superiores foram solidarizadas juntamente com a concretagem do complemento de 270 mm sobre a viga pré-moldada, sendo 70 mm de capa sobre a laje alveolar, provendo a resistência à flexão negativa para a ligação.

A área total de armadura de continuidade (A_s) utilizada foi de 804 mm². Quando 100% da armadura passar dentro do pilar (Modelo 1), esta armadura compreende 4 barras de 16 mm. No Modelo 2, que possui 50% da armadura passando dentro do pilar e 50% fora do mesmo, em suas laterais, foram utilizadas 2 barras de 16 mm passando dentro do pilar e 4 barras de 8 mm de cada lado, distribuídas em 250 mm (ver tabela 3.1).

Além das armaduras de continuidade da ligação, a capa da laje alveolar possui também uma malha (tela soldada) da série 159 que sobrepõe a armadura negativa de continuidade. Esta tela possui espaçamento de 100 mm entre os fios, tanto longitudinalmente quanto transversalmente, os fios possuem 4,5 mm de diâmetro e uma área de aço de 1,59 cm²/m nas duas direções. O Modelo 2 possui também armaduras de costura transversais à armadura de continuidade, em ambos os lados do pilar, compreendendo no total 6 barras de 8 mm distantes 150 mm do pilar a partir do centro

de gravidade da armadura (ver anexo C). Os detalhes dos modelos podem ser observados nas figuras 3.8 e 3.9.

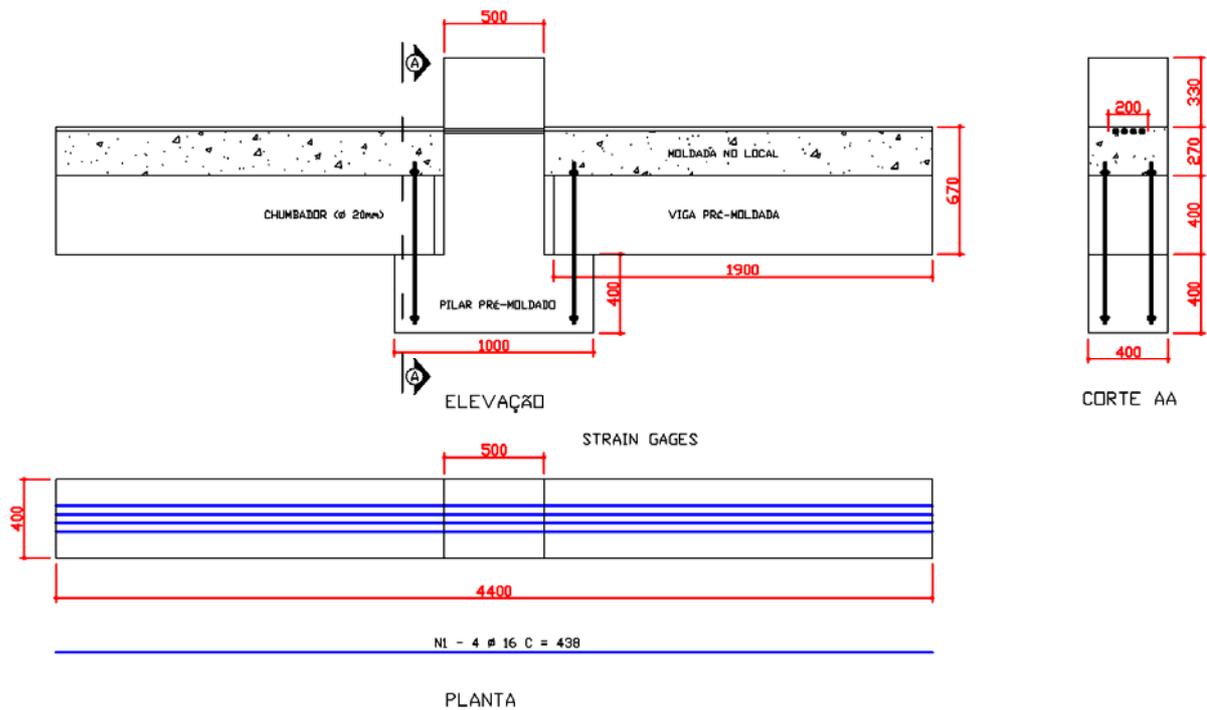


Figura 3.8: Detalhe da armadura de continuidade do Modelo 1.

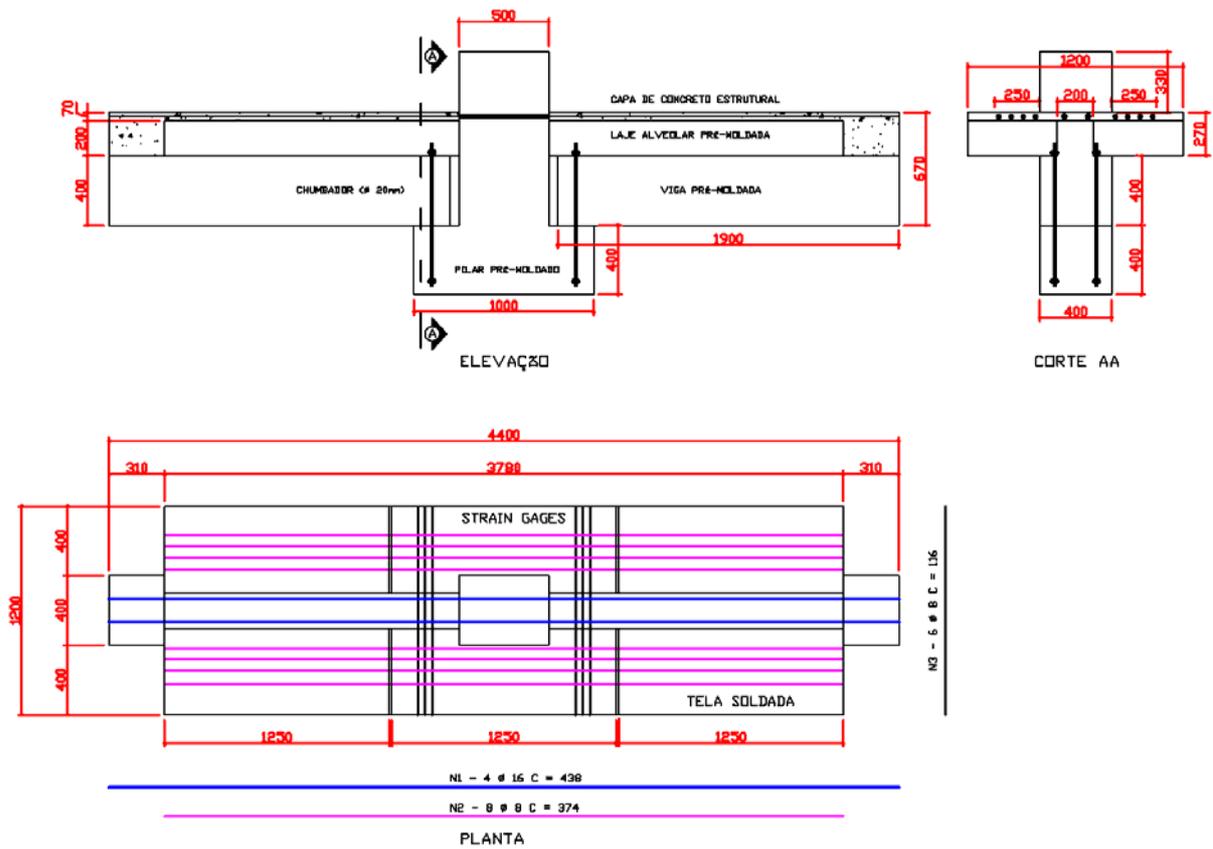


Figura 3.9: Detalhe da armadura de continuidade do Modelo 2.

Tabela 3.1: Resumo da armadura de continuidade utilizada nos modelos.

Modelo	Armadura	Quantidade	A_s (mm ²)
Modelo 1	Interna – passando dentro do pilar	4 ϕ de 16 mm	804
	Externa – passando ao lado do pilar	Não possui	
Modelo 2	Interna – passando dentro do pilar	2 ϕ de 16 mm	804
	Externa – passando ao lado do pilar	8 ϕ de 8 mm	

3.3 Montagem dos Modelos

3.3.1 Modelo 1

A montagem do Modelo 1 teve início com a fixação de chapas metálicas nos consolos, como ilustrado na figura 3.10. As chapas possuem dimensões 100 mm x 50 mm com espessura de 6 mm e foram fixadas com massa plástica no local de giro da ligação, após esta etapa realizou-se o encaixe e escoramento das vigas.



Figura 3.10: Chapa metálica fixada ao consolo no local de giro da ligação e montagem das vigas.

A armadura de continuidade, formada por quatro barras de 16 mm, foi posicionada atravessando o pilar através de bainhas lisas, que posteriormente foram preenchidas com graute. No mesmo momento do grauteamento da bainha foi realizado o preenchimento da interface entre a viga e o pilar, do apoio da viga e do furo do chumbador. Para que houvesse melhor aderência na ligação, a face do pilar e da viga que entrariam em contato com o graute sofreu um apicoamento, gerando uma região mais rugosa. Na

figura 3.11 pode-se observar o processo de grauteamento e a armadura de continuidade já ancorada ao pilar com o preenchimento da bainha.



Formatado:
Negrito, Cor d

Formatado:
Negrito, Cor d

Figura 3.11: Grauteamento da interface viga-pilar e armadura de continuidade ancorada ao pilar com a utilização de graute.

Com a armadura negativa posicionada e a interface grauteada, o próximo passo foi limar as barras para posterior colagem dos *strain-gages* na direção das chapas metálicas e dos chumbadores (ver figura 3.12). Optou-se, neste modelo, em instrumentar duas barras em ambos os lados do pilar, somando quatro pontos de instrumentação, como ilustra a figura 3.13.



Figura 3.12: Preparação das barras para colagem dos *strain-gages*.

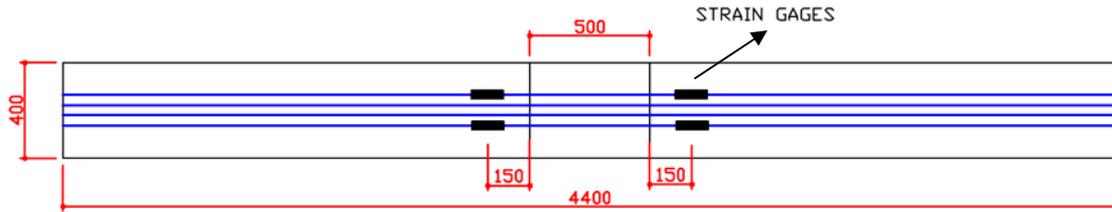


Figura 3.13: Esquema do posicionamento dos *strain-gages* no Modelo 1.

Após a instrumentação das barras iniciou-se a montagem das fôrmas para a concretagem da viga. As fôrmas foram feitas com tábuas revestidas com lona para facilitar a desforma, como mostra a figura 3.14.



Figura 3.14: Montagem da fôrma do Modelo 1.

O concreto utilizado na concretagem da parte superior da viga foi usinado, com resistência de 25 MPa. A figura 3.15 mostra o momento da concretagem e o modelo já concretado.



Figura 3.15: Concretagem do Modelo 1.

As últimas fases da montagem foram a cura e desforma, e após isso o modelo estava pronto para receber a instrumentação.

3.3.2 Modelo 2

A montagem do Modelo 2 foi mais trabalhosa que do Modelo 1, porque envolve lajes em balanço. O mesmo procedimento do primeiro modelo foi seguido, com a colagem das chapas metálicas, posicionamento das vigas, da armadura de continuidade, que neste modelo é composta por duas barras de 16 mm atravessando o pilar mais armaduras sobre a capa da laje que foram posicionadas após esta ser montada, e grauteamento. A figura 3.16 mostra as duas barras de 16 mm ancoradas com graute ao pilar.



Figura 3.16: Preenchimento da interface e da bainha com graute.

Os elementos de laje alveolar com 200 mm de altura foram apoiados sobre as vigas após a realização do grauteamento da interface viga-pilar e do preenchimento das bainhas. Nesta fase preocupou-se em nivelar corretamente os elementos de laje, utilizando escoras metálicas com controle de nível. Na figura 3.17 pode-se observar o Modelo 2 sendo montado.



Figura 3.17: Posicionamento dos elementos pré-moldados que compõem o Modelo 2.

Após o posicionamento das lajes iniciou-se o processo de armação com a armadura lateral que compõe a armadura de continuidade da ligação, a armadura transversal, ou de costura, e a tela soldada. Primeiro foram colocadas as armaduras laterais, compostas por quatro barras de 8 mm de cada lado, distribuídas em 250 mm, depois foram amarradas as armaduras de costura, compostas por três barras de 8mm de cada lado pilar, com o centro de gravidade distante 150 mm do mesmo, e por último a tela soldada. A figura 3.18 ilustra a seqüência de posicionamento da armadura e a figura 3.19 mostra o detalhe da armadura de costura.



Figura 3.18: Posicionamento das armaduras na capa da laje alveolar.



Figura 3.19: Posicionamento das armaduras na capa da laje alveolar.

Neste modelo os *strain-gages* foram locados apenas em um lado do pilar, com as duas barras de 16 mm sendo instrumentadas, assim como a terceira barras de 8 mm localizada na capa da laje, todas na direção do chumbador e da chapa metálica, no centro de giro da ligação. A figura 3.20 ilustra o esquema do posicionamento dos *strain-gages*.

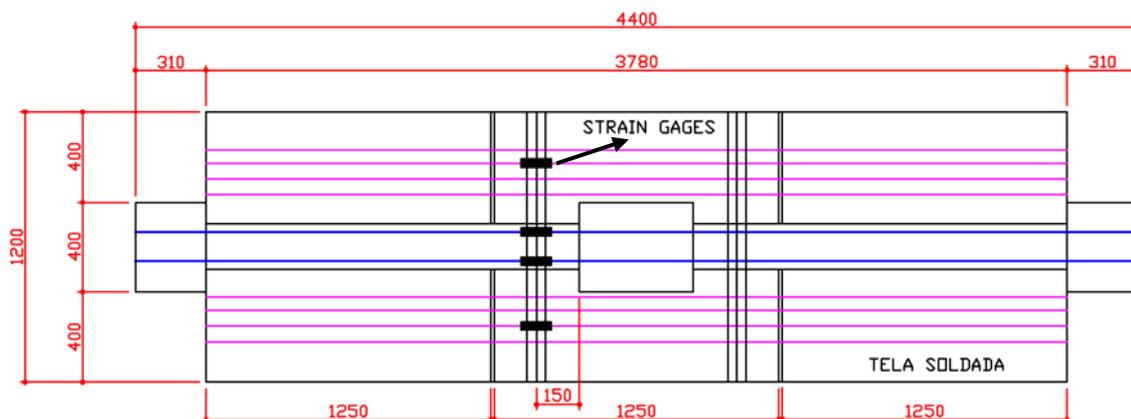


Figura 3.20: Esquema do posicionamento dos *strain-gages* no Modelo 2.

A fôrma deste modelo também foi realizada com tábuas para se concretar 70 mm de capa da laje alveolar e as extremidades das vigas deixadas para a aplicação da força.

Cabe salientar que os alvéolos da laje alveolar foram vedados antes da concretagem. As figuras 3.21 e 3.22 mostram as fôrmas, a concretagem e o adensamento do concreto, assim como o nivelamento da capa da laje realizada com régua metálica.



Figura 3.21: Fôrmas e concretagem do Modelo 2.



Figura 3.22: Finalização da concretagem do Modelo 2.

Foi realizada a cura úmida para o concreto não fissurar por retração.

3.4 Propriedade Mecânica dos Materiais

3.4.1 Concreto

As propriedades mecânicas do concreto moldado no local utilizado na concretagem da parte superior das vigas e da capa da laje foram obtidas através de 3 corpos-de-prova cilíndricos com dimensões 200 mm x 100 mm rompidos um dia após a realização dos ensaios, ou seja, com 8 dias de idade. Os valores das resistências dos corpos-de-prova

foram determinados de acordo com a equação 3.1 e os valores encontrados encontram-se na tabela 3.2.

$$f_{cj} = \frac{N}{A} \quad (3.1)$$

Onde:

f_{cj} - Resistência à compressão dos corpos-de-prova na data j

N - Carga de ruptura

A - Área da seção do corpo de prova

Tabela 3.2: Resistência à compressão do concreto moldado no local.

Corpo-de-prova	Resistência à compressão (MPa)
CP 1	24,6
CP 2	25,9
CP 3	26,5
Média	25,7



Figura 3.23: Moldagem dos corpos-de-prova do concreto.

Para o concreto utilizado na confecção das peças pré-moldadas será considerada a resistência fornecida pela empresa fabricante que foi de aproximadamente 40 MPa.

O módulo de elasticidade tangente obtido com os corpos de prova foi de 30,27 kN/mm².

3.4.2 Graute

O graute foi utilizado para preencher a interface entre a viga e o pilar, o apoio da viga, o furo do chumbador e também a bainha por onde passa a armadura de continuidade, para a ancoragem das mesmas. Para isso foi utilizado Masterflow 320 da Degussa, um

produto em pó pronto para o uso, à base de cimento portland, agregados naturais e aditivos que permitem a sua utilização em operações de grauteamento e ancoragens.

Este produto desenvolve altas resistências mecânicas sem retração, sendo indicado para serviços de grauteamento em geral ou como argamassa de reparos. Apresenta fluidez por um longo período, permitindo trabalhar em áreas de difícil acesso.

De acordo com dados do fabricante, o Masterflow 320 pode atingir uma resistência de 20 MPa em vinte e quatro horas e a 52 MPa em vinte e oito dias. A tabela 3.3 mostra a resistência à compressão axial para as idades 1, 3 e 28 dias.

Tabela 3.3: Resistência à compressão axial [CATÁLOGO DEGUSSA (2006)]

1 dia	> 25 MPa
3 dias	> 40 MPa
28 dias	> 50 MPa

O ensaio dos três corpos-de-prova, com dimensões de 100 mm x 50 mm, foi realizado com a idade de 26 dias, e comprovou os dados contidos no catálogo do fabricante. Deste modo, pode-se considerar que para a data do ensaio, quando o graute tinha 15 dias de idade, já havia atingido a resistência de 40 MPa.

Tabela 3.4: Resistência à compressão axial do graute obtido com corpos-de-prova

Corpo-de-prova	Resistência à compressão (MPa)
CP 1	40,1
CP 2	40,0
CP 3	40,5
Média	40,2



Figura 3.24: Corpos-de-prova do graute.

3.5 Instrumentação

Para a realização dos ensaios foram utilizados diversos dispositivos de medição, cada qual com uma função específica. Na tabela 3.5 estão listados todos os dispositivos utilizados nos ensaios com suas respectivas marcas e função.

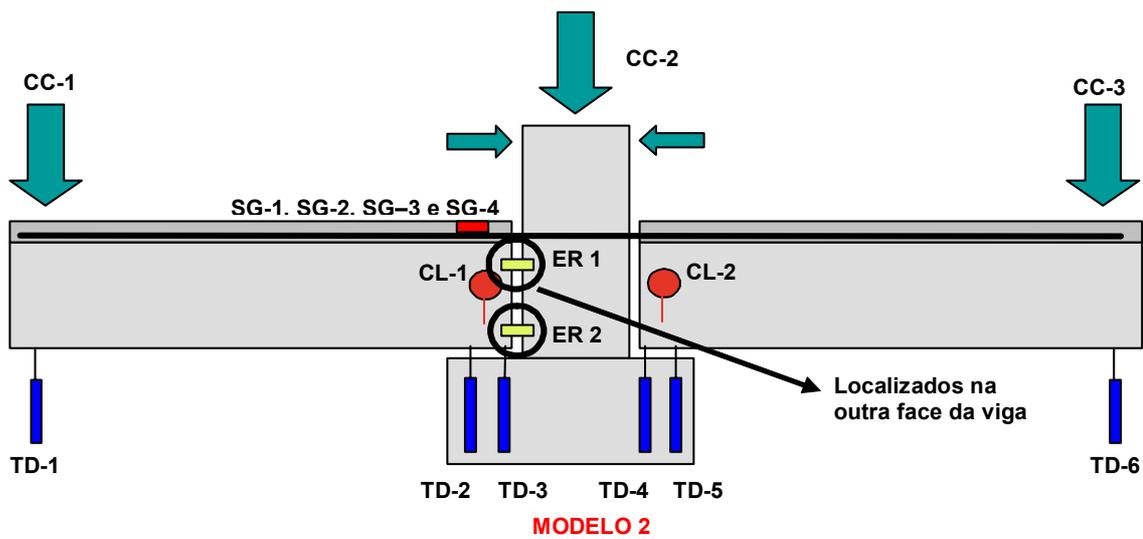
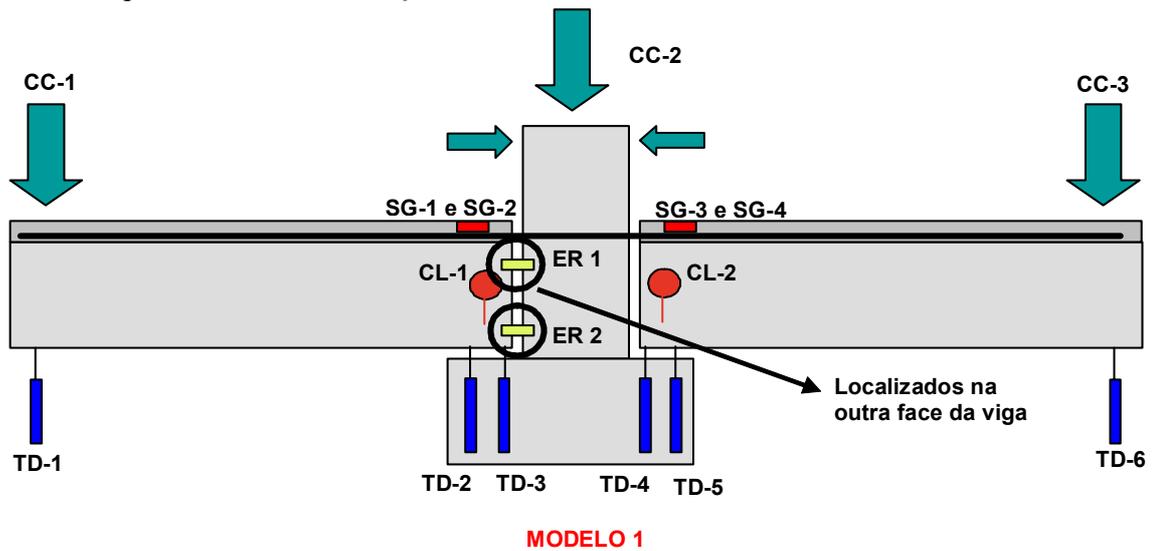
Tabela 3.5: Quadro resumo dos equipamentos/instrumentos utilizados no ensaio.

Equipamento /Instrumento	Marca	Modelo	Características		Finalidade
Sistema de aquisição de dados de extensometria	Vishay Measurements Group, Inc.	System 5000	-		Aquisição automática de dados
Cilindro hidráulico	ENERPAC	RC-	Simples ação		Aplicação do carregamento na viga
Cilindro hidráulico	ENERPAC	RR-	Dupla ação		Aplicação do carregamento nos pilares
Extensômetros elétricos de resistência	KYOWA	KFG-20-120-C1-11	5 mm		Medição das deformações na armadura negativa
Clinômetros	MSI	CL1000	-		Medição de rotações
Extensômetros de base removível	MSI	-	Base de medida = 100 mm		Medição das deformações no concreto da viga
Transdutores lineares	MSI	Tipo	Base (mm)	Erro (%)	Medição de deslocamentos dos modelos
		HS50	50	0,09	
		HS25	25	0,09	

Com isso, para cada estágio de carregamento foram medidas as grandezas pertinentes ao projeto, que são: rotações e deformações verticais e deformação na armadura.

Para se obter as rotações relativas viga-pilar foram utilizados transdutores posicionados no consolo abaixo da viga, seguindo o mesmo sistema adotado por CHEFDEBIEN (1998). Outra forma de leitura de rotação foi realizada com a utilização de clinômetros, que fornecem a rotação global da ligação. Nas extremidades das vigas, sob a força

aplicada também foram utilizados transdutores para se medir as flechas. A figura 3.25 ilustra o esquema de instrumentação dos modelos.



LEGENDA

-  TRANSDUTOR
-  CLINÔMETRO
-  EXTENSÔMETRO DE BASE REMOVÍVEL
-  STRAIN-GAGE

Figura 3.25: Instrumentação para caracterização da ligação viga-pilar.



Figura 3.26: Montagem dos ensaios.

As medidas de deslocamento vertical (flechas) dos elementos de viga foram realizadas por meio de transdutores LVDT (Linear Variable Differential Transducers) (ver figura 3.27), os quais foram posicionados nas extremidades das vigas.

Com relação à obtenção de gráficos momento-rotação, foram utilizados transdutores para as medidas indiretas de rotação no centro de giro do apoio, clinômetros para medidas diretas de rotação global (figura 3.27), e extensômetros de base removível que forneceram rotações relativas na interface viga-pilar.



Figura 3.27: Transdutor utilizado para medir deslocamentos e Clinômetro para medir rotação.

Para a obtenção da deformação da armadura foram utilizados *strain-gages* (figura 3.28).



Figura 3.28: *Strain-gages* utilizados para medir deformação da armadura.

O extensômetro de base removível (EBR) foi utilizado para medir a abertura da ligação na parte inferior e superior da viga.



Figura 3.29: Extensômetro de base removível (EBR).

Os ensaios realizados apresentam os seguintes equipamentos de medição com suas respectivas nomenclaturas que serão padrão para os processos de instrumentação junto ao sistema de aquisição de dados:

Tabela 3.6: Relação dos equipamentos de medição, suas quantidades e nomenclatura.

Equipamentos de Medição	Nomenclatura	Quantidade
Clinômetro	CL	2
Transdutor	TD	6
Célula de carga	CC	3
<i>Strain-gages</i>	SG	4
Extensômetro de base removível	EBR	2
Total		17

Nesse sentido, utilizou-se 17 canais do equipamento de aquisição de dados, sendo que este possui 20 canais para satisfazer as condições de instrumentação do presente ensaio.

A fim de se estabelecer um roteiro organizado da instrumentação, preparou-se uma tabela contendo o equipamento, sua nomenclatura, seu canal correspondente e sua função com relação ao fornecimento das leituras.

Tabela 3.7: Planilha de orientação para instrumentação.

Equipamentos de Medição	Nomenclatura	Canal	Função
Célula de carga - 1	CC - 1	1	Leituras de força
Célula de carga - 2	CC - 2	2	Leituras de força
Célula de carga - 3	CC - 3	3	Leituras de força
<i>Strain-gages</i> - 1	SG - 1	4	Leituras de deformação
<i>Strain-gages</i> - 2	SG - 2	5	Leituras de deformação
<i>Strain-gages</i> - 3	SG - 3	6	Leituras de deformação
<i>Strain-gages</i> - 4	SG - 4	7	Leituras de deformação
Clinômetro - 1	CL - 1	8	Leituras de rotação
Clinômetro - 2	CL - 2	9	Leituras de rotação
Extensômetro de base removível	EBR - 1	10	Leituras de deformação
Extensômetro de base removível	EBR - 2	11	Leituras de deformação
Transdutor - 1 (50mm)	TD - 1	12	Leituras de deslocamento
Transdutor - 2 (25mm)	TD - 2	13	Leituras de deslocamento
Transdutor - 3 (25mm)	TD - 3	14	Leituras de deslocamento
Transdutor - 4 (25mm)	TD - 4	15	Leituras de deslocamento
Transdutor - 5 (25mm)	TD - 5	16	Leituras de deslocamento
Transdutor - 6 (50mm)	TD - 6	17	Leituras de deslocamento

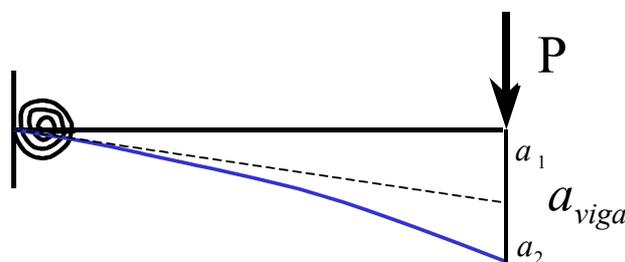
3.6 Metodologia

Neste trabalho foi realizada a investigação experimental sobre a contribuição da parcela de armadura passante na capa de concreto sobre a laje alveolar (ao lado do pilar) tanto para a resistência quanto para a rigidez à flexão da ligação. A ligação estudada foi ensaiada para duas situações distintas, variando a concentração das armaduras dentro e fora do pilar.

A força a ser aplicada pelos atuadores laterais (na extremidade das vigas) será de 150 kN, determinado de acordo com os cálculos do anexo A. Nesta pesquisa, os ensaios para a caracterização das ligações viga-pilar são monotônicos, onde os esforços foram aplicados nas extremidades livres das vigas e o pilar central foi fixado a uma estrutura de reação, à qual foi aplicada uma pré-compressão mantida constante até o final do ensaio.

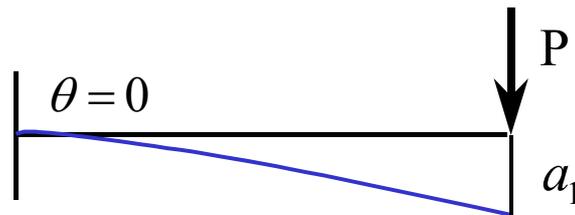
Em posse dos dados experimentais, algumas análises foram realizadas, como à verificação do deslocamento vertical, a determinação da curva momento rotação característica de cada ligação, a identificação da rigidez secante e o traçado da reta *beam-line* para a determinação da porcentagem de engastamento.

- **Deformação vertical:** A deformação vertical total efetiva, medida no ponto de aplicação dos atuadores é dada por:



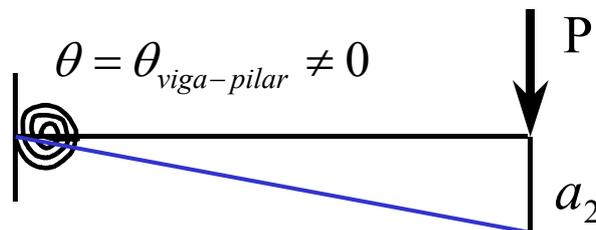
$$a_{viga(total)} = a_1 + a_2 \quad (3.2)$$

Onde a_1 é a parcela da flecha que é devida à deformação da viga, a qual depende da rigidez da viga, pode ser deduzida a partir da curvatura na extremidade da viga próxima ao pilar, que por sua vez pode ser obtida indiretamente a partir das leituras de deformação nas armaduras superiores e inferiores ε_{sup} e ε_{inf} .



$$a_1 = \frac{PL^3}{3E_c I_{eq}} \tag{3.3}$$

A parcela da flecha que é devida à liberação do giro na ligação viga-pilar (a_2), a qual depende da rotação viga-pilar efetiva, pode ser deduzida a partir da curvatura na extremidade da viga próxima ao pilar, que por sua vez pode ser obtida indiretamente a partir das leituras de deformação nas armaduras.



$$a_2 = \theta_{viga-pilar} \cdot L \tag{3.4}$$

Onde, a rotação viga-pilar pode ser obtida por:

$$\theta_{viga-pilar} = \frac{T_3 - T_2}{H_{3-2}} = \frac{T_4 - T_5}{H_{4-5}} \tag{3.5}$$

Alternativamente, a rotação viga-pilar pode ser obtida a partir das medidas da flecha total na extremidade livre e da curvatura na extremidade apoiada da viga.

$$\theta_{\text{viga-pilar}} = \frac{a_{\text{viga}}}{L} - \frac{PL^2}{6.E_c.I_{eq}} \quad (3.6)$$

- **Curva Momento-rotação:** A curva momento-rotação será determinada para a rotação média, obtida pelos transdutores e clinômetros no centro de giro da ligação. O centro de giro está distante 1,7 m do ponto de aplicação da força, sendo o momento fletor obtido pela multiplicação da força por esta distância.
- **Rigidez Secante:** A rigidez secante é determinada localizando-se na curva momento-rotação o ponto de plastificação da ligação. Ligando-se o ponto de momento zero a este momento máximo, onde a ligação plastifica, tem-se a rigidez secante.

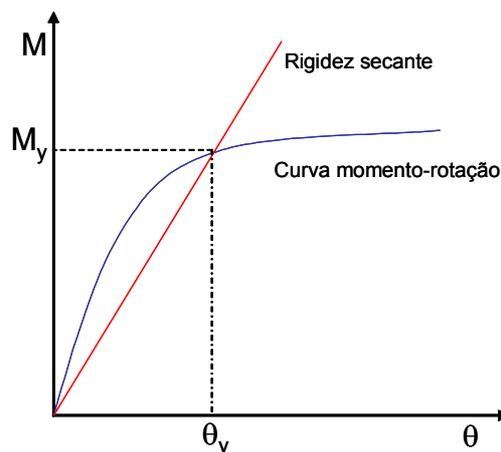


Figura 3.30: Indicação da rigidez secante.

- **Método *Beam-Line*:** Para a análise da ligação será utilizado o Método *Beam-Line*, e para isto é necessário determinar qual a rotação máxima para uma ligação articulada. A análise será realizada considerando uma viga de 5,7 m de

comprimento submetida a uma força distribuída de 92,4 kN/m, que no caso de uma ligação rígida geraria um momento coincidente com o momento último de projeto dos modelos. Para o Modelo 1 a análise foi realizada considerando a rigidez de uma seção retangular e para o Modelo 2 de uma seção “T” com largura colaborante determinada de acordo com a NBR 6118: 2003 (item 14.6.2.2), sendo o momento de inércia no estágio I (simulando uma viga protendida) e o módulo de elasticidade determinado a partir dos ensaios dos corpos-de-prova. Considerando uma viga bi-apoiada submetida a uma força distribuída (ver figura 3.31), a rotação da viga na região da extremidade foi calculada de acordo com FERREIRA *et al.* (2002) como na equação 3.7.

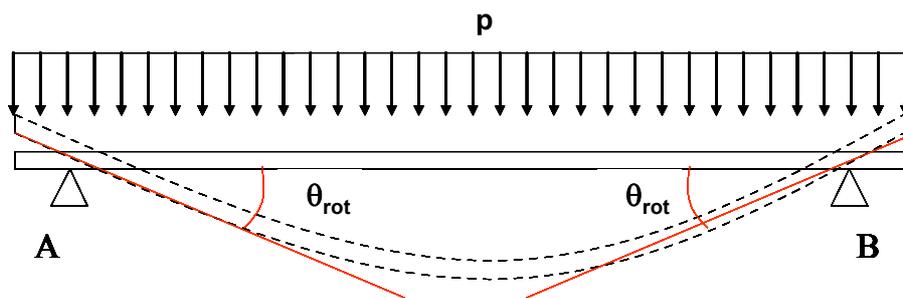


Figura 3.31: Esquema para a determinação da rotação de uma viga bi-apoiada.

$$\theta_{rot} = \frac{M_E L}{2E_c I_{eq}} \quad (3.7)$$

Sendo:

- L - Comprimento da viga
- I_{eq} - Momento de inércia equivalente de Branson
- E_c - Módulo de elasticidade do concreto
- M_E - Momento de engastamento perfeito

A reta *Beam-Line* resultará da ligação entre os pontos de momento máximo de projeto a rotação máxima. O ponto onde a *Beam-line* cruzar com a curva momento-rotação e com a rigidez secante, será determinada a porcentagem de engastamento para a ligação obtendo dois parâmetros de avaliação. A porcentagem de engastamento é determinada pela razão entre o momento na ligação e o momento máximo.

4. Resultados

4.1 Modelo 1

Foi aplicado neste modelo uma força incremental na extremidade das vigas, através da utilização de atuadores hidráulicos com capacidade de 250 kN cada. Antes de iniciar o carregamento nos atuadores laterais, o atuador posicionado sobre o pilar central foi carregado até atingir aproximadamente 170 kN, sendo que esta força foi mantida durante todo o ensaio.

Após este procedimento foi realizado o escorvamento com a aplicação de 30 kN nos atuadores laterais e iniciou-se a aplicação do carregamento monotônico incremental com a força última da ordem de 225 kN. A força de projeto no ELU foi estimada em 150 kN nos atuadores das extremidades, posicionados a 1,70 m do centro de giro da ligação, representando um momento negativo de 255 kNm.

Os deslocamentos verticais medidos nos dois transdutores posicionados na extremidade das vigas estão apresentados na figura 4.1. Considerando o carregamento de 150 kN, os deslocamentos medidos foram de 4,42 mm para o lado direito e 7,71 mm para o lado

esquerdo, sendo esta diferença referente ao deslocamento de corpo rígido, ou seja, o modelo girou para o lado esquerdo. O deslocamento máximo atingido no ensaio foi de 16,1 mm do lado direito e 21,54 mm para o lado esquerdo, para o carregamento de 220 kN. Cabe salientar que as forças nos atuadores laterais foram aplicadas simultaneamente, mantendo sempre os mesmo valores.

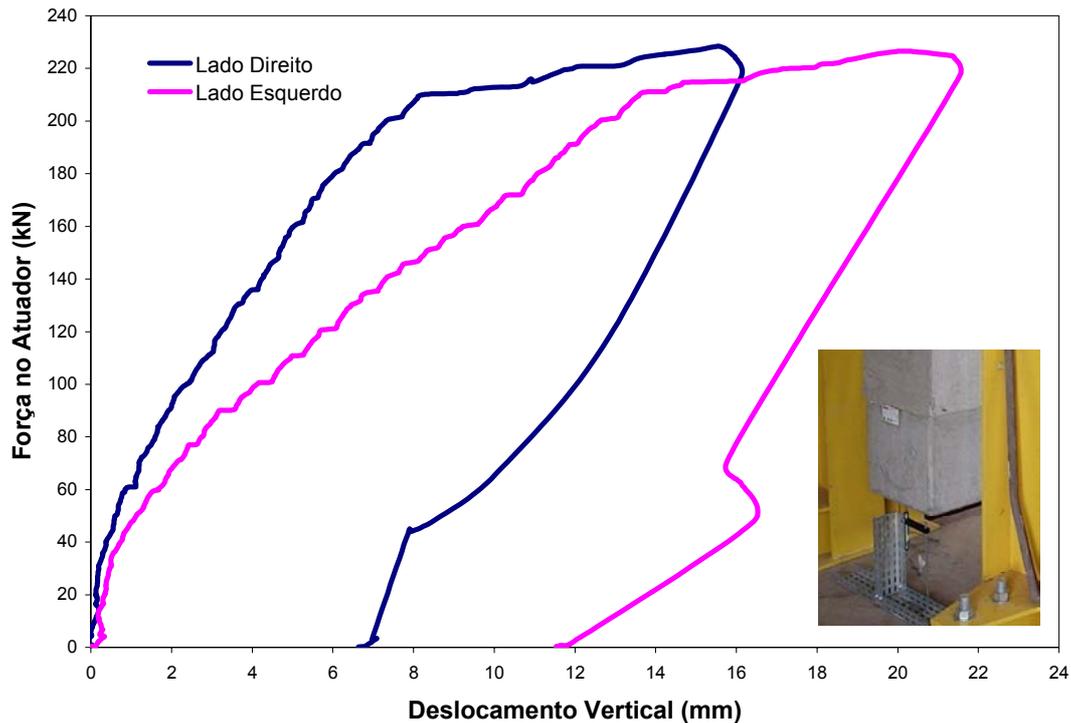


Figura 4.1: Força no atuador das extremidades versus deformação vertical para o lado direito e esquerdo do Modelo 1.

No ensaio foram obtidas três leituras de rotação para cada ligação. Uma das leituras foi obtida por meio de clinômetros posicionados na altura dos chumbadores nos apoios das vigas, na posição onde se considerou ser o centro de giro da ligação viga-pilar. Essa leitura também sofreu influência do giro do modelo.

Na figura 4.2 estão apresentadas às rotações que foram obtidas por meio dos clinômetros. Estas medidas fornecem as rotações globais nas extremidades da viga sobre os apoios, ou seja, estes instrumentos fornecem as rotações relativas entre a viga e o pilar, somadas às eventuais rotações do pilar.

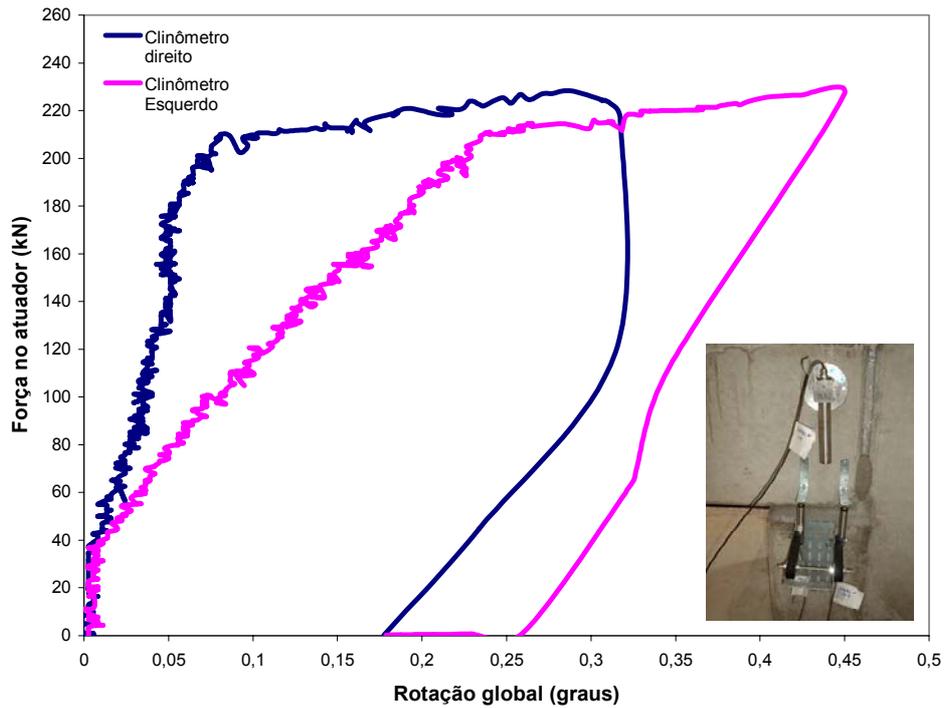


Figura 4.2: Medidas de rotações aferidas pelos clinômetros para o Modelo 1.

A segunda medida de rotação foi obtida através de transdutores posicionados nas extremidades inferiores da viga e fixados junto aos consolos dos elementos de pilar, esta rotação é considerada relativa. Na figura 4.3 estão apresentadas às rotações obtidas a partir dos transdutores.

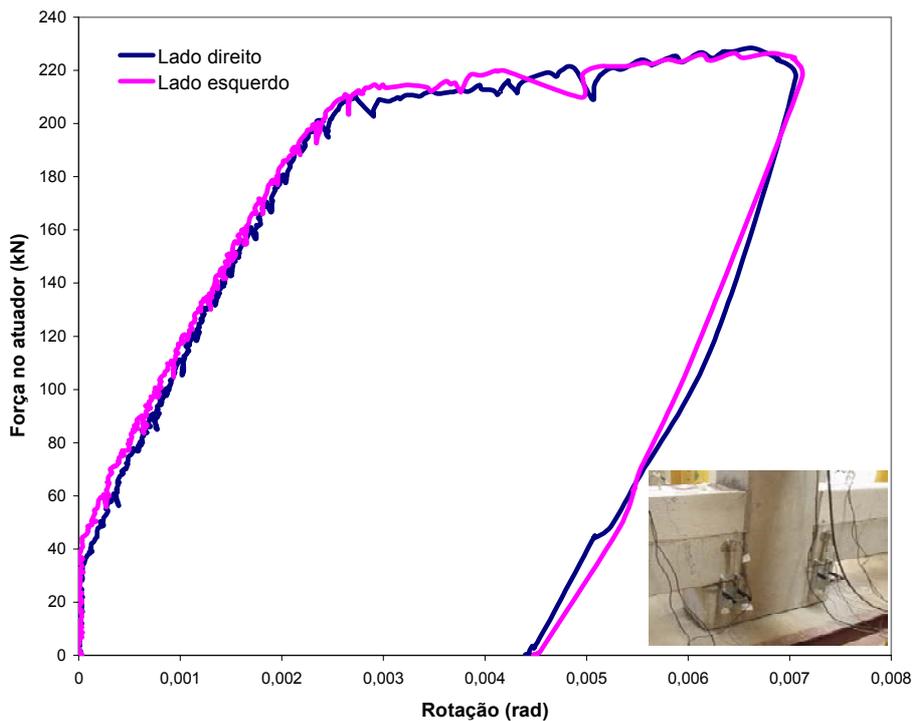


Figura 4.3: Medidas de rotações obtidas pelos transdutores para o Modelo 1.

A terceira medida de rotação da ligação foi obtida a partir de extensômetros de base removível (EBR) posicionados na interface entre a viga e o pilar. A rotação é obtida do mesmo modo que com os transdutores, fazendo a diferença da leitura entre os extensômetros, dividido pela distância entre eles. Esta rotação é considerada como uma rotação local, pois mede o giro na junção entre os elementos de viga e pilar. A figura 4.4 mostra as leituras de rotação fornecidas pelos extensômetros.

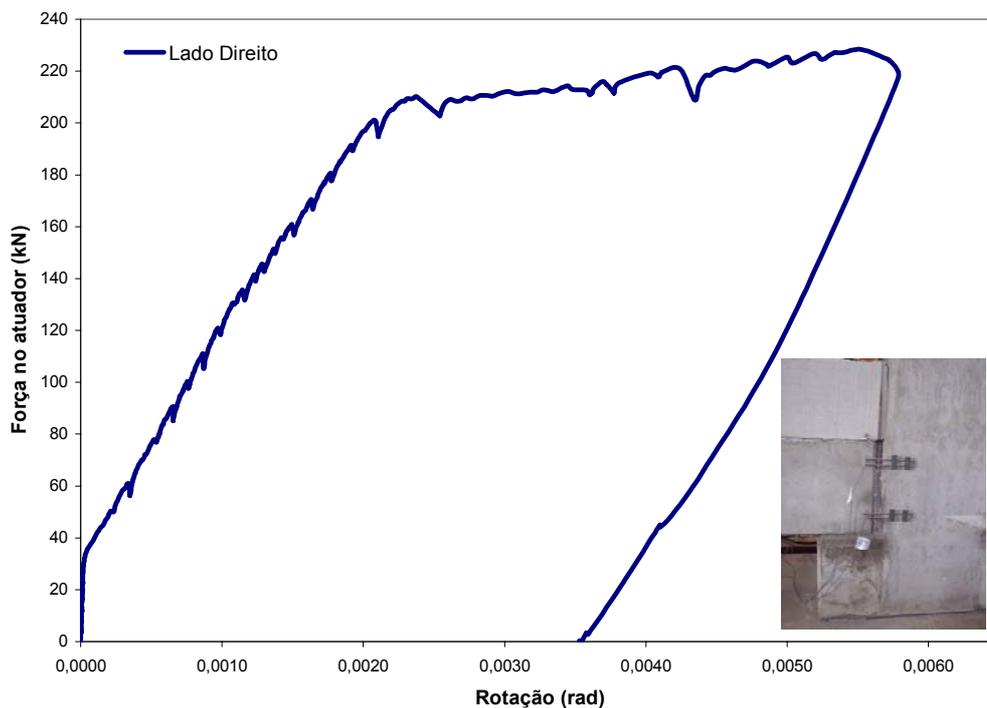


Figura 4.4: Medidas de rotações obtidas pelos EBRs para o Modelo 1.

A partir dos dados apresentados nas figuras 4.2, 4.3, 4.4 pode-se observar que as rotações obtidas pelos clinômetros, transdutores e extensômetros estiveram próximas. A figura 4.5 apresenta as curvas força no atuador versus rotação com os valores médios entre os lados, obtidos a partir dos clinômetros e transdutores, e a curva obtida com as leituras dos extensômetros, confirmando a proximidade entre elas.

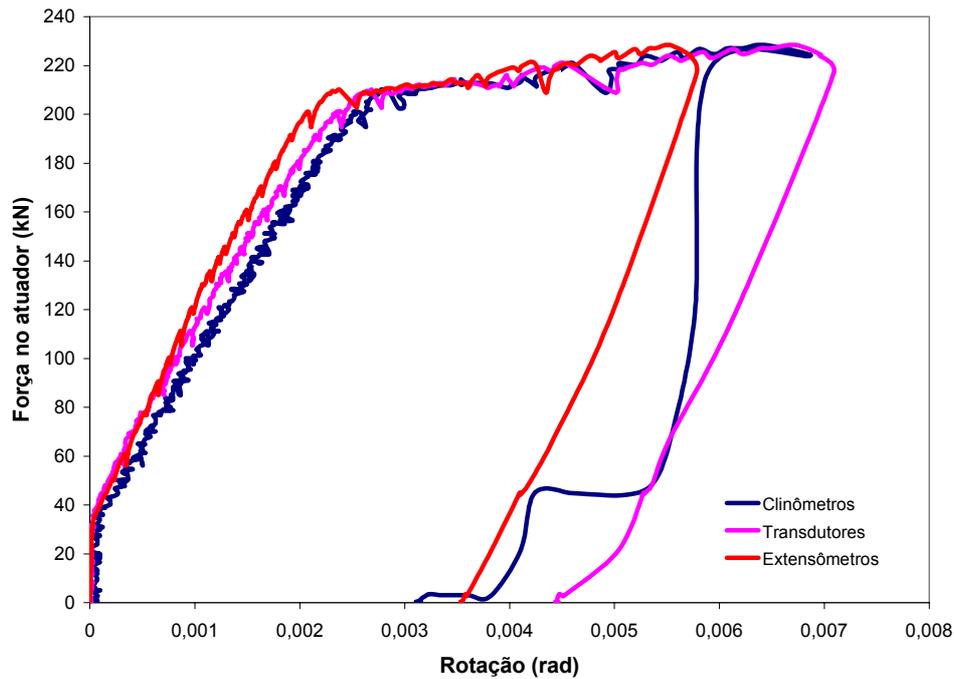


Figura 4.5: Curvas comparativas entre os três métodos de medição de rotação para o Modelo 1.

A partir do deslocamento medido pelos EBRs foi possível determinar também a abertura de fissura na interface viga-pilar. Os EBRs foram fixados em dois pontos distantes 250 mm entre eles, na parte pré-moldada da viga. A figura 4.6 mostra os resultados para o extensômetro superior e inferior.

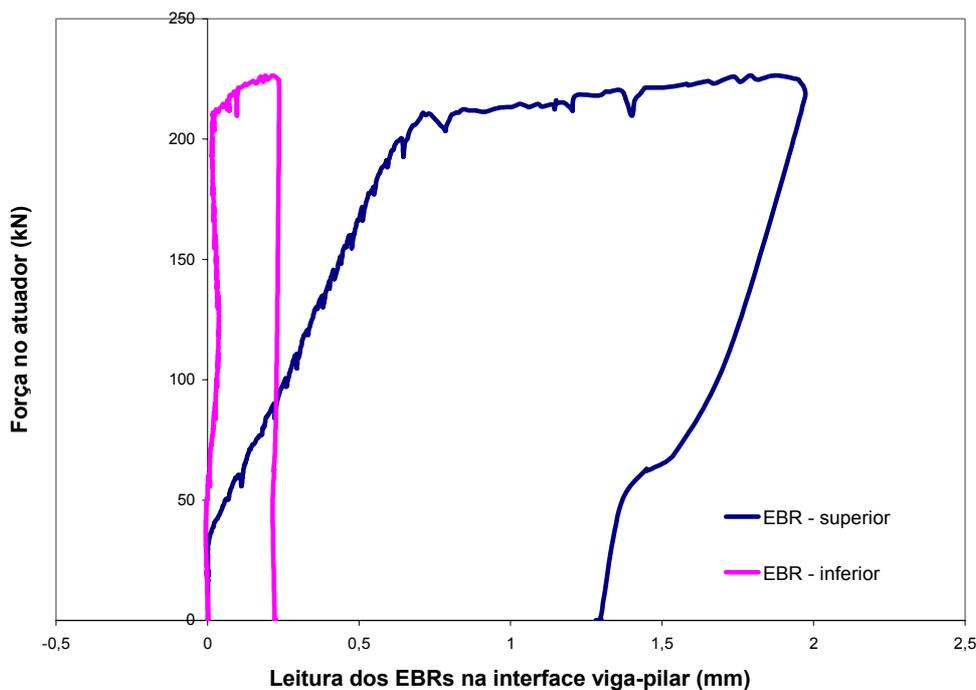


Figura 4.6: Leitura de deslocamento a partir dos EBRs para o Modelo 1.

Com o intuito de analisar o comportamento da armadura de continuidade, utilizou-se *strain-gages* para medir a deformação das barras. Para o Modelo 1 foram utilizados quatro pontos de extensometria, sendo SG 1 e SG 2 do lado esquerdo do pilar e SG 3 e SG 4 do lado direito. A figura 4.7 apresenta as deformações obtidas para cada um dos *strain-gages*.

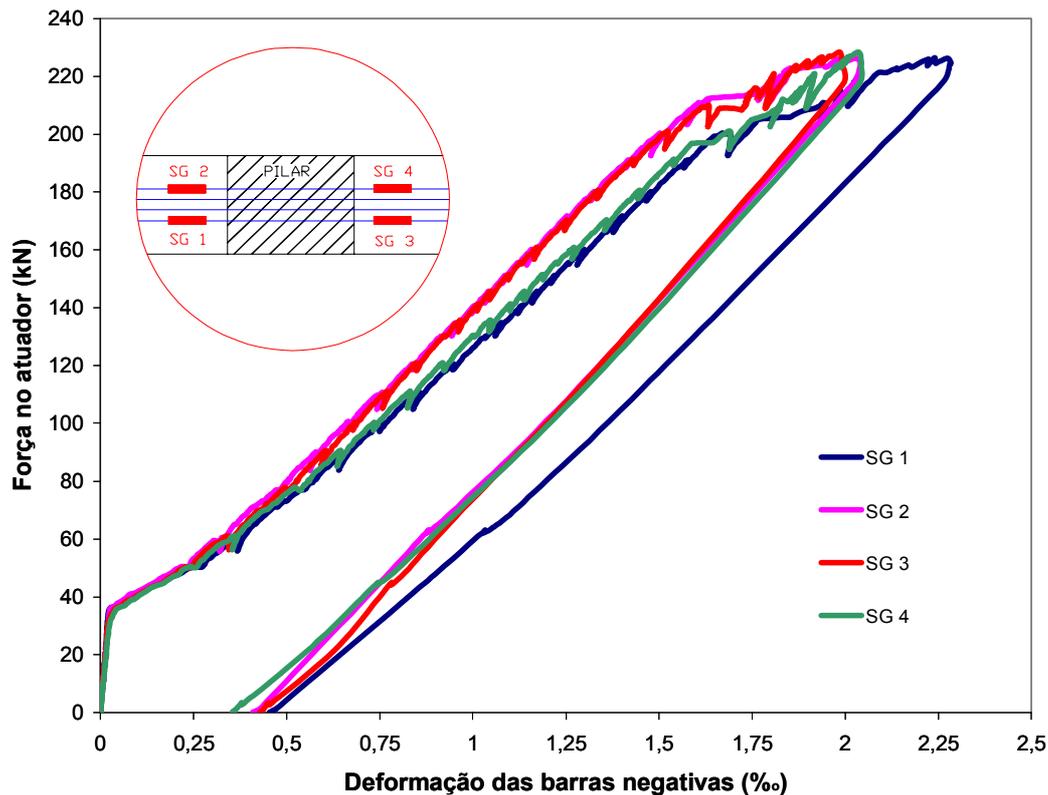


Figura 4.7: Deformação das barras para o Modelo 1.

4.2 Modelo 2

Para o Modelo 2 foi utilizado o mesmo procedimento do Modelo 1. Aplicou-se uma força incremental na extremidade das vigas através da utilização de atuadores hidráulicos com capacidade de 250 kN cada. O pilar central foi travado com a aplicação de uma força aproximada de 170 kN, mantida durante todo o ensaio. O escorvamento foi realizado com aplicação de uma força de 30 kN nas extremidades das vigas e logo após iniciou-se o ensaio. Aplicou-se um carregamento monotônico nos atuadores

laterais com a força última na ordem de 245 kN, sendo a força última de projeto estimada em 150 kN, como para o Modelo 1.

Considerando o carregamento de 150 kN, as flechas medidas foram de 2,29 mm para o lado direito e 1,50 mm para o lado esquerdo. Os deslocamentos verticais medidos nos dois transdutores posicionados na extremidade das vigas estão apresentados na figura 4.8. O deslocamento máximo atingido no ensaio foi de 13,75 mm do lado direito e 17,68 mm para o lado esquerdo, para o carregamento de 245 kN.

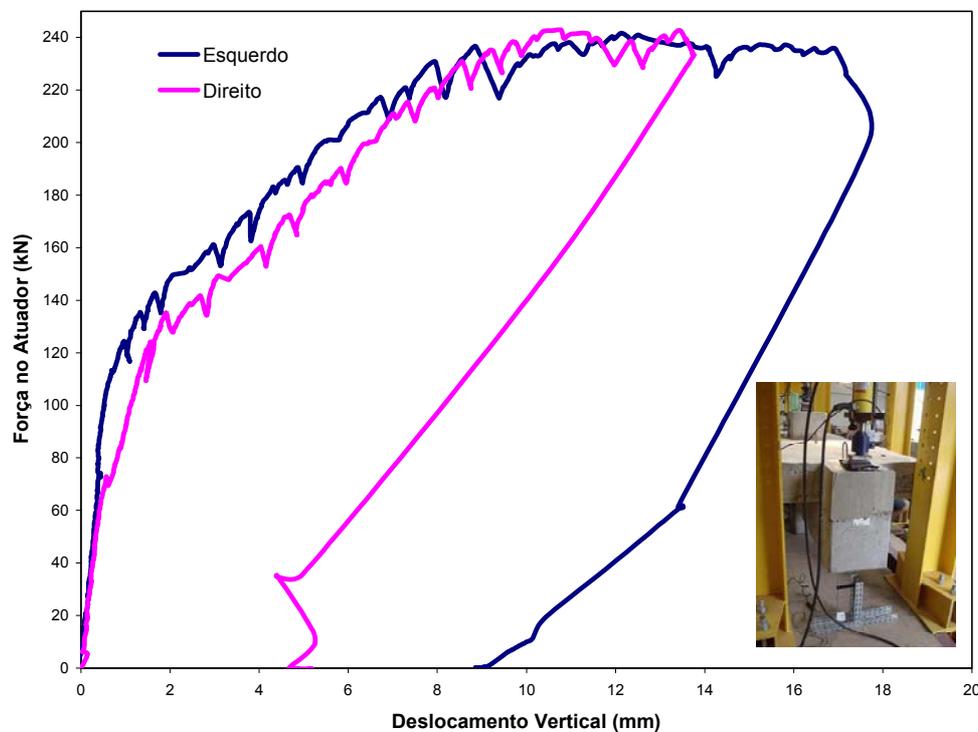


Figura 4.8: Força no atuador versus flecha para o lado direito e esquerdo do Modelo 2.

As leituras de rotação também foram feitas de três maneiras, a partir de transdutores, que fornece a rotação relativa viga-pilar, através de clinômetros, que fornece a rotação global e por último, a partir de extensômetros de base removível, que também fornece uma rotação relativa na interface entre a viga e o pilar. Na figura 4.9 estão apresentadas as rotações que foram obtidas por meio dos clinômetros.

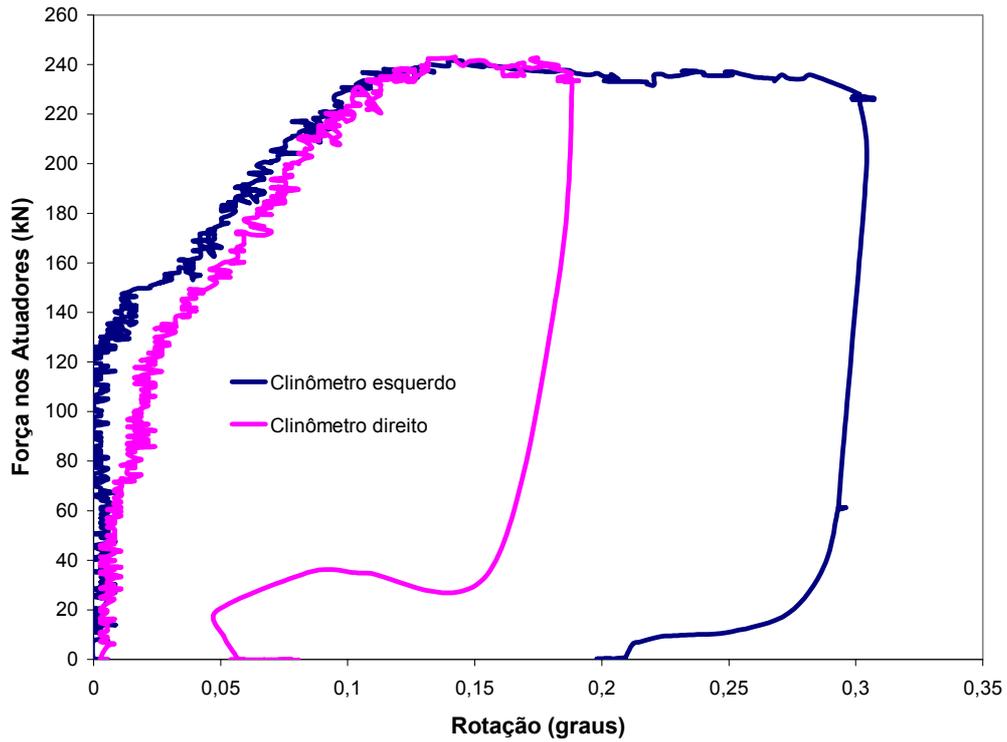


Figura 4.9: Medidas de rotações aferidas pelos clinômetros para o Modelo 2.

Na figura 4.10 são apresentadas as rotações relativas obtidas a partir dos transdutores.

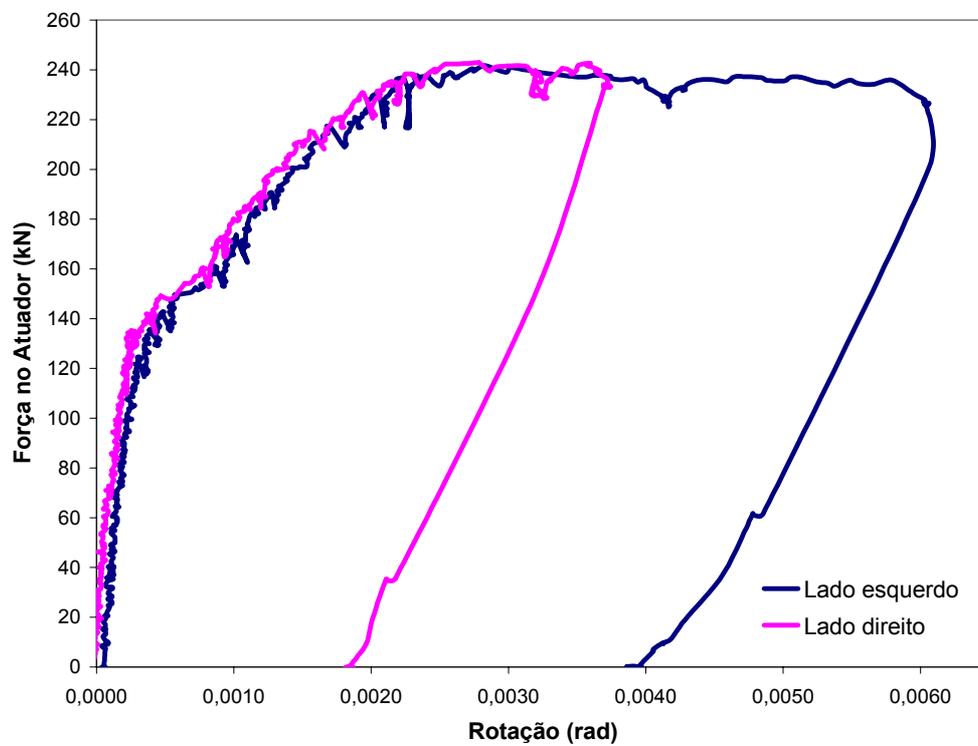


Figura 4.10: Medidas de rotações obtidas pelos transdutores para o Modelo 2.

Na figura 4.11 pode-se observar as rotações obtidas a partir de medições realizadas pelos extensômetros de base removível (EBR).

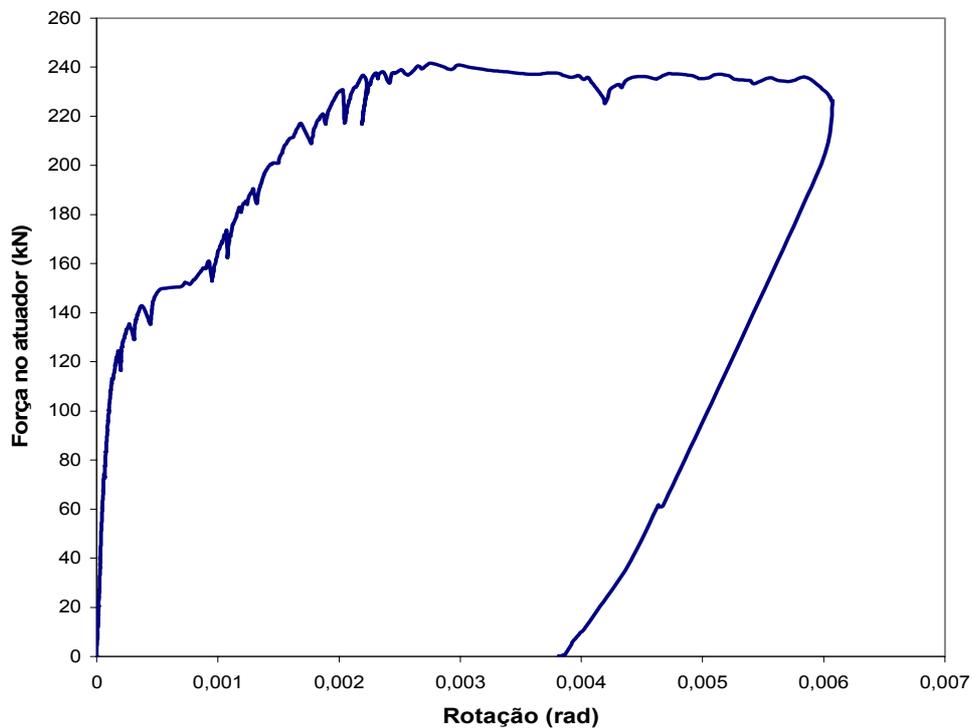


Figura 4.11: Rotação obtida a partir dos EBRs para o Modelo 2.

Comparando os valores de rotações médias obtidas com os clinômetros e transdutores, e com as rotações obtidas a partir dos extensômetros de base removível pode-se notar, observando a figura 4.12, que as três curvas traçadas a partir destes dados ficaram próximas.

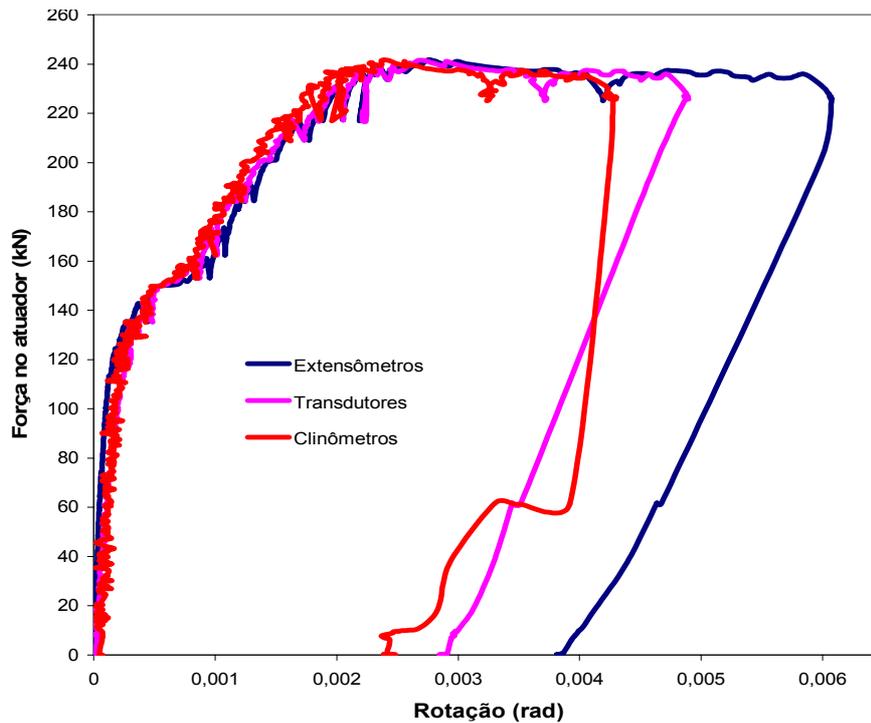


Figura 4.12: Leituras de rotação realizadas a partir dos EBRs, transdutores e clinômetros para o Modelo 2.

Como para o Modelo 1, os extensômetros também forneceram leituras de deslocamento na interface viga-pilar, compreendendo a abertura de fissura neste local. Neste modelo os extensômetros estavam distantes 300 mm, fixados na parte pré-moldada da viga.

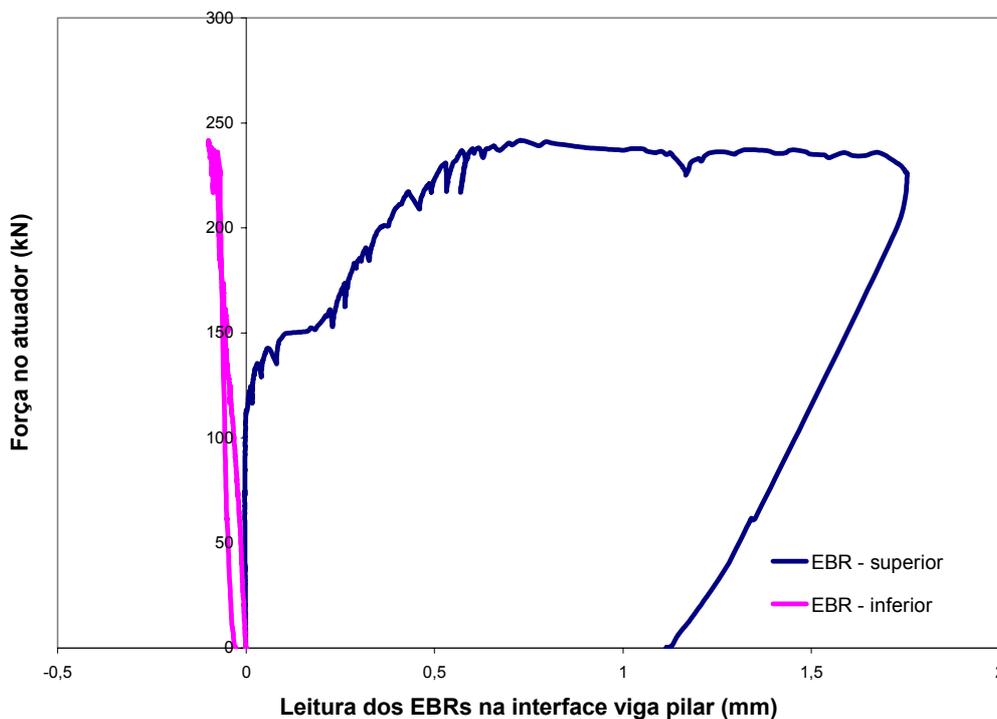


Figura 4.13: Leitura de deslocamento a partir dos EBRs para o Modelo 2.

Para analisar o comportamento das armaduras de continuidade, com a utilização de *strain-gages*, instrumentou-se quatro barras, de acordo com a figura 4.14 que também apresenta as leituras dos *strain-gages*.

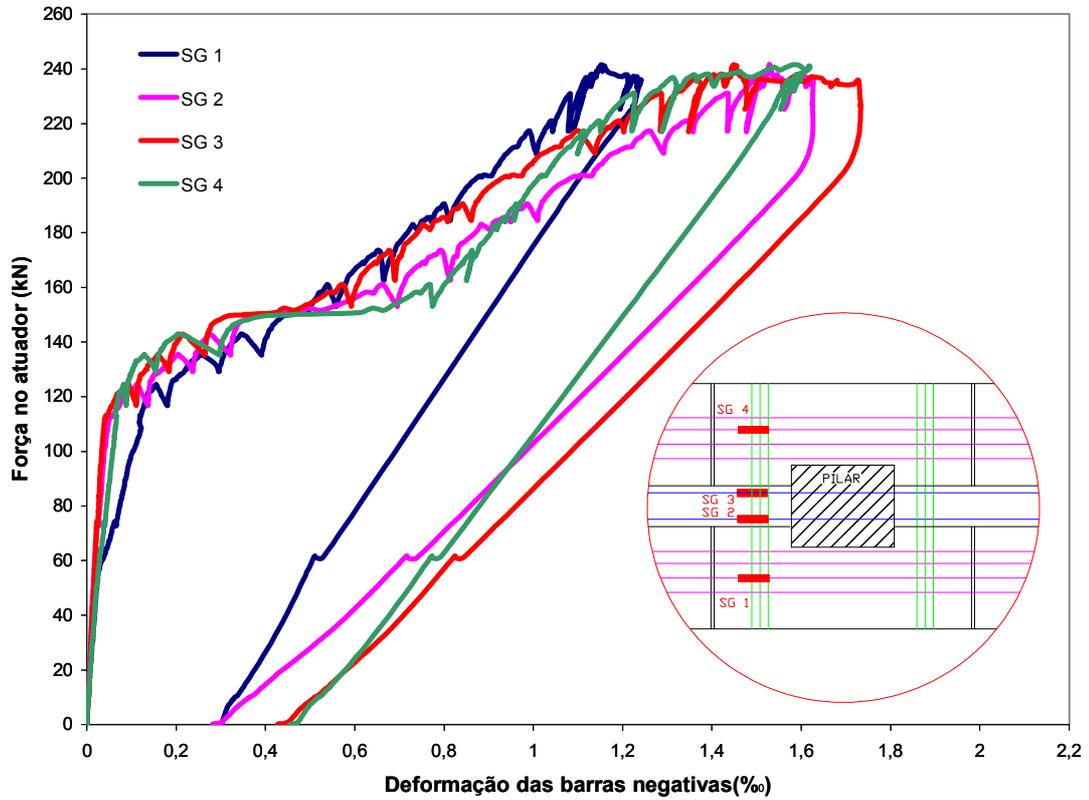


Figura 4.14: Medidas de deformação nos *strain-gages* para o Modelo 2.

5. Análise dos Resultados

Com base nas equações dispostas na metodologia experimental para a determinação da deformação vertical, o programa desenvolvido por COTTA (2006) determinou a deformação teórica para o Modelo 1 utilizando a técnica do carregamento incremental, realizando uma análise não-linear da estrutura. Essa técnica divide o carregamento final em “n” etapas e em cada etapa de carregamento os esforços internos e deslocamentos são adicionados aos obtidos na etapa anterior e faz-se uma análise para se verificar se em cada elemento da estrutura o momento fletor superou o momento de fissuração teórico. Em caso afirmativo, a inércia é recalculada conforme a expressão de Branson (equação 5.1) e para a etapa seguinte, a rigidez é recalculada e, conseqüentemente, para um mesmo incremento de carga os valores de deslocamentos obtidos serão superiores aos obtidos antes da fissuração.

$$I_m = \left(\frac{M_r}{M_{at}} \right)^n \cdot I_I + \left[1 - \left(\frac{M_r}{M_{at}} \right)^n \right] \cdot I_{II} \quad (5.1)$$

Em que:

- I_m – momento de inércia efetivo para uma seção ou para toda a peça, no caso de vigas simplesmente apoiadas; momento de inércia médio entre seção do apoio e a seção do meio do vão, para o caso de vigas contínuas;
- I_I – momento de inércia da peça no estágio I (da seção bruta ou homogeneizada);
- I_{II} – momento de inércia da peça no estágio II puro;
- M_r – momento de fissuração do concreto;
- M_{at} – momento atuante na seção mais solicitada;
- n – índice de valor igual a 4, para situações em que a análise é feita em apenas uma seção da peça, ou igual a 3, quando se faz a análise da peça ao longo de todo o seu comprimento.

No caso do Modelo 1, a viga em balanço foi discretizada em oito elementos de igual dimensão, a figura 5.1 mostra os resultados em forma de gráfico comparando os resultados experimentais com os teóricos determinados pelo programa. Comparando a deformação vertical experimental devido à deformação da viga, com a deformação vertical teórica, pode-se notar uma pequena diferença, que pode ser atribuída às dificuldades encontradas devido à falta de dados referentes às características dos materiais, como por exemplo, do concreto pré-moldado, no qual não foram fornecidos corpos-de-prova pela empresa fabricante. Desta forma, pode-se dizer que as expressões reproduziram o comportamento da estrutura com relação a deformação vertical.

Para o Modelo 2 não foi possível realizar o mesmo estudo devido a complexidade em se considerar a região da laje da laje.

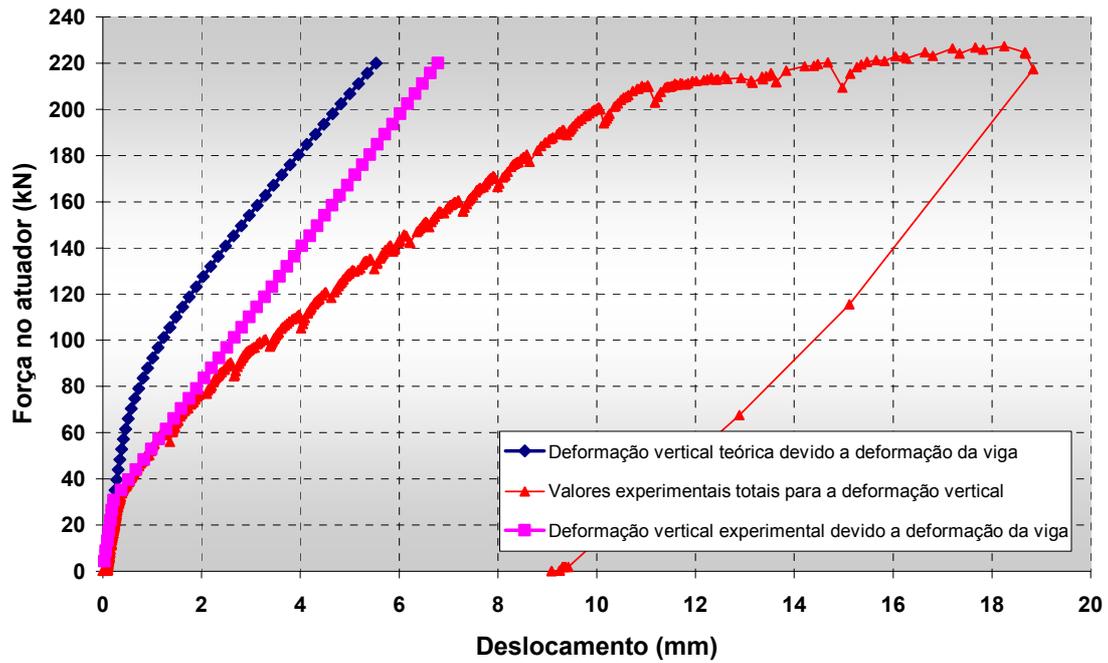
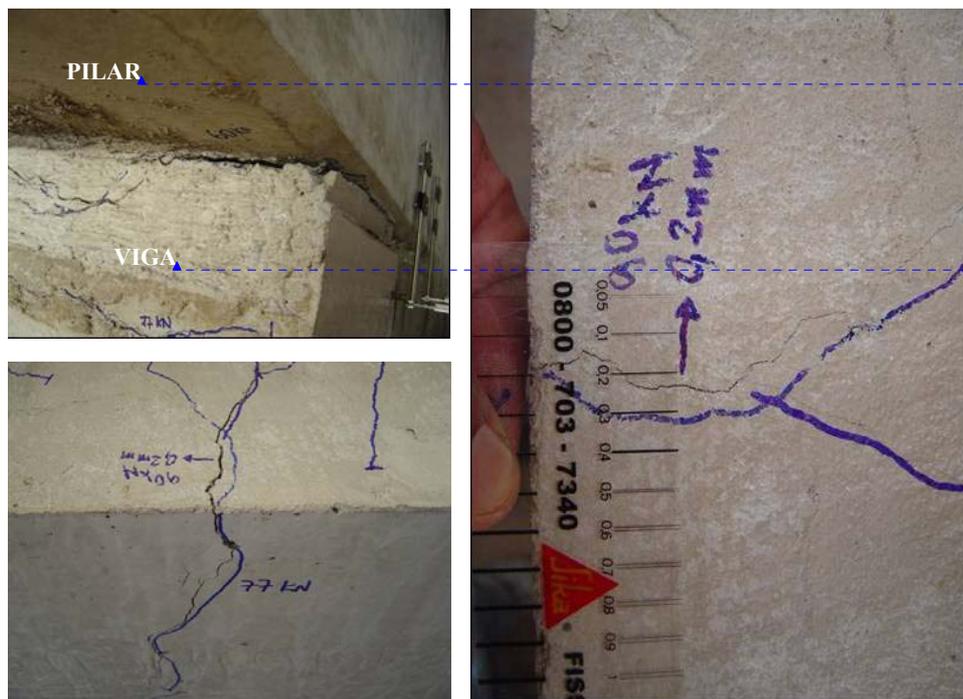


Figura 5.1: Evolução do deslocamento na extremidade da viga em função da força aplicada pelo atuador [COTTA (2006)].

Durante o ensaio do Modelo 1, ao se atingir 60 kN as fissuras começaram a se abrir na região da ligação, e ao chegar a 77 kN elas começaram a se espalhar pela viga, chegando a 0,2 mm a uma força de 90 kN e 0,30 mm ao atingir 100 kN, como mostra a figura 5.2.



Formatado:
Negrito, Cor d

Formatado:
Negrito, Cor d

Figura 5.2: Abertura de fissura no Modelo 1.

De acordo com a NBR 6118: 2003, a abertura de fissura tem que ser no máximo de 0,3 mm para elementos de concreto armado com classe II de agressividade ambiental para o estado limite de serviço. Na ligação, a abertura da fissura chegou a atingir 4,5 mm do lado direito do modelo e 3,4 mm do lado esquerdo, para uma força de 225 kN. Para o estado limite último de projeto a abertura de fissura máxima encontrada foi de 0,65 mm. (ver tabela 5.1). A abertura de fissuras para este modelo foi bastante elevada.

As fissuras que ocorrem nos modelos são muito importantes, pois estão diretamente relacionadas com a rotação na ligação. Dependendo da maneira que se mede a rotação podem-se obter valores que não expressam a rotação real ocorrida. No ensaio do Modelo 1 ocorreu uma fissura na região da ligação, na direção do chumbador. A rotação medida pelos extensômetros de base removível não mediram a rotação causada por essa fissura, mas os transdutores, devido sua posição, registraram. Esse fato vem para validar a maneira adotada nesta pesquisa para a medição da rotação na ligação. A figura 5.3 mostra a fissura na região da ligação.

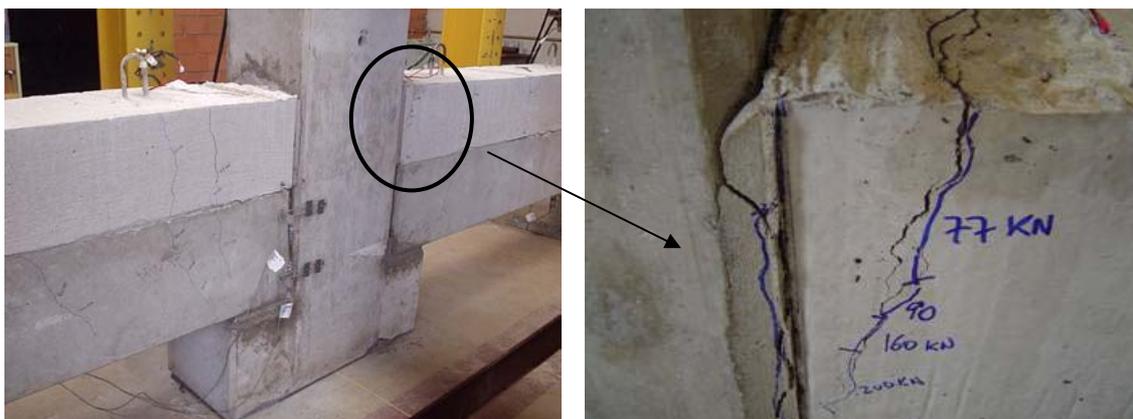


Figura 5.3: Fissura na região da ligação do Modelo 1.

Observando o traçado das fissuras, como mostra a figura 5.4, pode-se concluir que a armadura transversal (estribos) foi suficiente para resistir aos esforços de cisalhamento, pois não houve um escorregamento na interface entre o concreto pré-moldado e o

moldado no local. A partir desta mesma figura outra análise pode ser realizada com relação ao comprimento da região da ligação (λ_p), ou rótula plástica, que é determinada pela primeira fissura mais pronunciada a partir da ligação. Neste caso, o comprimento para ambos os lados foi praticamente o mesmo, de 460 mm, conforme figura 5.5.



Figura 5.4: Traçado das fissuras que surgiram no Modelo 1.

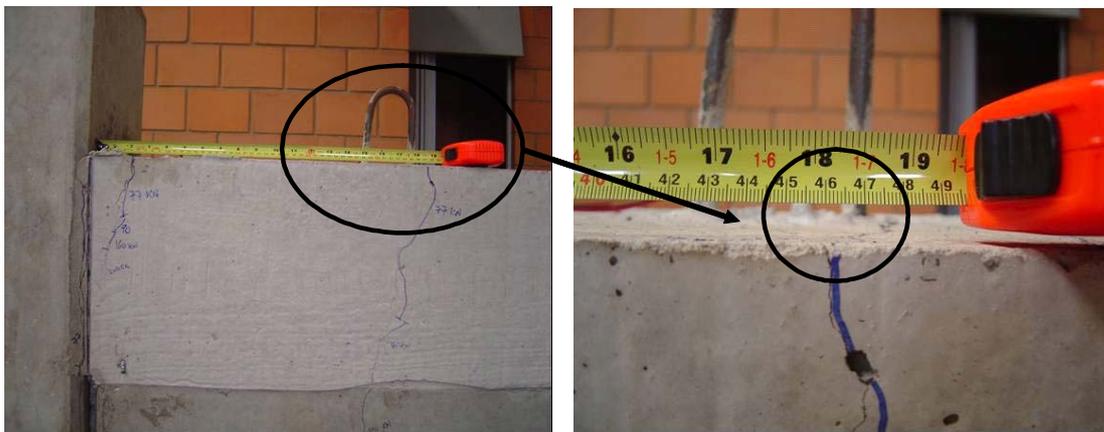


Figura 5.5: Comprimento da região da ligação do Modelo 1.

O comprimento da região da ligação λ_p para o Modelo 2 foi inferior que para o primeiro modelo 1, sendo de 345 mm (ver figura 5.6). Segundo FERREIRA (2002), quanto menor o comprimento da região da ligação, maior é a rigidez da ligação e menor é a ductilidade, fato comprovado com a realização dos ensaios.



Figura 5.6: Comprimento da região da ligação do Modelo 2.

A ligação do Modelo 2 começou a apresentar perda de rigidez significativa a partir da aplicação de uma força de 140 kN, atingindo seu limite de resistência a aproximadamente 245 kN. A fissuração teve início ao se atingir uma força de 120 kN, assim pode-se dizer que um dos maiores ganhos, comparando os dois modelos, diz respeito ao momento de fissuração.

Ao atingir a força última de 150 kN a abertura de fissura encontrada foi de 0,30 mm, alcançando o estado limite de abertura de fissuras determinado pela NBR 6118: 2003 (ver tabela 5.1). Na figura 5.7 é mostrada a maior fissura encontrada no Modelo 2 que ocorreu na região da laje, na metade do pilar.



Figura 5.7: Fissuras no Modelo 2.

As fissuras começaram a surgir nas vigas do Modelo 2 quando a força nos atuadores atingiram aproximadamente 170 kN, e a capa da laje começou se desprender ao atingir uma força de 210 kN, como mostra a figura 5.8.



Figura 5.8: Fissuração nas vigas e na interface entre a laje alveolar e a capa do Modelo 2.

A tabela 5.1 apresenta os estágios de fissuração apresentados por cada modelo ensaiado de acordo com a aplicação da força. Analisando esta tabela pode-se dizer que o maior ganho do Modelo 2 com relação ao Modelo 1 refere-se ao momento de fissuração. Isso se explica pela diferença entre as seções transversais dos modelos, e também pelo maior número de barras utilizadas no Modelo 2 apresentar uma superfície de contato com o concreto 50% maior que o Modelo 1, distribuindo as tensões em uma área maior de concreto. A armadura de costura também contribuiu para controlar a fissuração, fazendo com que as armaduras internas e externas trabalhassem juntas.

Tabela 5.1: Aberturas máximas de fissuras nos Modelos 1 e 2.

FORÇA (kN)	Abertura de fissura Máxima (mm)	
	Modelo 1	Modelo 2
60	0,10	-
77	0,10	-
90	0,20	-
100	0,30	-
120	0,40	0,10
135	0,50	0,15
140	0,60	0,20
150	0,65	0,30
160	0,70	0,50
170	0,80	0,80
180	1,50	1,00
190	1,80	1,60
210	2,00	2,20
220	2,60	2,70
225	4,60	2,90
240	-	5,80

A partir dos resultados obtidos pelos extensômetros de base removível para a abertura de fissura na interface viga-pilar foi possível determinar a espessura da fissura na parte superior da ligação. A determinação foi realizada fazendo semelhança de triângulos, de acordo com o ilustrado na figura 5.9 para o Modelo 1 e 5.10 para o Modelo 2. Como resultado obteve-se para o Modelo 1 uma fissura com espessura de 4,54 mm, valor coerente com as leituras de abertura de fissuras da tabela 5.1, resultado esperado, já que a maior abertura de fissura encontrada no Modelo 1 ocorreu na ligação. Para o Modelo 2 a abertura de fissura na ligação encontrada foi de 3,73 mm, não sendo a maior

encontrada no modelo. Quanto a posição da linha neutra (LN), o Modelo 1 a apresentou a 16,13 mm da base da viga e o Modelo 2 a 66,09 mm.

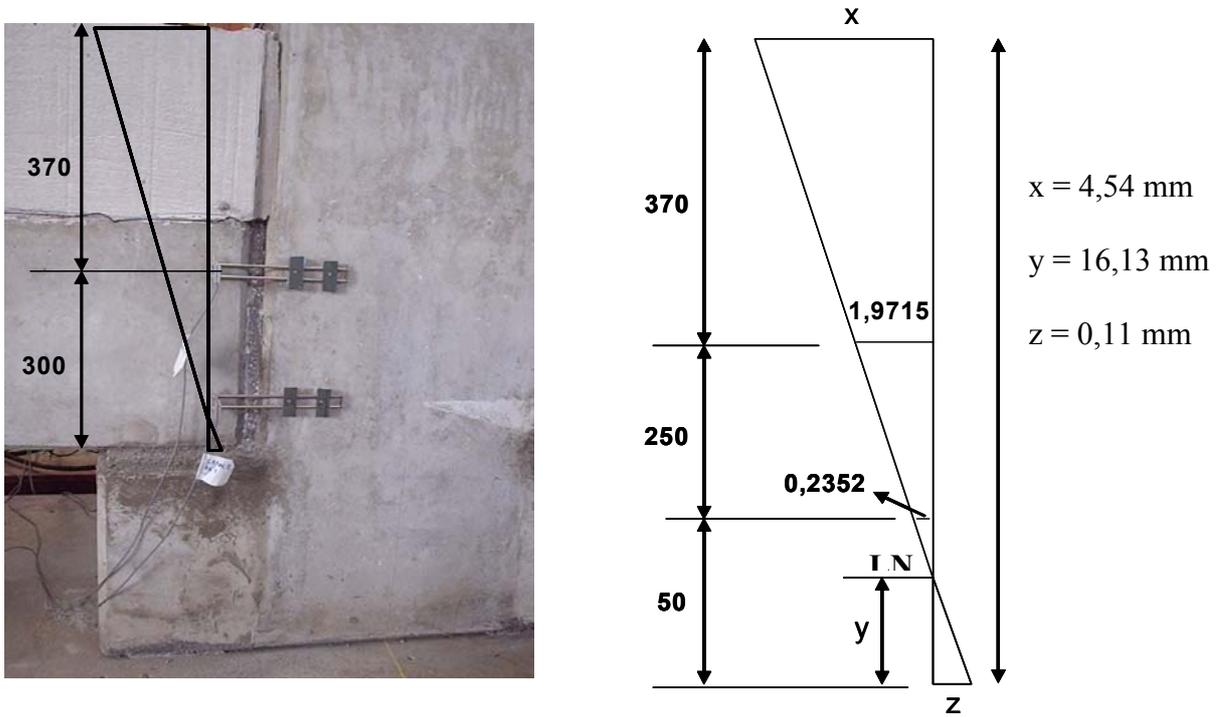


Figura 5.9: Esquema para a determinação da abertura de fissura na ligação para o Modelo 1.

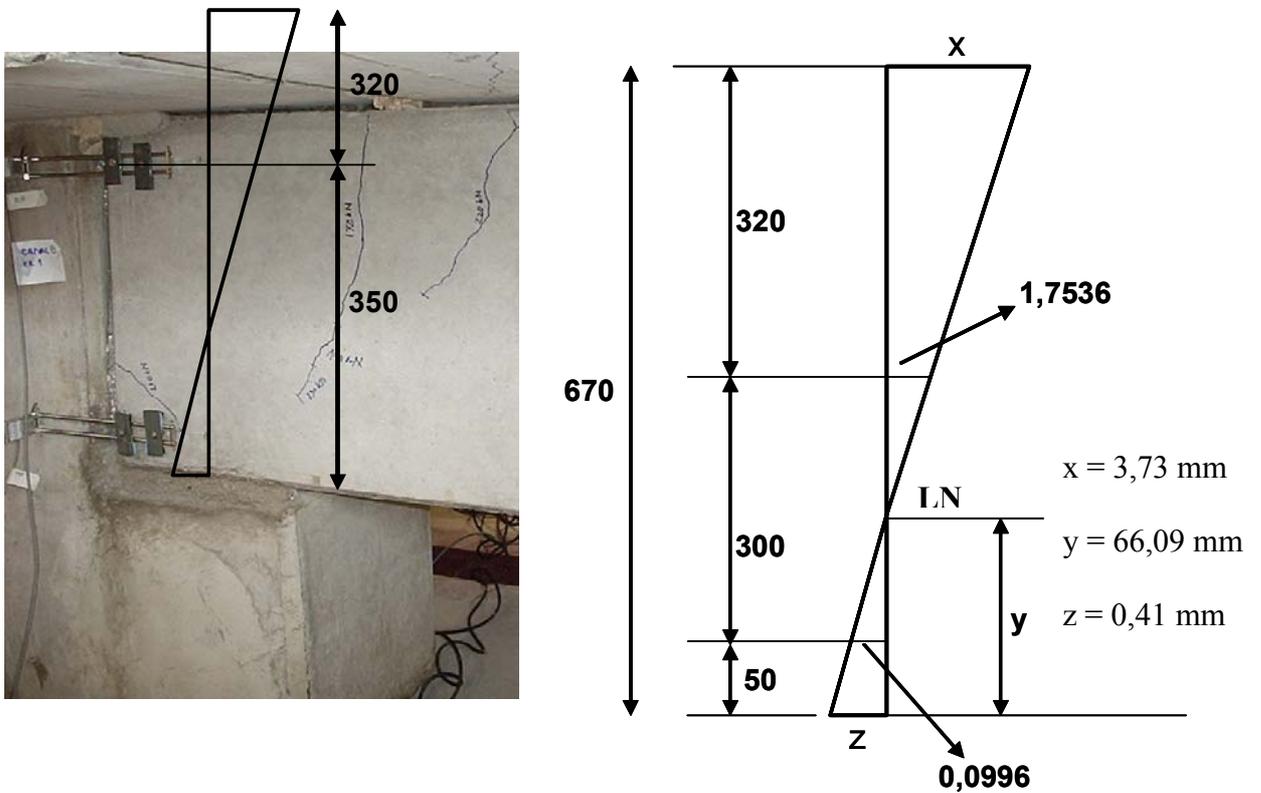


Figura 5.10: Esquema para a determinação da abertura de fissura na ligação para o Modelo 2.

Quanto a deformação da armadura de continuidade, as duas barras instrumentadas utilizadas no Modelo 1 apresentaram comportamento muito semelhante a não ser por uma deformação um pouco superior do lado esquerdo do modelo, onde o deslocamento vertical medido foi maior. A deformação máxima das barras medida pelo *strain-gage* na seção de giro da ligação para o Modelo 1 foi de 2,28 ‰, para os outros três pontos instrumentados. Para o Modelo 2, a deformação atingiu 1,72 ‰, justamente para as barras que atravessavam o pilar, não chegando a 2‰. Para a força de projeto, as barras que menos deformaram foram aquelas localizadas nas laterais, mas seu comportamento não foi diferente das barras que atravessavam o pilar, todas foram mobilizadas praticamente no mesmo momento.

A deformação da armadura de continuidade passou a ser mais significativa para o Modelo 1 quando se atingiu 40 kN, já para o Modelo 2 a deformação começou a aumentar quando se chegou a 120 kN. Considerando a força de projeto, a deformação da armadura do Modelo 1 dobrou em relação ao Modelo 2, como mostra a figura 5.11.

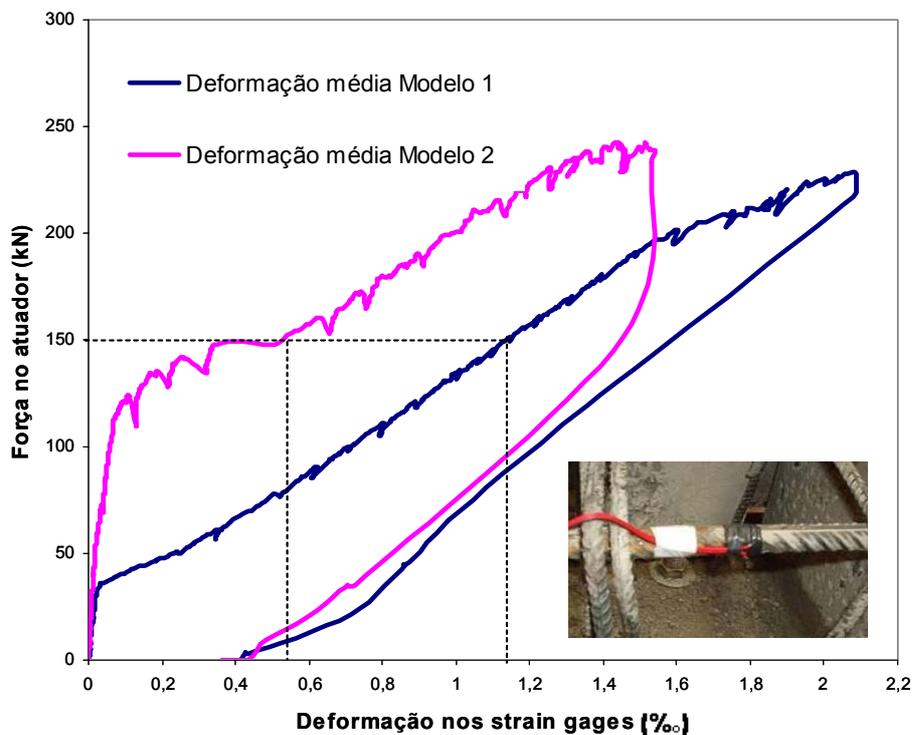


Figura 5.11: Média das deformações dos *strain-gages* dos Modelos 1 e 2.

Para montagem da curva momento-rotação característica de cada modelo realizou-se a média das rotações obtidas para o lado direito e esquerdo através dos transdutores e clinômetros, pois foram os instrumentos que mediram a rotação no centro de giro da ligação, local onde o momento fletor foi considerado.

Para os dois modelos a diferença na medida de rotação entre os lados realizada pelos clinômetros foi compensada quando se fez a média. A figura 5.12 contém a curva momento-rotação característica do Modelo 1 e a figura 5.13 a curva do Modelo 2 com a indicação da rigidez secante e a rigidez de projeto. Na tabela 5.2 podem ser observados os valores de M_y , que indica o início da plastificação da armadura, de M_u (momento último) e as rotações respectivas para estes momentos.

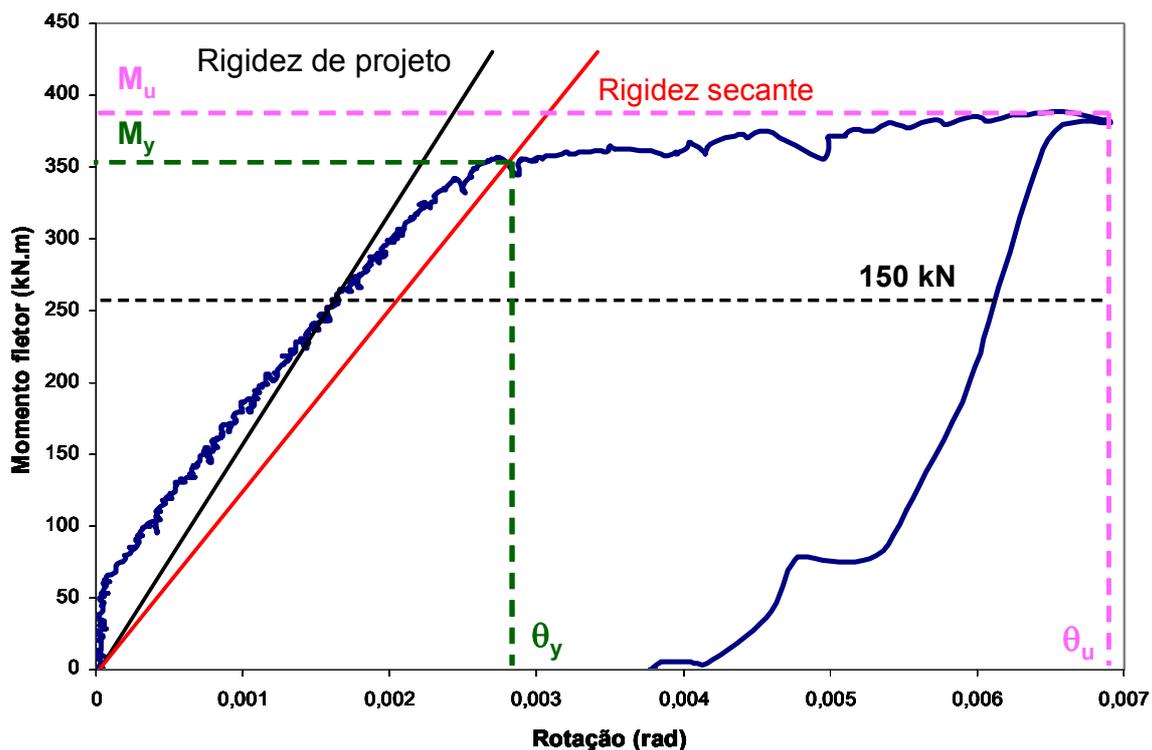


Figura 5.12: Curva momento-rotação do Modelo 1.

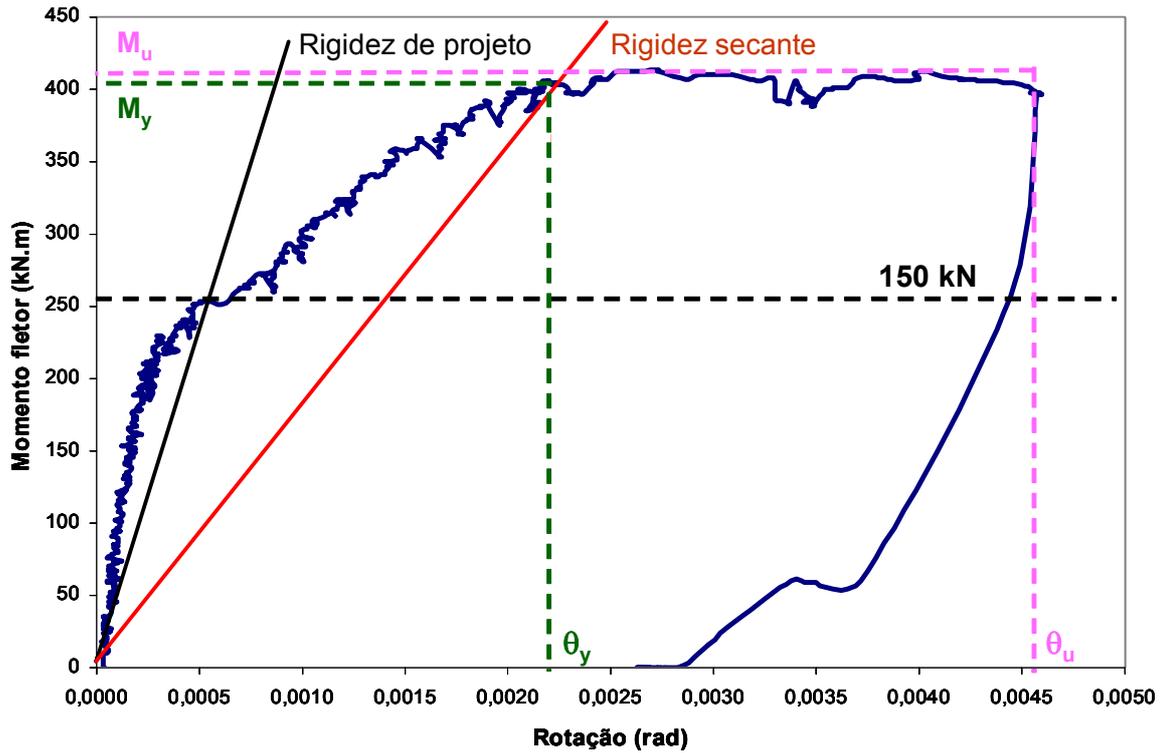


Figura 5.13: Curva momento-rotação do Modelo 2.

Tabela 5.2: Características dos Modelos.

Modelo	M_y (kNm)	θ_y (rad)	M_u (kNm)	θ_u (rad)	M_u / M_y	θ_u / θ_y
1	356	0,002760	388	0,006910	1,090	2,50
2	411	0,002516	416	0,004572	1,011	1,82

Comparando a curva momento-rotação característica dos modelos e os dados da tabela pode-se notar que o Modelo 2 apresentou uma rigidez superior, mas comparando as rigidezes secantes, a diferença não foi muito alta, como para a força de projeto. A figura 5.14 apresenta a comparação entre os modelos.

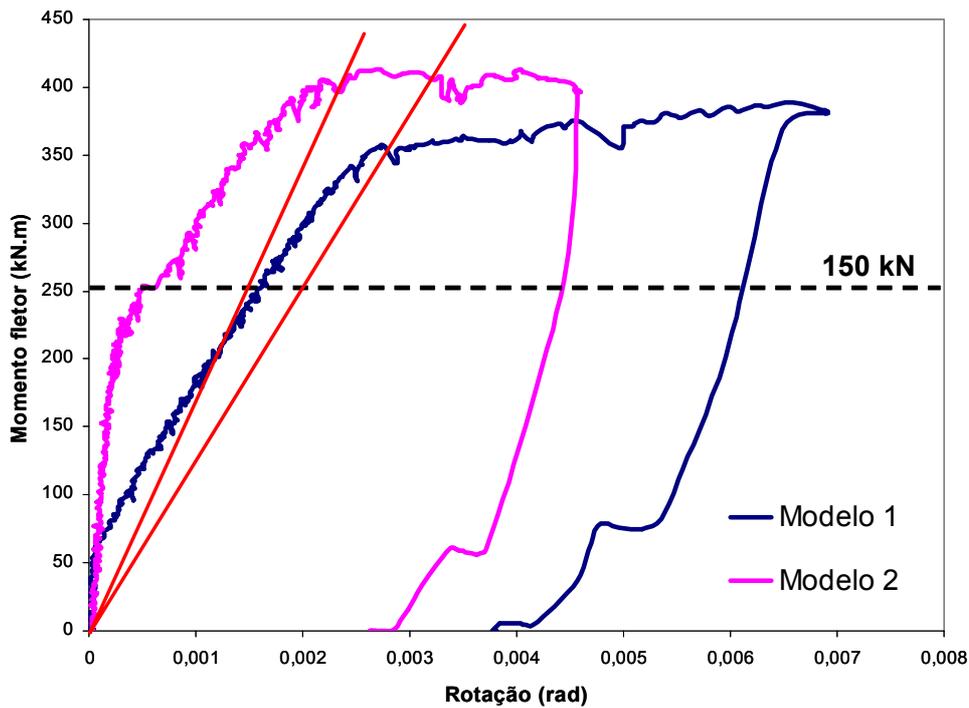


Figura 5.14: Curvas momento-rotação dos Modelos 1 e 2.

A tabela 5.3 contém os valores das rigidezes secante e de projeto para os Modelos 1 e 2.

Tabela 5.3: Rigidezes dos Modelos 1 e 2.

Modelo	Rigidez secante (kNm/rad)	Rigidez de projeto (kNm/rad)
1	120 689	155 772
2	181 818	511 993

Pode-se atribuir o bom desempenho da ligação estudada aos detalhes de projeto e execução. Na fase de projeto preocupou-se em concentrar um maior número de estribos nas extremidades das vigas para garantir que na ligação e no ponto de aplicação da força, a viga trabalhasse bem, minimizando a fissuração e evitando o escorregamento entre os concretos pré-moldado e moldado no local.

A altura dos estribos utilizada também foi maior do que se costuma determinar em projetos, que é na altura da viga; preferiu-se deixar todas as barras da armadura de continuidade na mesma altura, ou seja, na capa da laje para que todas absorvessem o mesmo nível de tensão. A utilização da armadura de costura foi outro meio pelo qual se

tentou diminuir as tensões na ligação e distribuir as fissuras, obtendo um bom resultado, pois no Modelo 2 a fissuração teve início na viga, e não na ligação como é de se esperar.

Para a análise da porcentagem de engastamento mobilizada pela ligação foi utilizado o método *Beam-Line*. A reta *Beam-Line* é traçada ligando-se o momento máximo na ligação considerando-a rígida e a rotação máxima considerando a ligação articulada. A rotação para a viga bi-apoiada foi determinada utilizando a equação 3.7, considerando a viga com o mesmo comprimento de 5,7 m para os dois modelos, com os valores de momento de inércia (I) no estágio I e módulo de elasticidade obtido com os corpos-de-prova de acordo com a tabela 5.4.

Tabela 5.4: Características dos modelos e rotação para situação bi-apoiada.

Modelo	θ_{rot} (rad)	I (m⁴)	E (kN/mm²)
1	0,002375	0,0100	30
2 (largura colaborante)	0,001340	0,0177	30

A porcentagem de engastamento parcial foi determinada para a rigidez experimental, encontrada com a curva momento-rotação, e para a rigidez secante, sendo esta traçada ligando-se o ponto de momento zero até o momento de escoamento da armadura.

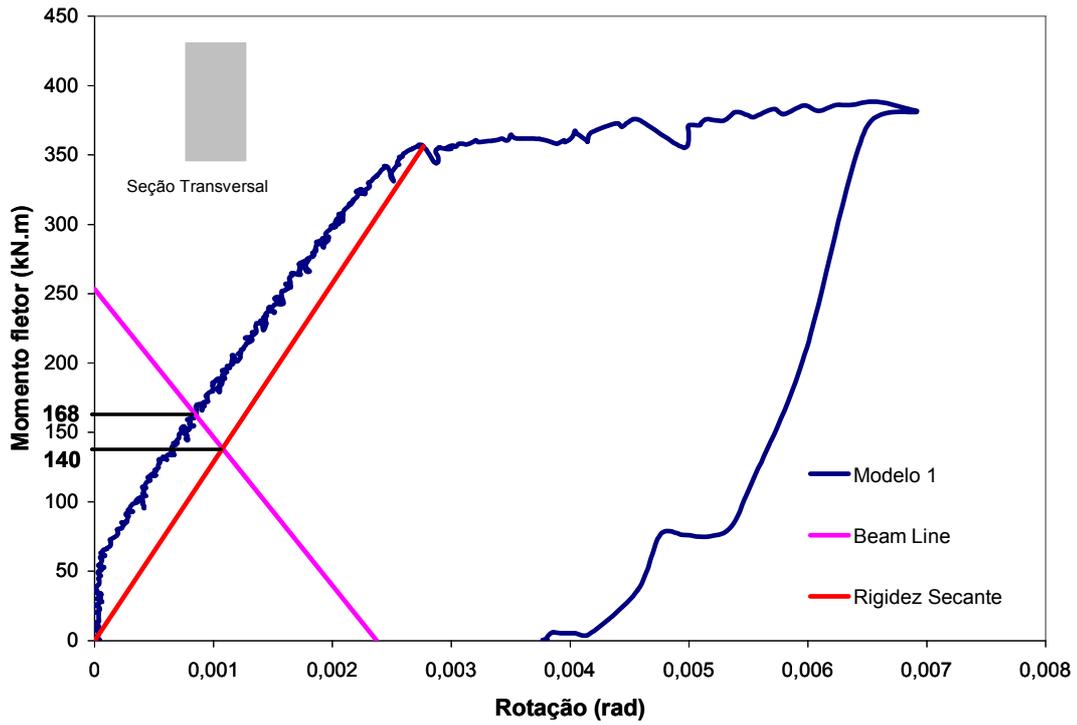


Figura 5.15: Reta *Beam-Line* e Rigidez Secante para o Modelo 1.

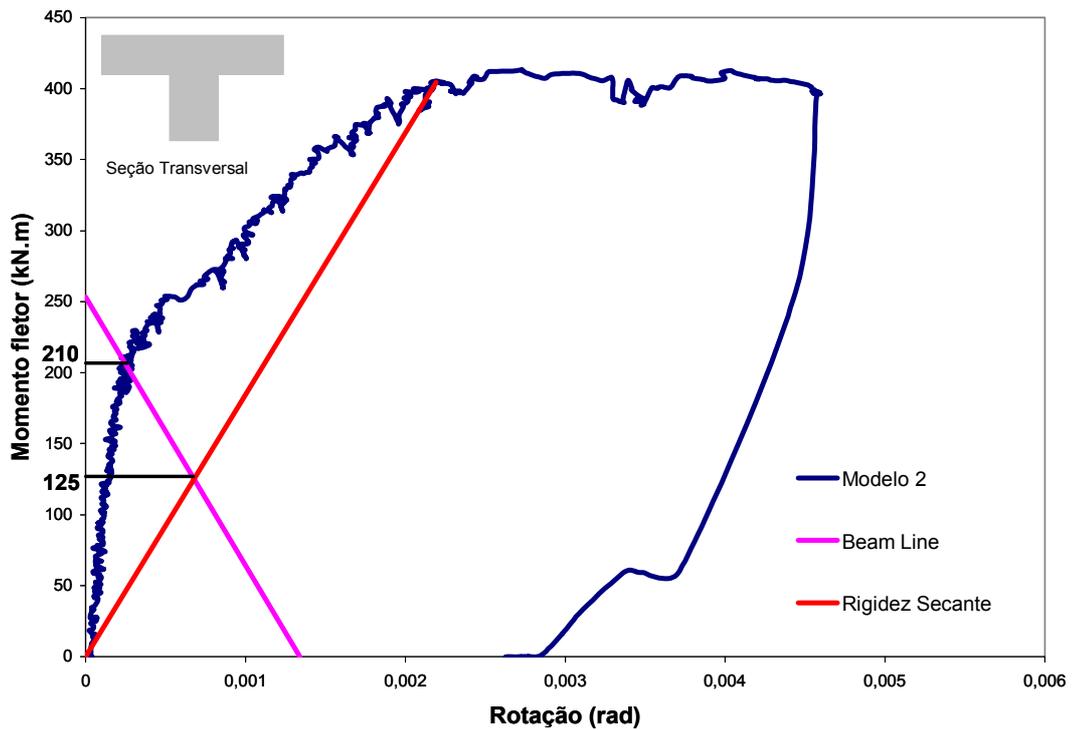


Figura 5.16: Reta *Beam-Line* e Rigidez Secante para o Modelo 2.

O Coeficiente de engastamento parcial da ligação foi determinado utilizando a equação 5.2, para as duas situações descritas anteriormente.

$$\frac{M_{RS}}{M_E} = \%Engastamento \quad (5.2)$$

Onde:

M_{RS} – Momento atuante na ligação

M_E – Momento de engastamento perfeito

A tabela 5.5 mostra os resultados para a porcentagem de engastamento obtidos para os modelos ensaiados considerando a rigidez da ligação igual à rigidez experimental e a partir da rigidez secante. Para o Modelo 1 os dois valores de engastamento parcial encontrados foram mais próximos que para o Modelo 2 devido sua rigidez ser inferior. Logo, se pode dizer que quanto menor a rigidez de uma ligação, mais próxima ela se encontra da rigidez secante. Levando-se em consideração a rigidez do Modelo 2, houve uma grande diferença entre os valores encontrados, chegando-se a 83% de engastamento para a rigidez experimental. Os valores do fator de restrição à rotação (α_R) também foram determinados de acordo com a equação 2.2, considerando um carregamento distribuído. Os resultados obtidos foram muito satisfatórios, mas para considerá-lo no dimensionamento de ligações outras considerações devem ser feitas, pois no ensaio realizado a estrutura foi submetida apenas a forças verticais.

Tabela 5.5: Porcentagens de engastamento das ligações.

Modelo	Rigidez Experimental		Rigidez Secante	
	Coefficiente de engastamento parcial	α_R	Coefficiente de engastamento parcial	α_R
1	66%	0,56	55%	0,45
2	83%	0,76	49%	0,39

6. Conclusões

6.1 Considerações Gerais

O presente trabalho resume as principais análises e resultados de uma investigação experimental para caracterização de uma ligação viga-pilar central, onde a resistência à flexão negativa é conseguida por meio de armaduras de continuidade passando através do pilar, dentro de bainhas lisas preenchidas com graute não retrátil. Dentro deste estudo foram comparados dois modelos de ligações, sendo que no primeiro modelo 100% das armaduras negativas passaram por dentro do pilar, mas no segundo modelo estas armaduras foram divididas com 50% da sua área total passando por dentro do pilar e 50% passando dentro da capa de concreto das lajes alveolares nas laterais do pilar, compondo a mesma taxa da armadura do primeiro modelo. O interesse neste tipo de estudo foi conhecer qual a influência efetiva das armaduras laterais para o controle da fissuração e para a restrição aos giros no apoio da viga sobre o consolo.

A partir dos resultados experimentais foi possível analisar as ligações com relação aos deslocamentos verticais, abertura de fissuras e construção da curva momento-rotação

característica de cada configuração. Em posse da curva momento-rotação pode-se localizar o momento de fissuração e de plastificação da ligação. Além disto, a partir da utilização do método *beam-line*, foi possível determinar as porcentagens de engastamento parcial da ligação, considerando a intersecção da reta *beam-line*, para o carregamento de projeto, com a curva momento-rotação e com rigidez secante desta mesma curva. Como ainda não existe um procedimento de ensaio normalizado para a caracterização da relação momento-rotação de ligações pré-moldadas, nesta pesquisa também se procurou consolidar uma metodologia experimental que melhor expressasse as leituras da rotação da ligação viga-pilar central.

6.2 Dos objetivos

Com relação ao objetivo de caracterizar o comportamento da ligação laje-viga-pilar com armadura de continuidade passante dentro do pilar e armação lateral na capa da laje, a partir da presente pesquisa chegaram-se às seguintes considerações:

- Com base na comparação dos resultados experimentais entre os dois modelos ensaiados, com e sem a contribuição das armaduras laterais na capa da laje, o uso destas armaduras laterais apresentou um desempenho superior com relação à rigidez da curva momento-rotação, para carregamentos inferiores ao de projeto. Acredita-se que isto se deve a uma maior distribuição das tensões nas armaduras, com conseqüente melhor controle da fissuração na região da ligação.
- Durante a realização dos ensaios constatou-se que não se devem utilizar bainhas lisas para o transpasse da armadura de continuidade através do pilar devido à falta de aderência e conseqüente aumento da fissuração, mas se isso for inevitável outro mecanismo de controle da fissuração deve ser utilizado, como neste caso utilizaram-

se as barras laterais. Este mesmo mecanismo também poderia ser utilizado em ligações com luvas rosqueadas, como no trabalho de SOUZA (2006).

- A armadura de continuidade foi instrumentada com *strain-gages* na seção do centro de giro da ligação para determinação de sua deformação, pois este fator está intimamente relacionado com a abertura de fissuras na estrutura e também com a liberação de giro no apoio. Com as leituras dos *strain-gages* foi possível analisar o comportamento das armaduras de continuidade desde o início do carregamento até o momento último. Sendo assim, para a força de projeto, o Modelo 1 apresentou uma deformação na armadura superior ao Modelo 2, cerca de duas vezes maior.
- O deslocamento vertical nas extremidades das vigas do Modelo 1 foi medido com transdutores, e os valores fornecidos foram coerentes com os valores teóricos determinados a partir de um programa que considera a não-linearidade da estrutura e as equações preestabelecidas na metodologia.
- As rotações na ligação foram medidas de três maneiras: com transdutores, clinômetros e extensômetros de base removível. As medidas expressaram valores consistentes, mas apenas as médias das rotações determinadas através dos transdutores e aferidas pelos clinômetros foram utilizadas para a construção da curva momento-rotação que caracteriza a ligação. Isso porque a análise foi realizada no centro de giro da ligação, onde o momento foi considerado, e os transdutores e clinômetros posicionados. Deste modo, este trabalho consolida um procedimento de ensaio de ligações, onde os clinômetros e transdutores forneceram leituras consistentes para a determinação da rotação, e constatou-se também que não se deve medir rotação na interface viga-pilar devido a fissuração que venha a ocorrer na região da ligação.

- A partir das curvas momento-rotação de cada modelo foi possível identificar o momento de plastificação das ligações, chegando-se a rigidez secante que caracteriza cada uma delas. O Modelo 1 apresentou uma rigidez secante à flexão da ordem de 120689 kNm/rad e o Modelo 2 apresentou 181818 kNm/rad. A rigidez de projeto apresentada pelo Modelo 1 foi de 155772 kNm/rad e pelo Modelo 2 foi da ordem de 511993 kNm/rad. Apesar do Modelo 2 apresentar um comportamento melhor em situações de serviço, as rigidezes secante dos modelos ficaram muito próximas, chegando a indicar para o Modelo 2 uma porcentagem de engastamento inferior que para o Modelo 1 em consequência de sua seção transversal ser “T”. Deste modo, pode-se concluir que utilizando a rigidez secante, os cálculos são realizados a favor da segurança, reservando à ligação certa resistência e rigidez para que resista a esforços não considerados no processo de dimensionamento.
- Considerando uma viga de 5,7 m de comprimento submetida a um carregamento distribuído, com seção transversal igual a dos modelos estudados, ou seja, para o Modelo 1 seção retangular e para o Modelo 2 seção “T”, foi determinado o máximo giro na extremidade com apoios articulados para se traçar a *beam-line*, reta que liga o momento máximo para a força última de projeto, no caso de uma ligação rígida, com o máximo giro livre. O encontro da *beam-line* com a curva momento-rotação determina a capacidade máxima da ligação, e neste ponto determina-se a porcentagem de engastamento. O mesmo foi realizado para o ponto de encontro entre a *beam-line* e a reta determinada pela rigidez secante. O Modelo 1 atingiu, considerando a rigidez secante, 55% de engastamento e o Modelo 2 chegou a 49%. Já, levando-se em conta a rigidez obtida com a curva momento-rotação a porcentagem de engastamento do Modelo 1 foi de 66% e do Modelo 2 de 83%.

6.3 Avanços em Relação aos Trabalhos Anteriormente Realizados

A presente pesquisa apresentou um método de instrumentação e análise dos resultados consistentes, comprovando que a utilização de transdutores na medição da rotação fornece bons resultados, assim como, procurou integrar toda a conceituação teórica que envolve o método *Beam-Line*, constituindo em um avanço em relação aos trabalhos anteriormente realizados no Brasil e no exterior.

O fato de ter utilizado a mesma taxa de armadura nas ligações, apenas com diferentes configurações, permitiu uma visão mais ampla de seu comportamento. Com a mesma taxa de armadura, comparando-se os dois modelos, foi possível controlar a fissuração, devido o maior número de barras distribuírem as tensões em uma área maior de concreto. O controle da fissuração é um ponto muito importante quando se utiliza bainha lisa para ancoragem da armadura. A aderência nestes casos é comprometida aumentando a fissuração, a deformação e conseqüentemente a rotação na ligação, logo, a presença das barras laterais ajudam a diminuir esses efeitos, mas é bom lembrar que o ideal seria a utilização de bainha corrugada. O Modelo 1, apesar de possuir 55% de engastamento, apresentou uma fissuração muito alta por falta de um mecanismo de controle, o que não ocorreu no Modelo 2.

A utilização de armadura de costura, como determinado no COST-C1 (1996), também contribuiu para o controle da fissuração na ligação. Este fato foi comprovado durante o ensaio pelo fato das armaduras internas ao pilar e as armaduras laterais trabalharem juntas, distribuindo melhor as tensões, controlando a fissuração.

A utilização de chapas metálicas para apoio das vigas melhorou o comportamento da ligação quando comparado aos resultados obtidos por SOUZA (2006), pois não houve deformação nos apoios. O preenchimento do apoio e também da interface viga-pilar

com graute forneceu bons resultados, assim como, o apicoamento da interface dos elementos pré-moldados que aumentaram a aderência entre eles.

Os resultados de porcentagem de engastamento obtidos nos ensaios foram satisfatórios, mas sua utilização em projetos deve ser mais estudada, pois as estruturas ensaiadas foram submetidas apenas a forças verticais não sendo analisa sua influência na estabilidade global.

Em posse da curva momento-rotação pode-se analisar, além dos engastamentos, a ductilidade apresentada pela ligação de cada modelo. Apesar do Modelo 1 apresentar fissuração à forças mais baixas, seu comportamento foi mais dúctil que o do Modelo 2, mantendo um pouco de resistência após a plastificação da ligação, alcançando rotações 50% mais altas para o momento último.

6.4 Sugestões para Trabalhos Futuros

Em função do alto índice de fissuração do Modelo 1, o presente estudo aponta para a necessidade de novos estudos com outros tipos de bainha, como por exemplo, a bainha corrugada com outro tipo de material para preenchimento, no caso dos ensaios realizados neste trabalho utilizou-se graute de alta resistência.

Seria interessante também, para fins de comparação, a realização de pesquisas utilizando outras taxas de armadura de continuidade distribuídas entre as laterais e dentro do pilar. A utilização de 75% da taxa armadura passando dentro pilar e 25% nas laterais compõem uma sugestão, deixando as barras internas com uma bitola maior, entre 20 mm e 25 mm e o restante nas laterais. Como prescreve a norma britânica BS 8110 (1997), devem-se utilizar armaduras de continuidade ou tirantes entre os elementos estruturais para se prevenir contra o colapso progressivo.

É importante também mencionar a falta de estudos específicos para o comportamento de ligações sob a aplicação de cargas horizontais para a aplicação na análise global da estrutura. Este tipo de estudo melhoraria muito o comportamento das ligações sob a ação de vento.

6.5 Considerações Finais

Finalizando, acredita-se que o presente trabalho atingiu seus objetivos, contribuindo para aumentar o conhecimento sobre o comportamento de ligações semi-rígidas com potencial de aplicação em estruturas pré-moldadas com múltiplos pavimentos.

Conforme foi constatado, a utilização de armaduras laterais e também de costura, contribuíram para o controle da fissuração na ligação, assim como, na diminuição da rotação na situação de serviço.

A utilização do método *beam-line* de análise da ligação obteve-se bons resultados para a porcentagem de engastamento, lembrando que mais pesquisas devem ser realizadas no sentido de estudar o comportamento destas ligações submetidas a esforços horizontais com o intuito de fornecer informações mais consistentes que possibilitem a realização de projetos mais seguros, e em alguns casos até mais econômicos, para estruturas pré-moldadas em esqueleto.

7. Referências Bibliográficas

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR-6118 (2003). **Projeto e Execução de Obras de Concreto Armado**. Rio de Janeiro - RJ.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR-9062 (1985). **Projeto e Execução de Estruturas de Concreto Pré-Moldado**. Rio de Janeiro - RJ.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 9062 (2005). **Projeto e Execução de Estruturas de Concreto Pré-moldado**. Rio de Janeiro - RJ.

BALDISSERA, A. (2006). **Estudo experimental de uma ligação viga-pilar de concreto pré-moldado parcialmente resistente a momento fletor**. Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia de São Carlos – USP. São Carlos – SP.

BENTES, R. (2004). **Seminário Apresentado no II Seminário Nacional de Pré-Fabricados de Concreto**. Associação Brasileira de Construção Industrializada de Concreto (ABCIC). São Paulo - SP.

BRITISH STANDARD 8110-1 (1997). **Structural use of concrete. Part 1: Code of Practice for design and construction**.

- CATÁLOGO DEGUSSA (2006). **Informações técnicas - Masterflow 320 Grout.**
- CHEFDEBIEN, A. (1998). **Precast concrete beam to column head connections.** In: CONTROL OF THE SEMI-RIGID BEHAVIOUR OF CIVIL ENGINEERING STRUCTURAL CONNECTIONS, COST C1 INTERNACIONAL CONFERENCE, 1998. Cost C1: Proceedings. Liege, Belgium. P. 35-43.
- COST-C1 – European Cooperation in the Field of Scientific and Technical Research (1996). **Semi-rigid behaviour of civil engineering structural connections - Composite steel-concrete joints in braced frames for buildings.** Bruxelas, Luxemburgo.
- COTTA, I. F. S. (2006). **Desenvolvimento de programa livre para análise da estabilidade global e esforços globais de segunda ordem para estruturas pré-moldadas considerando a análise não-linear (não-linearidade física da estrutura).** Texto de qualificação. Universidade Federal de São Carlos – UFSCar. São Carlos - SP, setembro, 2006.
- CPI ENGENHARIA (2006). **Arquivos de imagem com fotos de obras realizadas.** São Paulo – SP
- EL DEBS, M. K. (2000). **Concreto pré-moldado: Fundamentos e aplicações.** Escola de Engenharia de São Carlos – USP. São Carlos – SP. 441p.
- ELLIOTT, K.S., DAVIES, G., MAHDI, A., GORGUN, H., VIRDI, K., RAGUPATHY, P. (1998). **Semi-rigid Joint Behaviour on Columns in Precast Concrete Buildings.** COST 1 Proc. Conference, Semi-rigid Behaviour of Civil Engineering Structural Connections, E.N.S.A.I.S., Liege.
- ELLIOTT, K.S. (2002). **Precast Concrete Structures.** Burlington, 374p.

- ELLIOTT, K.S., DAVIES, G., FERREIRA, M.A., GORGUN, H., MADHI, A.A. (2003). *Can Precast Concrete Structures be Designed as semi-rigid frames? Part 1 – The experimental evidence*. The Structural Engineer. International Journal of The Institution of Structural Engineers. Vol. 81. Issue 16 (Aug. 19). London. United Kingdom.
- ELLIOTT, K.S., DAVIES, G., FERREIRA, M.A., GORGUN, H., MADHI, A.A. (2003). *Can Precast Concrete Structures be Designed as semi-rigid frames? Part 2 – Analytical Equations and Column Effective Length Factors*. The Structural Engineer. International Journal of The Institution of Structural Engineers. Vol. 81. Issue 16 (Aug. 19). London. United Kingdom.
- FERREIRA, M.A. (1993). **Estudo de Deformabilidades de ligações para a Análise Linear em Pórticos Planos de Elementos Pré-Moldados de Concreto**. Dissertação de Mestrado, 163p. Escola de Engenharia de São Carlos – USP. São Carlos - SP
- FERREIRA, M. A. (1999). **Deformabilidade de ligações viga-pilar de concreto pré-moldado**. Tese de Doutorado, 232p. Escola de Engenharia de São Carlos – USP. São Carlos - SP.
- FERREIRA, M.A. (2001). **Analytical Design Procedure for Semi-Rigid Connections in Precast Concrete Structures**. RESEARCH REPORT, Part 1, School of Civil Engineering, University of Nottingham, May-2000, Nottingham-UK, 80 pp.
- FERREIRA, M.A., El Debs, M.K., (2003). **Análise de Estrutura Pré-Moldada com Ligações Semi-Rígid Para Múltiplos Pavimentos**. 45º Congresso Brasileiro do Concreto – IBRACON. Agosto, Vitória - ES.

- FERREIRA, M. A.; ELLIOTT, K. S. (2002). **Strength-Stiffness Requirement Approach for Semi-Rigid connections in Precast Concrete Structures**. University of Nottingham, School of Civil Engineering.
- FERREIRA, M. A.; El Debs, M. K.; Elliott, K. S. (2002). **Modelo teórico para projeto de ligações semi-rígidas em estruturas de concreto pré-moldado**. 44º Congresso Brasileiro do Concreto – IBRACON. Agosto, Belo Horizonte – MG.
- FIB (2003). **FIB Guide to Good Practice: Structural Connections for Precast Concrete Buildings**. FIB: Commission C6: Prefabrication. Task Group 6.2: Connections. (Draft Version 2003).
- FIGUEIREDO, L. M. B. (2004). **Ligações Mistas Viga-pilar – Análise teórica e experimental**. Tese (Doutorado). 253p. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos - SP.
- GORGUN, H. (1997). **Semi-rigid behaviour of connections in precast concrete structures**. Tese (Doutorado), University of Nottingham, United Kingdom.
- KATAOKA, M.N.; FERREIRA, M.A.; CARVALHO, R.C.; CATOIA, B. (2006). **Procedimento para projeto de vigas pré-moldadas de concreto armado com ligação viga-pilar semi-rígida**. 48º Congresso Brasileiro do Concreto - IBRACON. Setembro, Rio de Janeiro – RJ.
- MIGLIORE JR., A. R. (2005). **Edifício Pré-moldado com ligação rígida**. 1º Encontro Nacional de Pesquisa-Projeto-Produção em Concreto Pré-Moldado. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos - SP.
- MIOTTO, A. M. (2002). **Ligações viga-pilar de estruturas de concreto pré-moldado com ênfase ao estudo da deformação ao momento fletor**. Tese (Doutorado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos - SP.

PRECAST CONCRETE INSTITUTE, PCI, (2001). **Design Handbook. Precast and Prestressed Concrete.** Fifth Edition - Cd Rom. Chicago, ILLINOIS.

PRECAST CONCRETE INSTITUTE, PCI. (1988). **Design and Typical Details of Connections for Precast and Prestressed Concrete.** Chicago, ILLINOIS.

PRECAST CONCRETE INSTITUTE, PCI. (1986). **Research Project n° ¼ - Moment resistant connections and simple connectios.** Chicago, ILLINOIS.

SOUZA, A. S. (2006). **Comportamento de elementos pré-moldados com ligações semi-rígidas.** Dissertação de Mestrado. Universidade Federal de São Carlos - UFSCar, São Carlos – SP.

ANEXO A - Determinação da carga a ser aplicada nas extremidades das vigas

Equações utilizadas

$$KMD = \frac{M_d}{f_{cd} \cdot d^2 \cdot b_w}$$

$$K_y = 1 - \sqrt{1 - 2,353 \cdot KMD}$$

$$K_z = 1 - 0,5 \cdot K_y$$

$$A_s = \frac{M_d}{f_{yd} \cdot K_z \cdot d}$$

Para a determinação da carga a ser aplicada nas extremidades das vigas será considerada a armadura de continuidade como sendo 4 ϕ 16 mm ($A_s = 8,0\text{cm}^2$), e o cálculo é realizado de maneira inversa para se obter o momento. Com o valor do momento e sabendo-se a distância que a carga será aplicada determina-se o valor da carga. Vale salientar que o carregamento exercido pelo peso próprio dos elementos estruturais terá que ser descontado.

$$A_s = \frac{M_d}{f_{yd} \cdot K_z \cdot d}$$

Substituindo K_z :

$$A_s = \frac{M_d}{f_{yd} \cdot (1 - 0,5 \cdot K_y) \cdot d}$$

Substituindo K_y :

$$A_s = \frac{M_d}{f_{yd} \cdot [1 - 0,5 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2,353 \cdot KMD})] \cdot d}$$

Substituindo KMD:

$$A_s = \frac{M_d}{f_{yd} \cdot [1 - 0,5 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2,353 \cdot \frac{M_d}{f_{cd} \cdot d^2 \cdot b_w}})] \cdot d}$$

Dados:

$$A_s = 8 \text{ cm}^2$$

$$d = 0,65 \text{ cm}$$

$$b_w = 0,40 \text{ cm}$$

Para se obter o valor máximo de carga que poderá ser aplicada serão utilizados nos cálculos os valores de f_{ck} e f_y .

$$f_{ck} = 25 \text{ MPa} = 25000 \text{ kN/m}^2$$

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

Substituindo os valores, tem-se:

$$A_s = \frac{M_d}{f_{yd} \cdot [1 - 0,5 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2,353 \cdot \frac{M_d}{f_{cd} \cdot d^2 \cdot b_w}})] \cdot d}$$

$$8 = \frac{M_d}{50 \cdot [1 - 0,5 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2,353 \cdot \frac{M_d}{25000 \cdot 0,60^2 \cdot 0,40}})] \cdot 0,65}$$

$$8 = \frac{M_d}{32,5 \cdot [1 - 0,5 \cdot (1 - \sqrt{1 - 0,000557 \cdot M_d})]}$$

$$M_d = 8 \cdot [32,5 \cdot (1 - 0,5 \cdot (1 - \sqrt{1 - 0,000557 \cdot M_d}))]$$

$$M_d = 260 \cdot (1 - 0,5 + 0,5 \cdot \sqrt{1 - 0,000557 \cdot M_d})$$

$$M_d = 260 - 130 + 130 \cdot \sqrt{1 - 0,000557 \cdot M_d}$$

$$M_d = 130 + 130 \cdot \sqrt{1 - 0,000557 \cdot M_d}$$

$$\left(\frac{M_d - 130}{130}\right)^2 = (\sqrt{1 - 0,000557 \cdot M_d})^2$$

$$\frac{M_d^2 - 2 \cdot M_d \cdot 130 + 130^2}{130^2} = 1 - 0,000557 \cdot M_d$$

$$M_d^2 - 2 \cdot M_d \cdot 130 + 130^2 = (1 - 0,000557 \cdot M_d) \cdot 130^2$$

$$M_d^2 - 260 \cdot M_d + 130^2 = 130^2 - 9,413 \cdot M_d$$

$$M_d^2 - 250,6 \cdot M_d = 0$$

$$\Delta = b^2 - 4 \cdot a \cdot c = (250,6)^2 - 4 \cdot 1 \cdot 0 = 62800,36$$

$$M_d = \frac{-b \pm \sqrt{\Delta}}{2 \cdot a} = \frac{-(-250,6) \pm \sqrt{62800,36}}{2 \cdot 1} = \frac{250,6 \pm 250,6}{2} = 250,6 \text{ kN.m}$$

Obs: Não foi considerada a solução nula.

Determinação da carga a ser aplicada pelo macaco hidráulico.

$$M = F \cdot d$$

$$250,6 = F \cdot 1,70$$

$$F = 147,4 \text{ kN} \rightarrow 150 \text{ kN}$$

Logo será considerada a força última de projeto na extremidade da viga igual a 150 kN.

ANEXO B – Dimensionamento do consolo

Dados:

$$a = 20\text{cm}$$

$$b = 40\text{cm}$$

$$h = 40\text{cm}$$

cobrimento da armadura = 2cm

$$V_d = F_d = 156,41 \cdot 1,4 = 219 \text{ kN}$$

1. Caracterização do consolo

$$\frac{a}{d} = \frac{20}{38} = 0,53 \rightarrow \text{consolo curto}$$

2. Determinação da armadura do tirante

De acordo com a NBR 9062 / 1985.

$$A_{SV} = \left(0,1 + \frac{a}{d}\right) \cdot \frac{F_d}{f_{yd}} = \left(0,1 + \frac{20}{38}\right) \cdot \frac{219}{\frac{50}{1,15}} = 3,15\text{cm}^2$$

$$A_{S,tir} = A_{SV} + \frac{H_d}{f_{yd}}$$

Considerando a NBR 9062/1985, item 7.3.9, H_d é igual a 0,5 de F_d para elementos assentados com argamassa.

$$H_d = 219 \cdot 0,5 = 109,5\text{kN}$$

$$A_{S,tir} = A_{SV} + \frac{H_d}{f_{yd}} = 3,15 + \frac{109,5}{\frac{50}{1,15}} = 5,67\text{cm}^2 \rightarrow 5 \phi 12,5\text{mm} \rightarrow A_s = 6,1\text{cm}^2$$

Armadura mínima do tirante

$$0,04 < w < 0,15$$

$$w = \frac{A_{S,tir} \cdot f_{yk}}{b \cdot d \cdot f_{ck}} = \frac{6,1 \cdot 500}{40 \cdot 38 \cdot 35} = 0,057$$

→ logo “w” está dentro do intervalo e a armadura adotada é adequada!

3. Determinação da armadura de costura

A armadura de costura foi determinada de acordo com EL DEBS (2000).

$$A_{sh} = 0,4A_{S,tir} = 0,4.6,1 = 2,44cm^2 \rightarrow 6 \phi 8mm \rightarrow A_s = 3,0cm^2$$

4. Determinação da armadura transversal (estribos)

$$A_{SW} = 0,14\% \cdot b \cdot h = 0,0014 \cdot 40 \cdot 40 = 2,24cm^2 \rightarrow 5 \phi 8mm \rightarrow A_{SW} = 2,5cm^2$$

$$A_{SW} > 0,2 \cdot A_{S,tir} \rightarrow A_{SW} > 0,2 \cdot 6,1 = 1,22 \rightarrow \text{Verificação OK!}$$

5. Verificação da biela comprimida

Segundo EL DEBS (2000):

$$\tau_{wd} \leq \tau_{wu}$$

$$\tau_{wd} = \frac{V_d}{b \cdot d} = \frac{219}{0,40 \cdot 0,38} = 1440,78kN / m^2 \rightarrow 1,44 MPa$$

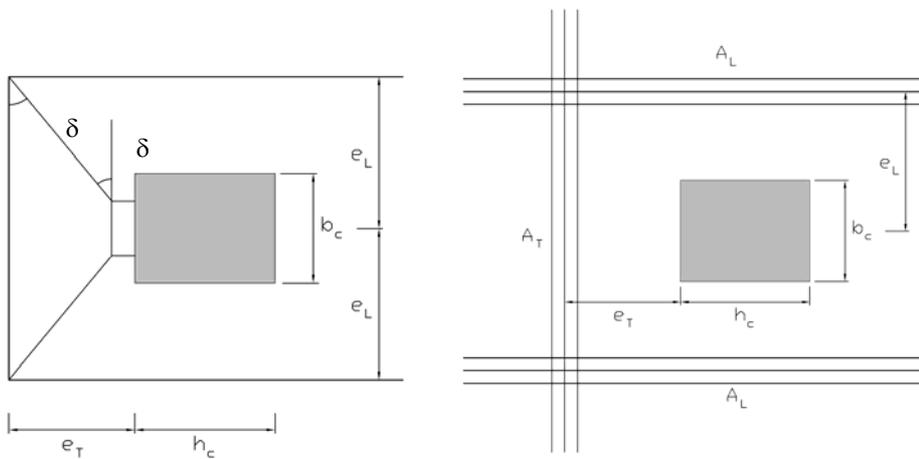
$$\tau_{wu} = \frac{0,18 \cdot \beta \cdot f_{cd}}{\sqrt{(0,9)^2 + \left(\frac{a}{d}\right)^2}} = \frac{0,18 \cdot 1,35}{1,4 \cdot \sqrt{(0,9)^2 + (0,53)^2}} = 4,31MPa$$

$$\tau_{wd} = 1,44MPa < \tau_{wu} = 4,31MPa \rightarrow \text{Não haverá esmagamento da biela de concreto}$$

ANEXO C – Determinação da localização da armadura de costura

A determinação da localização da armadura de costura para o Modelo 2 será realizada segundo as recomendações do COST-C1 (1996). As figuras a seguir esquematizam as variáveis utilizadas no cálculo da distância que a armadura de costura deve estar do pilar, segundo um ângulo δ . O COST-C1 (1996) recomenda que este ângulo δ não seja inferior a 45° e superior a 60° , sendo determinado a partir da seguinte equação:

$$\tan \delta = \frac{\frac{e_T}{0,7} - 0,3}{e_L}$$



Esquema para a determinação da distância da armadura de costura.

Dados:

$$b_c = 0,50 \text{ cm}$$

$$h_c = 0,40 \text{ cm}$$

$$e_L = 12,5 \text{ cm}$$

Será considerado um ângulo δ igual $52,5^\circ$.

$$\tan \delta = \frac{\frac{e_T}{0,7} - 0,3}{e_L} \Rightarrow \tan 52,5^\circ = \frac{\frac{e_T}{0,7} - 0,3}{12,5} \Rightarrow 1,30 \cdot 0,7 = \frac{e_T}{12,5} - 0,3 \Rightarrow e_T = 15,12 \text{ cm}$$

Logo a distância do pilar até o centro de gravidade da armadura transversal (costura)

será de 15 cm.