

Fábio Yoshio Sawasaki

ESTUDO TEÓRICO-EXPERIMENTAL DE LIGAÇÃO VIGA-  
PILAR COM ALMOFADA DE ARGAMASSA E CHUMBADOR  
PARA ESTRUTURAS DE CONCRETO PRÉ-MOLDADO

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

Orientador: Prof. Tit. Mounir Khalil El Debs

São Carlos

2010

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

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

S271e Sawasaki, Fábio Yoshio  
Estudo teórico-experimental de ligação viga-pilar com  
almofada de argamassa e chumbador para estruturas de  
concreto pré-moldado / Fábio Yoshio Sawasaki ; orientador  
Mounir Khalil El Debs. -- São Carlos, 2010.

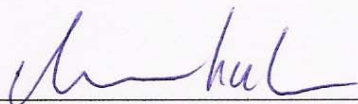
Dissertação (Mestrado-Programa de Pós-Graduação e Área  
de Concentração em Engenharia de Estruturas) -- Escola de  
Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo,  
2010.

1. Estruturas de concreto. 2. Concreto pré-moldado.  
3. Ligação viga-pilar. 4. Ligação semi-rígida.  
5. Almofoada de argamassa. I. Título.

**FOLHA DE JULGAMENTO**

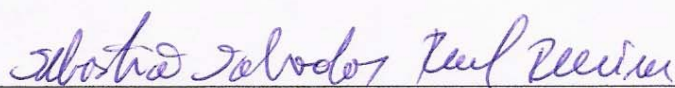
Candidato: Engenheiro FÁBIO YOSHIO SAWASAKI.

Dissertação defendida e julgada em 05/05/2010 perante a Comissão Julgadora:



Prof. Titular **MOUNIR KHALIL EL DEBS – (Orientador)**  
(Escola de Engenharia de São Carlos/USP)

Aprovado



Prof. Dr. **SEBASTIÃO SALVADOR REAL PEREIRA**  
(Universidade Federal de Minas Gerais/UFMG)

Aprovado



Prof. Dr. **LIBÂNIO MIRANDA PINHEIRO**  
(Escola de Engenharia de São Carlos/USP)

APROVADO



Prof. Associado **MARCIO ANTONIO RAMALHO**  
Coordenador do Programa de Pós-Graduação em  
Engenharia Civil (Engenharia de Estruturas)



Prof. Associado **GERALDO ROBERTO MARTINS DA COSTA**  
Presidente da Comissão de Pós-Graduação



*À Deus, pela proteção em mais essa etapa. Aos meus pais, Roberto Sawasaki (in memorian) e Maria, à minha irmã Lidiane, pelo amor e carinho incondicionais durante todos esses anos.*



## Agradecimentos

---

Aos amigos Antônio, Aref, Érica, Giovanni, Igor Chaves, Leandro, Luiz Aquino, Rodrigo Barros, Rômulo, Saulo, Walter e Wellison, pois todos tiveram uma grande e importante participação em minha vida durante esse período.

De forma especial ao casal Silvana Nardin e Alex que me acolheram em sua casa nos primeiros dias em São Carlos e que sempre estiveram à disposição para ajudar-me.

A Daniel Miranda dos Santos da empresa EGT Engenharia pelo auxílio à minha pesquisa.

A toda equipe do laboratório de estruturas EESC-USP, em especial Mário, Amaury e Luiz Varela.

Aos funcionários do SET, em especial à Rosi, Sílvia e Rodrigo Paccola.

À CAPES e à FAPESP pelo apoio financeiro para a realização desta pesquisa.

Agradecimento especial ao prof. Mounir Khalil El Debs pela oportunidade, orientação, amizade e paciência durante todo o mestrado.





## Sumário

---

Agradecimentos .....	7
Sumário .....	9
Lista de figuras .....	13
Lista de Tabelas .....	19
Resumo .....	21
Abstract.....	23
1. Introdução.....	25
1.1. Considerações iniciais .....	25
1.2. Justificativa.....	27
1.3. Objetivos .....	27
1.4. Apresentação do trabalho .....	28
2. Revisão Bibliográfica .....	29
2.1. Estudos encontrados na literatura.....	29
2.2. Classificação das ligações .....	31
2.2.1. Classificação quanto à rigidez.....	31
2.2.2. Classificação quanto à resistência .....	36
2.3. Determinação da curva momento fletor versus rotação.....	38
2.3.1. Aproximação a uma curva.....	39
2.3.2. Análise via método dos elementos finitos.....	39
2.3.3. Modelos mecânicos e analíticos.....	43
2.3.4. Principais estudos realizados na obtenção da curva momento fletor versus rotação.....	47
2.4. Almofada de apoio de compósito de cimento.....	66
3. Programa experimental .....	71
3.1. Considerações iniciais .....	71
3.2. Projeto da ligação .....	73
3.2.1. Especificação do concreto.....	73
3.2.2. Armadura.....	74

3.2.3.	Graute.....	79
3.2.4.	Almofada de apoio.....	79
3.3.	Fabricação dos elementos.....	80
3.3.1.	Fôrmas.....	80
3.3.2.	Armadura.....	81
3.3.3.	Concreto.....	82
3.3.4.	Graute.....	84
3.3.5.	Almofada de apoio.....	85
3.4.	Montagem dos modelos.....	86
3.5.	Propriedades mecânicas dos materiais.....	87
3.5.1.	Concreto.....	87
3.5.2.	Armadura.....	87
3.5.3.	Graute.....	89
3.5.4.	Almofada de apoio.....	89
3.6.	Equipamentos e Instrumentação.....	92
3.6.1.	Instrumentação externa.....	92
3.6.2.	Instrumentação interna.....	93
3.7.	Programa do ensaio.....	95
3.7.1.	Dispositivo de engate.....	95
3.7.2.	Aplicação do carregamento.....	96
3.8.	Resultados experimentais.....	98
3.8.1.	Modelo 1.....	98
3.8.2.	Modelo 2.....	101
3.8.3.	Modelo 3.....	103
3.8.4.	Modelo 4.....	105
4.	Modelagem numérica.....	107
4.1.	Considerações iniciais.....	107
4.2.	Modelos numéricos.....	107
4.3.	Software e elementos.....	109
4.4.	Comparação com resultados experimentais.....	114
5.	Modelo de projeto e simulações numéricas.....	119

5.1.	Modelo analítico .....	119
5.1.1.	Modelo 1.....	128
5.1.2.	Modelo 2.....	131
5.1.3.	Modelo 3.....	132
5.1.4.	Modelo 4.....	134
5.1.5.	Resumo das análises .....	136
5.2.	Simulações com pórticos planos.....	137
6.	Considerações finais e conclusões.....	159
	Referências bibliográficas.....	161
	APÊNDICE A - Dimensionamento dos elementos de concreto pré-moldado	
	167	
	APÊNDICE B - Influência da consideração da força normal e flexão do	
	chumbador na rigidez da ligação.....	183



## Lista de figuras

---

Figura 1.1 - Ligação viga-pilar semirígida em edifícios de um pavimento (galpão).....	26
Figura 2.1 - Modelo I de BALDISSERA (2006).....	31
Figura 2.2 - Deformabilidade ao momento fletor em uma ligação viga-pilar [EL DEBS (2000)]......	32
Figura 2.3 - Classificação das ligações segundo o EUROCODE 3 (2002). ....	34
Figura 2.4 - Relação momento-rotação na ligação viga-pilar .....	35
Figura 2.5 - Classificação das ligações pela resistência. ....	37
Figura 2.6 - Ligações viga-pilar estudadas por MIOTTO, 2002.....	41
Figura 2.7 - Ligação estudada por STANTON et al. (1987). ....	44
Figura 2.8 - Principais mecanismos de deformação (STANTON,1987). ....	45
Figura 2.9 - Simplificação do modelo de molas através da soma de molas em série e paralelo [COST C1 (1996)]......	46
Figura 2.10 - Ligações viga-pilar utilizadas na Inglaterra (ELLIOTT et al. 1998 apud MIOTTO, 2002). ....	48
Figura 2.11 - Componentes de deformação das ligações analisadas (dimensões em mm) (GORGUN, 1997).....	48
Figura 2.12 - Modelo utilizado no ensaio de compressão (GORGUN, 1997).....	49
Figura 2.13 - Modelo utilizado no ensaio de flexão (GORGUN, 1997 apud MIOTTO, 2002). ....	49
Figura 2.14 - Relações momento fletor-rotação (GORGUN, 1997).....	51
Figura 2.15 - Ligação viga-pilar ensaiada no CERIB (tipo 1) (CHEFDEBIEN, 1998). ...	52
Figura 2.16 - Esquema da ligação do tipo 2 (CHEFDEBIEN, 1998).....	53
Figura 2.17 - Parâmetros cinemáticos (CHEFDEBIEN, 1998). ....	54
Figura 2.18 - Forças de balanço da ligação (CHEFDEBIEN, 1998 apud MIOTTO, 2002). ....	54
Figura 2.19 - Comparação dos modelos mecânicos com o corpo de prova BC1.....	56
Figura 2.20 - Comparação dos modelos mecânicos com o corpo de prova BC5.....	57
Figura 2.21 - Ligação estudada por FERREIRA (1993). ....	58

Figura 2.22 - Distribuição de tensões e equilíbrio de forças na ligação rígida viga-pilar por chumbadores (FERREIRA, 1993). .....	58
Figura 2.23 - Compatibilidade de deslocamentos dos componentes da ligação (FERREIRA, 1993) .....	59
Figura 2.24 - Representação de uma barra inserida no concreto submetida a uma força $F_t$ (FERREIRA, 1993 Apud SOARES, 1998). .....	60
Figura 2.25 - Desenvolvimento da força de tração em uma barra de aço inserida no concreto.....	61
Figura 2.26 - Diagrama trilinear proposto por MIOTTO (2002). .....	62
Figura 2.27 - Equilíbrio de forças do protótipo sem almofada (MIOTTO, 2002). .....	64
Figura 2.28 - Curva momento-rotação modelo com almofada de apoio – analítica e experimental (momento negativo) (MIOTTO, 2002). .....	65
Figura 2.29 - Curva momento-rotação modelo com almofada de apoio – analítica e experimental (momento positivo) (MIOTTO, 2002).....	65
Figura 2.30 - Comparativo para o ensaio de compressão simples (SIQUEIRA, 2007)..	67
Figura 2.31 – Esquema do ensaio de carregamento monotônico (SIQUEIRA,2007). ...	70
Figura 3.1 – Esquema da ligação viga-pilar dos modelos. ....	71
Figura 3.2 - Dimensões dos modelos de 1 a 3. ....	72
Figura 3.3 - Detalhe da ligação de 1 a 3. ....	72
Figura 3.4 – Detalhamento da armadura do pilar para os modelos 1, 2 e 3. ....	74
Figura 3.5 - Detalhamento da armadura do pilar para o modelo 4. ....	75
Figura 3.6 – Distribuição da armadura na viga para os modelos 1, 2 e 3. ....	76
Figura 3.7 - Distribuição da armadura na viga para o modelo 4. ....	77
Figura 3.8 – Detalhamento das armaduras para os modelos 1, 2 e 3. ....	77
Figura 3.9 – Posicionamento dos chumbadores.....	78
Figura 3.10 - Detalhamento das armaduras para o modelo 4.....	78
Figura 3.11 - Posicionamento dos chumbadores na viga. ....	79
3.12 - Fôrmas das vigas, pilares e aparelhos de apoio. ....	80
Figura 3.13 - Armação dos pilares dos modelos 1 e 4 e viga modelo 4. ....	81
Figura 3.14 - Aspecto interno da fôrma.....	82
Figura 3.15 - Disposição das fôrmas na concretagem.....	83

Figura 3.16 - Detalhe fixação dos chumbadores.....	83
Figura 3.17 – Adensamento. ....	84
Figura 3.18 – Dimensões da almofada de apoio.....	85
Figura 3.19 - Moldagem das almofadas de apoio. ....	85
Figura 3.20 - Dispositivo de içamento. ....	86
Figura 3.21 - Montagem e fixação das ligações.....	86
Figura 3.22 - Ensaio de rigidez de placa. ....	90
Figura 3.23 - Ciclos de carregamento PL1 .....	91
Figura 3.24 - Esquema da disposição dos transdutores, posicionamento do modelo e aplicação de carga. ....	93
Figura 3.25 - Posição dos extensômetros. ....	94
Figura 3.26 - Fixação dos extensômetros. ....	94
Figura 3.27 - Verificação da instrumentação interna. ....	95
Figura 3.28 - Dispositivo de engate do atuador ao pilar .....	96
Figura 3.29 - Modelo 1 – Ensaio. ....	98
Figura 3.30 - Curvas experimentais para a ligação do Modelo 1. ....	100
Figura 3.31 - Curvas experimentais para a ligação do Modelo 2. ....	101
Figura 3.32 - Amplitude da deformação do Modelo 2.....	102
Figura 3.33 - Curvas experimentais para a ligação do Modelo 3. ....	104
Figura 3.34 - Curvas teórico-experimentais para a ligação do Modelo 4. ....	105
Figura 3.35 - Médias experimentais de todos os modelos. ....	106
Figura 4.1 - Modelo de atrito de Coulomb (MIOTTO, 2002).....	108
Figura 4.2 - Condições de contorno do modelo 1.....	110
Figura 4.3 - Armadura do modelo 1.....	111
Figura 4.4 - Ancoradores e chumbadores. ....	112
Figura 4.5 – Chumbadores na altura dos aparelhos de apoio.....	112
Figura 4.6 - Aparelhos de apoio. ....	113
Figura 4.7 - Modelo 1 deformado. ....	113
Figura 4.8 - Resultados experimental e numérico modelo 1. ....	114
Figura 4.9 - Resultados experimental e numérico modelo 2. ....	115
Figura 4.10 - Resultados experimental e numérico modelo 3. ....	115

Figura 4.11 - Resultados experimental e numérico modelo 4.....	116
Figura 5.1 – Seção de viga.....	120
Figura 5.2 - Diagrama triangular da tensão no estádio II.....	121
Figura 5.3 - Diagrama retangular (FUSCO, 1981).....	122
Figura 5.4 - Exemplo de seção retangular com armadura simples (FUSCO, 1983)....	123
Figura 5.5 – Curvatura na flexão simples (FUSCO, 1981).....	124
Figura 5.6 – Diagrama de deformações. ....	126
Figura 5.7 - Seção de ligação sujeita à flexão simples. ....	128
Figura 5.8 - Resultados do modelo analítico e experimental para o Modelo 1. ....	129
Figura 5.9 - Extremidade próxima ao apoio de uma das vigas do modelo 1. ....	131
Figura 5.10 - Resultados do modelo analítico e experimental para o Modelo 2. ....	132
Figura 5.11 - Resultados do modelo analítico e experimental para o Modelo 3. ....	133
Figura 5.12 - Compressão entre vigas devido à tração do atuador. ....	134
Figura 5.13 - Resultados do modelo analítico e experimental para o Modelo 4. ....	134
Figura 5.14 - Roletes metálicos simulando apoio sem restrição ao giro.....	135
Figura 5.15 - Sistema de apoio modificado para Modelo 4.....	136
Figura 5.16 - Viga e ligação pré-moldada. ....	138
Figura 5.17 - Carregamento galpão.....	139
Figura 5.18 - Equilíbrio da seção da ligação viga-pilar. ....	140
Figura 5.19 - Seção das ligações com dois e quatro chumbadores. ....	141
Figura 5.20 - Diagramas de momentos fletores para galpões de concreto pré-moldado. .....	142
Figura 5.21 - Esquema de estrutura de edifícios de múltiplos pavimentos.....	145
Figura 5.22 - Seção das ligações com consolos de 25 cm e 40 cm. ....	146
Figura 5.23 - Carregamento de um edifício de dois pavimentos e três vãos. ....	147
Figura 5.24 - Dois pavimentos e três vãos.....	148
Figura 5.25 - Carregamento de um edifício de três pavimentos e três vãos.....	149
Figura 5.26 - Três pavimentos e três vãos.....	151
Figura 5.27 - Carregamento de um edifício de quatro pavimentos e três vãos.....	151
Figura 5.28 - Quatro pavimentos e três vãos.....	153
Figura 5.29 - Deslocamentos de deformada (valores em cm). ....	156



Figura A.1 – Modelo 1, 2 e 3.....	167
Figura A.2 - Modelo 4.....	167
Figura A.3 – Dimensões das almofadas nos modelos 1, 2 e 3.....	168
Figura A.4 – Dimensões da almofada no modelo 4.....	168
Figura A.5 – Seção do pilar.....	171
Figura A.6 – Detalhe da armadura longitudinal .....	175
Figura A.7 – Ancorador.....	176
Figura A.8 – Distribuição da armadura no apoio.....	180
Figura B.1 - Equilíbrio da seção da ligação sujeita à flexo-compressão.....	183
Figura B.2 - Seção do chumbador.....	186



## Lista de Tabelas

---

Tabela 2.1 - Resumo da classificação das ligações pela rigidez.....	36
Tabela 2.2 - Legenda dos materiais (SIQUEIRA, 2007).....	67
Tabela 2.3 – Relação entre resistências e módulo de elasticidade (SIQUEIRA, 2007).	69
Tabela 2.4 – Relações entre módulo de elasticidade e rigidez (SIQUEIRA, 2007).....	70
Tabela 3.1 – Características dos modelos físicos. ....	73
Tabela 3.2 - Concreto utilizados na confecção dos modelos. ....	73
Tabela 3.3 – Traço em massa da almofada. ....	79
Tabela 3.4 - Resultados dos ensaios de compressão axial. ....	87
Tabela 3.5 - Resultados dos ensaios de tração por compressão diametral. ....	87
Tabela 3.6 - Propriedades mecânicas do aço. ....	88
Tabela 3.7 – Resistência à compressão do graute. ....	89
Tabela 3.8 - Resistência à compressão e à tração por compressão diametral. ....	89
Tabela 3.9 - Etapas do carregamento cíclico .....	90
Tabela 3.10 - Rigidezes dos corpos-de-prova em placa .....	91
Tabela 3.11 - Programa de ensaio dos modelos.....	97
Tabela 3.12 - Velocidade de aplicação de carregamento – Modelo 1.....	99
Tabela 3.13 - Velocidade de aplicação de carregamento – Modelo 2.....	103
Tabela 3.14 - Velocidade de aplicação de carregamento – Modelo 3.....	104
Tabela 3.15 - Valores experimentais de rigidez e momento último de cada modelo....	106
Tabela 4.1 - Parâmetros físicos aplicados nos modelos. ....	116
Tabela 5.1 - Rigidezes e momentos últimos dos modelos segundo a análise experimental versus modelo de projeto. ....	136
Tabela 5.2 - Propriedades das ligações viga-pilares dos modelos representando os galpões. ....	140
Tabela 5.3 - Resumo dos momentos fletores obtidos para os galpões.....	143
Tabela 5.4 - Propriedades das ligações viga-pilares dos modelos representando os edifícios de múltiplos pavimentos. ....	145

Tabela 5.5 - Resumo dos momentos fletores na base dos pilares para os pórticos de edifícios de múltiplos pavimentos.....	154
Tabela 5.6 - Resumo dos momentos fletores no meio do vão das vigas para os pórticos de edifícios de múltiplos pavimentos.....	154
Tabela 5.7 – Resumo dos deslocamentos para o edifício do tipo galpão.....	157
Tabela 5.8 – Resumo dos deslocamentos para os edifícios de múltiplos pavimentos.	157
Tabela 5.9 – Resumo dos deslocamentos no topo da estrutura para os edifícios de múltiplos pavimentos.....	158
Tabela B.6.1 - Dados para encontrar momento fletor e força normal resistentes. ....	185
Tabela B.6.2 - Normal e momento resistentes considerando a flexo-compressão.....	185
Tabela B.6.3 - Comparação de momento entre as considerações.....	187

## Resumo

---

SAWASAKI, F. Y. (2010). Estudo teórico-experimental de ligação viga-pilar com almofada de argamassa e chumbador para estruturas de concreto pré-moldado. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos. 2010.

As ligações com chumbador e almofada, sem continuidade estrutural, são comumente empregadas em obras de concreto pré-moldado como galpões, edifícios de poucos pavimentos e no topo de pilares. Na análise estrutural, este tipo de ligação é caracterizado como articulado. Este trabalho teve como objetivo fazer um estudo com este tipo de ligação levando em conta que a transferência de momento fletor ocorrerá em função da rigidez proporcionada por uma almofada de compósito de argamassa e por chumbadores de aço. A idéia é considerar o benefício da redução das solicitações nos elementos de concreto pré-moldado, particularmente, na base dos pilares. A análise experimental foi feita com modelos em escala reduzida 1:2. Foram ensaiados quatro modelos da ligação que são: a) Modelo 1 - chumbadores de aço CA-25 e almofada de compósito de argamassa; b) Modelo 2 - chumbadores de aço CA-25 e almofada de policloropreno; c) Modelo 3 - chumbadores de aço CA-50 e almofada de compósito de argamassa e; d) Modelo 4 - chumbadores de aço CA-50 e pilar com largura igual a 50% maior que os casos anteriores e almofada de argamassa. Foi feita ainda a análise numérica tridimensional dos modelos da ligação utilizando o software Ansys e análises de pórtico plano para avaliar a distribuição de solicitações ao longo de

estruturas representativas. Foi desenvolvido um modelo de projeto para prever o comportamento da ligação. Com as simulações de pórtico plano, onde foram consideradas as semirigidezes das ligações, obteve-se uma redução de até 48% do momento fletor na base dos pilares para um edifício de quatro pavimentos, cujas ligações viga-pilares apresentavam um consolo de 40 cm, e de 21,8% para um edifício de um pavimento do tipo galpão, cujas ligações continham quatro chumbadores, considerando apenas a carga de frenagem. A análise de deslocamentos nos pórticos planos também aponta o benefício da consideração da semirigidez nas ligações. Uma redução de deslocamento horizontal do topo do pórtico do tipo galpão de até 32,8% para o modelo com ligações com quatro chumbadores e somente força horizontal, e de até 71,9% para o edifício de quatro pavimentos considerando as ligações semirígidas com consolos de 40 cm.

Palavras-chave: concreto pré-moldado, ligação viga-pilar, ligação semirígida, almofada de argamassa.

## Abstract

---

SAWASAKI, F. Y. (2010). Theoretical and experimental study of beam-to-column connection with pad of mortar and bolts for precast concrete structures. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos. 2010.

Connections with bolts and pad, without structural continuity, are commonly used in construction of precast concrete as one-storey building, building with a few storeys and on top of columns. In structural analysis, this type of connection is characterized as pinned, that is, without restriction of the rotation on the connection. This work aims to make a study of this type of connection taking into account that the transfer of bending moment will occur due to the stiffness provided by a pad of mortar composite and the steel bolts. The idea is to consider the benefit of reducing the demands on the elements of precast concrete, particularly at the base of the columns. The experimental analysis was done with models scale 1:2. Four models of connection were tested: a) Model 1 - steel bolts CA-25 and pad of mortar composite b) Model 2 - steel bolts CA-25 and chloroprene rubber pad c) Model 3 - bolts of CA-50 steel and pad of mortar composite, and d) Model 4 - steel bolts CA-50 and column with a width of 50% larger than the others and mortar pad. It was still a three-dimensional numerical analysis of the lead models using Ansys software and frame plan analysis to evaluate the stress distribution along the representative structures. A model design to predict the behavior of the connection was developed. Based on the numerical simulations on precast concrete frames, semi-

rigidity of connections was taken into account, it was obtained a reduction of up to 48% of the bending moment at the base of the columns of a four-storey building, which beam-to-column connections had a corbel 40 cm, and 21,8% for a one-storey building, which connections contained four bolts, considering only the horizontal load. The analysis of displacements in the plane frame also shows the benefit of considering the semi-rigidity connections. Reduction in horizontal displacement of the top of the one-storey building to 32,8% for the model with four bolts in the connections with only horizontal force, and 71,9% for the four-storey buildings with semi-rigid connections considering the corbels of 40 cm.

Keywords: precast concrete, beam-to-column connection, semi-rigid connection, pad of mortar.



## Introdução

---

### 1.1. Considerações iniciais

A construção civil tem buscado formas de modernizar e maximizar sua produtividade. A forma tradicional de construção está cada vez mais abrindo espaço para a industrialização da construção, fazendo parte deste novo grupo as estruturas de concreto pré-moldado.

Como toda nova tecnologia, a confiabilidade e utilização de novos materiais só são possíveis através do estudo e da experiência que comprovem sua eficácia, fazendo da análise experimental um instrumento para ajustar modelos teóricos de cálculo para estas estruturas, com base nas propriedades características dos componentes previstos.

Para o caso da pré-moldagem mais especificamente, a influência das ligações na construção em concreto pré-moldado é tão preponderante que alguns especialistas afirmam que a dificuldade em seu projeto e em sua execução é que tem impedido a superação dos métodos construtivos convencionais pelos pré-moldados (<sup>1</sup>ORDONEZ et al., 1974 apud MIOTTO, 2002).

As ligações de estruturas de concreto pré-moldado, muitas vezes, não se comportam conforme as considerações que são feitas na análise estrutural. Elas podem

---

<sup>1</sup> ORDÓÑEZ, J. A. F. (1974). Prefabricación: teoría y práctica. Barcelona, Editores Técnicos Asociados.

apresentar um comportamento entre a articulação e a perfeitamente rígida. Nestes casos elas são chamadas de ligações semirígidas.

Considerando as ligações como perfeitamente articuladas, faz-se com que os elementos de concreto pré-moldado necessariamente sejam mais robustos, devido à distribuição dos esforços. Se fosse considerada a semirigidez, poderia haver uma distribuição de solicitações mais favorável, e com isto a solução pode ser mais econômica.

Segundo JOLLY et al. (1998), “a semirigidez no projeto de estruturas em concreto pré-moldado exige o conhecimento da resposta momento-rotação para cada junta”. Para incluir a semirigidez no dimensionamento da estrutura, uma das variáveis mais importantes é a rigidez ao momento fletor. Essa rigidez é obtida através de curvas momento fletor versus rotação da ligação.

Nesta pesquisa realizou-se um estudo de uma ligação viga-pilar em concreto pré-moldado, comum em edifícios de um pavimento (tipo “galpão”), conforme mostrado na Figura 0.1. A ilustração representa um pórtico cujas ligações são semirígidas.

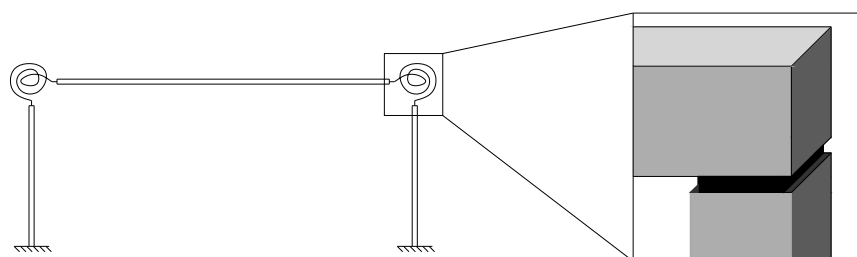


Figura 0.1 - Ligação viga-pilar semirígida em edifícios de um pavimento (galpão).

## 1.2. Justificativa

A justificativa da pesquisa vem da hipótese de que o tipo de ligação estudada possa conferir certo valor de semirigidez, o que na maioria das vezes não é considerado no cálculo estrutural de edificações que utilizam o mesmo tipo de ligação.

A consideração da semirigidez na ligação viga-pilar com almofada e chumbador, mesmo que a rigidez seja pequena, poderá acarretar em certa economia do dimensionamento dos elementos de concreto pré-moldado. Isso se deve à melhor distribuição de esforços na estrutura, com redução dos momentos fletores na base dos pilares e meio do vão das vigas, se comparado com a ligação articulada.

## 1.3. Objetivos

O objetivo geral desta pesquisa é a obtenção das curvas momento fletor versus rotação para o tipo de ligação viga-pilar estudado, usual em edifícios pequena altura.

Os objetivos específicos são:

- a) Revisão de literatura para as ligações similares;
- b) Desenvolvimento de modelo de projeto para a ligação estudada;
- c) Simulações numéricas com pórticos planos para avaliar a influência da semirigidez da ligação estudada.

## **1.4. Apresentação do trabalho**

O capítulo 2 mostra toda a revisão bibliográfica estudada para construção desta pesquisa, abordando metodologias de pesquisa, estudos feitos com ligações, estudos feitos com os componentes da ligação e seus respectivos resultados.

No capítulo 3 é apresentado o programa experimental, que tem por objetivo apresentar os materiais utilizados, suas especificações, dimensões, propriedades físicas bem como os procedimentos adotados para os ensaios físicos, além, é claro, de seus resultados.

O capítulo 4 aborda a simulação numérica tridimensional realizada com a ligação. São apresentados o software, os respectivos recursos utilizados, os parâmetros físicos adotados e os resultados das modelagens.

O capítulo 5 apresenta o modelo de projeto adotado, seus resultados, simulações em pórtico plano da ligação mostrando a distribuição de esforços ao longo das estruturas e comparação com os resultados experimentais.

O capítulo 6 apresenta as conclusões com comentários dos seus resultados, considerações finais bem como sugestões para os próximos trabalhos com ligações.

## 2. Revisão Bibliográfica

---

### 2.1. Estudos encontrados na literatura

O estudo das ligações de elementos de concreto pré-moldado tornou-se mais intenso a partir da década de 60, época em que o objetivo das pesquisas era aumentar a base de dados que se tinha.

Em 1986 foi lançado o programa *Precast Prestressed Concrete Institute - Specially Funded Research and Development Program 1 and 4* (PCI-SFRAD) com o objetivo de reunir informações sobre ligações pré-moldadas de todo o Estados Unidos. Os resultados da matéria foram publicados no PCI Journal com o título “Moment Resistant Connections and Simple Connections”.

Em 1991 surgiu o COST C1 “Control of the Semi-rigid Behavior of Civil Engineering Structural Connections”, um comitê de colaboração científica da união europeia, que criou um projeto de estudo do comportamento das ligações semirígidas, onde 22 países participaram e foram publicados mais de 125 trabalhos sobre estruturas de concreto, aço, estruturas mistas, madeira, formação de base de dados, projetos sísmicos, simulações numéricas e materiais compostos por polímeros.

No Brasil, apesar das pesquisas com ligações de elementos pré-moldados serem bem recentes, foram desenvolvidos trabalhos que forneceram base para teses e dissertações e apontam as linhas de maior interesse para futuras pesquisas.

BALLARIN (1993) iniciou as pesquisas sobre ligações pré-moldadas com ênfase na apresentação das pesquisas que já haviam sido feitas até então e também tecendo

um diagnóstico do estado-da-arte das ligações. Seu objetivo era servir de base para futuras pesquisas que fossem desenvolvidas, até mesmo de incentivo à linha de pesquisa para eventuais trabalhos da EESC-USP.

SOARES (1998) desenvolveu um trabalho voltado à deformabilidade de ligações viga-pilar em um sistema de pórticos para telhados de duas águas. Sua dissertação também traz recomendações de projeto tendo em vista os resultados obtidos em estudos anteriores.

MIOTTO (2002) deu continuidade ao trabalho de SOARES (1998) estudando o mesmo tipo de ligação, porém variando parâmetros como o comprimento do consolo do pilar, o diâmetro do chumbador e o sentido dos momentos fletores. Também estudou outro tipo de ligação viga pilar com pilar contínuo – usado para edifícios de múltiplos pavimentos – variando a continuidade da capa de concreto e os sentidos dos momentos. Também desenvolveu modelagem numérica e cálculo analítico de ambas ligações para melhor comparar os resultados e obter uma metodologia de cálculo.

BALDISSERA (2006) realizou uma pesquisa de caráter experimental de ligação viga-pilar com almofada e chumbador inclinado. Foi uma continuação do trabalho de MIOTTO (2002), com a particularidade da forma dos chumbadores.

Um dos modelos ensaiado, que BALDISSERA (2006) chamou de “I”, possui a configuração geométrica mostrada na Figura 2.1.

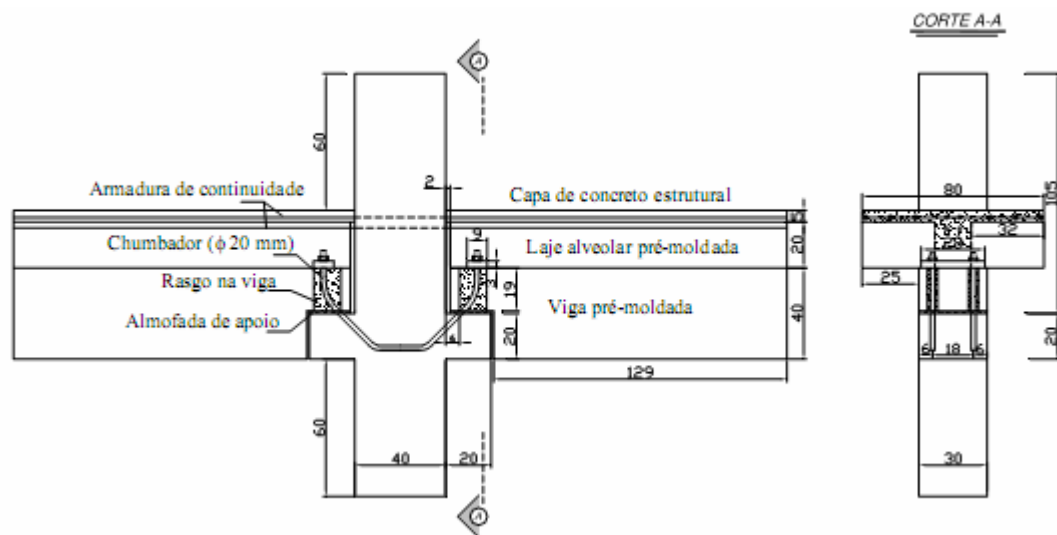


Figura 2.1 - Modelo I de BALDISSERA (2006).

## 2.2. Classificação das ligações

Apresenta-se a seguir uma classificação das ligações segundo pesquisas realizadas principalmente com estruturas metálicas, mas cujos domínios também podem se aplicar às ligações de elementos em concreto pré-moldado.

As ligações podem ser classificadas tanto quanto a sua rigidez quanto a sua resistência. Quanto a sua rigidez elas podem ser: rígidas, articuladas ou semirígidas. Quanto à resistência: articuladas, de resistência parcial ou de resistência total.

### 2.2.1. Classificação quanto à rigidez

Por EL DEBS (2000) tem-se que a deformabilidade de uma ligação é definida como o deslocamento relativo entre os elementos que compõe a ligação, causado por um esforço unitário atuante na direção desse deslocamento. Assim, “a deformabilidade

ao momento fletor da ligação entre uma viga e um pilar está associada à rotação da viga em relação à forma indeformada do nó". A Figura 2.2 mostra em três etapas como se dá o deslocamento relativo entre os elementos.

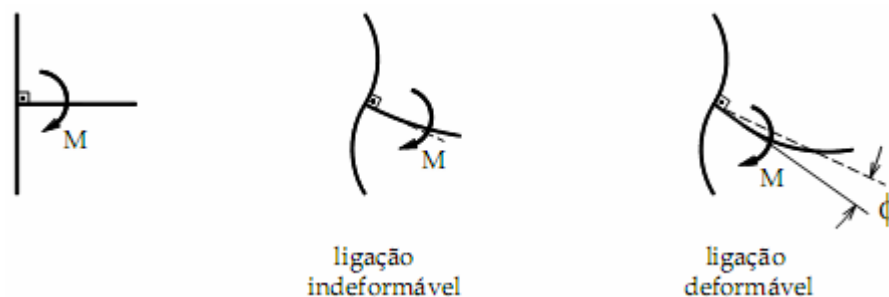


Figura 2.2 - Deformabilidade ao momento fletor em uma ligação viga-pilar [EL DEBS (2000)].

De acordo com AGUIAR (2010), uma ligação *perfeitamente rígida* é aquela que garante continuidade da estrutura, restringindo totalmente as rotações relativas entre os elementos de concreto, permitindo assim a total transferência de momento fletor entre a viga e o pilar.

Em contrapartida, quando não existe transmissão de momento fletor da viga para o pilar e as rotações relativas não são restringidas, a ligação é chamada de *perfeitamente articulada*.

O terceiro tipo é intermediário aos dois anteriores. A *ligação semirígida* consiste na ligação que confere uma rigidez parcial, capaz de restringir parcialmente as rotações relativas e de transmitir parcialmente momento fletor (AGUIAR, 2010).

AGUIAR (2010) comenta ainda a classificação segundo duas normas americanas, uma delas o AISC/LFRD (1986) que possui duas classificações de ligações: Tipo *Fully Restrained* (ligações perfeitamente restringidas) e Tipo *Partial Restrained* (parcialmente rígidas). Ao segundo tipo fazem parte todas as ligações cuja



rigidez seja considerada insuficiente para manter inalterado o ângulo original entre os elementos da ligação. A outra norma é o AISC/ASD (1989), cuja classificação consiste de três tipos:

Tipo 1: Ligações rígidas – admite rotações relativas de até no máximo 10% da correspondente à situação de perfeitamente articulada, sendo uma ligação cujo ângulo original entre os elementos conectados é mantido praticamente inalterado após a solicitação.

Tipo 2: Ligações articuladas – classificação para as ligações cujas rotações relativas sejam superiores a 80% da correspondente à situação de perfeitamente articulada.

Tipo 3: Ligações semirígidas – ligações cujas rotações relativas entre os elementos situam-se entre 10% a 80% da correspondente à situação de perfeitamente articulada, ou seja, de restrição parcial à rotação.

A classificação segundo o EUROCODE 3 (2002) leva em conta a rigidez dos elementos de concreto, ou seja, a rigidez das ligações é representada por uma parcela da rigidez do elemento que está sendo conectado.

A Figura 2.3 expressa essa classificação, onde a rigidez relativa é limitada segundo as curvas adimensionais de momento relativo, sendo  $M_p$  o momento de plastificação da seção transversal da viga e  $\theta_p$  a rotação da rótula plástica correspondente à ruptura. As três classes são: ligações rígidas, semirígidas e articuladas (ou flexíveis), segundo essa norma.

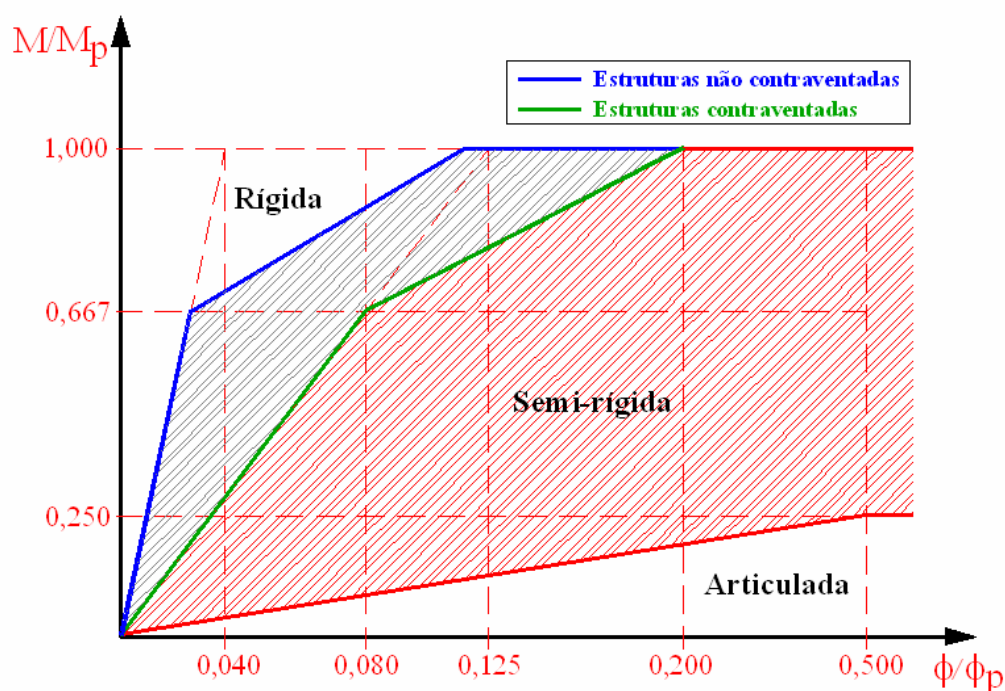


Figura 2.3 - Classificação das ligações segundo o EUROCODE 3 (2002).

Através da Figura 2.3 pode-se estabelecer os limites para a rigidez inicial da ligação ( $K_m$ ) como parcela da rigidez do elemento de concreto. O EUROCODE 3 (2002) classifica as ligações como articuladas aquelas cujo  $K_m < 0,5 EI_v/l_v$  e para ligações rígidas  $K_m > k_v EI_v/l_v$ , sendo  $k_v = 8$  para o caso de estruturas contraventadas e  $k_v = 25$  para o caso de estruturas não contraventadas. A rigidez intermediária a esses dois limites corresponde a ligação semirígida.

Uma outra classificação vem da norma brasileira NBR 9062 (2006) que expressa a ligação semi-rígida como aquela cuja rigidez limita-se de acordo com a Equação 2.1.

$$\frac{0,5(EI)_{SEC}}{L_{ef}} < R_{SEC} < \frac{20(EI)_{SEC}}{L_{ef}} \quad (2.1)$$

$(EI)_{SEC}$  é a rigidez secante da viga,  $L_{ef}$  o vão efetivo entre apoios, ou seja, a distância entre os centros de giro nos apoios (Figura 2.4-b) e  $R_{SEC}$  é representado na curva da Figura 2.4-a.

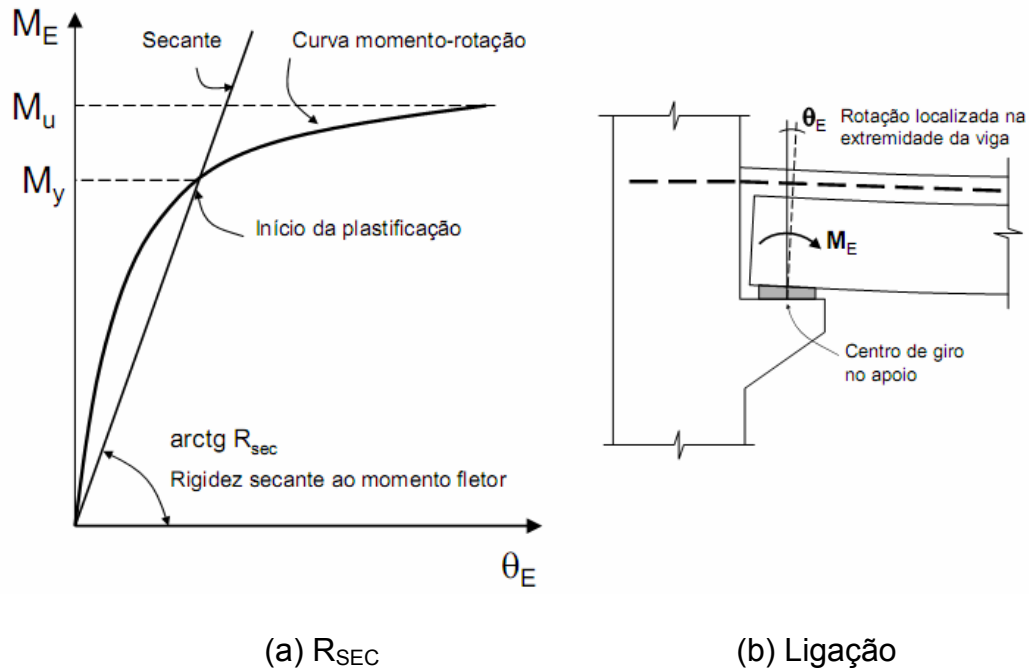


Figura 2.4 - Relação momento-rotação na ligação viga-pilar

A Tabela 2.1 apresenta resumidamente os limites propostos para classificação das ligações quanto à rigidez. Nela estão os limites segundo o AISC/ASD (1989), o EUROCODE 3 (2002) e a NBR 9062 (2006).

Nota: A NBR 9062 utiliza a nomenclatura  $(EI)_{SEC}$  e  $L_{ef}$  devido ao módulo de elasticidade ser o secante e o comprimento ser o efetivo da viga. Porém, para facilitar a comparação, utilizaram-se os termos comuns para as demais normas:  $EI_v$  e  $l_v$ .  $\Phi$  representa a rotação relativa entre os elementos que compõem a ligação.

Tabela 2.1 - Resumo da classificação das ligações pela rigidez.

Norma		Tipo de ligação		
		Articulada	Semirígida	Rígida
AISC/ASD	Estruturas contraventadas	$\Phi > 80\%$ da ligação perfeitamente articulada	$10\% < \Phi < 80\%$ da ligação perfeitamente articulada	$\Phi < 10\%$ da ligação perfeitamente articulada
	Estruturas não contraventadas			
EUROCODE 3	Estruturas contraventadas	$K_m < 0,5 E I_v / l_v$	$0,5 E I_v / l_v < K_m < 8 E I_v / l_v$	$K_m > 8 E I_v / l_v$
	Estruturas não contraventadas	$K_m < 0,5 E I_v / l_v$	$0,5 E I_v / l_v < K_m < 25 E I_v / l_v$	$K_m > 25 E I_v / l_v$
NBR 9062	Estruturas contraventadas		$0,5 E I_v / l_v < R_{SEC} < 20 E I_v / l_v$	
	Estruturas não contraventadas			

### 2.2.2. Classificação quanto à resistência

<sup>2</sup>STARK & BIJLAARD et al. (1988) Apud AGUIAR (2010) expõem uma classificação das ligações para dimensionamento considerando a não-linearidade física. A classificação segundo esses autores se dá como segue:

Ligações articuladas: Ligações projetadas considerando que estas irão transferir apenas esforço normal e cortante, admitindo-se que a ligação tenha uma capacidade de rotação que permita a formação de todas as rótulas plásticas necessárias ao estabelecimento do mecanismo de colapso;

Ligações completamente resistentes: São aquelas que possuem a capacidade de suportar momentos fletores superiores aos valores de plastificação dos elementos conectados. Para esta classificação não se faz necessário que a ligação apresente capacidade de rotação;

---

<sup>2</sup> STARK & BIJLAARD et al. (1988)

Ligações parcialmente resistentes: São as ligações que são incapazes de resistir aos momentos fletores de plastificação dos elementos conectados.

O EUROCODE 3 (2002) também define classificações quanto a resistência das ligações. Estas podem ser: ligações articuladas, de resistência parcial e resistência total. O critério de limitação consiste na comparação do momento resistente da ligação com o momento resistente dos elementos que a compõem.

Os valores limitantes segundo o EUROCODE 3 (2002) são dados pelas curvas mostradas na Figura 2.5, onde o momento de plastificação de cálculo da viga ( $M_{p,Rd}$ ) é o parâmetro limitante. Observa-se, por exemplo, que o limite máximo para a ligação ser considerada como articulada é de  $0,25.M_{p,Rd}$ .

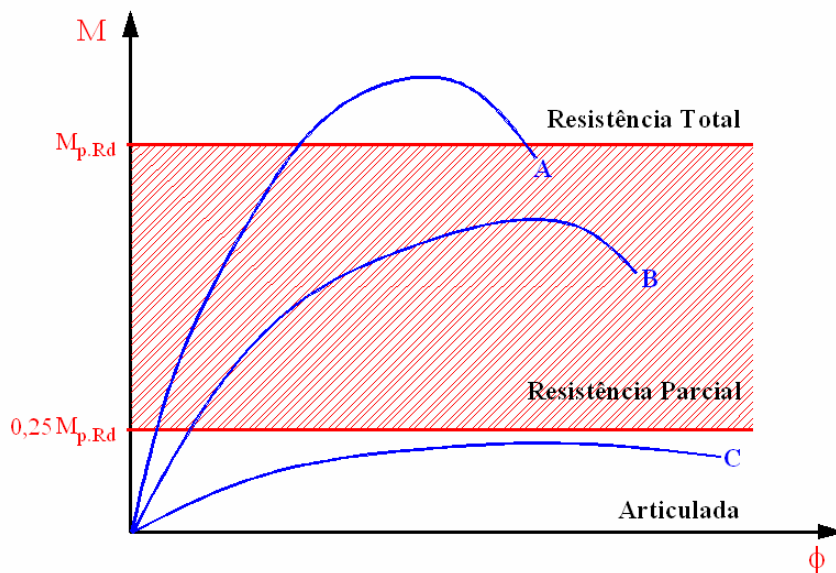


Figura 2.5 - Classificação das ligações pela resistência.

### 2.3. Determinação da curva momento fletor versus rotação

A obtenção da relação entre a deformabilidade e a resistência de uma ligação é função da discretização do mecanismo básico de deformação dos componentes. Os principais valores característicos são, segundo JASPART & MAQUOI (1992): a deformabilidade inicial, o momento resistente de projeto e o momento de plastificação. Para tanto é necessário o conhecimento das propriedades mecânicas e geométricas das ligações.

Inicialmente é necessário conhecer a posição deformada da ligação. A partir daí se consegue encontrar a deformabilidade da ligação.

Uma forma eficaz de obtenção da deformabilidade à solicitação por momento fletor de uma determinada ligação, sem dúvida, é através da análise experimental. É a maneira mais confiável de se prever o comportamento de ligações entre elementos de concreto armado, porém é a mais custosa. Por isso modelos matemáticos foram criados de forma a serem calibrados com os resultados de caracterização e avaliação de ensaios experimentais para prever com uma precisão razoável o comportamento das ligações. Segundo JASPART & MAQUOI (1992) a maioria desses modelos são baseados na aproximação a uma curva (*“curve fitting”*), na análise via método dos elementos finitos, em modelos mecânicos ou em modelos analíticos simplificados.

### **2.3.1. Aproximação a uma curva**

Segundo JASPART & MAQUOI (1992) esse modelo consiste em aproximar uma curva com os dados obtidos por uma análise experimental ou simulação numérica, com a possibilidade de associar os coeficientes da representação matemática com os parâmetros físicos da ligação.

A confiabilidade dos modelos analíticos limita-se aos modelos cuja geometria e parâmetros físicos foram calibrados com a análise experimental, de forma a verificar sua representação com o real. Esta é a dependência entre as duas formas de obtenção da curva.

### **2.3.2. Análise via método dos elementos finitos**

A obtenção da curva momento-rotação com o método dos elementos finitos permite a consideração da não-linearidade tanto física como geométrica do material em modelos tridimensionais.

Segundo MIOTTO (2002) o método vem sendo usado desde os anos 70 para ligações viga-pilar entre elementos metálicos. Entretanto os problemas inerentes ao desenvolvimento dos modelos ainda não foram totalmente solucionados. Dessa forma, sua utilização é feita basicamente por parte de pesquisadores.

JOLLY et al. (1998) desenvolveram uma pesquisa com um tipo de ligação viga-pilar com chapa soldada. Foram realizados tanto a análise experimental com o modelo em si, desenvolvido na Universidade de Nottingham, quanto a análise via método dos elementos finitos das ligações em Southampton. A ligação é dada na Figura 2.10.b

estudada por VIRDI (1998). Foram feitas também as análises de estruturas reais utilizando esse mesmo tipo de ligação em City Universities.

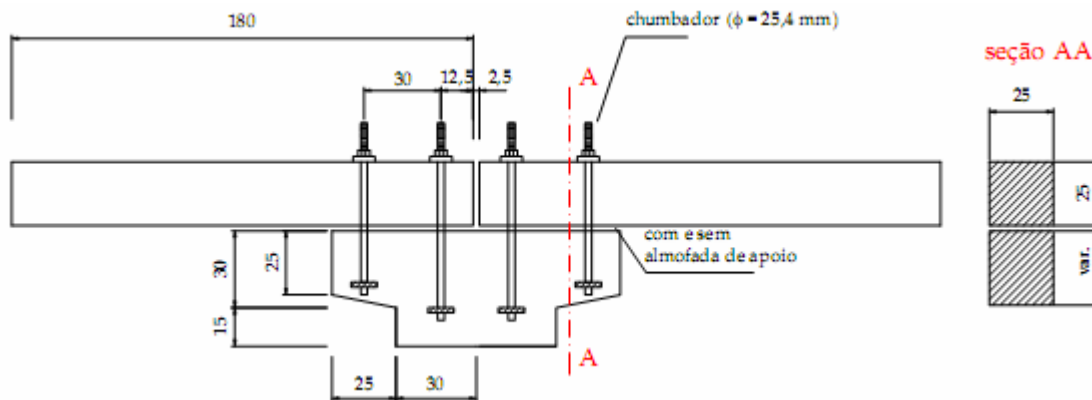
O software utilizado na análise numérica foi o Ansys 5.0. JOLLY ET al. (1998) comenta quanto à possibilidade de modelar a armadura por três maneiras: por elemento finito unidimensional de barra, por homogeneização de seção e por sólido tridimensional. A melhor maneira, segundo esses autores, é por elemento finito unidimensional, pois é uma modelagem menos dispendiosa que por sólido tridimensional e mais precisa que a homogeneização de seção. O grau de liberdade aplicado foi apenas o axial.

O modelo tridimensional apresentado por JOLLY et al. (1998) é composto por uma viga com comprimento equivalente à metade do vão da estrutura real e por um pilar com comprimento equivalente a meio pé-direito.

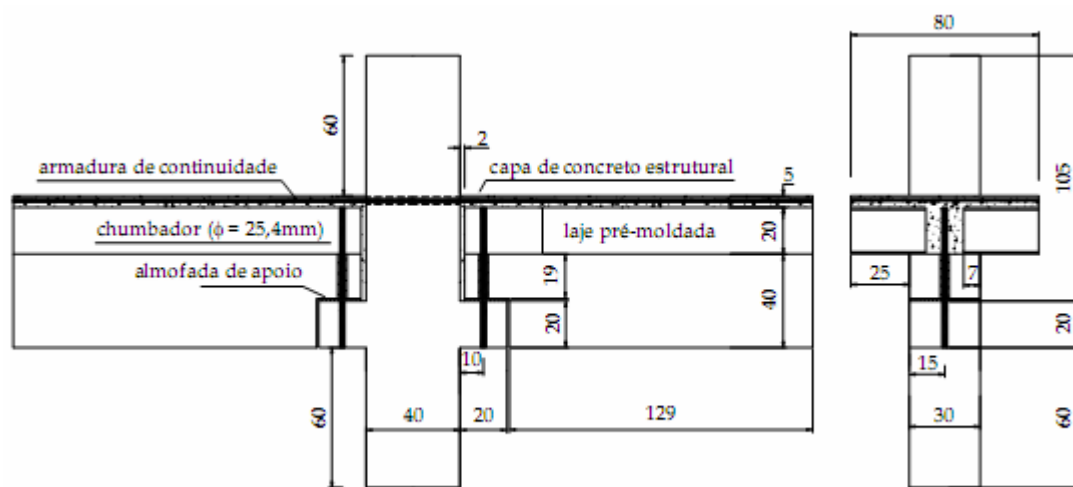
Ainda segundo os mesmos autores existia a necessidade de simular o concreto fissurado, com certa capacidade ainda de transmissão de esforços. Isso era difícil, já que o software simulava a ruptura igualando a rigidez do elemento a zero. A solução foi aplicar uma homogeneização de seção com um material com a mesma resposta tensão-deformação que o restante do material que compunha o elemento de concreto simulado. Assim, quando a maioria dos elementos de concreto rompeu, a homogeneização continuou a transferir tensões para os demais elementos finitos, sujeitas a grandes deformações.

MIOTTO (2002) desenvolveu a modelagem numérica tridimensional com o software Ansys 5.5 para dois tipos de ligações viga-pilar. Um tipo que é usual para edifícios de um pavimento (galpão) (a) e outra para edifícios de múltiplos pavimentos (b), como mostrado na Figura 2.6.





(a)



(b)

Figura 2.6 - Ligações viga-pilar estudadas por MIOTTO, 2002.

Os resultados obtidos por SOARES (1998), que estudou um tipo de ligação similar ao da Figura 2.6-a, foram utilizados para a calibração do modelo numérico.

Tanto JOLLY et al. (1998) quando MIOTTO (2002) utilizaram um modelo de material do software Ansys chamado CONCRETE. Segundo MIOTTO (2002), “*este modelo prevê a ruptura de materiais frágeis. Ambas as rupturas por fissuração excessiva na tração e esmagamento na compressão podem ser obtidas. O modelo*

*considera que o material rompe completamente assim que atinge a carga máxima, considerando um comportamento elástico-linear até o ponto de ruptura”.*

O critério de ruptura do concreto devido ao estado de tensões multiaxiais é dado pela Equação 2.2, de <sup>3</sup>WILLAN & WARNKE (1975) apud MIOTTO 2002:

$$\frac{F_{xyz}}{f_c} - S \geq 0 \quad (2.2)$$

Onde:

$F_{xyz}$  – Função do estado de tensões principais ( $\sigma_{xp}$ ,  $\sigma_{yp}$ ,  $\sigma_{zp}$ );

$f_c$  – Resistência à compressão axial;

$S$  – Superfície de ruptura expressa em termos das tensões principais e cinco

parâmetros de entrada:  $f_t$ ,  $f_c$ ,  $f_{cb}$  e  $f_2$ ;

Sendo:

$f_t$  – resistência à tração axial;

$f_{cb}$  – resistência à compressão biaxial;

$f_1$  – resistência à compressão para um estado de tensão biaxial superposto a um estado de tensão hidrostático ambiente;

$f_2$  – resistência à compressão para um estado de tensão uniaxial superposto a um estado de tensão hidrostático ambiente.

---

<sup>3</sup> WILLAN, K. J. & WARNKE, E. P. (1975). Constitutive Models for the Triaxial Behavior of Concrete. Int. Assoc. Bridge Struct. Eng. Sem. Concr. Struct. Subjected Triaxial Stresses, Bergamo, Italy, 1974, Int. Assoc. Bridge Struct. Eng. Proc., vol. 19.

O software Ansys ainda permite que a superfície de ruptura seja especificada com um mínimo de duas constantes,  $f_t$  e  $f_c$ , sendo as demais em função destas, segundo as seguintes relações:

$$f_{cb} = 1,2 \cdot f_c$$

$$f_1 = 1,45 \cdot f_c$$

$$f_2 = 1,725 \cdot f_c$$

### 2.3.3. Modelos mecânicos e analíticos

Este procedimento é razoavelmente preciso para as ligações mais simples. Ele deriva de um método encontrado na literatura internacional chamado de *Component Method* ou método dos componentes.

STANTON et al. (1987) em parceria com o PCI Steering committee elaboraram uma pesquisa com as ligações rígidas e semirígidas mais comuns entre elementos pré-moldados de concreto. Dentre elas estudou um tipo de ligação viga-pilar com chumbadores de aço e almofada de graute (Figura 2.7), sendo dois modelos: um deles (BC28) continha os chumbadores não aderidos ao graute ou concreto nas primeiras 12 polegadas (30,48 cm) de cima para baixo no pilar, enquanto que o outro (BC29) o chumbador era revestido por graute ou concreto ao longo de todo seu comprimento nos elementos pré-moldados.

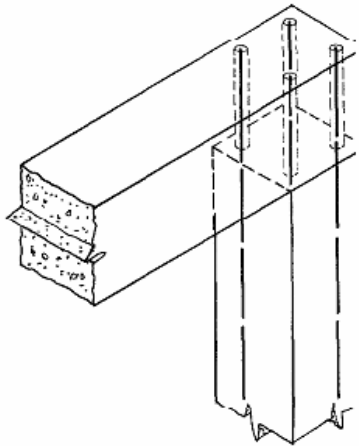


Figura 2.7 - Ligação estudada por STANTON et al. (1987).

O autor ainda cita os principais mecanismos do comportamento da ligação, sendo estes:

- Fissuração do topo da viga, próximo e adjacente à ligação (Figura 2.8-1);
- Escoamento pontual do chumbador na região em contato com a almofada de argamassa (Figura 2.8-2);
- Ruptura do concreto na região comprimida entre o pilar e a viga (Figura 2.8-3);
- Escorregamento do chumbador por perda de aderência (Figura 2.8-4);
- Escoamento do chumbador na região correspondente à parte sem aderência com o graute no modelo BC28 (Figura 2.8-5).

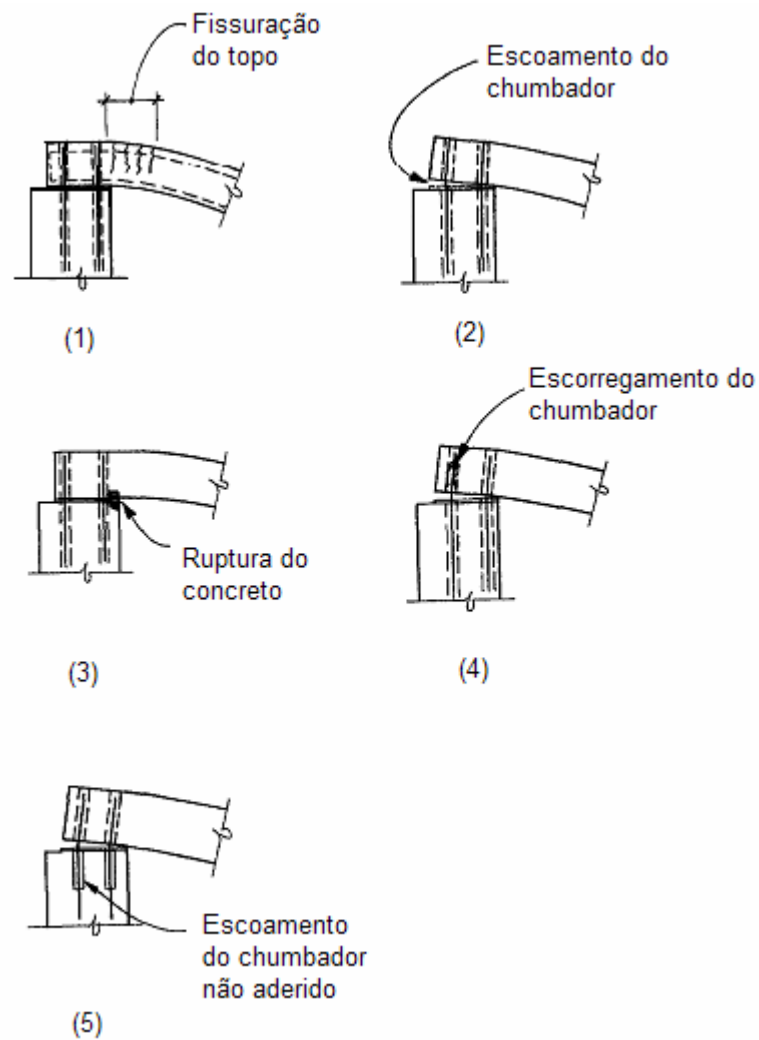


Figura 2.8 - Principais mecanismos de deformação (STANTON,1987).

O programa COST C1 (1996) apresenta as etapas para determinação do comportamento da ligação pelo método dos componentes. Estes são:

- Listagem dos elementos que contribuem para as propriedades da ligação;
- Avaliação das características de deformação e resistência de cada componente;
- Associação dos componentes para representar a ligação como um todo.

A avaliação das características de cada componente pode se dar através de resultados obtidos experimentalmente, de simulações numéricas ou analíticas, dependendo do grau de sofisticação desejado.

A Figura 2.9 apresenta um exemplo de configuração da ligação por meio de molas pelo método dos componentes.

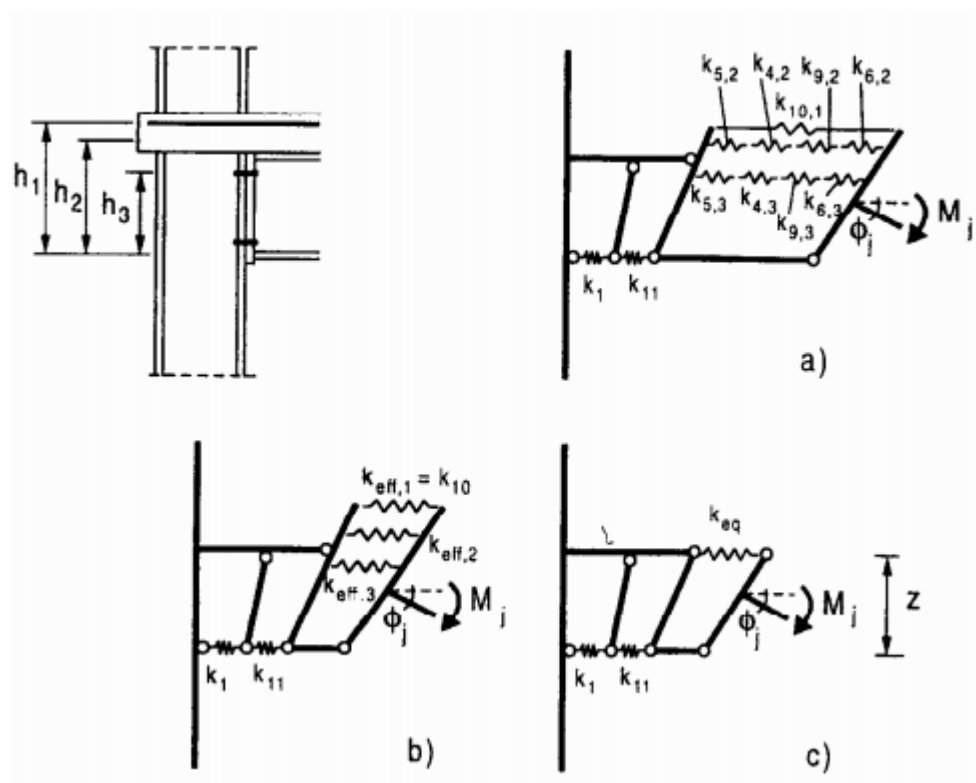


Figura 2.9 - Simplificação do modelo de molas através da soma de molas em série e paralelo [COST C1 (1996)].

As molas são associadas em série ou em paralelo para diminuir a complexidade do modelo, conforme mostrado na Figura 2.9-a e na Figura 2.9-b. Na Figura 2.9-c, as variáveis representam:

$K_1$  - Alma do pilar submetido ao cisalhamento;

$K_{eq}$  - Armadura longitudinal tracionada na parte superior da ligação;

$K_{11}$  - Alma do pilar submetido à compressão em conjunto com a chapa de contato.

Segundo BALDISSERA (2006), utilizar curvas não lineares de representação de rigidez para caracterização dos componentes da ligação não é viável para implementação de projetos. Por simplificação utilizam-se curvas lineares para o Estado Limite de Serviço (ELS) e bilineares para dimensionamento no Estado Limite Último (ELU).

#### **2.3.4. Principais estudos realizados na obtenção da curva momento fletor versus rotação**

GORGUN (1997) desenvolveu uma pesquisa com a finalidade de compreender os mecanismos de deformação, tanto devido à fissuração por tração quanto por esmagamento do concreto em ligações sujeitas à flexão. Na Figura 2.10 são dados os tipos de ligação estudados pelo pesquisador.

A partir desses ensaios foi possível reproduzir as características momento fletor versus rotação encontradas nos ensaios realizados nas ligações como um todo. Os testes dos mecanismos isolados são descritos a seguir.

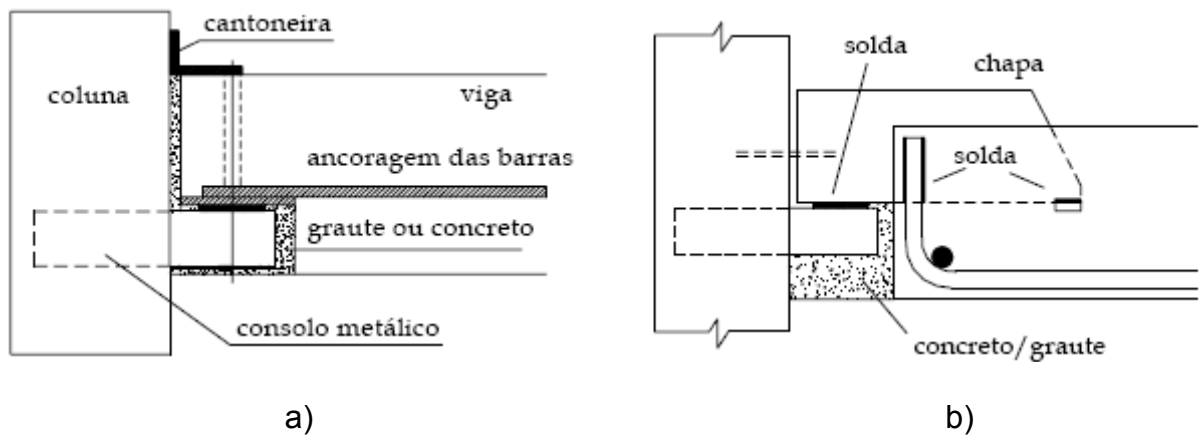


Figura 2.10 - Ligações viga-pilar utilizadas na Inglaterra (<sup>4</sup>ELLIOTT et al. 1998 apud MIOTTO, 2002).

A Figura 2.11 fornece as regiões da ligação estudadas.

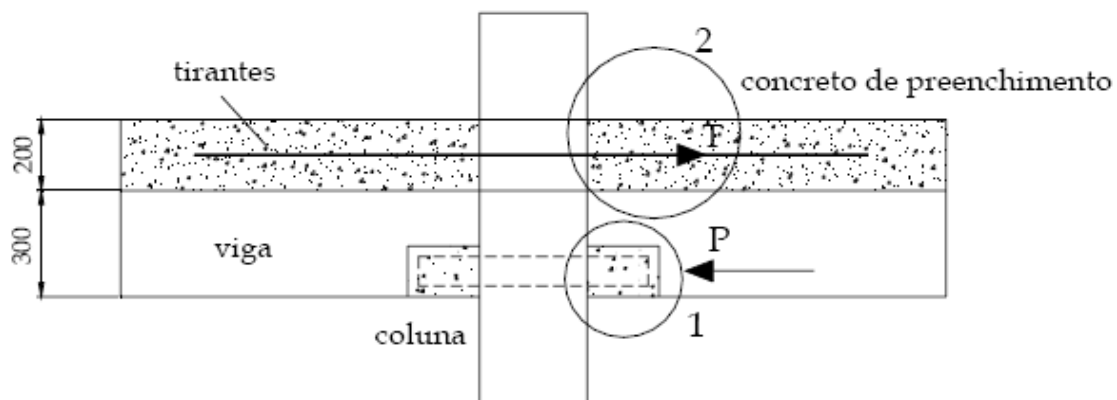


Figura 2.11 - Componentes de deformação das ligações analisadas (dimensões em mm) (GORGUN, 1997).

<sup>4</sup> ELLIOTT, K. S.; DAVIES, G.; MAHDI, A. A.; GORGUN, H.; VIRDI, K.; RAGUPATHY, P. (1998). Precast Concrete Semi-rigid Beam-to Column Connections in Skeletal Frames. In: CONTROL OF THE SEMI-RIGID BEHAVIOUR OF CIVIL ENGINEERING STRUCTURAL CONNECTIONS, COST C1 INTERNATIONAL CONFERENCE, 1998. Liege, Bélgica. p 41-50.



a) Teste de compressão

O esquema do ensaio de compressão realizado é dado na Figura 2.12. Nesse modelo, o autor ensaiou ligações entre os elementos pré-moldados por junta de concreto moldado no local sujeitas à compressão normal.

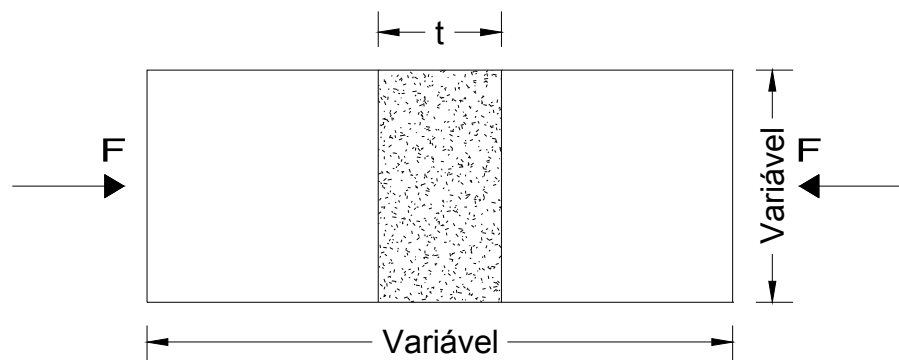


Figura 2.12 - Modelo utilizado no ensaio de compressão (GORGUN, 1997).

b) Testes de flexão

Nestes foram avaliados a abertura de fissuras, a deformabilidade à compressão na zona de compressão e a tensão atuante na armadura (tirantes) do modelo segundo a Figura 2.13.

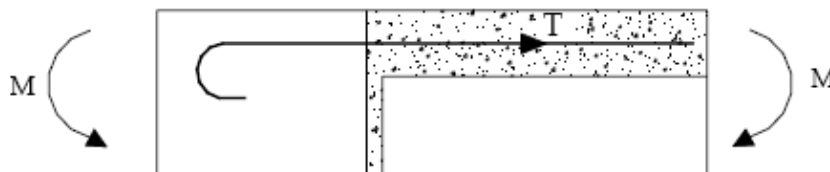


Figura 2.13 - Modelo utilizado no ensaio de flexão (GORGUN, 1997 apud MIOTTO, 2002).

Os resultados obtidos com os ensaios calibraram o modelo analítico e obtiveram-se as principais características físicas da ligação, lembrando que o autor considerou a hipótese de manutenção das seções planas na ligação.

A seguir é dado o roteiro para determinação do modelo analítico.

a) Determinação das propriedades geométricas da seção fissurada da ligação (momento de inércia  $I_1$ , posição da linha neutra  $x_1$ ). Desconsiderou-se a chapa soldada e o consolo metálico.

b) Cálculo da tensão de compressão devida à aplicação de um momento fletor  $M$ , através da expressão:

$$\sigma_c = \frac{M}{I_1} x_1$$

c) Determinação da deformação de compressão através da lei de Hooke:

$$\varepsilon_c = \frac{\sigma_c}{E_{cs}}$$

$E_{cs}$  é o módulo de elasticidade secante equivalente determinado experimentalmente com um modelo composto por dois elementos de concreto pré-moldado unidos por uma junta de concreto moldado no local conforme Figura 2.12.

d) Cálculo do deslocamento devido à compressão a partir da deformação do concreto, sendo:

$$\delta_B = \varepsilon_c \cdot 180$$

O valor 180 corresponde ao comprimento do extensômetro mecânico fixado no concreto que mediu as deformações nos ensaios de compressão.

e) A força no tirante é igualada à força equivalente à solicitação por compressão no concreto. O deslocamento  $\delta_T$  da armadura é determinado através dos gráficos tensão-deslocamento no tirante, obtidos nos ensaios de flexão.

f) Cálculo da rotação por  $\phi = \frac{\delta_T + \delta_B}{h}$ , onde h é a altura da ligação.

g) Os passos anteriores são repetidos após a fissuração da ligação. Nesse caso, as propriedades da seção são calculadas com a seção fissurada.

Segundo este roteiro utilizando o método dos componentes, e através do ensaio da Figura 2.13, Gorgun obteve os resultados mostrados na Figura 2.14.

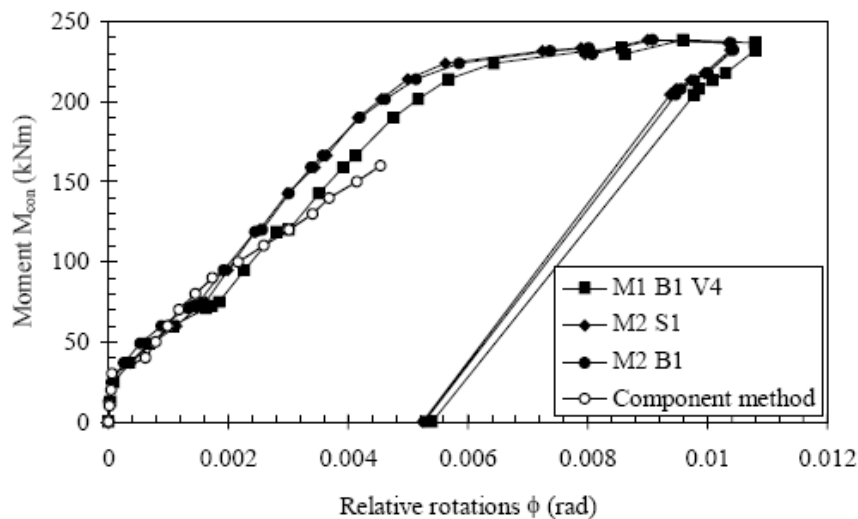


Figura 2.14 - Relações momento fletor-rotação (GORGUN, 1997).

Percebe-se através da figura que o modelo obtido com o método dos componentes teve boa aproximação, porém não alcançou a resistência nem a rotação última da ligação. Segundo o autor, isso aconteceu devido à melhor redistribuição de

esforços da ligação incorporada na subestrutura, o que não aconteceu no modelo cujas características físicas vinham dos ensaios isolados.

Em 1990 surge o CERIB (Centre d'études et de recherches de l'industrie du béton), o centro de pesquisa da indústria de pré-moldados da França. O objetivo foi o estudo da semirigidez de ligações pré-moldadas mais utilizadas pela indústria francesa (viga-pilar, viga-viga e pilar-fundação). A necessidade da criação desse programa surgiu da falta de dados de ensaios que descrevessem o comportamento desses tipos de ligações.

CHEFDEBIEN (1998) menciona a continuação do programa experimental realizado no CERIB com a implantação de ensaios em cinco ligações do tipo 1 (apresentado na Figura 2.15) e uma ligação do tipo 2 (apresentado na Figura 2.16). Nas ligações do tipo 1 variaram-se as características geométricas, a taxa de armadura de continuidade e as propriedades mecânicas.

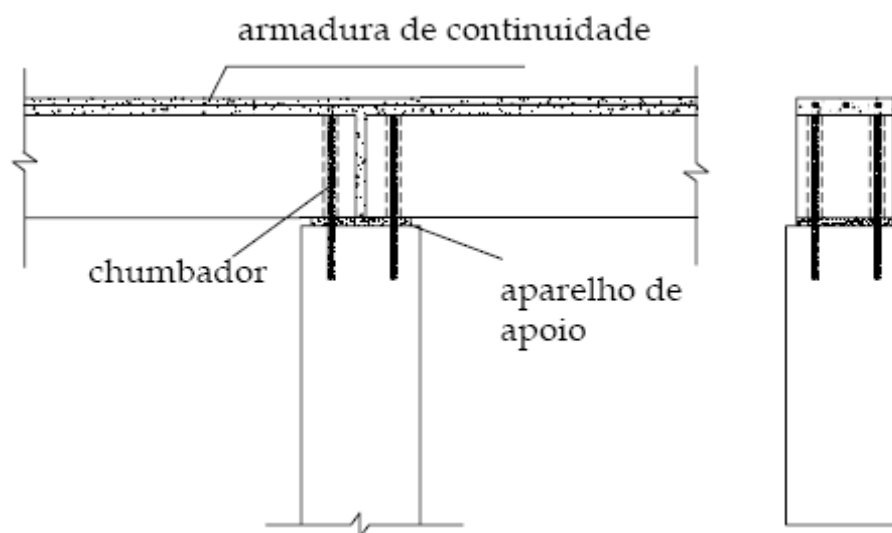


Figura 2.15 - Ligação viga-pilar ensaiada no CERIB (tipo 1) (CHEFDEBIEN, 1998).

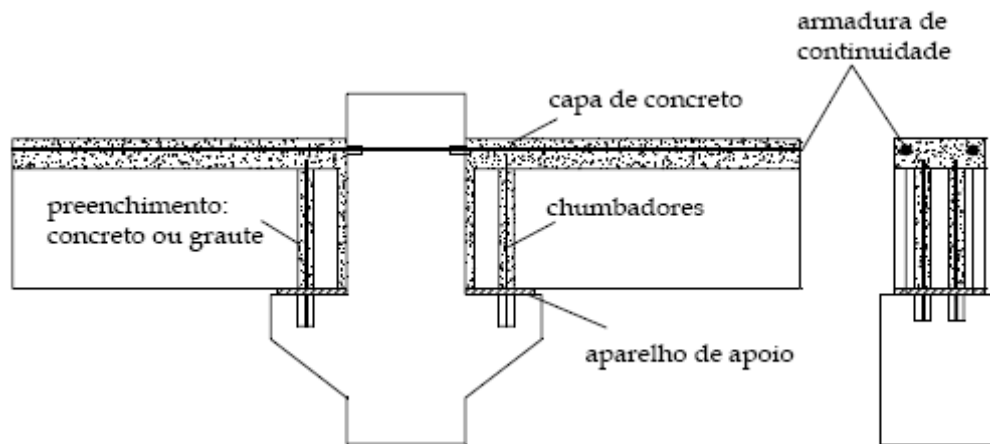


Figura 2.16 - Esquema da ligação do tipo 2 (CHEFDEBIEN, 1998).

Com relação à ligação da Figura 2.15 foi observado que as deformações eram mais expressivas em dois planos: no plano vertical que dividia o elemento de concreto do material de preenchimento e outro na horizontal, entre o elemento de concreto e o aparelho de apoio.

No modelo analítico proposto consideraram-se os elementos pré-moldados de concreto como corpos rígidos. Foram considerados também três parâmetros cinemáticos de movimentos relativos: a rotação relativa entre o plano horizontal inicial e a deformada no aparelho de apoio ( $\theta$ ), o comprimento da zona de compressão horizontal junto ao aparelho de apoio ( $d_a$ ) e o comprimento da zona de compressão vertical junto ao concreto de preenchimento ( $d_r$ ). A Figura 2.17 mostra esses parâmetros.

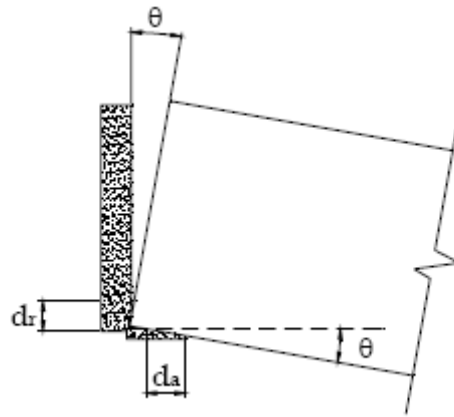


Figura 2.17 - Parâmetros cinemáticos (CHEFDEBIEN, 1998).

Considerando a presença da armadura de continuidade e dos chumbadores e desconsiderando os efeitos de pino, o concreto sob tração e o atrito nas interfaces, as forças de equilíbrio da viga são como indicadas na Figura 2.18 e representadas nas equações que se seguem.

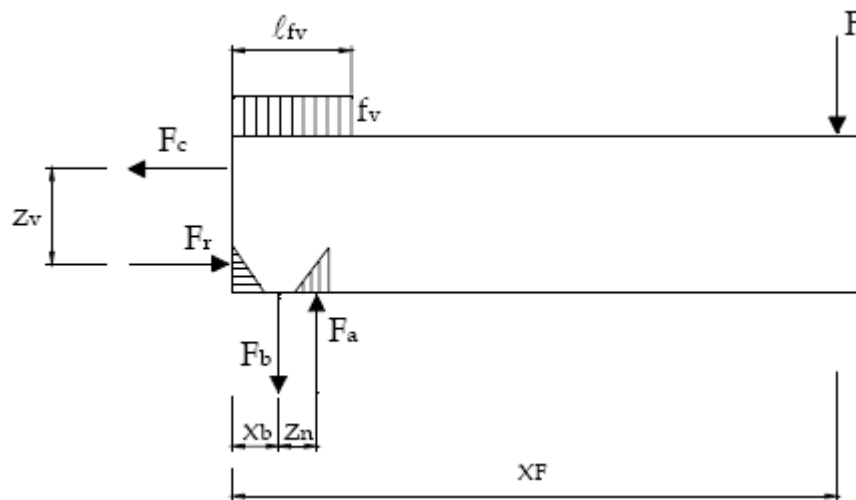


Figura 2.18 - Forças de balanço da ligação (CHEFDEBIEN, 1998 apud MIOTTO, 2002).

$$\sum F_y = 0$$

$$F_a - F_b - f_v \cdot l_{fv} - F = 0$$

$$\sum F_x = 0$$

$$F_c - F_r = 0$$

$$\sum M = 0$$

$$F_c \cdot z_v - F_b \cdot x_b + F_a \cdot (x_b + z_h) - f_v \frac{l_{fv}^2}{2} - F \cdot x_F = 0$$

Onde:

F – força atuante na extremidade da viga;

F<sub>c</sub> – força atuante na armadura de continuidade;

F<sub>b</sub> – força atuante nos chumbadores;

F<sub>r</sub> – força de reação no plano vertical;

F<sub>a</sub> – força de reação no plano horizontal;

f<sub>v</sub> – tensão de compressão no topo da viga (concreto que envolve a armadura de continuidade);

l<sub>fv</sub> – comprimento da região de compressão no topo da viga;

z<sub>v</sub> – braço de alavanca do binário de forças verticais;

x<sub>b</sub> – distância do chumbador à face do pilar;

z<sub>h</sub> – braço de alavanca do binário de forças horizontais;

x<sub>f</sub> – comprimento da viga.

O atrito entre as barras da armadura de continuidade e o concreto foi obtido através da integração numérica ao longo da barra da relação aderência-deslocamento entre o concreto e a armadura fornecida pelo CEB (1990).

Constatou-se um diagrama trilinear do comportamento tensão-deformação do aço, verificado experimentalmente.

CHEFDEBIEN (1998) considerou ainda que o material do aparelho de apoio e o concreto de preenchimento tinham comportamento elástico, baseado em teste preliminares.

Comparando-se os resultados teóricos com os experimentais (Figura 2.19 e Figura 2.20), observou-se que o modelo é adequado e pode servir para prever o comportamento das ligações estudadas no CERIB. CHEFDEBIEN (1998) recomenda que devido às aproximações (planos de fissuração preferenciais) o modelo proposto deve ser utilizado para ligações de resistência relativamente baixa em comparação com os elementos de concreto armado que a compõem.

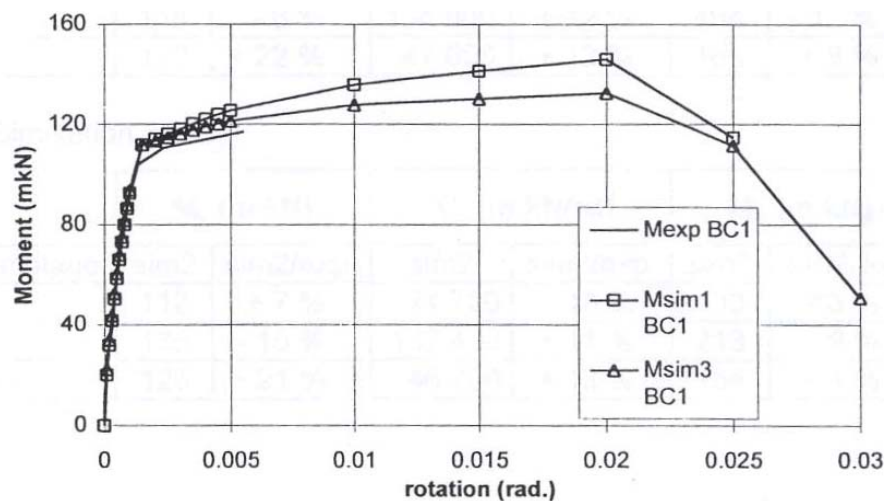


Figura 2.19 - Comparação dos modelos mecânicos com o corpo de prova BC1.



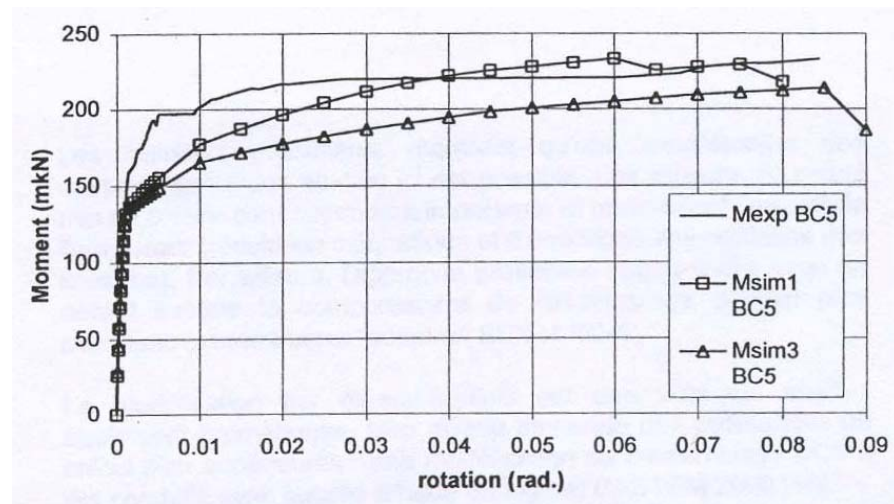


Figura 2.20 - Comparação dos modelos mecânicos com o corpo de prova BC5.

A diferença entre os corpos de prova BC1 e BC5 é que no primeiro a armadura de continuidade é composta por três barras de 12mm, enquanto que o outro de três barras de 16 mm. Também o modelo  $M_{sim1}$  considera o consolo e o material de preenchimento entre as vigas com comportamento elástico, enquanto que  $M_{sim3}$  considera ambos segundo modelo parábola-retângulo de tensões.

FERREIRA (1993) estudou, dentre vários tipos de ligações, um tipo comum em pequenos galpões de uso múltiplo, mostrada na Figura 2.21. Para o cálculo da deformabilidade à flexão foram considerados o alongamento do chumbador e a flexão do consolo (que por sua vez foi considerado como um elemento unidimensional de barra engastada e livre para o cálculo). O autor ainda ressaltou que as considerações feitas eram válidas apenas para o caso em que a viga suporte não se comportasse como um consolo curto.

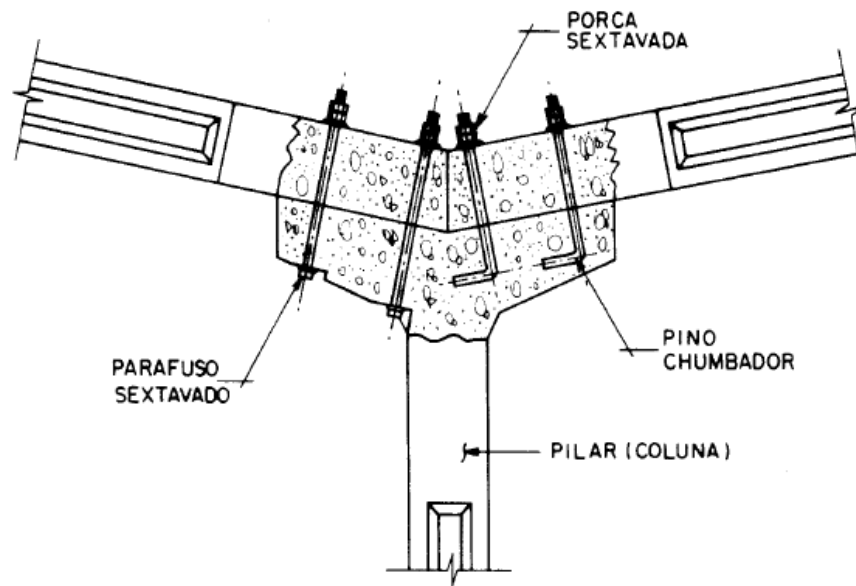


Figura 2.21 - Ligação estudada por FERREIRA (1993).

Na Figura 2.22 é dado o esquema de forças e a distribuição de tensões na ligação.

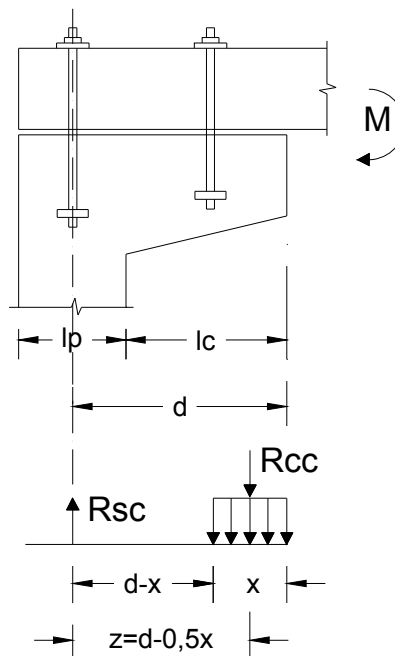


Figura 2.22 - Distribuição de tensões e equilíbrio de forças na ligação rígida viga-pilar por chumbadores (FERREIRA, 1993).

Sendo:

$l_p$  – largura do pilar;

$l_c$  – comprimento do consolo.

A Figura 2.23, por sua vez, esquematiza as relações dos deslocamentos.

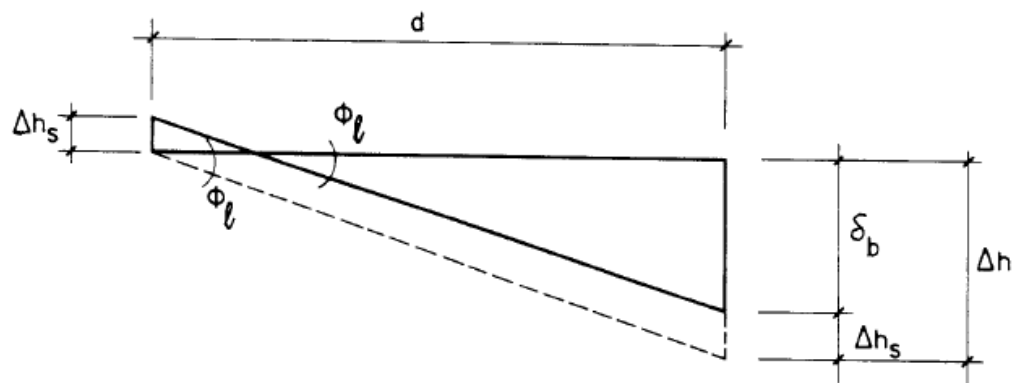


Figura 2.23 - Compatibilidade de deslocamentos dos componentes da ligação  
(FERREIRA, 1993)

Onde:

$d$  – comprimento útil da ligação;

$\Phi_l$  – giro da ligação;

$\Delta h$  – deslocamento relativo vertical total na ligação;

$\delta_b$  – deslocamento vertical na borda da viga-suporte;

$\Delta h_s$  – alongamento da barra do chumbador.

FERREIRA (1993) propôs também uma metodologia de cálculo da deformabilidade de algumas ligações das estruturas pré-moldadas de concreto a partir

do equacionamento dos mecanismos básicos de deformação, consistindo nas três etapas seguintes:

- Consideração dos esforços a serem transmitidos através das ligações;
- Determinação dos mecanismos de vinculação presentes na ligação;
- Identificação do mecanismo básico de deformação.

O mecanismo básico de deformação consiste na deformação específica de cada elemento de vinculação da ligação. Para cada tipo de ligação deve-se estudar também a forma de associação (série ou paralelo) entre esses mecanismos (FERREIRA, 1993).

Utilizando-se do mesmo esquema de forças e deslocamentos, SOARES (1998) pesquisou esse mesmo tipo de ligação, porém levando em conta, no cálculo da deformação do chumbador, o comprimento de contribuição do chumbador, citado por FERREIRA (1993) em seu estudo sobre o mecanismo de deformação à tração de uma barra inserida no concreto. O esquema do mecanismo de aderência é dado na Figura 2.24.

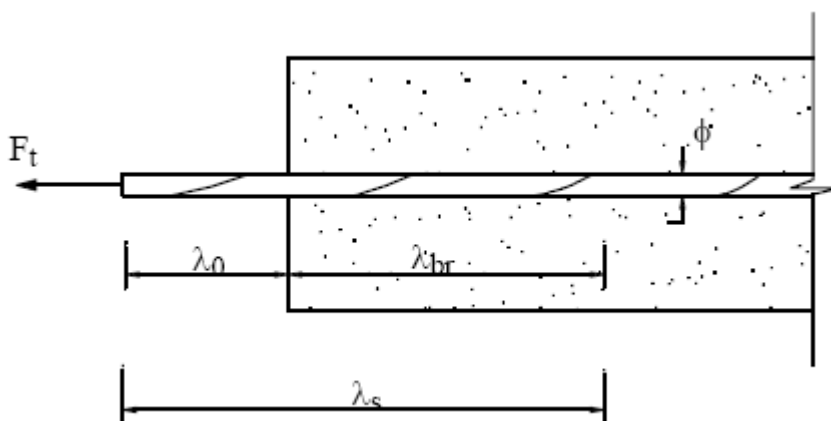


Figura 2.24 - Representação de uma barra inserida no concreto submetida a uma força  $F_t$  (FERREIRA, 1993 Apud SOARES, 1998).

Onde:

$$\lambda_s = \lambda_0 + \lambda_{br}$$

$\lambda_0$  – distância da face do elemento de concreto ao ponto de aplicação de  $F_t$ ;

$\lambda_{br}$  – comprimento de ancoragem de referência;

$\lambda_b$  – comprimento de ancoragem.

O comprimento de ancoragem de referência  $\lambda_{br}$  é dado em função do comprimento de ancoragem  $\lambda_b$ . FERREIRA (1993) recomenda  $\lambda_{br} = 0,5 \cdot \lambda_b$ , baseado no diagrama da Figura 2.25.

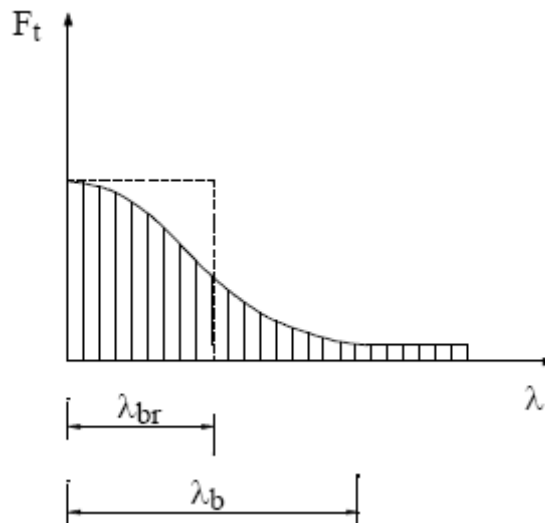


Figura 2.25 - Desenvolvimento da força de tração em uma barra de aço inserida no concreto.

MIOTTO (2002) utilizou um diagrama momento fletor-rotação trilinear (Figura 2.26) cujos pontos delimitavam o estado de fissuração (A e A') e de plastificação (B e B') da ligação.

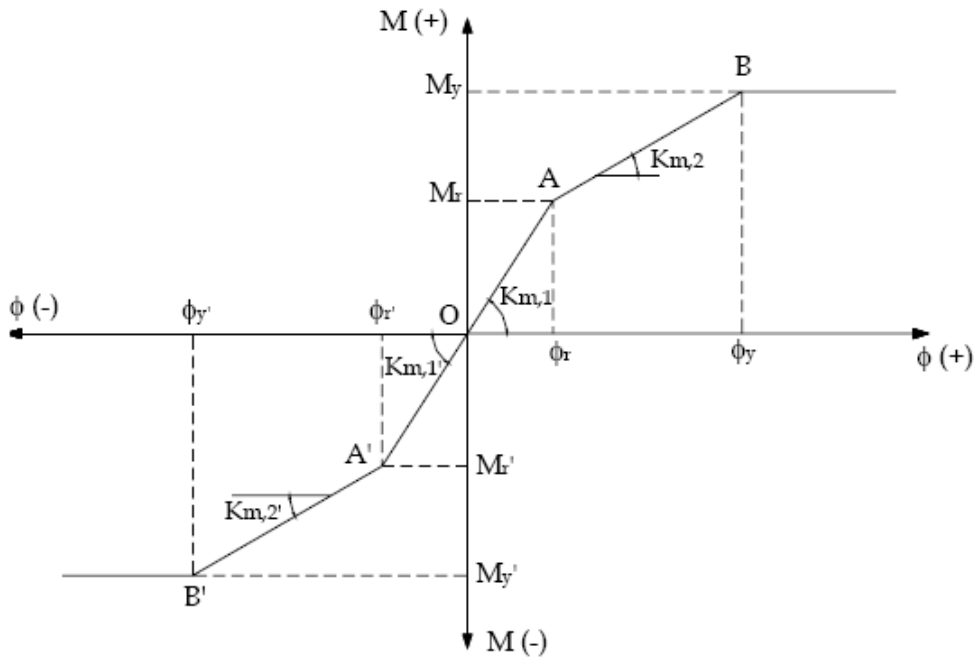


Figura 2.26 - Diagrama trilinear proposto por MIOTTO (2002).

A formulação da deformabilidade do protótipo que considera o alongamento do chumbador por tração e a deformação da almofada de apoio na região de compressão da ligação é dada na Equação 2.3.

$$D_m = \frac{1}{K_m} = \frac{l_s}{A_{sb} \cdot E_s \cdot (d - 0,5 \cdot x_c) \cdot d} + \frac{\Delta s}{(d - 0,5 \cdot x_c) \cdot x_c \cdot b \cdot d \cdot E_a} \quad (2.3)$$

Onde:

$K_m$  – rigidez da ligação antes e após fissuração;

$l_d$  – comprimento livre do chumbador;

$l_{emb}$  – comprimento de embutimento do chumbador;

$l_s$  – comprimento de contribuição do chumbador;

$l_s = l_d + 0,7 \cdot l_{emb}$  – antes da fissuração (baseado em SOARES, 1998);

$l_s = l_d + l_{emb}$  – depois da fissuração (baseado em SOARES, 1998);

$x_c = 0,2 \cdot d$  – antes da fissuração (baseado em MIOTTO, 2002);

$x_c = 0,1 \cdot d$	– depois da fissuração (baseado em MIOTTO, 2002);
d	– Distância do chumbador mais tracionado à extremidade oposta do consolo. Esse valor varia em função do sentido do momento fletor aplicado, conforme mostrado na Figura 2.27.
$E_s$	– módulo de elasticidade longitudinal do chumbador;
b	– largura do consolo;
$A_{sb}$	– área dos chumbadores tracionados;
$\Delta_s$	– espessura da almofada de apoio;
$E_a$	– módulo de elasticidade da argamassa da almofada;
$E_{ainicial}$	– módulo de elasticidade da almofada antes da fissuração do modelo;
$E_{afinal}$	– módulo de elasticidade da almofada após a fissuração do modelo.

A primeira fração da parcela à direita da equação representa o alongamento do chumbador (levando em conta a aderência do concreto), enquanto que a segunda representa a deformação da almofada.

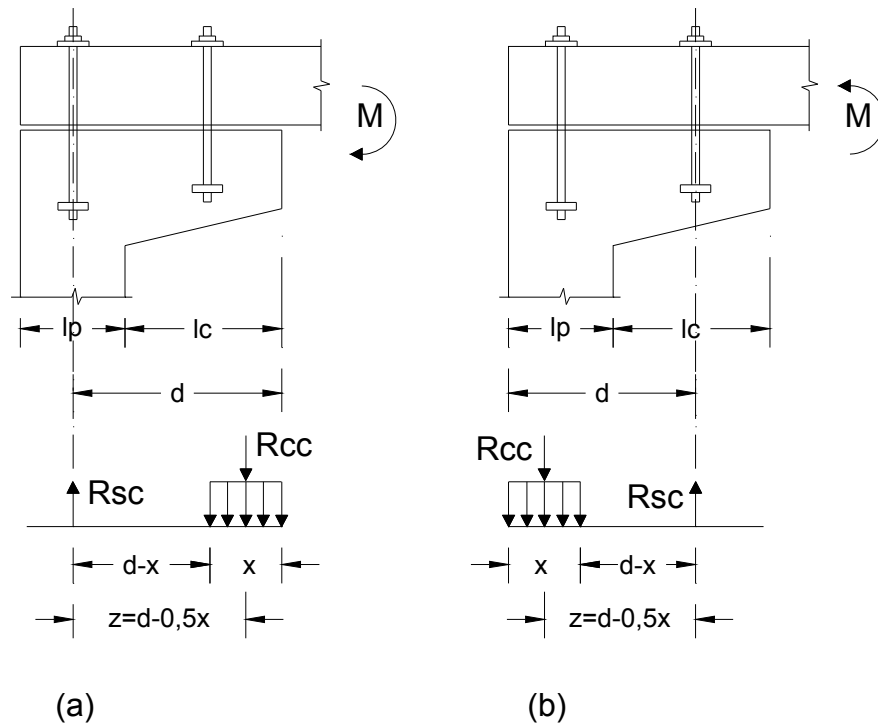


Figura 2.27 - Equilíbrio de forças do protótipo sem almofada (MIOTTO, 2002).

As curvas momento-rotação obtidas analítica e experimentalmente por MIOTTO (2002) para o protótipo utilizando almofada de apoio são dadas na Figura 2.28. Este gráfico representa apenas o momento fletor negativo aplicado. Segundo o autor, a partir dos  $-20 \text{ kN.m}$  o modelo teórico passa a ser um pouco mais rígido devido, principalmente, à presença da almofada de apoio.



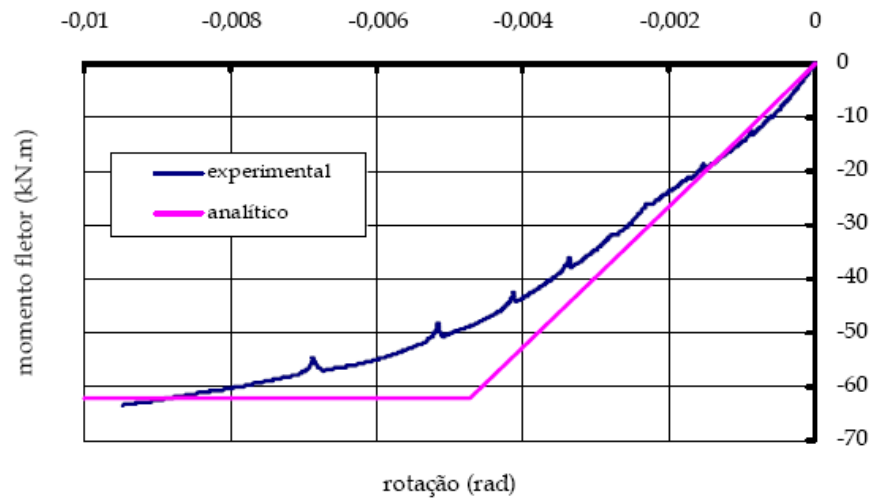


Figura 2.28 - Curva momento-rotação modelo com almofada de apoio – analítica e experimental (momento negativo) (MIOTTO, 2002).

Similarmente são dadas também as curva momento-rotação do mesmo modelo com aplicação de momento fletor positivo na Figura 2.29.

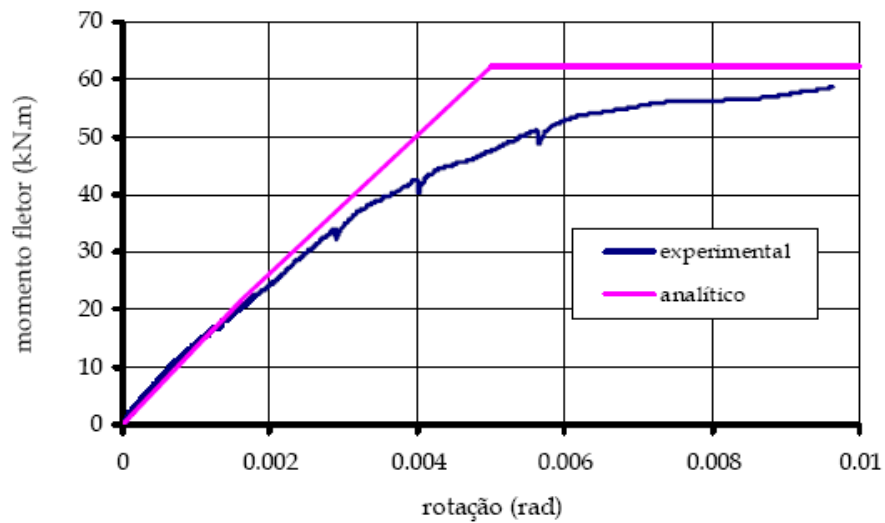


Figura 2.29 - Curva momento-rotação modelo com almofada de apoio – analítica e experimental (momento positivo) (MIOTTO, 2002).

De acordo com o autor do trabalho, a partir de um momento fletor de +30kN.m, os modelos teóricos ficam mais rígidos. Isso devido, provavelmente, à redução de rigidez conferida pela aplicação anterior do momento fletor negativo.

## **2.4. Almofada de apoio de compósito de cimento**

SIQUEIRA (2007) realizou uma pesquisa com almofadas de apoio de compósito de cimento onde o autor fez a caracterização do elemento variando a quantidade de aditivos em cada traço. Foram feitos os seguintes ensaios:

- Ensaios de determinação de resistências (à compressão e à tração por compressão diametral) e módulo de elasticidade;
- Ensaios de força distribuída (carregamento monotônico e cíclico);
- Ensaios de força concentrada;
- Ensaios de ligação de blocos;
- Ensaios de rotação;
- Ensaios de tenacidade ao fraturamento;
- Microscopia ótica.

Na Figura 2.30 é mostrado o gráfico das tensões máximas de compressão, onde pode ser observado que a diminuição da quantidade de fibra e o aumento da quantidade de vermiculita, para amostras com valores constantes na quantidade de látex, apresentam uma diminuição no seu valor de resistência à compressão.

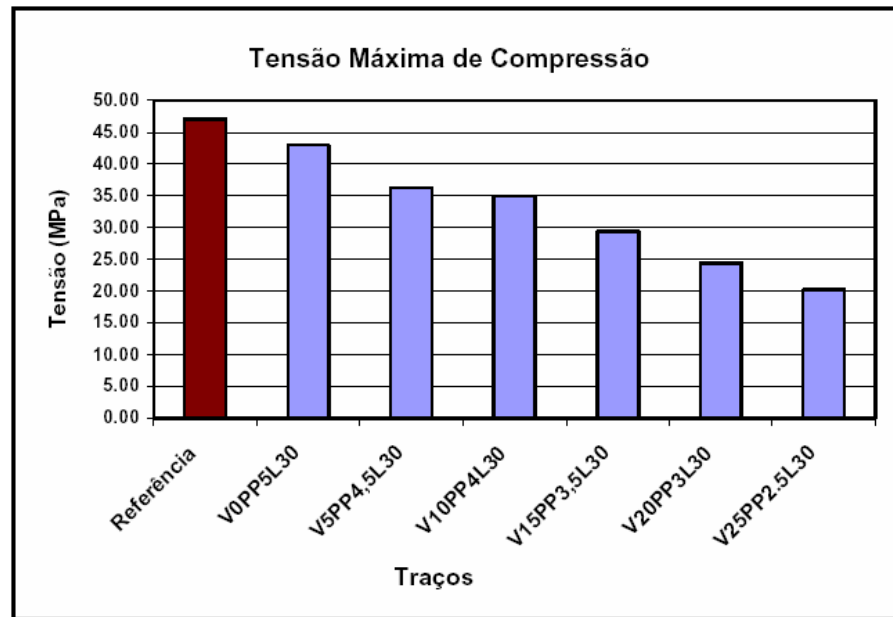


Figura 2.30 - Comparativo para o ensaio de compressão simples (SIQUEIRA, 2007).

Para melhor entendimento do traço mostrado, na Tabela 2.2 é dada a legenda para identificação dos diferentes traços estudados, da qual pode-se visualizar o respectivo material e a respectiva quantidade incorporada na amostra.

Tabela 2.2 - Legenda dos materiais (SIQUEIRA, 2007).

Legenda	Descrição
V + número	Consumo de vermiculita (em%)
L + número	Taxa volumétrica de látex (em%)
F + número	Taxa volumétrica de fibra de PVA (em%)
VD + número	Taxa volumétrica de fibra de vidro (em%)
PP + número	Taxa volumétrica de fibra de polipropileno (em %)

Segundo SIQUEIRA (2007), as fibras atuam no concreto ou argamassa de duas formas, uma no estado seco e outra no estado endurecido. No estado fresco elas controlam o aparecimento de fissuras através da retração do concreto. No estado endurecido reduzem o aparecimento de fissuras devido à plastificação. Podem ainda

atuar positivamente na resistência à fadiga, resistência ao impacto, resistência ao cisalhamento e na tenacidade à flexão.

Entre as propriedades modificadas com a adição de Látex estireno-butadieno estão: aumento da trabalhabilidade, controle do teor de ar incorporado, aumento da resistência à compressão devido à possível redução de água de amassamento, melhoria de até 100% da resistência à tração do concreto [AFRIDI (1995)], redução do módulo de elasticidade, maior susceptibilidade à retração inicial [<sup>5</sup>AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (1995) Apud SIQUEIRA (2007)], redução da permeabilidade e absorção de água, aumento da resistência à carbonatação e impermeabilidade a cloretos, aumento da durabilidade e aumento da necessidade de cura úmida devido à adição de polímero.

Ainda segundo SIQUEIRA (2007), por sua vez, a vermiculita termoexpandida atua de forma a reduzir o módulo de elasticidade devido à incorporação de ar na mistura, característica esta relevante para o aparelho de apoio.

Na busca de um material com grande capacidade de deformação, observou-se que o traço de maior interesse seria o de menor valor da relação módulo de elasticidade por resistência à compressão. Com base nesse critério os traços V10PP4L30 e o V20PP3L30 seriam os mais interessantes na escolha de um traço adequado para o compósito.

---

<sup>5</sup> AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (1995). ACI 548.3R. State-of-the-art report on polymer-modified concrete. Detroit, ACI, 1995.

Também foram realizados ensaios de tração por compressão diametral. Na Tabela 2.3 é dado um resumo dos traços e suas correspondentes resistências e módulos de elasticidade.

Tabela 2.3 – Relação entre resistências e módulo de elasticidade (SIQUEIRA, 2007).

Traço	$f_c$ (MPa)	$f_t$ (MPa)	$E_{ci}$ (GPa)	$E_{cs}$ (GPa)
V0F5L30	43,0	2,87	15,4	13,2
V5F4,5L30	36,3	2,71	16,1	13,5
V10F4L30	34,9	2,66	13,1	11,9
V15F3,5L30	29,4	3,15	14,6	12,8
V20F3L30	24,4	2,36	10,4	8,9
V25F2,5L30	20,2	2,41	11,7	10,4

Onde:

$f_t$  - Resistência à tração por compressão diametral;

$E_{cs}$  - Módulo de elasticidade secante;

$E_{ci}$  - Módulo de elasticidade tangente;

$f_c$  - Resistência à compressão em MPa.

As rigidezes calculadas com base nos ensaios de força distribuída com carregamento monotônico, para os diferentes traços usados na pesquisa, são dados na Tabela 2.4. É observado um decréscimo da rigidez com o aumento da quantidade de vermiculita e diminuição da quantidade de fibra. Esta tendência também foi observada na pesquisa de MONTEDOR (2004), apesar da utilização da fibra de polipropileno em substituição das fibras de PVA e vidro.

Lembrando que a rigidez é dada pela tensão atuante sobre a almofada ( $\sigma$ ) pela deformação ( $\varepsilon = \Delta h/h$ ), de acordo com a equação 2.4.

$$R = \frac{\sigma}{\Delta h/h} \quad (2.4)$$

Sendo h a altura da almofada.

Tabela 2.4 – Relações entre módulo de elasticidade e rigidez (SIQUEIRA, 2007).

Traço	Rigidezes (MPa)		Rigidez média
	PL1	PL2	(MPa)
V5PP4,5L30	412	365	388
V10PP4L30	338	364	351
V15PP3,5L30	293	376	335
V20PP3L30	209	192	201
V25PP2,5L30	321	257	289

O esquema do ensaio de carregamento monotônico é mostrado na Figura 2.31.



Figura 2.31 – Esquema do ensaio de carregamento monotônico (SIQUEIRA,2007).

Os ensaios descritos foram os mais expressivos na escolha do traço com as características mais importantes para a finalidade do compósito. O conjunto de resultados mostrou que o traço mais eficiente foi o V10PP4L30 (traço em massa 1:0,3:0,3:0,1 – cimento:areia:látex:água, sendo que 10% da massa de areia foi substituída por vermiculita, foram introduzidos 4% de fibras de polipropileno e 1% de superplastificante).

### 3. Programa experimental

---

#### 3.1. Considerações iniciais

O programa consiste na análise experimental de quatro modelos de ligação viga-pilar. Cada modelo apresentando características geométricas e físicas próprias. Um esquema do modelo das ligações é dado na Figura 3.1.

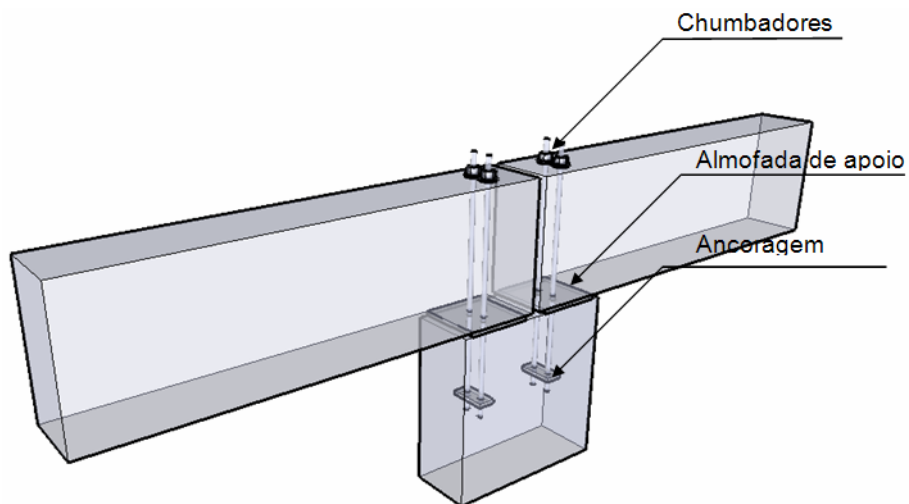


Figura 3.1 – Esquema da ligação viga-pilar dos modelos.

No modelo 1 os chumbadores são de aço CA-25 com diâmetro de 12,5 mm. As almofadas de apoio são confeccionadas com o compósito de argamassa. Já no modelo 2, o que difere do modelo 1 é a composição da almofada, que, para este caso, é de policloropreno sendo este um material de uso mais comum nas estruturas pré-moldadas, comercialmente conhecido como *Neoprene*. O objetivo é a comparação entre os dois modelos. O modelo 3 é similar ao 1, porém difere apenas no tipo de aço

empregado nos chumbadores, sendo este agora de aço CA-50. As dimensões principais do modelo de 1 a 3 são dadas na Figura 3.2. Um detalhe da ligação é mostrado na Figura 3.3.

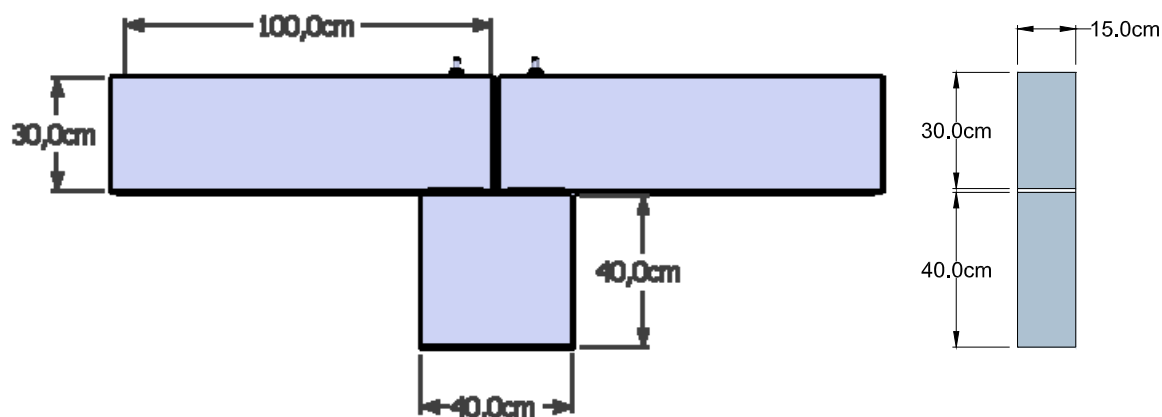


Figura 3.2 - Dimensões dos modelos de 1 a 3.

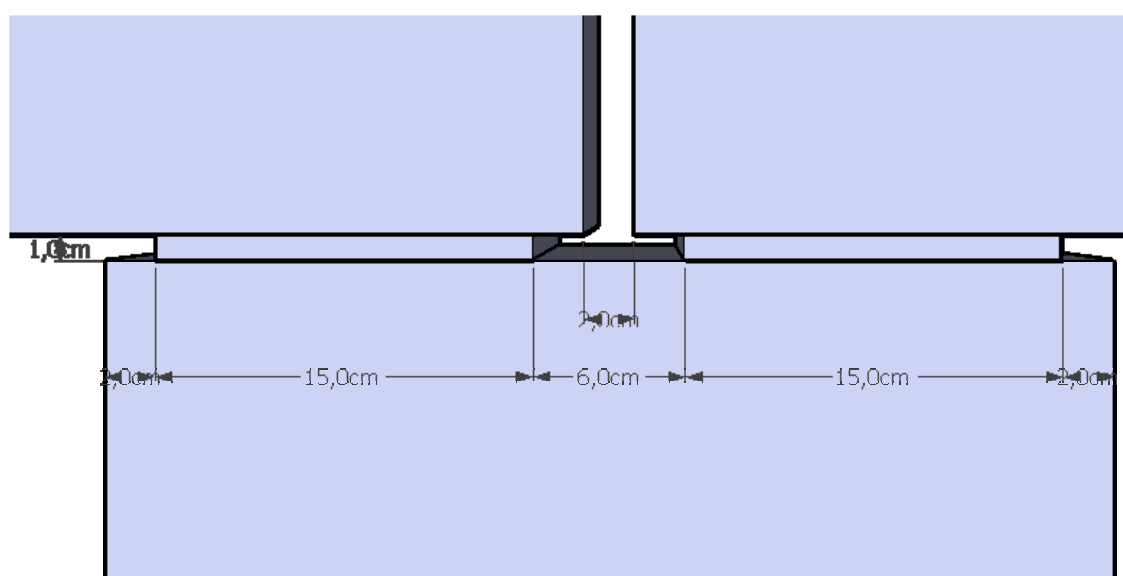


Figura 3.3 - Detalhe da ligação de 1 a 3.

O modelo 4 é o único modelo que difere na geometria dos demais. A maior dimensão da seção do pilar mudou de 40 cm para 60 cm. Acarretou mudança também nas dimensões das almofadas e na disposição dos chumbadores nas vigas. Quanto ao



tipo de aço empregado nos chumbadores e o compósito da almofada, eles são similares ao do modelo 3.

Um resumo dos modelos ensaiados é dado na Tabela 3.1.

Tabela 3.1 – Características dos modelos físicos.

Modelo	Variáveis			
	Diâmetro Chumbador	Almofada de apoio	Largura do pilar	Sentido do momento
1	CA-25 12,5 mm	Argamassa (150x150x10mm)	40 cm	Negativo/ positivo
2	CA-25 12,5 mm	Policloropreno (150x150x10mm)	40 cm	Negativo/ positivo
3	CA-50 12,5 mm	Argamassa (150x150x10mm)	40 cm	Negativo/ positivo
4	CA-50 12,5 mm	Argamassa (150x150x10mm)	60 cm	Negativo/ positivo

## 3.2. Projeto da ligação

### 3.2.1. Especificação do concreto

Para a confecção das vigas e pilares pré-moldados a resistência especificada foi de 35 MPa. O traço em massa utilizado foi de 1:1,8:2,7:0,5. A quantidade e demais especificações dos elementos estão descritos na Tabela 3.2.

Tabela 3.2 - Concreto utilizados na confecção dos modelos.

Material	Consumo (kg/m <sup>3</sup> )
Cimento CP II E 32 – ITAU	396
Areia seca	695
Brita 1	1042
Água	198



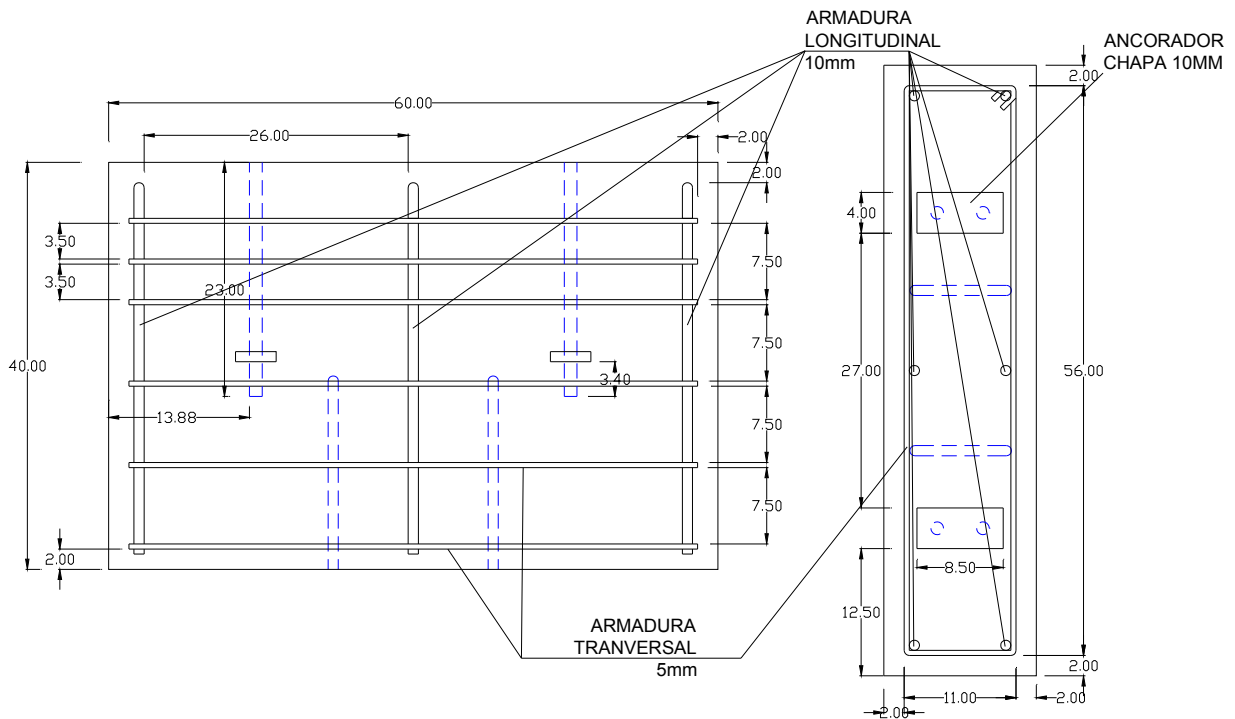


Figura 3.5 - Detalhamento da armadura do pilar para o modelo 4.

A Figura 3.6 ilustra a distribuição da armadura na viga para os modelos 1, 2 e 3. De forma similar, na Figura 3.7 tem-se a respectiva distribuição de armadura na viga para o modelo 4.

Nas Figura 3.8 e Figura 3.9 tem-se o detalhamento da armadura para os modelos de ligação 1, 2 e 3 (inclui as armaduras tanto dos pilares quanto das vigas). Nas Figura 3.10 e Figura 3.11, por sua vez, apresentam o detalhamento para o modelo 4.



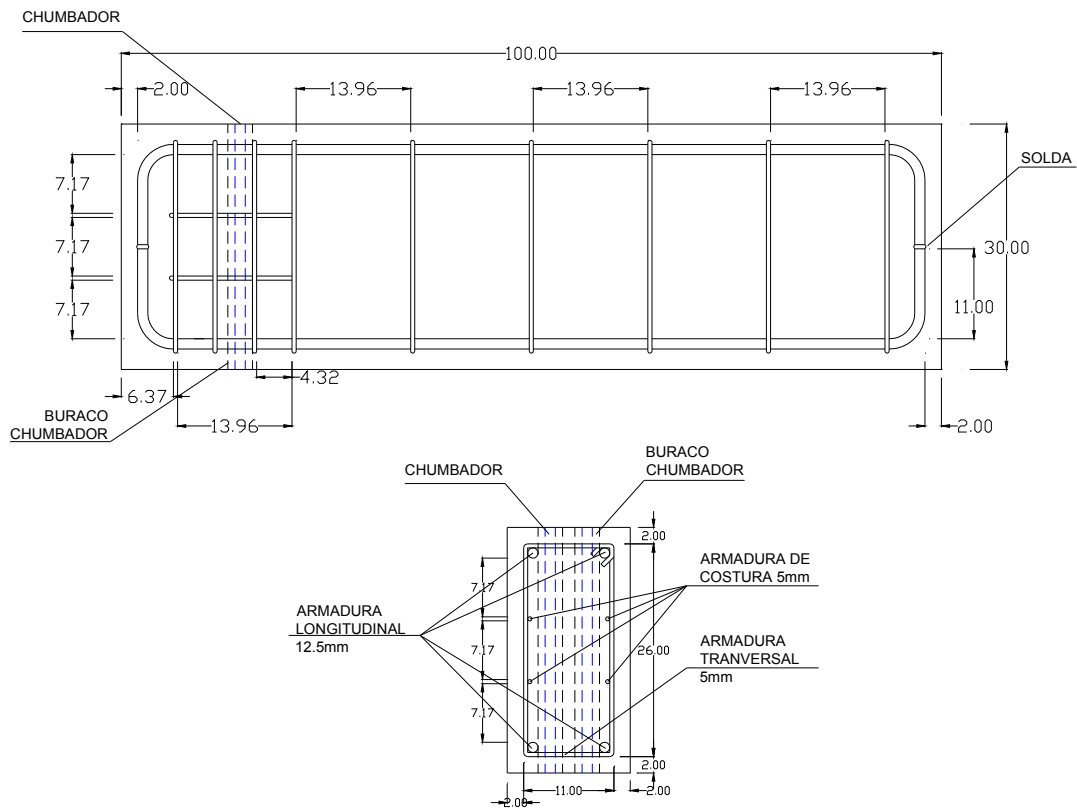


Figura 3.7 - Distribuição da armadura na viga para o modelo 4.

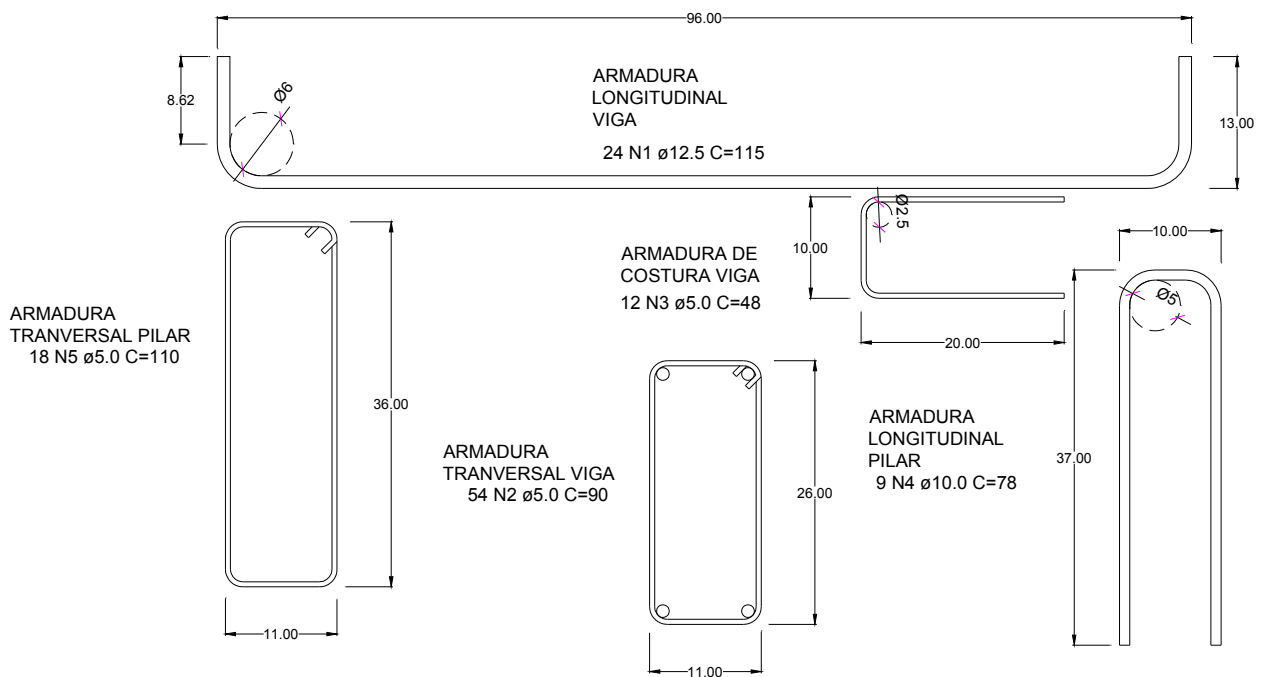


Figura 3.8 – Detalhamento das armaduras para os modelos 1, 2 e 3.

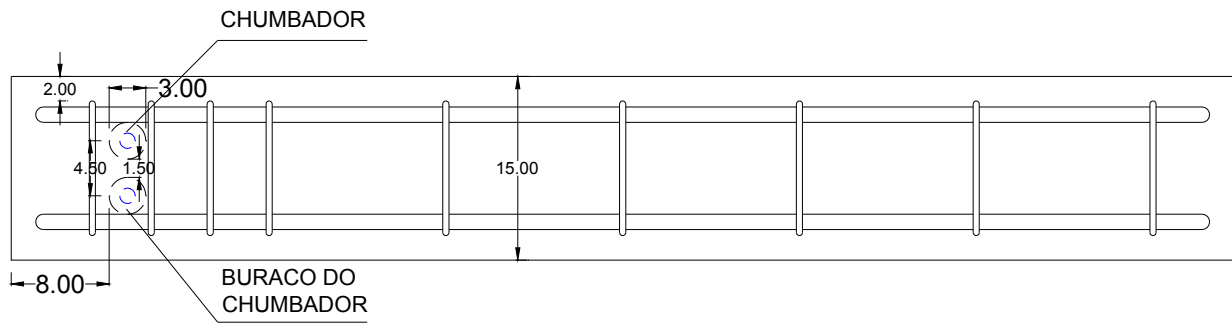


Figura 3.9 – Posicionamento dos chumbadores.

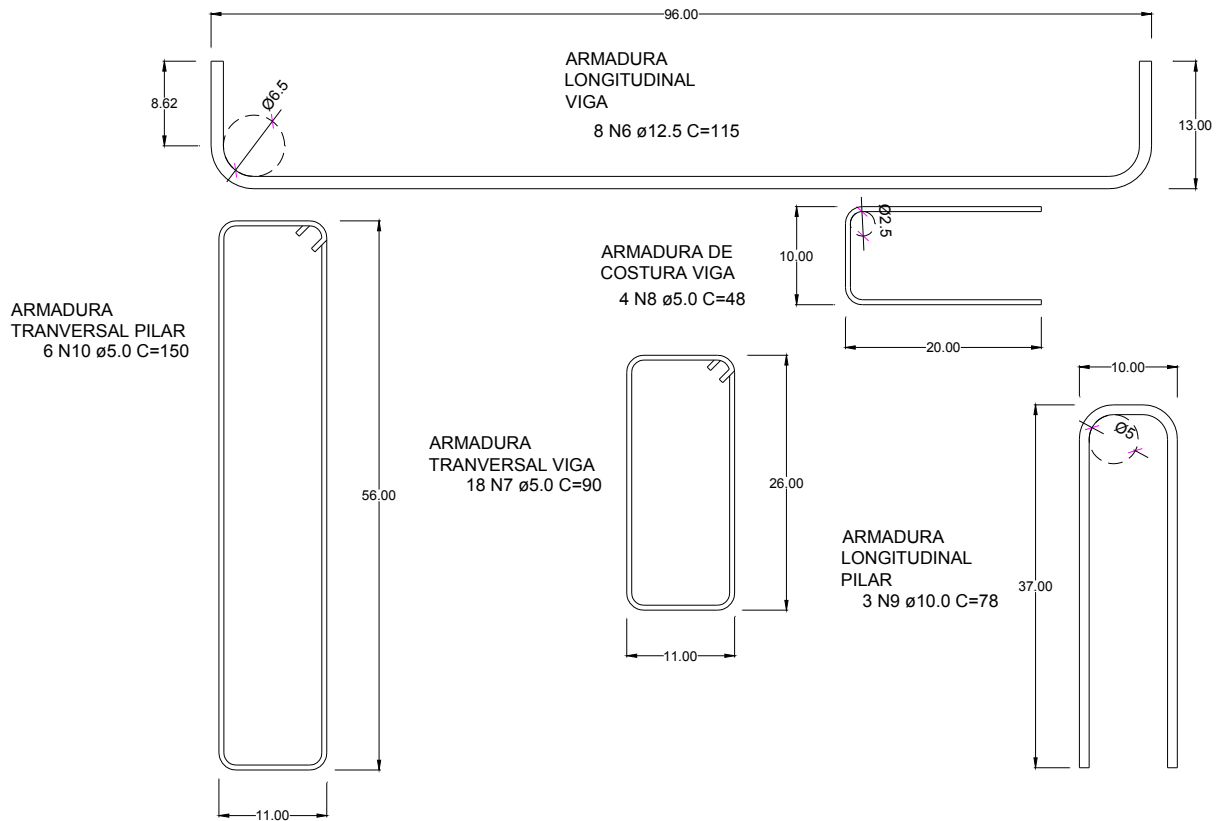


Figura 3.10 - Detalhamento das armaduras para o modelo 4.

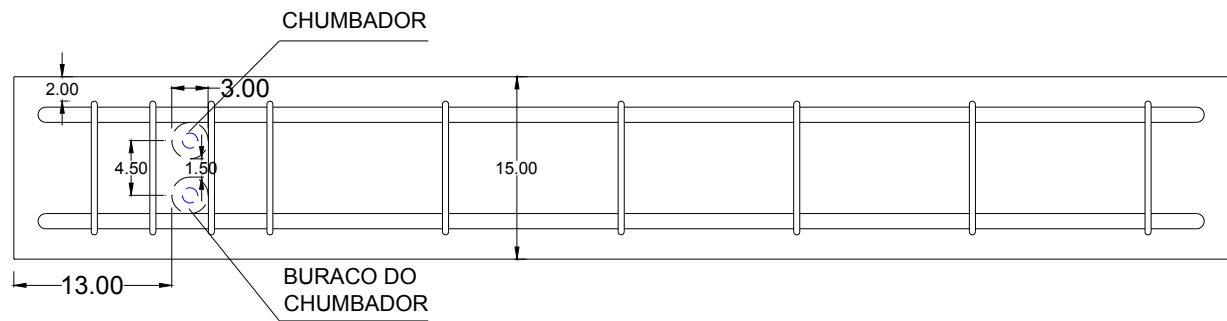


Figura 3.11 - Posicionamento dos chumbadores na viga.

### 3.2.3. Graute

O fabricante do graute utilizado recomenda uma dosagem com fator água/ pó de 0,126 e um consumo de 2070 kg/m<sup>3</sup> de mistura.

### 3.2.4. Almofada de apoio

O traço escolhido para a composição da almofada de apoio consiste em cimento, areia, vermiculita, látex estireno-butadieno, fibras de vidro, aditivo e água como mostrado na Tabela 3.3.

Tabela 3.3 – Traço em massa da almofada.

Cimento	Areia	Vermiculita	Látex	Fibras	Água	Superplastificante
1	0,25	0,05	0,2	0,02	0,25	0,02

Ou segundo a classificação de SIQUEIRA (2007) com base nos aditivos:

V5VD2L20.

### 3.3. Fabricação dos elementos

#### 3.3.1. Fôrmas

As fôrmas das vigas, pilares e almofadas foram confeccionadas com madeirite plastificado, chapa de 18 mm.

Para a passagem dos chumbadores dentro das vigas e posterior solidarização deles com o concreto, foram utilizados canos de PVC ( $\Phi = 32\text{mm}$ ) que depois foram extraídos e o local preenchido com graute. A Figura 3.12 mostra as fôrmas dos pilares e vigas com os respectivos furos para passagem dos chumbadores.



(a) pilar de 40 cm



(c) viga



(b) pilar de 60 cm



(d) Almofada

Figura 3.12 - Fôrmas das vigas, pilares e aparelhos de apoio.



Foi aplicado material impermeabilizante no interior das fôrmas.

### 3.3.2. Armadura

A armação das peças é mostrada na Figura 3.13. O dimensionamento dos elementos de concreto pré-moldado foi feito de modo que houvesse ruptura na ligação muito antes das peças de concreto armado sofrerem qualquer deformação. Por isso o super-dimensionamento da armadura foi proposital.



(a) Modelo 1, 2 e 3



(b) Modelo 4



(c) viga modelo 4

Figura 3.13 - Armadura dos pilares dos modelos 1 e 4 e viga modelo 4.

O dimensionamento de todas as armaduras dos elementos de concreto armado encontra-se no Apêndice A do presente trabalho.

### 3.3.3. Concreto

O abatimento de tronco de cone foi de 11 cm.

A concretagem ocorreu no dia 15 (quinze) de setembro de 2008 (segunda-feira), iniciando por volta das nove horas da manhã e indo até meio-dia, tempo bom. Na sexta-feira da semana anterior as superfícies internas das fôrmas receberam um tratamento com óleo diesel reutilizado para facilitar a posterior extração das peças de concreto das fôrmas. Uma imagem do aspecto interno da superfície após aplicação do óleo é dada na Figura 3.14.

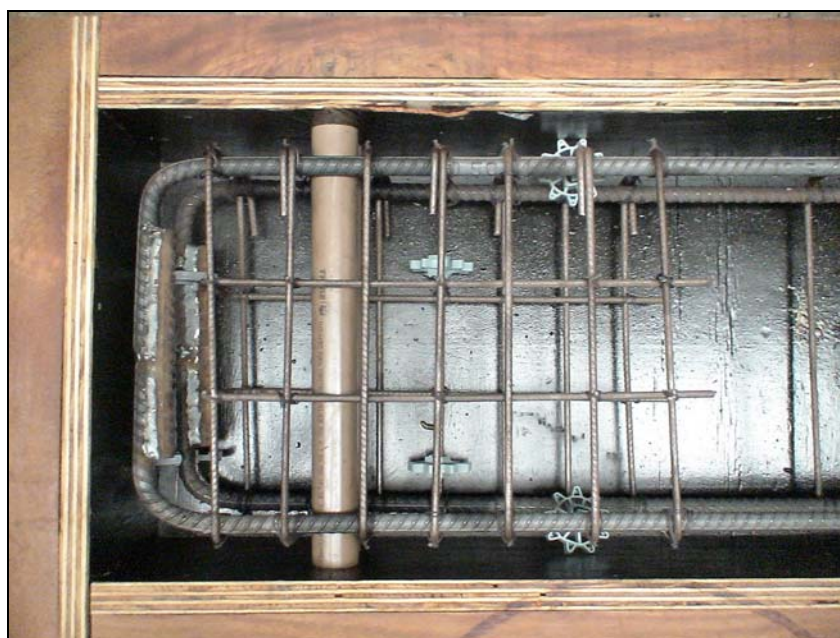


Figura 3.14 - Aspecto interno da fôrma.

O preenchimento das fôrmas e sua disposição são dados na Figura 3.15.



Figura 3.15 - Disposição das fôrmas na concretagem.

Atenção especial foi dada à fixação dos chumbadores nas fôrmas de modo que estes permanecessem em suas posições originais com o despejo do concreto, como mostrado em detalhe na Figura 3.16.

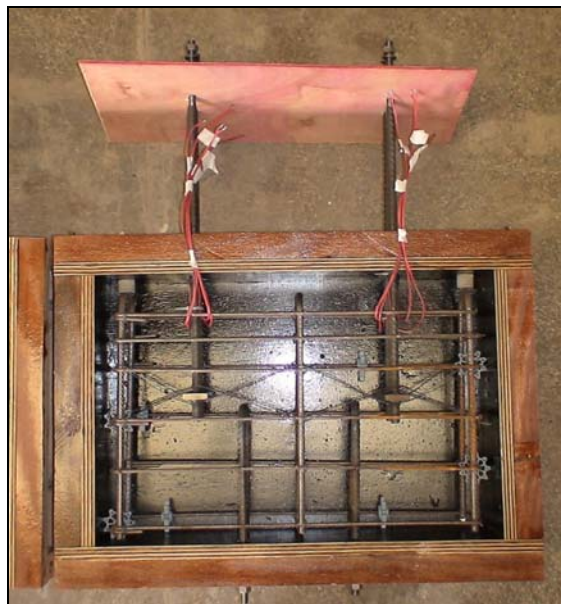


Figura 3.16 - Detalhe fixação dos chumbadores.

O adensamento foi feito com vibrador de agulha, conforme Figura 3.17.



Figura 3.17 – Adensamento.

A desfôrma ocorreu uma semana após a concretagem.

#### **3.3.4. Graute**

No dia de sua moldagem verificou-se que a mistura se apresentou com um aspecto muito seco, talvez por causa do clima, umidade relativa do local. Por isso foi acrescentado mais 0,305 kg de água na mistura, resultando num fator água/ pó de 0,189.

O grauteamento foi dividido em duas etapas, metade do graute para dois modelos e a outra metade para o restante. Na segunda etapa houve a necessidade de diminuir a quantidade de água da mistura, novamente devido ao tempo. Foram 200 g (duzentas gramas) a menos de água da mistura da primeira etapa, resultando desta vez num fator água/ pó de 0,148. A dosagem foi feita em ambos os casos com relação ao aspecto e trabalhabilidade da mistura.

### 3.3.5. Almofada de apoio

As dimensões da almofada utilizada são dadas na Figura 3.18.

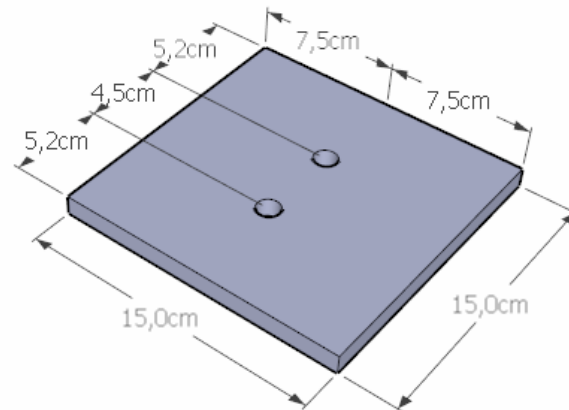


Figura 3.18 – Dimensões da almofada de apoio.

Foram moldadas na mesa vibratória conforme a Figura 3.19.



Figura 3.19 - Moldagem das almofadas de apoio.

### 3.4. Montagem dos modelos

A montagem dos modelos se iniciou dois dias após a desfôrma, sendo a disposição destes conforme Figura 3.14. Foi utilizado a ponte rolante para içamento dos elemento de concreto.

Foi confeccionado um dispositivo de içamento para transladar os modelos da ligação sem que houvesse qualquer solicitação nas peças. O dispositivo é dado na Figura 3.20. Os modelos foram montados na posição mostrada na Figura 3.21, porém para posicioná-los sob o atuador hidráulico foi necessário virá-los de ponta-cabeça.



Figura 3.20 - Dispositivo de içamento.



Figura 3.21 - Montagem e fixação das ligações.

### 3.5. Propriedades mecânicas dos materiais

#### 3.5.1. Concreto

Conforme mostrado no programa experimental, foram realizados ensaios de compressão axial e tração por compressão diametral, conforme Tabela 3.4 e Tabela 3.5, respectivamente.

Tabela 3.4 - Resultados dos ensaios de compressão axial.

Corpo-de-prova	Concretagem	Ensaio	E (GPa)	Ruptura (MPa)
CP1 (7 dias)	15/9/2008	22/9/2008	28,93	28,7
CP2 (7 dias)	15/9/2008	22/9/2008	28,21	28,7
CP3 (7 dias)	15/9/2008	22/9/2008	27,58	28,5
CP4 (Modelo 1)	15/9/2008	17/10/2008	14,68	36,1
CP5 (Modelos 2 e 4)	15/9/2008	23/10/2008	15,76	37,9
CP6 (Modelo 3)	15/9/2008	14/10/2008	14,70	21,7

Tabela 3.5 - Resultados dos ensaios de tração por compressão diametral.

Corpo-de-prova	Concretagem	Data ensaio	Resistência (MPa)
CP1	15/9/2008	23/10/2008	2,36
CP2	15/9/2008	23/10/2008	2,79
CP3	15/9/2008	23/10/2008	2,48

Os ensaios de compressão axial foram realizados aos sete dias a partir da concretagem e também próximos dos ensaios dos modelos das ligações, estando a correspondência entre eles mostrada na Tabela 3.4.

#### 3.5.2. Armadura

As propriedades mecânicas foram obtidas através de ensaios de caracterização na máquina servo controlada INSTRON 8506. Foram obtidos a tensão de escoamento

e a tensão de ruína para todos os diâmetros de barras utilizados nos modelos de ligação. Os valores obtidos nos ensaios são dados na Tabela 3.6.

Tabela 3.6 - Propriedades mecânicas do aço.

Aço	Diâmetro (mm)	Corpo-de-prova	$f_y$ (MPa)	$f_u$ (MPa)
CA-50	5,0	CP 1	478,8	746,9
		CP 2	542,9	760,9
		CP 3	410	758,7
		Média	477,2	755,5
	10,0	CP 1	572,2	667
		CP 2	569,4	676,4
		CP 3	578,4	679,9
		Média	573,3	674,5
	12,5	CP 1	536,9	626,1
		CP 2	543,7	656,8
		CP 3	529,5	642,7
		Média	536,7	641,9
	12,5 (Chumbador)	CP 1	560,1	682,9
		CP 2	552,2	672,4
		CP 3	545	677
		Média	552,4	677,4
CA-25	12,5	CP 1	344,2	478,3
		CP 2	324	472,4
		CP 3	332,6	475,1
		Média	333,6	475,3



### 3.5.3. Graute

As propriedades mecânicas com ensaios de caracterização do graute são dadas na Tabela 3.7.

Tabela 3.7 – Resistência à compressão do graute.

Corpo-de-prova	Resistência à compressão (MPa)
CP1	20,6
CP2	19,5
CP3	20,6
CP4	27,1
CP5	25,7
CP6	31,8

### 3.5.4. Almofada de apoio

A seguir tem-se as propriedades mecânicas obtidas com os ensaios de caracterização de compressão, tração por compressão diametral e rigidez de placa.

As resistências à compressão e à tração são dadas na Tabela 3.8.

Tabela 3.8 - Resistência à compressão e à tração por compressão diametral.

Corpo-de-prova	Resistência à compressão (MPa)	Corpo-de-prova	Resistência à Tração (MPa)
CP-C1	19,4	CP-T1	3,45
CP-C2	28,0	CP-T2	2,99
CP-C3	26,7	CP-T3	3,90
CP-C4	20,7	CP-T4	4,18

Os ensaios para verificação da rigidez de placa das almofadas consistiram de ensaios de compressão com carga distribuída pela máquina servo-hidráulica sobre

chapas de almofada com as dimensões mostradas na Figura 3.18, porém sem os furos.

A Figura 3.22, por sua vez, contém uma foto do ensaio.



Figura 3.22 - Ensaio de rigidez de placa.

O tipo do ensaio foi de força distribuída cíclica. Foram aplicados quatro etapas de 20 ciclos cada etapa e um aumento gradativo de força aplicada pelo atuador, conforme mostrado na Tabela 3.9. Na Figura 3.23 há uma amostra dos ciclos de carga pelo diagrama tensão-deformação da placa PL1.

Tabela 3.9 - Etapas do carregamento cíclico

Étapas	Ciclos	Tensão aplicada (MPa)
1 <sup>a</sup>	20	2,5
2 <sup>a</sup>	20	5
3 <sup>a</sup>	20	10
4 <sup>a</sup>	20	20

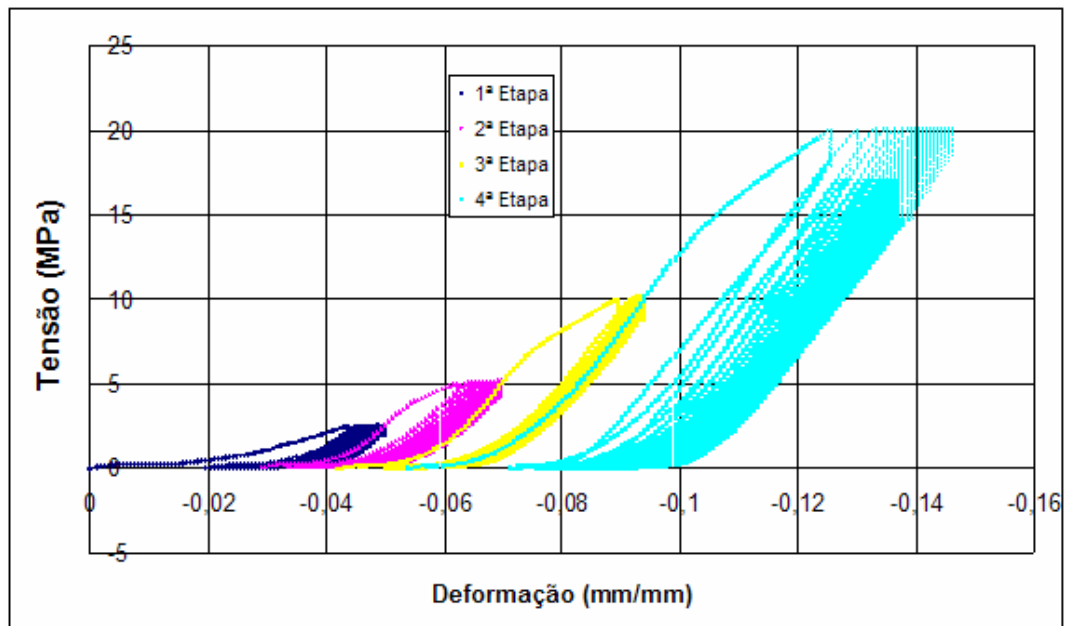


Figura 3.23 - Ciclos de carregamento PL1

Optou-se pelo ensaio cíclico devido a este ser melhor na determinação da rigidez da almofada, valor este de maior interesse. Devido à alta elasticidade da almofada, um ensaio de carregamento monotônico talvez não conseguisse chegar à carga de ruptura da almofada e então não se saberia o seu ponto de ruptura.

Foram ensaiadas três placas. Os valores das rigidezes encontradas são dadas na Tabela 3.10.

Tabela 3.10 - Rigidezes dos corpos-de-prova em placa

Corpo-de-prova	Rigidez (MPa)
PL1	499,1
PL2	415,6
PL3	456,6
<b>Média</b>	<b>457,1</b>

### **3.6. Equipamentos e Instrumentação**

A organização da instrumentação foi de tal maneira que permitisse, sobretudo, obter a curva momento rotação da ligação e de forma a prevenir que eventuais falhas de equipamentos ou imprevistos durante o ensaio impedissem a avaliação da ligação.

#### **3.6.1. Instrumentação externa**

A instrumentação externa foi responsável pela obtenção da curva momento rotação, objetivo principal da análise experimental. De forma a medir as inclinações, foram dispostos transdutores de deslocamentos e clinômetros por toda a ligação, os transdutores sempre aos pares e apenas um par de clinômetros sobre as vigas, dispostos como mostrado na Figura 3.24.

Existiam dois transdutores dispostos longitudinalmente abaixo de cada viga, dois transdutores no centro dispostos horizontalmente entre as vigas e mais dois pares de extensômetros nas extremidades da almofada, em ambas as faces do modelo (frente e fundo). Tudo para que a rotação de cada viga fosse medida pelo sistema de aquisição de dados.

Esta configuração permitiu avaliar a diferença dos resultados obtidos entre os clinômetros e os transdutores e filtrar os resultados que se apresentassem mais coerentes.

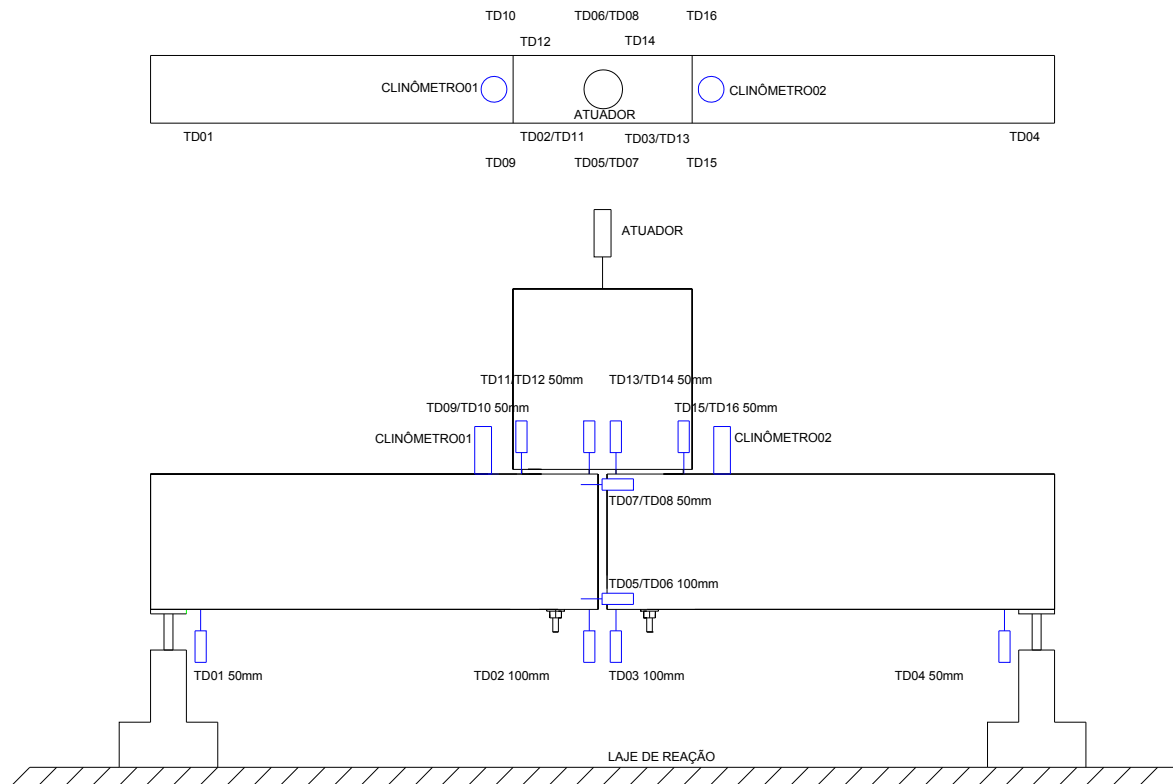


Figura 3.24 - Esquema da disposição dos transdutores, posicionamento do modelo e aplicação de carga.

### 3.6.2. Instrumentação interna

A instrumentação interna foi mais resumida que a externa. A preocupação principal era o conhecimento do ponto de escoamento e ruptura dos chumbadores. Estando estes sujeitos a flexão no ponto intermediário da ligação entre a viga e o pilar, ou seja, na região da almofada, optou-se por sua localização nesta região, conforme mostrado na Figura 3.25.

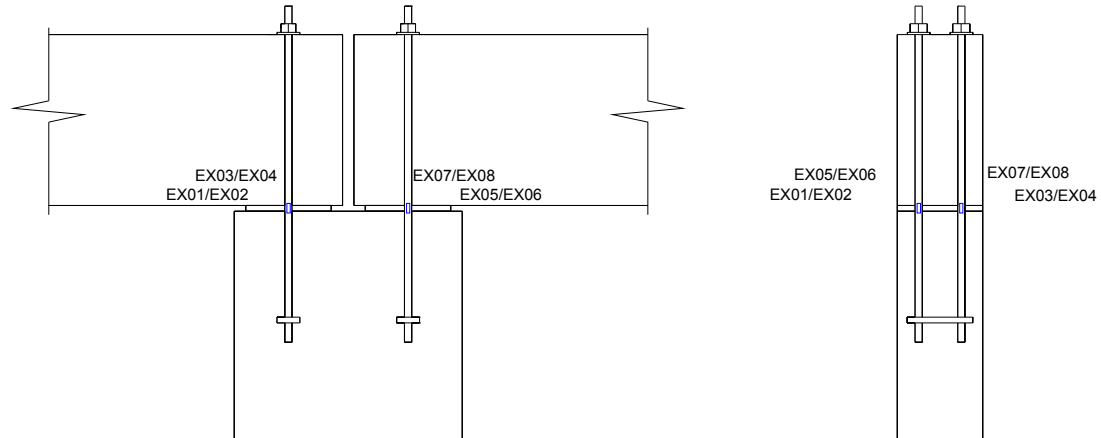


Figura 3.25 - Posição dos extensômetros.

São dois extensômetros elétricos de resistência em cada chumbador, todos eles dispostos na direção do plano da ligação. Na Figura 3.26 tem-se o processo de fixação dos extensômetros.

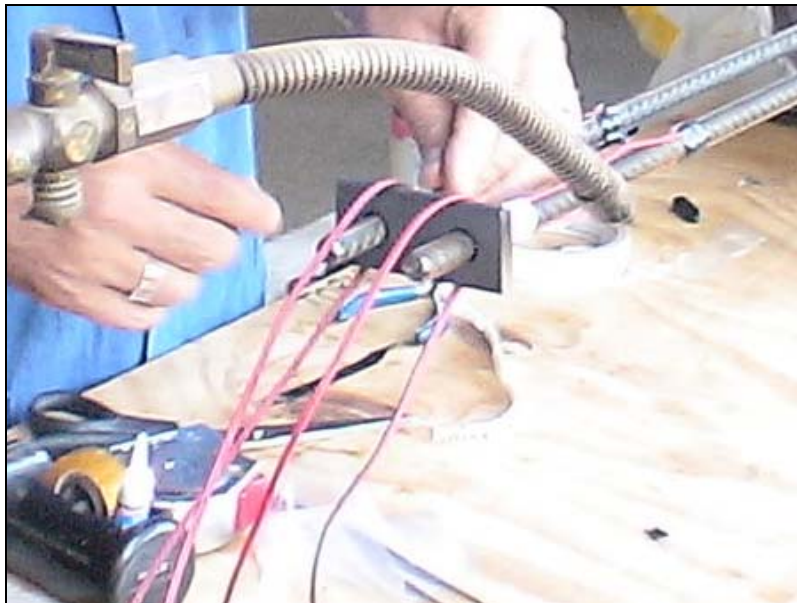


Figura 3.26 - Fixação dos extensômetros.

Após a concretagem das peças, os extensômetros elétricos foram novamente testados para garantir que não houvesse imprevistos nos ensaios (Figura 3.27).



Figura 3.27 - Verificação da instrumentação interna.

### 3.7. Programa do ensaio

#### 3.7.1. Dispositivo de engate

Foi construído um dispositivo que permitisse o engate do atuador com o pilar. O objetivo dessa ação foi possibilitar à máquina aplicar carga tanto de compressão quanto de tração nos modelos da ligação. A Figura 3.28 mostra o referido dispositivo, a forma de engate com os ganchos de barras dobradas ( $\phi$  12,5 mm), a chapa com rosca para prender ao atuador e uma visão em planta do conjunto com o pilar e o atuador.

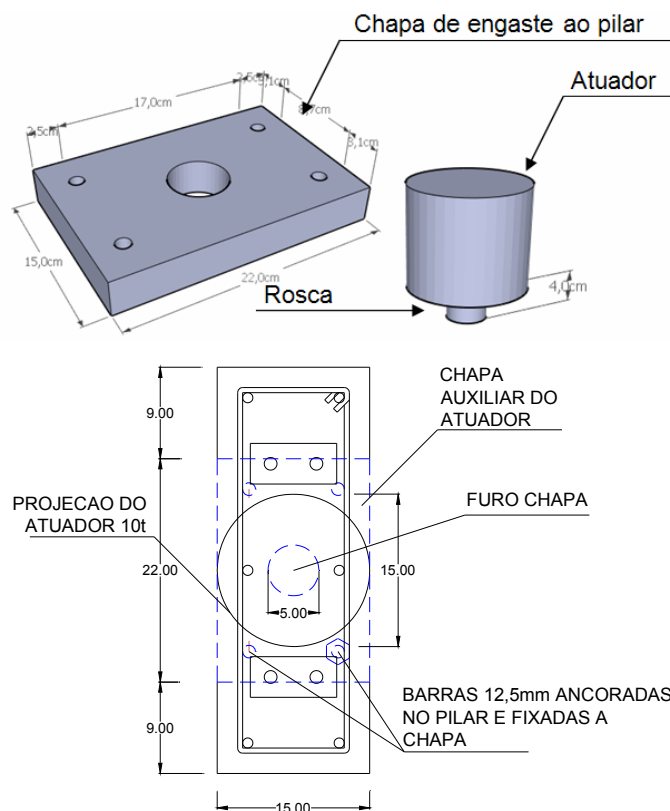


Figura 3.28 - Dispositivo de engaste do atuador ao pilar

### 3.7.2. Aplicação do carregamento

O carregamento foi cíclico sendo de compressão até determinado valor estipulado ou início de escoamento da ligação, e depois descarregado e aplicado carregamento de tração, até o mesmo ponto de referência. Devido à simetria da ligação, a resistência ao momento positivo era a mesma ao momento negativo.

Determinando-se o valor da resistência teórica dos modelos definiu-se o programa do ensaio, segundo o mostrado na Tabela 3.11. Foram quatro etapas de carregamento, sendo o primeiro o escorvamento, com aplicação de 5% do momento resistente da ligação, depois vinte ciclos chegando cada ciclo a 20% do momento resistente, primeiro positivo depois negativo, vinte ciclos até 60% e, por fim, um ciclo



chegando até o momento resistente teórico, ou seja, até o início de escoamento da ligação com aplicação do momento em um dos sentidos, depois descarregamento e carregamento no outro sentido do momento

Tabela 3.11 - Programa de ensaio dos modelos.

Carregamento	Etapas	Velocidade (mm/s)
Escorvamento (5% $M_R$ )	Ciclo único	0,005
20% $M_R$	1º ciclo	0,0083
	Ciclo 2 à 20	0,100
60% $M_R$	1º ciclo	0,016
	Ciclo 2 à 20	0,200
100% $M_R$	Ciclo único	0,042

As velocidades de aplicação da carga foram sendo alteradas conforme o andamento do ensaio. Estimar um tempo de ensaio, previamente, por controle de deslocamentos, foi impreciso no que tange a definir um tempo de realização de ensaio suficientemente lento a ponto de obter os dados que reproduzam o comportamento da ligação, porém levando apenas o tempo para tal, de forma a não acumular dados desnecessários nem tornar o ensaio delongado.

Além disso, o tempo também dependeu do valor de carga de ruptura, pois quanto mais resistente fosse a ligação, maior deveria ser a velocidade de aplicação de carga para que o tempo de ensaio fosse equivalente entre os modelos.

### 3.8. Resultados experimentais

O interesse da análise experimental, como já ressaltado, resume à obtenção das curvas momento-rotação das ligações viga-pilar entre os modelos com diferentes configurações. A seguir encontram-se os modelos ensaiados no laboratório de estruturas do SET – USP – São Carlos.

#### 3.8.1. Modelo 1

Este foi o segundo modelo ensaiado, sendo a data do experimento em 16 de outubro de 2008. Na Figura 3.29 encontra-se uma foto do modelo preso ao pórtico, pronto para o ensaio.



Figura 3.29 - Modelo 1 – Ensaio.

Como dito anteriormente, a velocidade do ensaio para os modelos variou tanto de modelo para modelo quanto ao longo do ensaio. Na Tabela 3.12 encontra-se as velocidades de ensaio e cargas aplicadas pelo atuador para este caso.

Tabela 3.12 - Velocidade de aplicação de carregamento – Modelo 1.

Carregamento	Carga (kN)	Etapas	Velocidade (mm/s)
Escorvamento (5% $M_R$ )	0,416	Ciclo único	0,005
20% $M_R$	1,662	1º ciclo	0,0083
		Ciclo 2 à 20	0,100
60% $M_R$	4,987	1º ciclo	0,016
		Ciclo 2 à 20	0,200
100% $M_R$	8,311	Ciclo único	0,042
Ruptura	21,630		

Foram obtidas curvas de forma a compreender a relação momento fletor versus rotação relativa das ligações. Os ensaios cíclicos serviram para acomodar as deformações nos modelos, porém o ciclo de interesse foi o último que levou até a ruptura. Portanto se ateve a mostrar os resultados apenas deste ciclo, que para o caso do Modelo 1, é dado na Figura 3.30.

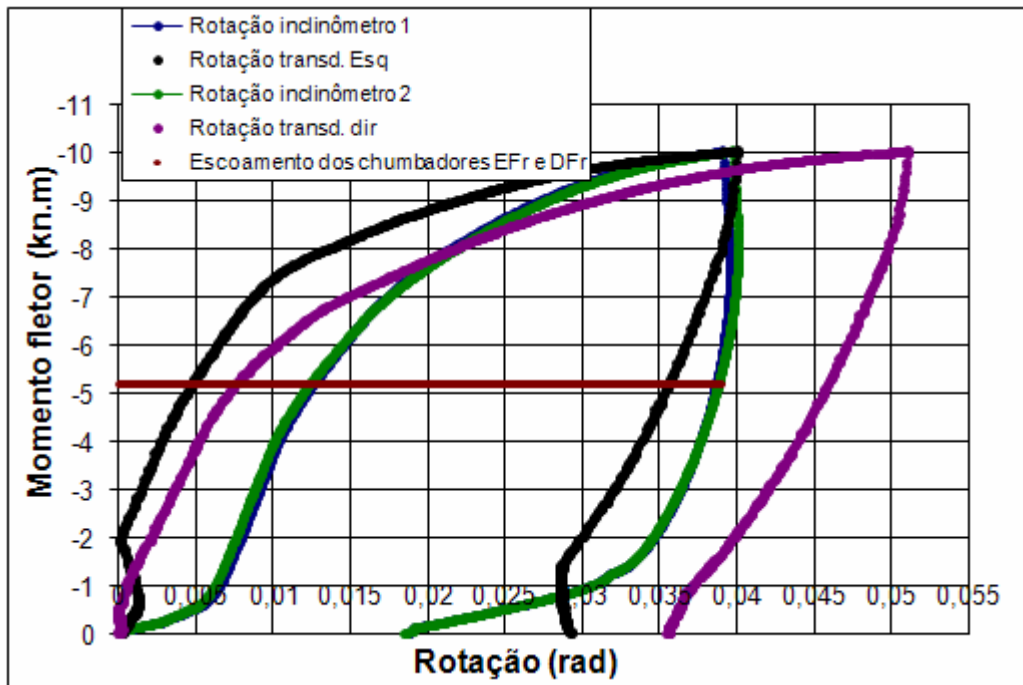


Figura 3.30 - Curvas experimentais para a ligação do Modelo 1.

Importante ressaltar também que, apesar da previsão do ensaio à ruptura com 100% da carga teórica prevista, aplicada no último ciclo tanto em um sentido quanto no outro, um fator que impossibilitou que isto acontecesse. Os chumbadores foram os componentes responsáveis pela perda de rigidez da ligação para todos os modelos, o que não foi previsto. Por isso, a ruptura do último ciclo no segundo sentido se deu à cargas menores, pois os chumbadores já iniciaram a deformação do ponto de escoamento. Devido a este fato apresenta-se neste trabalho apenas a curva da ruptura da ligação em um dos sentidos (com o atuador comprimindo o pilar) para todos os modelos.

No gráfico momento-rotação da Figura 3.30 notam-se várias curvas. Duas delas foram obtidas através dos clinômetros, outras duas através de par de transdutores para obter a rotação relativa das vigas com o pilar.

No mesmo gráfico encontra-se uma linha horizontal demarcatória do ponto de escoamento dos chumbadores, baseado nos ensaios de caracterização do aço dos chumbadores. Para o Modelo 1 apenas dois chumbadores puderam ser avaliados, pois os outros dois tiveram um de seus extensômetros danificados, o que impossibilitou sua avaliação ao escoamento. Os dois chumbadores, segundo a caracterização, teriam iniciado o escoamento praticamente ao mesmo tempo.

### 3.8.2. Modelo 2

De forma similar ao Modelo 1, na Figura 3.31 são dadas curvas momento-rotação que expressam o comportamento da ligação do Modelo 2, ensaiado no dia 20 de outubro de 2008, o terceiro modelo ensaiado.

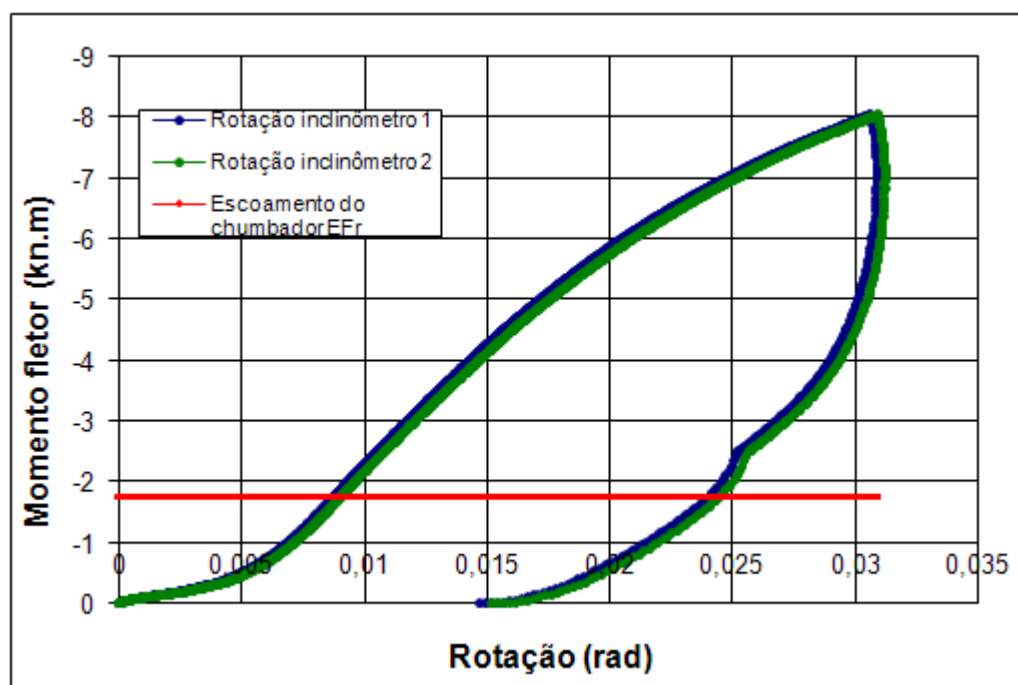


Figura 3.31 - Curvas experimentais para a ligação do Modelo 2.

Para este modelo omitiram-se os resultados obtidos com os transdutores, pois eles não apresentaram coerência nos dados e eram muito discrepantes com os dos clinômetros.

Apenas um chumbador permitiu ser avaliado o ponto de escoamento, pois quatro extensômetros foram danificados.

Este foi o modelo mais deformável, o que já era esperado, pois a almofada de policloropreno diminuiu muito a rigidez em comparação ao Modelo 1. O modelo deformado é dado na Figura 3.32.



Figura 3.32 - Amplitude da deformação do Modelo 2.

As velocidades de ensaio, bem como os valores adotados de limite de carga para cada ciclo, encontram-se na Tabela 3.13.

Tabela 3.13 - Velocidade de aplicação de carregamento – Modelo 2.

Carregamento	Carga (kN)	Etapas	Velocidade (mm/s)
Escorvamento (5% $M_R$ )	0,416	Ciclo único	0,01
20% $M_R$	1,662	1º ciclo	0,008
		Ciclo 2 à 20	0,100
60% $M_R$	4,987	1º ciclo	0,050
		Ciclo 2 à 20	0,400
100% $M_R$	8,311	Ciclo único	0,042
Parada	17,314		

A ruptura aconteceu ao tocarem-se as vigas, na tração do atuador. Pela Figura 3.31 é possível observar que a ligação estava apenas começando a escoar quando o modelo foi descarregado. Isso porque não foi prevista tal amplitude de deformação do modelo e, para não danificar a instrumentação externa, foi retirada a carga e aplicada no outro sentido. Com isso não foi possível determinar a carga de ruptura dessa ligação. Porém mesmo assim nota-se que o ponto de ruptura seria maior que o limite teórico do modelo de cálculo. Uma possibilidade seria o efeito de escala. O engaste das extremidades das vigas deve ser desconsiderado, pois tal possibilidade foi observada no ensaio e tomadas as providências necessárias para que isso não prejudicasse os resultados.

### 3.8.3. Modelo 3

Este foi o primeiro modelo a ser ensaiado, no dia 14 de outubro de 2008. Uma diferença significativa em relação aos outros modelos foi que esta ligação permitiu avaliar três dos quatro chumbadores (um dos extensômetros foi danificado). As curvas experimentais são dadas na Figura 3.33.

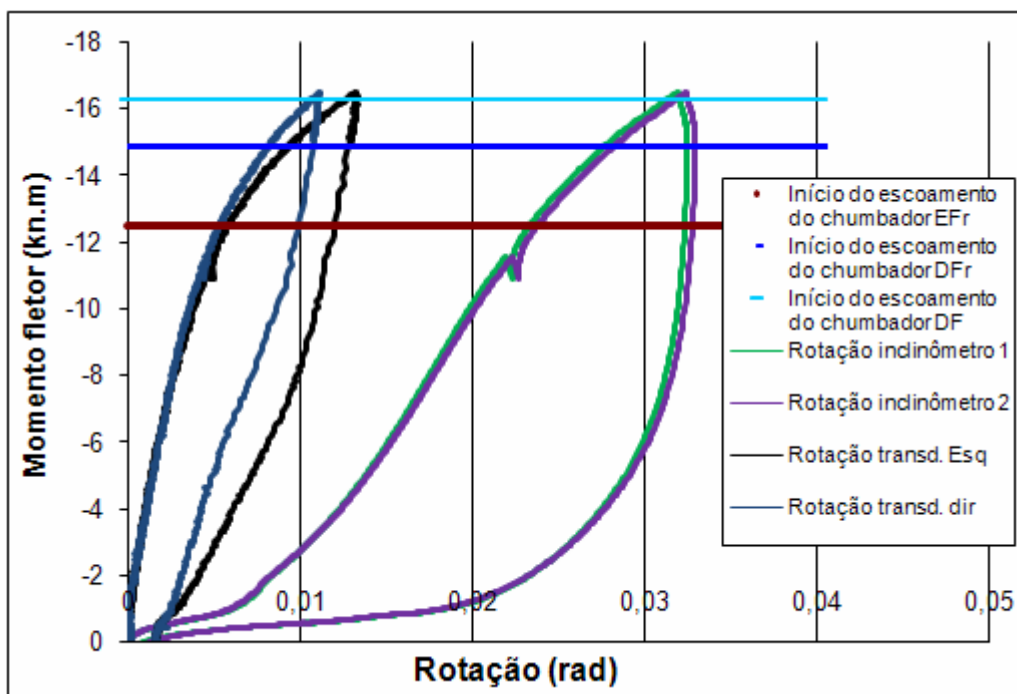


Figura 3.33 - Curvas experimentais para a ligação do Modelo 3.

Este modelo alcançou resistência maior do que os dois primeiros modelos apresentados. Isso porque, diferente dos primeiros, foram utilizados chumbadores de aço CA-50. As velocidades de carregamento e as cargas aplicadas são dadas na Tabela 3.14.

Tabela 3.14 - Velocidade de aplicação de carregamento – Modelo 3.

Carregamento	Carga (kN)	Etapas	Velocidade (mm/s)
Escorvamento (5% $M_R$ )	0,308	Ciclo único	0,005
20% $M_R$	1,232	1º ciclo	0,0083
		Ciclo 2 à 20	0,053
60% $M_R$	3,696	1º ciclo	0,016
		Ciclo 2 à 20	0,200
100% $M_R$	6,16	Ciclo único	0,042
Ruptura	35,48		



### 3.8.4. Modelo 4

O quarto e último modelo foi ensaiado no dia 23 de outubro de 2008. Todos os chumbadores permitiram avaliar seu escoamento característico. As curvas experimentais são dadas na Figura 3.34.

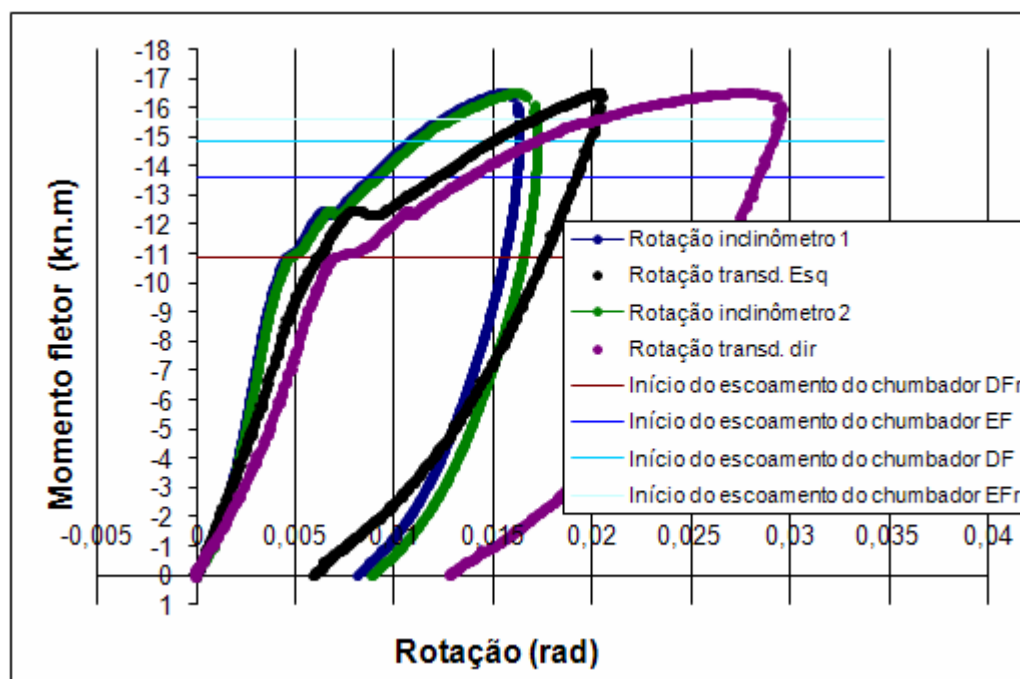


Figura 3.34 - Curvas teórico-experimentais para a ligação do Modelo 4.

Na Figura 3.35 tem-se um gráfico resumo das médias experimentais de cada modelo, enquanto que na Tabela 3.15 tem-se um resumo do momento último de cada ligação bem como a rigidez média.

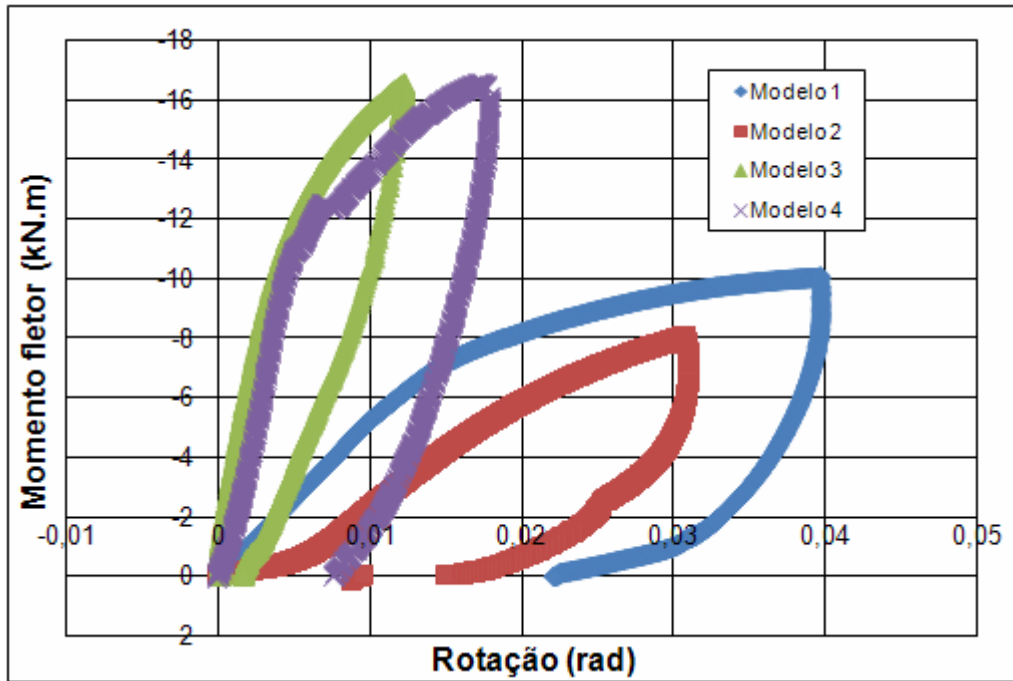


Figura 3.35 - Médias experimentais de todos os modelos.

Tabela 3.15 - Valores experimentais de rigidez e momento último de cada modelo.

	Rigidez (kN.m/rad)	Momento último (kN.m)
Modelo 1	495,5	10,06
Modelo 2	384,3	8,05
Modelo 3	828,3	16,50
Modelo 4	2441,0	16,51

Era de se esperar que o modelo 4 se apresentasse como o mais rígido dos modelos, fato que não é observado na Figura 3.35. Porém, como já foi comentado, para o modelo 3 existe a suspeita de que houve engaste das vigas após determinada deformação. Uma coerência nos resultados é o fato dos modelos 3 e 4 serem mais rígidos que os outros dois, pois seu chumbadores foram confeccionados com aço CA-50. Outro fato notável é a baixa rigidez do modelo 2, já esperada devido ao uso de almofadas de policloropreno.

## 4. Modelagem numérica

---

### 4.1. Considerações iniciais

A modelagem apresentada a seguir se ateve à análise do modelo experimental apenas no regime elástico-linear. Foram feitos modelos tridimensionais com as mesmas dimensões e propriedades físicas dos materiais, obtidas através dos ensaios de caracterização.

### 4.2. Modelos numéricos

Para simular os componentes de concreto, MIOTTO (2002) utilizou o elemento finito tridimensional SOLID65, que possui oito nós e três graus de liberdade em cada nó, que são as translações nas direções x, y e z.

O mesmo autor ainda modelou os chumbadores com o elemento finito tridimensional SOLID45, que também possui oito nós e os mesmos três graus de liberdade por nó que os do SOLID65.

Ainda para modelar o contato existente entre os elementos de concreto adjacentes e entre o chumbador e o concreto, foram utilizados os elementos finitos de contato CONTA173 E TARGE170. Estes elementos também possuem três graus de liberdade em cada nó (translações nas direções x, y e z).

A transferência de tensões tangenciais entre as duas peças em contato foi realizada segundo o modelo de atrito de Coulomb, representado na Figura 4.1.

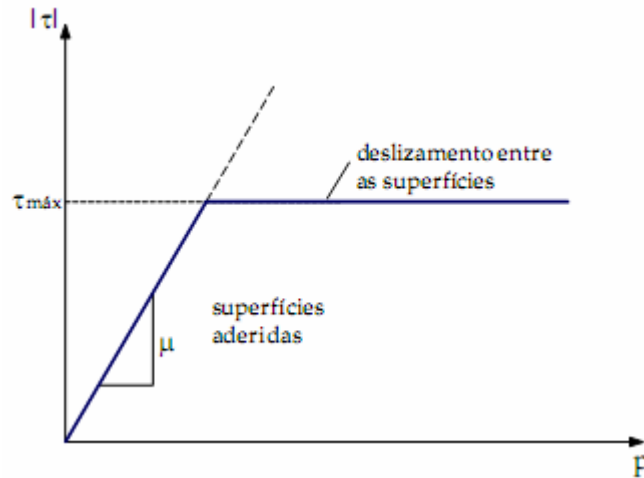


Figura 4.1 - Modelo de atrito de Coulomb (MIOTTO, 2002).

A tensão cisalhante equivalente  $\tau_{máx}$  e o coeficiente de atrito entre as superfícies de contato  $\mu$  são dados de entrada do elemento de contato CONTA173.

Sendo  $p$  a pressão de contato, a tensão  $\tau$  é dada por:

$$\tau = p \cdot \mu$$

- Parâmetros físicos aplicados ao modelo

Para o concreto, admitiu-se um coeficiente de Poisson  $\nu = 0,2$ . O coeficiente de atrito considerado entre os elementos de viga e o consolo (modelo sem almofada de apoio) foi de 0,6, segundo <sup>6</sup>ENGSTRON (1992) apud MIOTTO (2002).

---

<sup>6</sup> ENGSTROM, B. (1992a). Combined effects of dowel action and friction in bolted connections. In: WORKSHOP ON SEMI-RIGID BEHAVIOUR OF CIVIL ENGINEERING STRUCTURAL CONNECTIONS, 1992. Cost C1: Proceedings. Strasbourg, France. p. 77-98

Para os elementos de aço, a resistência ao escoamento adotada foi de  $f_y = 25$  kN/cm<sup>2</sup> para os chumbadores e  $f_y = 50$  kN/cm<sup>2</sup> para o aço das armaduras. O módulo de elasticidade longitudinal e o coeficiente de Poisson adotados foram, respectivamente, de 200 GPa e 0,3. O coeficiente de atrito adotado para o contato entre o chumbador e o concreto que o envolvia foi de 0,01, valor este pequeno devido à superfície lisa dos chumbadores, resultando em pouca aderência.

Além dos coeficientes de atrito adotados, foram definidos outros dois parâmetros: FKN e ICONT. FKN representa o fator de rigidez do contato entre as duas superfícies, controlando a penetração de uma superfície fonte em outra superfície alvo, e ICONT é um parâmetro que define um fator de proximidade inicial entre as superfícies de contato. Para os contatos entre concreto-concreto e aço-concreto foram adotados os valores de FKN = 1 e ICONT = 0,001.

### **4.3. Software e elementos**

A simulação foi feita no software Ansys 10.0. Os elementos finitos utilizados foram:

- SOLID65 (concreto dos elementos pré-moldados e aparelhos de apoio);
- SOLID45 (elementos tridimensionais de aço: ancoradores e chumbadores);
- BEAM4 (elemento unidimensional de barra que permite até seis graus de liberdade por nó; simulação da armadura);
- TARGE170 (definição de superfície “alvo” para combinação com superfície de contato CONTA173);

- CONTA173 (definição de superfície de contato para combinação com superfície “alvo” TARGE170).

Os parâmetros físicos aplicados foram os obtidos através dos ensaios de caracterização dos materiais.

Ao invés de aplicar a carga no pilar e restringir verticalmente as extremidades das vigas, como nos ensaios experimentais, optou-se por engastar o pilar e aplicar cargas simétricas nas extremidades das vigas, conforme mostrado na Figura 4.2.

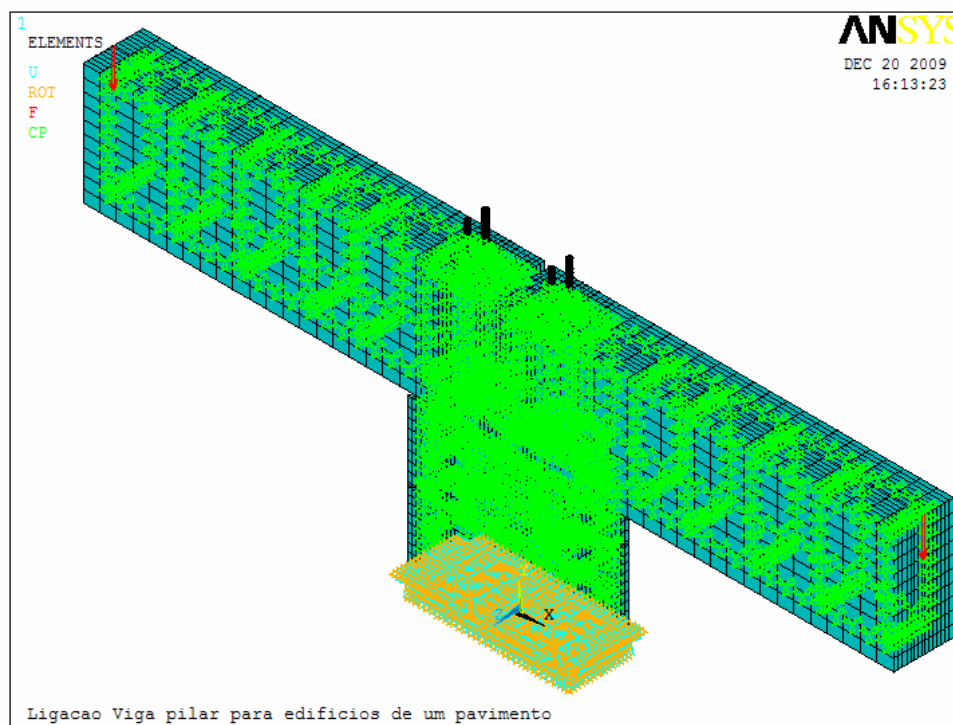


Figura 4.2 - Condições de contorno do modelo 1.

Foram reproduzidos, em elementos tridimensionais (sólidos), as vigas de concreto, o pilar, os quatro chumbadores, os dois ancoradores, um para cada par de chumbadores e as duas almofadas.

As porcas, arruelas e chapas de distribuição foram simuladas com o acoplamento de nós no topo das vigas com os chumbadores, fazendo com que os deslocamentos desses nós fossem exatamente os mesmos, restringindo um com o outro.

As armaduras foram simuladas como elementos finitos unidimensionais de barras, conforme mostrado na Figura 4.3.

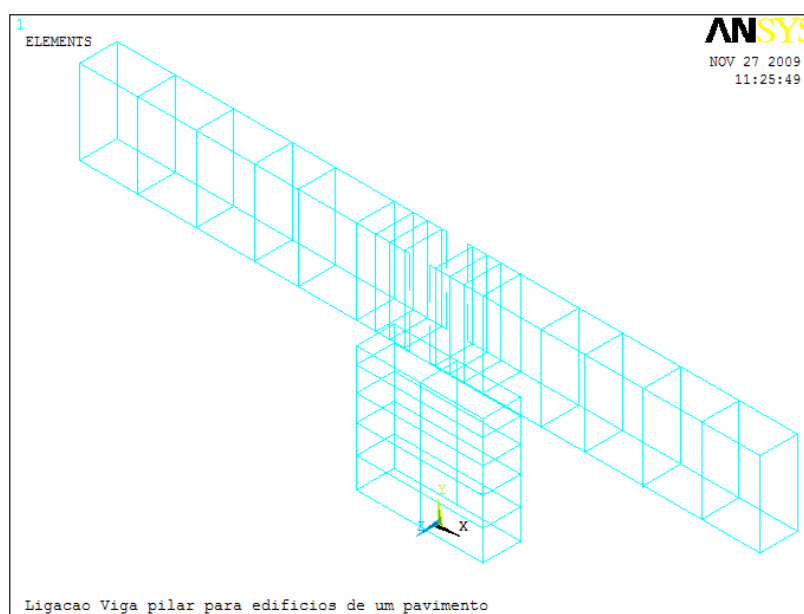


Figura 4.3 - Armadura do modelo 1.

A solidarização da armadura com o concreto foi feita acoplando-se os nós coincidentes das armaduras com os elementos de concreto. O escorregamento das barras foi desprezado.

As Figura 4.4 a Figura 4.6 mostram os ancoradores, chumbadores e aparelhos de apoio deformados, respectivamente, do modelo 1. Os valores numéricos representam as tensões principais em  $\text{kN/m}^2$ .

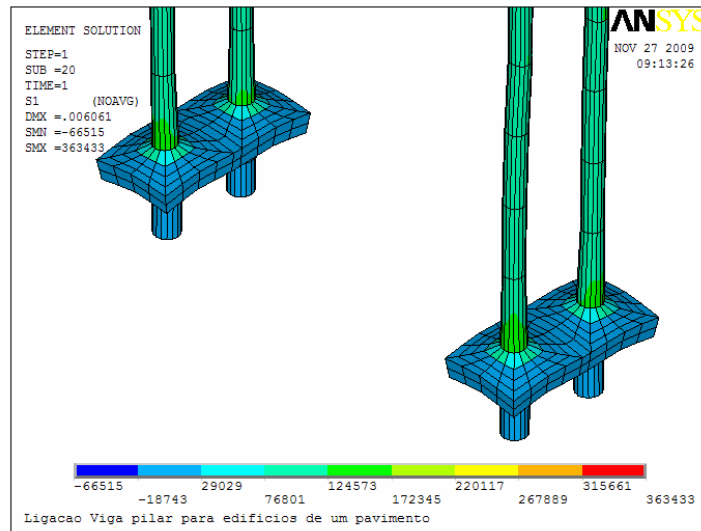


Figura 4.4 - Ancoradores e chumbadores.

Foram também acoplados os nós dos ancoradores com os nós coincidentes dos chumbadores, simulando a solda.

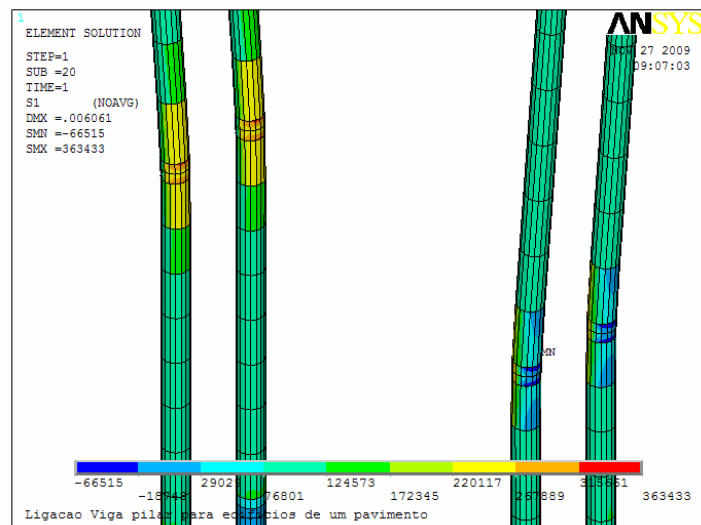


Figura 4.5 – Chumbadores na altura dos aparelhos de apoio.



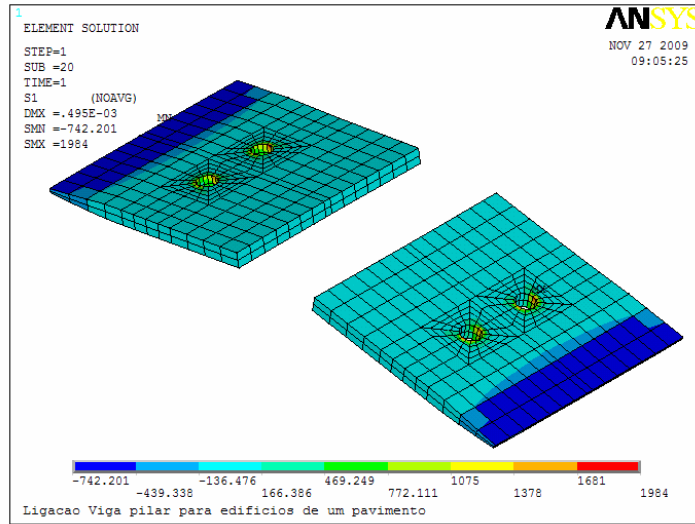


Figura 4.6 - Aparelhos de apoio.

O modelo 1 deformado é dado na Figura 4.7.

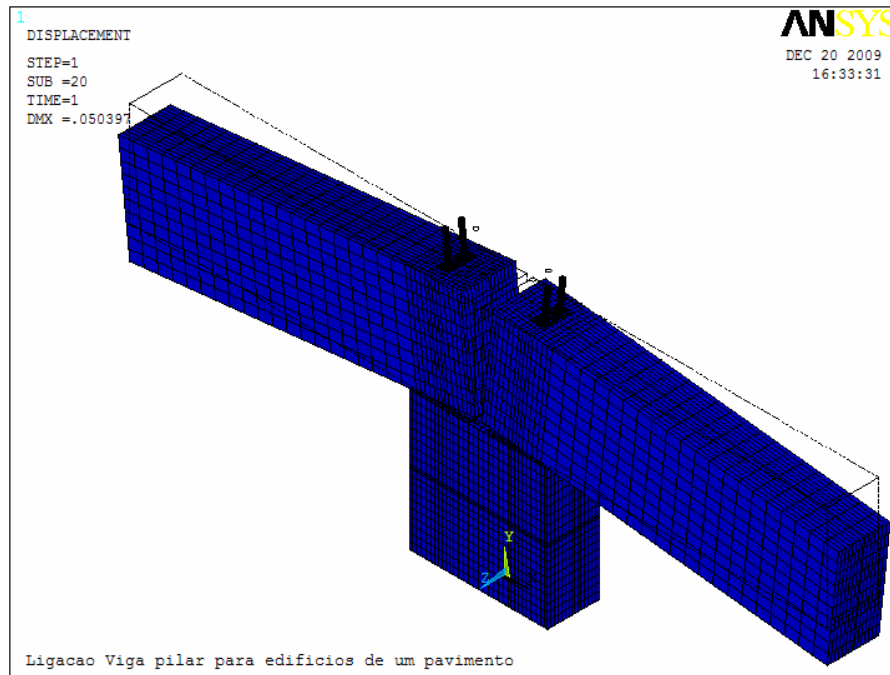


Figura 4.7 - Modelo 1 deformado.

#### 4.4. Comparação com resultados experimentais

Nas Figura 4.8 a Figura 4.11 tem-se os resultados experimentais em comparação com os obtidos através da análise numérica, modelos 1, 2, 3 e 4, respectivamente.

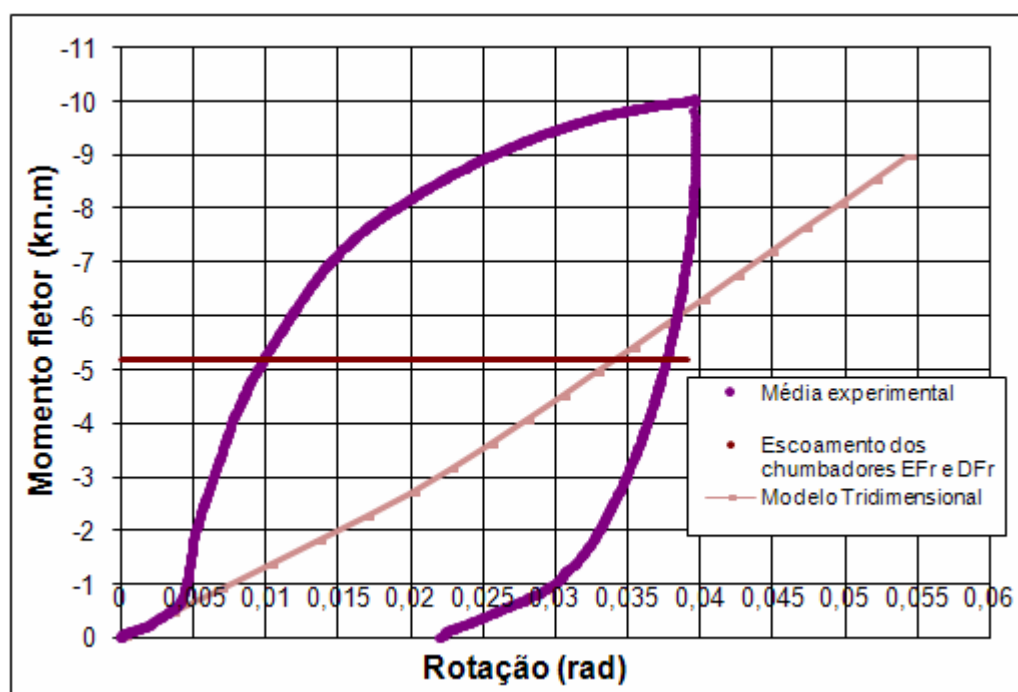


Figura 4.8 - Resultados experimental e numérico modelo 1.

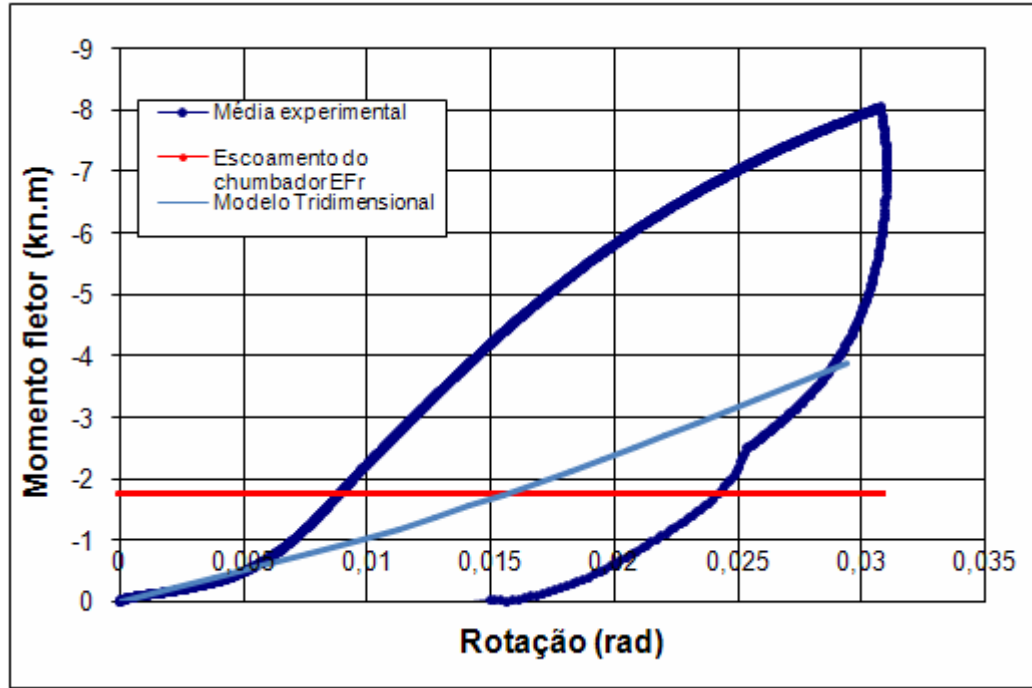


Figura 4.9 - Resultados experimental e numérico modelo 2.

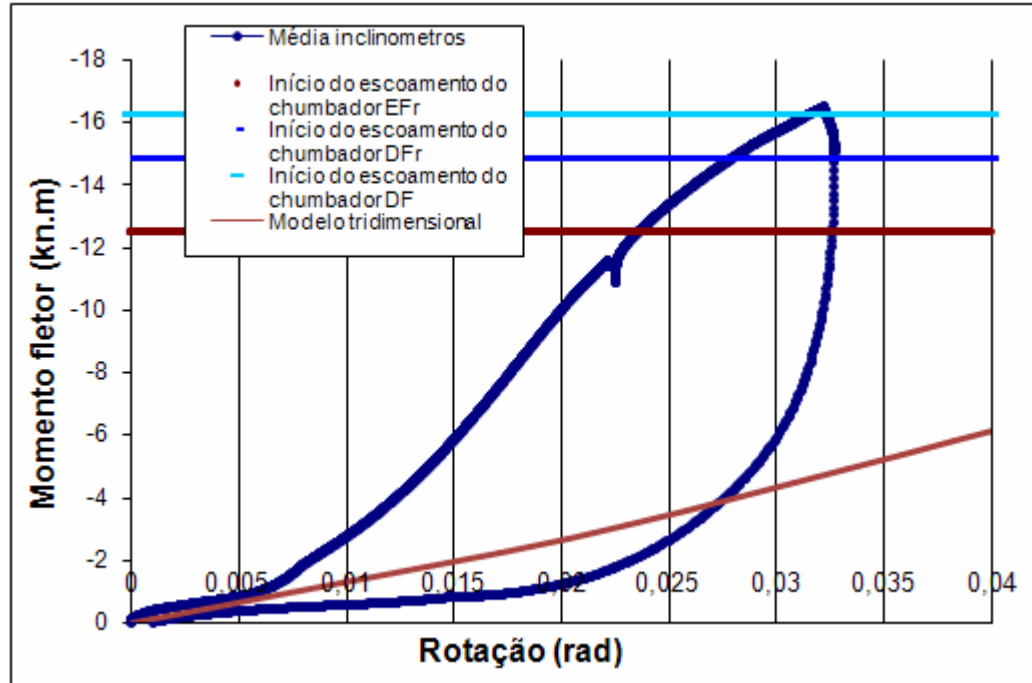


Figura 4.10 - Resultados experimental e numérico modelo 3.

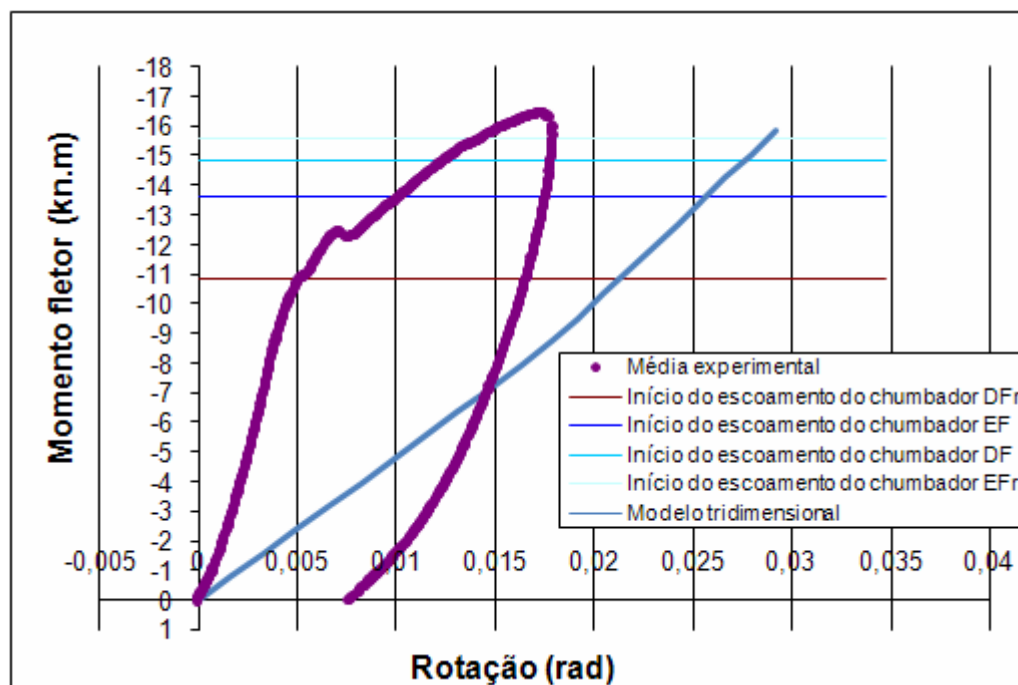


Figura 4.11 - Resultados experimental e numérico modelo 4.

Notavelmente existem problemas na modelagem numérica, pois esta reproduziu apenas a rigidez inicial de acomodação das deformações. O motivo de tal discrepância é desconhecido.

Os parâmetros físicos utilizados para cada modelo são fornecidos na Tabela 4.1:

Tabela 4.1 - Parâmetros físicos aplicados nos modelos.

	$E_c$	$V_c$	$E_s$	$V_s$	$E_{s10}$	$E_{s125}$	$E_{s5}$	$E_{SAE}$	$E_a$
	15048	0,2	183878	0,3	188935	190820	194605	170000	457,1
Modelo 2	15048	0,2	183878	0,3	188935	190820	194605	170000	254,7
Modelo 3	15048	0,2	183878	0,3	188935	190820	194605	170000	457,1
Modelo 4	15048	0,2	183878	0,3	188935	190820	194605	170000	457,1

Obs.: Valores em MPa.

Onde:

$E_c$  - Módulo de elasticidade dos elementos de concreto;

$V_c$  - Coeficiente de Poisson dos elementos de concreto;

$E_s$  - Módulo de elasticidade dos chumbadores;

$E_{s10}$  - Módulo de elasticidade das armaduras de  $\Phi$  10 mm, aço CA-50;

$E_{s125}$  - Módulo de elasticidade das armaduras de  $\Phi$  12,5 mm, aço CA-50;

$E_{s5}$  - Módulo de elasticidade das armaduras de  $\Phi$  5 mm, aço CA-50;

$E_{SAE}$  - Módulo de elasticidade dos aços tipo SAE 1020 (ancoradores);

$E_a$  - Módulo de elasticidade da almofada de apoio.



## 5. Modelo de projeto e simulações numéricas

---

### 5.1. Modelo analítico

O desenvolvimento do cálculo analítico parte do pressuposto de se poder analisar a ligação como uma seção de uma viga de concreto armado no estágio II, ou seja, com a seção fissurada. Sendo assim, sob flexão simples, a parte comprimida será resistida pelo concreto e a parte tracionada pela armadura. No caso da ligação, a diferença é que esta última será resistida pelos chumbadores (Figura 5.1).

No cálculo da tensão atuante em função das solicitações aplicadas admite-se que são conhecidas todas as características geométricas e mecânicas da seção transversal considerada. O fundamento do cálculo apresentado por FUSCO (1981) vem de algumas hipóteses básicas adotadas tais como:

- **Manutenção da seção plana**

Admite-se que dada uma determinada solicitação, a seção do elemento de concreto irá se deformar, porém manterá a forma plana inicial até o estado limite último, desde que verificada a seguinte condição:

$$\frac{l_0}{d} > 2$$

Onde  $l_0$  é a distância entre as seções de momento fletor nulo na peça e  $d$  a altura útil.

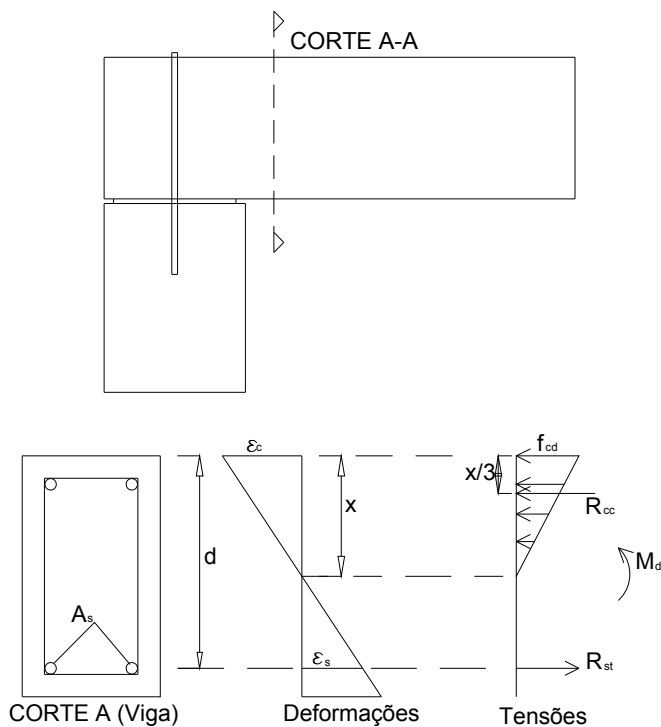


Figura 5.1 – Seção de viga.

- **Solidariedade dos materiais**

Esta hipótese admite que haja um perfeito vínculo entre as barras da armadura e o concreto. A deformação em um deles fará com que o outro componente adjacente tenha a mesma deformação.

- **Diagrama triangular para o estágio II**



Admite-se que, para o elemento estando fissurado, as tensões de compressão na seção transversal das peças submetidas a solicitações normais tenham uma distribuição de acordo com o diagrama triangular indicado na Figura 5.2.

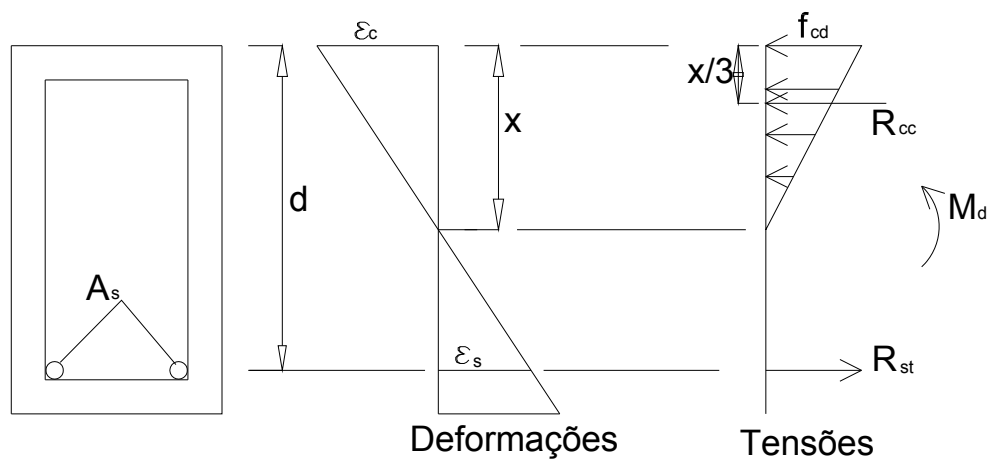


Figura 5.2 - Diagrama triangular da tensão no estágio II.

Sendo:

- $A_s$  - área da seção da armadura positiva;
- $d$  - altura útil da seção de concreto;
- $x$  - Posição da linha neutra com relação à borda mais comprimida;
- $\epsilon_c, \epsilon_s$  - Deformações específicas do concreto e do aço, respectivamente;
- $R_{cc}, R_{st}$  - Resultantes das forças no concreto e no aço, respectivamente;
- $M_d$  - Momento solicitante na seção;
- $f_{cd}$  - Tensão resistente de cálculo do concreto.

- **Diagrama retangular para o estágio III**

Admite-se, sendo esta uma simplificação satisfatória, que o diagrama de tensões parábola-retângulo, distribuição de tensões mais próxima da situação real para o estado limite último, tenha a forma retangular mostrada na Figura 5.3.

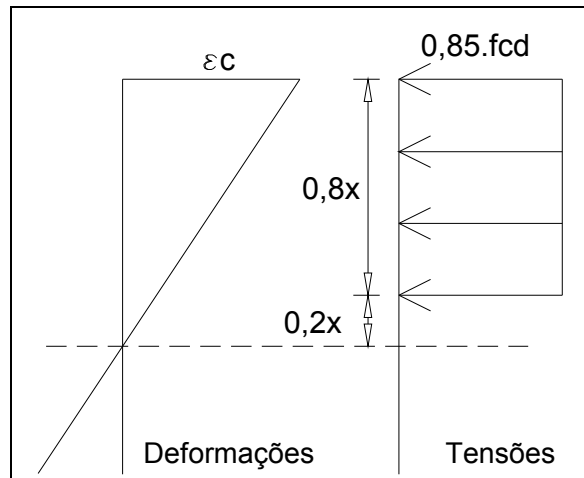


Figura 5.3 - Diagrama retangular (FUSCO, 1981).

Segundo FUSCO (1981), no trecho de altura  $0,2x$ , a partir da linha neutra, são desprezadas as tensões de compressão, enquanto que nos  $0,8x$  restantes a tensão é considerada uniforme de valor  $0,85.f_{cd}$ . Este valor de tensão é válido somente para largura constante ou crescente para a borda comprimida.

Na flexão simples, a linha neutra estará a uma profundidade  $x$  medida à partir da borda mais comprimida, cuja Equação (5.1) é dada por:

$$x = \frac{S_i}{A_i} \quad (5.1)$$

Onde:

$A_i$  - seção homogeneizada correspondente ao estágio II;

$S_i$  - momento estático da seção homogeneizada em relação à borda mais comprimida.

Consideremos a seção retangular com armadura simples dada na Figura 5.4.

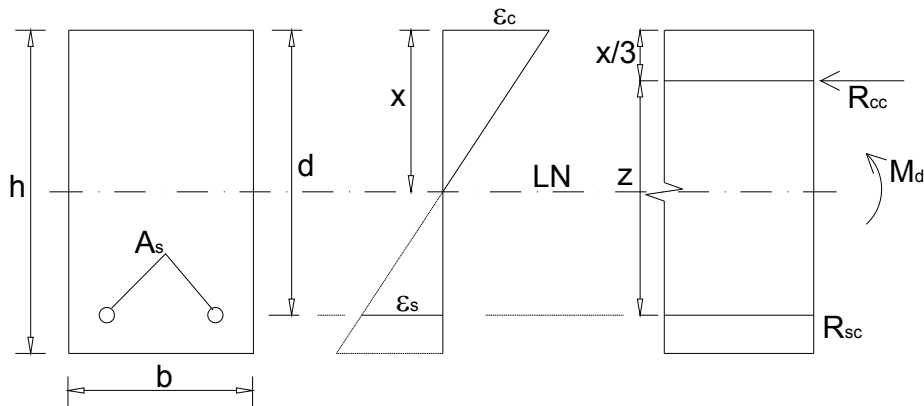


Figura 5.4 - Exemplo de seção retangular com armadura simples (FUSCO, 1983).

A área da seção homogeneizada será:

$$A_i = b \cdot x + \alpha \cdot A_s$$

Dessa forma, o momento estático da seção em relação à borda mais comprimida é dado por:

$$S_i = \frac{b \cdot x^2}{2} + \alpha \cdot A_s \cdot d$$

Sendo:

$b$  – largura da seção de concreto;

$x_i = \frac{S_i}{A_i}$  – a posição da linha neutra;

$\alpha = \frac{E_s}{E_c}$  – coeficiente de equivalência, que transforma a seção de aço numa

seção equivalente de concreto (homogeneização).

Logo:

$$S_i - A_i \cdot x = 0$$

$$\frac{bx^2}{2} + \alpha A_s d - (bx + \alpha A_s)x = 0$$

$$x^2 + \frac{2\alpha}{b} A_s x - \frac{2\alpha}{b} A_s d = 0$$

Por fim tem-se então a equação da linha neutra dada por:

$$x = \frac{\alpha A_s}{b} \left( -1 + \sqrt{1 + 2 \frac{bd}{\alpha A_s}} \right) \quad (5.2)$$

Por sua vez, o momento de inércia com relação à linha neutra vale:

$$I_i = \frac{bx^3}{3} + \alpha A_s (d - x)^2 \quad (5.3)$$

Para a determinação da rigidez, seja o esquema de deformações e curvaturas tal como mostrado na Figura 5.5.

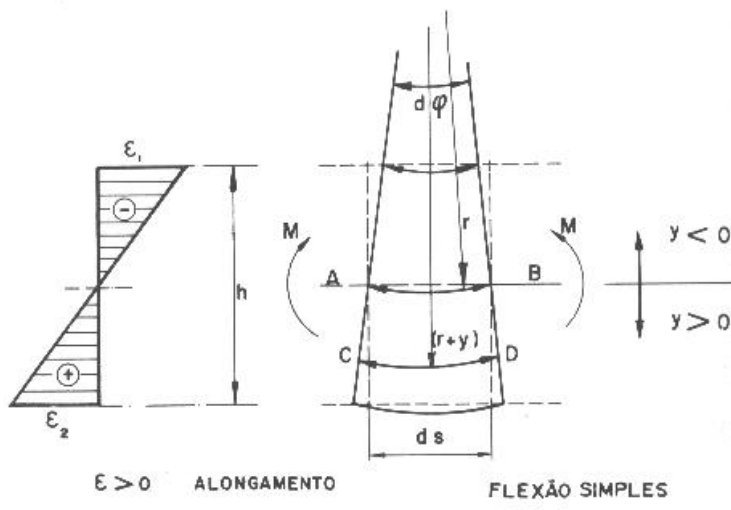


Figura 5.5 – Curvatura na flexão simples (FUSCO, 1981)

Sendo:

$h$  – altura da seção do elemento de concreto;

$\varepsilon_1, \varepsilon_2$  – deformações na seção de concreto devidas à flexão pura de compressão e tração, respectivamente;

$M$  – momento solicitante na seção;

$r$  – raio de curvatura do trecho;

$d\varphi$  – ângulo do trecho com relação ao raio de curvatura;

$ds$  – comprimento do trecho na altura da linha neutra;

$y$  – distância vertical com relação à linha neutra.

Calculando as curvaturas tem-se:

$$AB = r.d\varphi = ds$$

$$CD = d\varphi (r + y) = ds + y.d\varphi$$

$$CD = ds (1 + \varepsilon) = ds + \varepsilon.ds$$

Logo

$$y.d\varphi = ds. \varepsilon$$

$$\frac{d\varphi}{ds} = \frac{1}{r} = \frac{\varepsilon}{y}$$

$$\frac{1}{r} = \frac{\varepsilon_1}{y_c} = \frac{\varepsilon_2}{y_s} = \frac{\varepsilon_1 + \varepsilon_2}{y_c + y_s} = \frac{\varepsilon_1 + \varepsilon_2}{d}$$

$$\frac{1}{r} = \frac{M}{EI}$$

O ângulo da curvatura  $\varphi$  é dado por:  $\varphi = \frac{1}{r} \Delta s$

Sendo assim, para  $M$  constante em um trecho de comprimento  $\Delta s$  vem:

$$\varphi = \frac{M}{EI} \Delta s$$

E – Módulo de elasticidade;

$\Delta s$  – Espessura da almofada (cm).

A rigidez a momento fletor é o momento necessário para produzir um giro unitário, ou seja:

$$K = \frac{M}{\varphi}$$

Finalmente, a rigidez é dada pela Equação 5.4:

$$K = \frac{E.I_i}{\Delta s} \quad (5.4)$$

Até aqui foi apresentado o cálculo utilizado para as seções de vigas submetidas à flexão simples. De forma similar, é apresentado o cálculo para as seções das ligações.

O diagrama de deformações da seção de uma viga é ilustrado na Figura 5.6. O equacionamento é feito no estádio II, onde considera-se a seção fissurada. De igual forma é feito o equacionamento para a seção de uma ligação, onde as equações são mostradas a seguir.

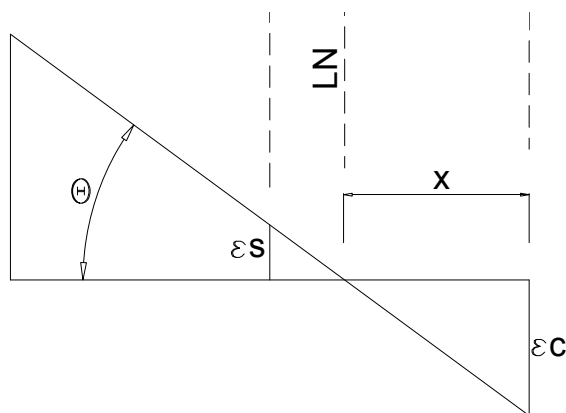


Figura 5.6 – Diagrama de deformações.

Posição da linha neutra:

$$x = \frac{\alpha \cdot A_s}{b} \left( -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{\alpha \cdot A_s}} \right)$$

Momento de inércia da seção homogeneizada em relação à linha neutra :

$$I_i = \frac{b \cdot x^3}{3} + \alpha \cdot A_s (d - x)^2$$

Finalmente, a rigidez da ligação resulta em:

$$K = \frac{R \cdot I_i}{\Delta s}$$

Onde o módulo de elasticidade E foi substituído pela rigidez dos ensaio de placa R para a seção da ligação. Nessa pesquisa este parâmetro foi obtido através dos ensaios de caracterização de placa de 15x15x1cm com carregamento distribuído, conforme mostrado no item 3.5.4 e representado pela equação 2.4.

O momento resistente da ligação é calculado considerando a seção da ligação equivalente a uma seção de viga submetida ao estágio III sujeita à flexão simples. Determina-se o momento fletor resistente fazendo o equilíbrio de ações e reações na seção, tanto pelo aço quanto pelo concreto obtém-se o menor destes valores e este será o momento resistente da ligação, conforme as equações que seguem e ilustrado na Figura 5.7:

$$M_c = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot 0,8 \cdot x \cdot b \cdot z$$

e

$$M_s = f_{yd} \cdot A_s \cdot z$$

Sendo:

$M_c$  - Momento resistente da ligação pelo concreto comprimido;

$M_s$  - Momento resistente da ligação pelo chumbador tracionado.

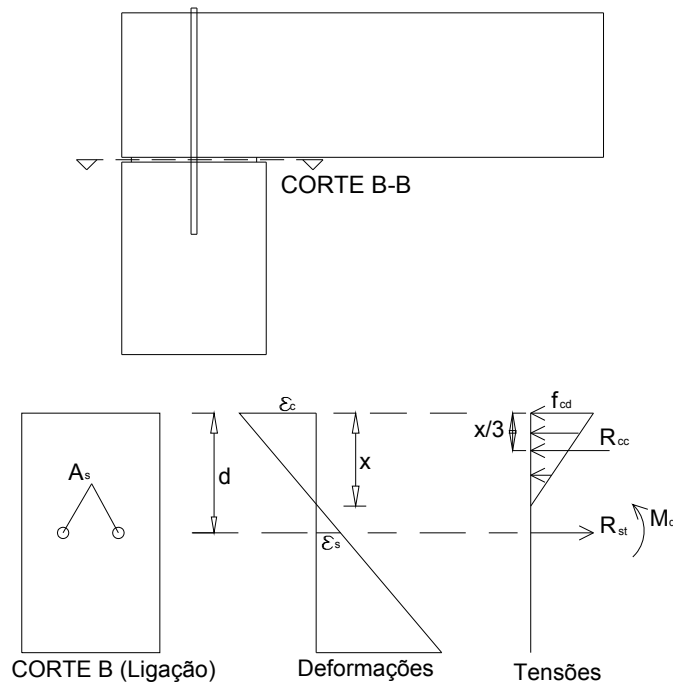


Figura 5.7 - Seção de ligação sujeita à flexão simples.

O modelo poderia ser melhorado com a consideração da força normal e o efeito de flexão do chumbador. No apêndice B está apresentada a formulação para consideração desses efeitos. Foram feitas essas considerações para alguns modelos, tendo em vista a resistência a momento fletor inferior ao valor experimental.

### 5.1.1. Modelo 1

O modelo analítico, junto com a curva da média dos resultados experimentais do modelo 1, é mostrado na Figura 5.8.



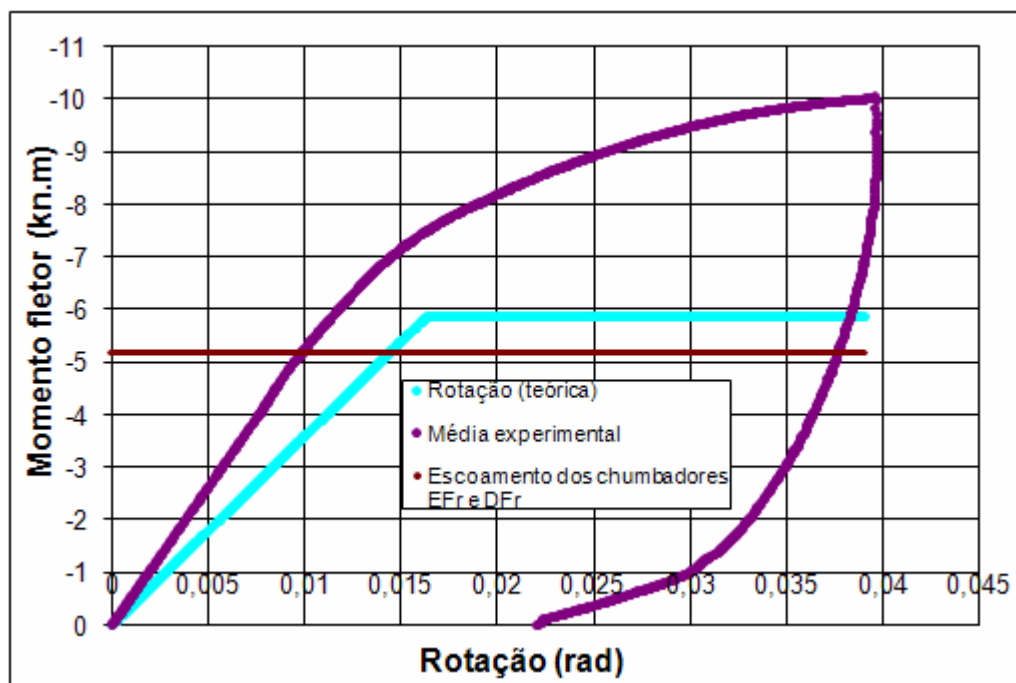


Figura 5.8 - Resultados do modelo analítico e experimental para o Modelo 1.

É importante ressaltar que o modelo de projeto levava em conta o coeficiente de longa duração do concreto (0,85) do estágio III, mais um certo coeficiente de redução de resistência obtido com os ensaio de bloco da almofada estudada por SIQUEIRA (2007), ou seja, o valor de 0,59 que levava em consideração a redução que ocorre em vista da transmissão de compressão da almofada para o concreto.

Como não foram realizados ensaios de bloco para a almofada estudada, não se tinha verificado que o valor de 0,59 não era aplicável para a resistência da ligação. Multiplicando 0,85 por 0,59 obtém-se o valor de aproximadamente 0,5. Este valor foi substituído na formulação de obtenção da curva por “1”, pois os efeitos de longa duração também não deveriam ser considerados para os ensaios da ligação.

Por isso, a ruptura da ligação, que era esperada pelo concreto, ocorreu pelos chumbadores.

Comparando a curva teórica com a curva experimental da Figura 5.8 nota-se a diferença no ponto de escoamento da ligação. O modelo de projeto está pessimista em relação à curva experimental. Não se tem certeza quanto ao motivo de tal discrepância. Mas acredita-se que o modelo, por sua redução de escala, se encontrou fora do domínio do cálculo adotado. A curva teórica foi obtida considerando o modelo sujeito à flexão composta e foi levando em conta a resistência à flexão dos chumbadores. Mesmo assim, essa previsão não se aproximou da curva experimental.

Uma última possibilidade ainda, e por sinal a mais provável, foi do possível engaste das extremidades das vigas. Estas deveriam estar apenas articuladas nos apoios, porém verificou-se que após determinada rotação, os apoios conferiram certa restrição ao giro. Uma possível prova deste efeito é dado na Figura 5.9, onde mostra a região do concreto fissurado responsável pela ruptura do modelo: as extremidades das vigas.



Figura 5.9 - Extremidade próxima ao apoio de uma das vigas do modelo 1.

### 5.1.2. Modelo 2

Resultados experimentais e analíticos são fornecidos na Figura 5.10.

Da mesma forma que no modelo anterior, foi calculado o momento resistente segundo a ligação sujeita a flexão composta e levado em conta também a resistência à flexão dos chumbadores. Existe também a possibilidade do efeito de escala ter comprometido os resultados tanto quanto o possível engastamento das extremidades das vigas.

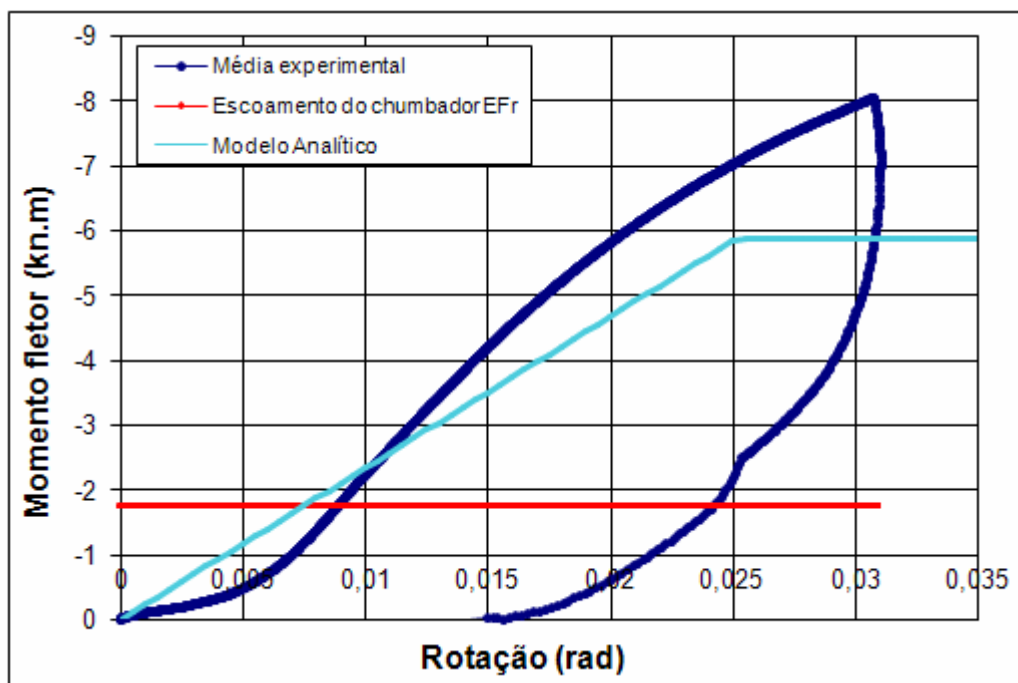


Figura 5.10 - Resultados do modelo analítico e experimental para o Modelo 2.

### 5.1.3. Modelo 3

Resultados experimentais e analíticos para este modelo são dados na Figura 5.11.

Nota-se uma diferença grande entre o valor experimental e o momento último esperado. Isso se deu por conta da previsão errônea de que a ruptura se desse primeiro no concreto, o que não ocorreu.

A ruptura ocorreu devido aos chumbadores tracionados, enquanto que o concreto somente apresentou fissuras após o segundo sentido da rotação do último ciclo, ou seja, quando o atuador tracionou o modelo de forma que as vigas se tocassem (Figura 5.12).

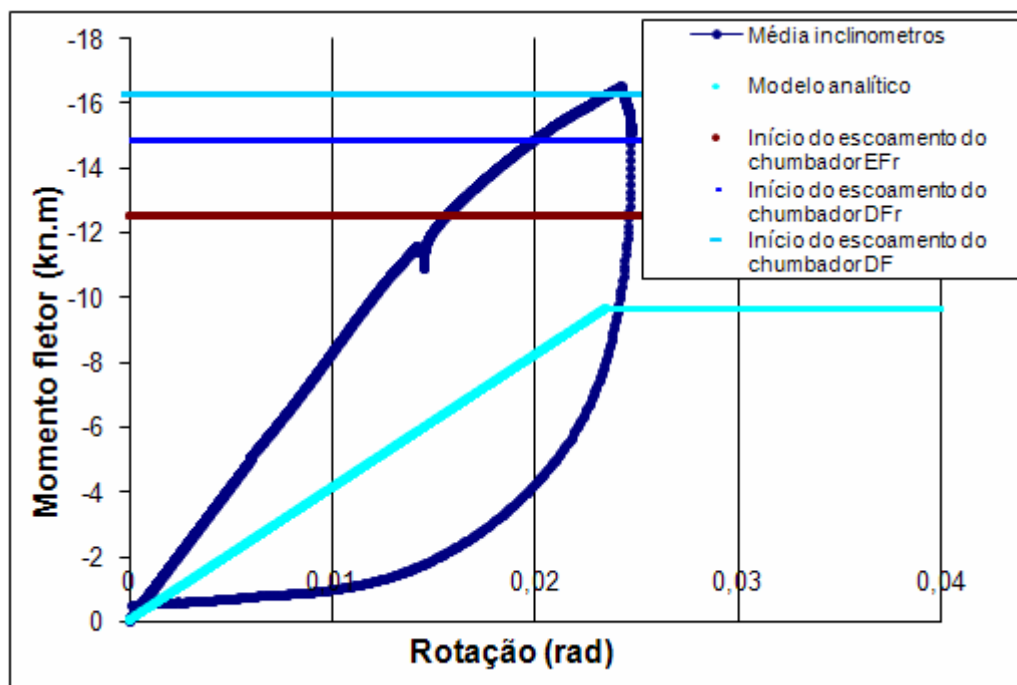


Figura 5.11 - Resultados do modelo analítico e experimental para o Modelo 3.

Mesmo sendo os chumbadores os componentes responsáveis pela ruptura, considerando a ligação submetida à flexão composta e levando em conta a resistência à flexão dos chumbadores, ainda assim o modelo de cálculo contemplando tais hipóteses não se aproximou do resultado experimental.

Novamente nota-se uma discrepância entre os resultados teóricos e os experimentais. As possibilidades para este fato são as mesmas do modelo 1. Além do possível efeito de escala, como este foi o primeiro modelo a ser ensaiado, o efeito de engaste das extremidades das vigas pode ter sido maior que no modelo 1.

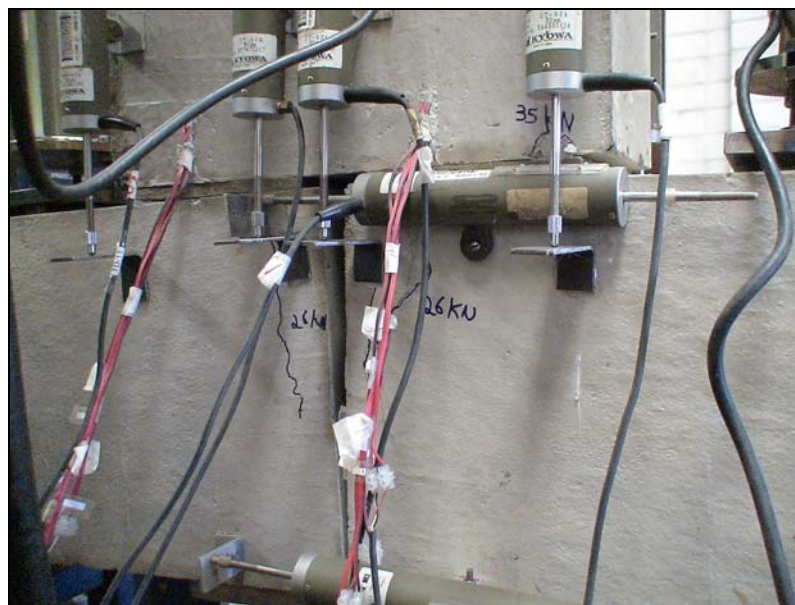


Figura 5.12 - Compressão entre vigas devido à tração do atuador.

#### 5.1.4. Modelo 4

Para o modelo 4, a média dos resultados experimentais e modelo analítico encontram-se na Figura 5.13.

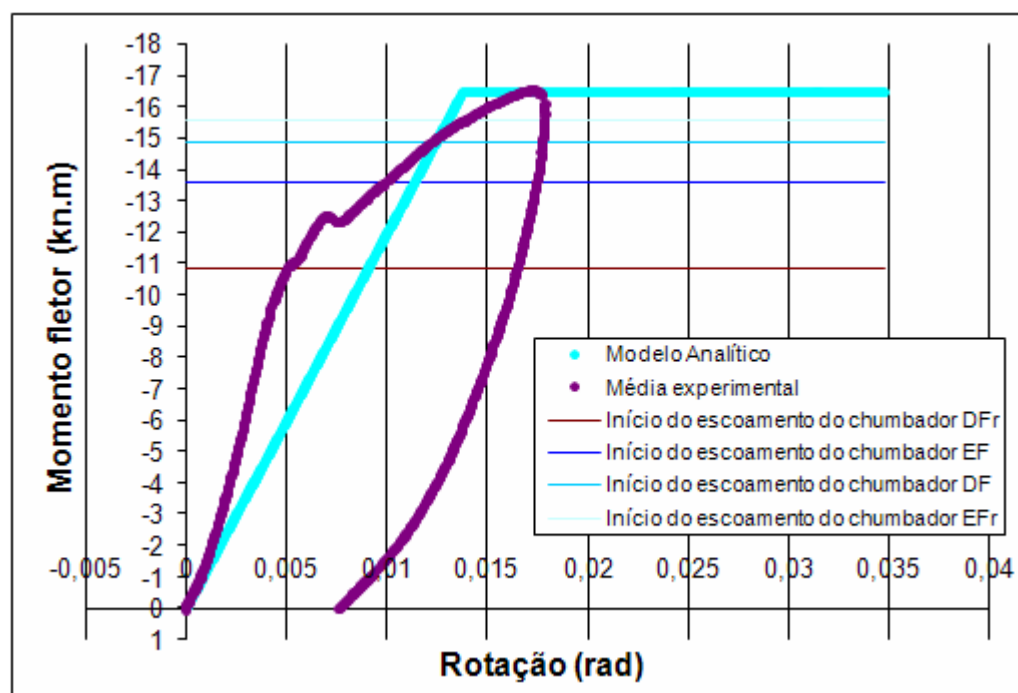


Figura 5.13 - Resultados do modelo analítico e experimental para o Modelo 4.

Como observado, este foi o modelo cujos resultados experimentais mais se aproximaram do modelo de projeto. Neste ensaio foram retirados os roletes metálicos superiores mostrados na Figura 5.14, o que permitiu a rotação (Figura 5.15). Este modelo também foi aquele cuja geometria do pilar era maior que dos demais, deixando, portanto, as duas possibilidades para sua acurácia: uma largura de apoio não reduzida e a liberdade para giro sem qualquer restrição.

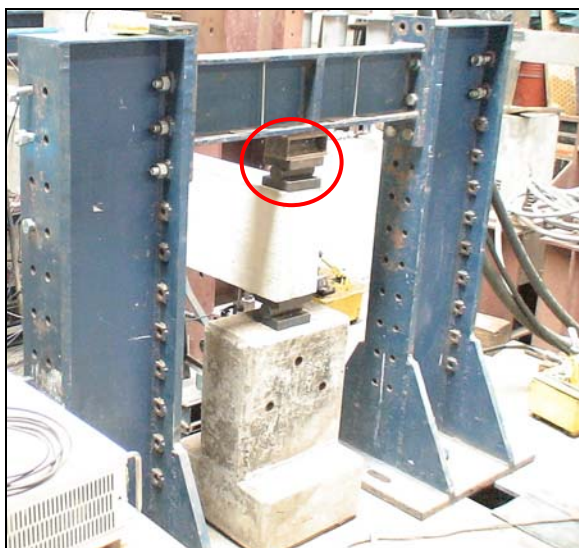


Figura 5.14 - Roletes metálicos simulando apoio sem restrição ao giro.

Para obtenção da curva do modelo de projeto da Figura 5.13 foi considerada a ligação submetida à flexão composta, mas não foi levada em conta a resistência à flexão dos chumbadores.



Figura 5.15 - Sistema de apoio modificado para Modelo 4.

### 5.1.5. Resumo das análises

Apresenta-se a seguir um resumo das análises experimentais e modelo de projeto comparando pela Tabela 5.1 as rigidezes e momentos últimos.

Tabela 5.1 - Rigidezes e momentos últimos dos modelos segundo a análise experimental versus modelo de projeto.

Modelo da ligação	Análise experimental		Modelo de projeto	
	K (kN.m/rad)	M <sub>u</sub> (kN.m)	K (kN.m/rad)	M <sub>u</sub> (kN.m)
1	495,5	10,06	409,7	5,8
2	384,3	8,05	233,7	5,8
3	828,3	16,50	410,0	9,6
4	2441,0	16,51	1194,6	16,4



## 5.2. Simulações com pórticos planos

A simulação numérica foi feita no software Ansys 10.0 considerando elementos unidimensionais de barras. Com base nos dados obtidos na revisão bibliográfica, os calculados a partir desses dados e os demais inseridos simulando um pórtico de ligação semirígida, foram obtidos os momentos fletores e deslocamentos da referida estrutura. O objetivo da variação dessa rigidez era comparar os momentos fletores nos pés dos pilares.

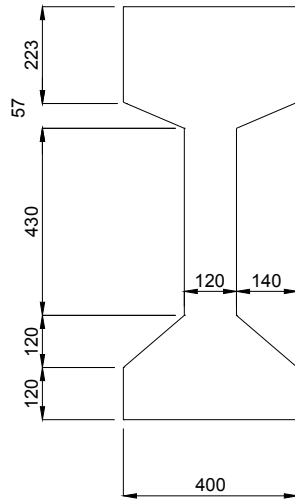
Os tipos de elementos utilizados no software foram:

- BEAM3 – Vigas e pilares;
- COMBIN7, COMBIN39 – Ligações.

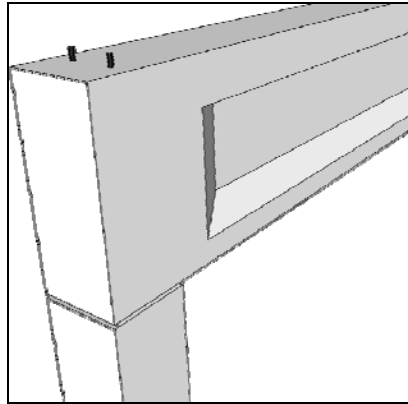
O BEAM3 tem três graus de liberdade por nó. O diagrama tensão-deformação é linear. O elemento COMBIN7 possui cinco nós e seis graus de liberdade (em cada nó sobreposto), sendo este também programado para curva tensão-deformação linear. O COMBIN39, por sua vez, é o elemento finito de ligação que permitiu impor a não-linearidade física.

Seja por exemplo uma estrutura tipo galpão de um pavimento cujas vigas superiores sustentem uma ponte rolante como a do laboratório de Estruturas da USP campus de São Carlos.

A seção da viga I95 de concreto pré-moldado e o esquema da ligação com o pilar são dados na Figura 5.16.



(a) seção da viga superior.



(b) Esquema da ligação viga-pilar.

Figura 5.16 - Viga e ligação pré-moldada.

A Figura 5.18 apresenta um esquema do equilíbrio da região da ligação com dois chumbadores que estão equidistantes da linha neutra. Além de um exemplo de galpão pré-moldado com esta configuração, foi utilizado também para comparação outro modelo utilizando quatro chumbadores, cada par com uma determinada distância da linha neutra.

O esquema de carregamento é dado na Figura 5.17, sendo  $Q_d$  a carga da ponte rolante e  $F_r$  o valor correspondente a frenagem do mesmo.

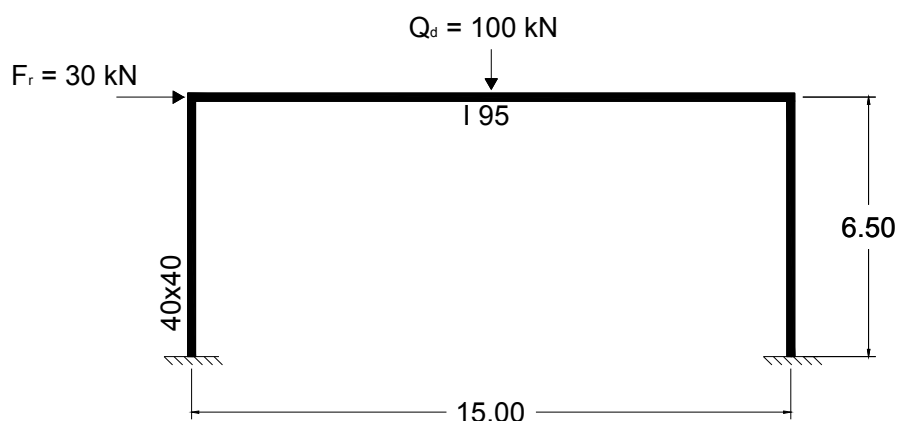


Figura 5.17 - Carregamento galpão.

Outros dados:

- Concreto C-35;
- Aço CA – 50 para chumbadores;
- Traço da almofada: V5VD2L20;
- Área da seção da Viga I 95: 2.344 cm<sup>2</sup>;
- Momento de inércia da viga: 2.488.560 cm<sup>4</sup>.

Pelo item 8.2.8 da NBR 6118/2003, para o caso em que não se tem o módulo de elasticidade determinado segundo ensaio descrito na NBR 8522, pode-se estimar o valor do módulo de elasticidade usando a expressão:

$$E_{ci} = 5600 f_{ck}^{1/2} \text{ (Eci e } f_{ck} \text{ em MPa);}$$

$$E_{ci} = 5600 \cdot 35^{1/2} = 33.130 \text{ MPa} = 3.313 \text{ kN/cm}^2$$

Para estudo da redistribuição de tensões ao longo de um pórtico, com as ligações entre os elementos pré-moldados de concreto utilizando o mesmo compósito de argamassa empregado na pesquisa, calcularam-se rigidezes e momentos fletores resistentes das ligações da estrutura, considerando estas sujeitas apenas à flexão simples.

Foi averiguado que o cálculo considerando a ligação sujeita à flexão composta com grande excentricidade, além de mais trabalhoso, apresenta resultado semelhante ao obtido com a flexão simples, fazendo com que este se torne desnecessário.

Considerando a seção da ligação sujeita à flexão simples, a geometria imposta e os diagramas de tensão e deformação considerando a seção equilibrada serão dados conforme a Figura 5.18.

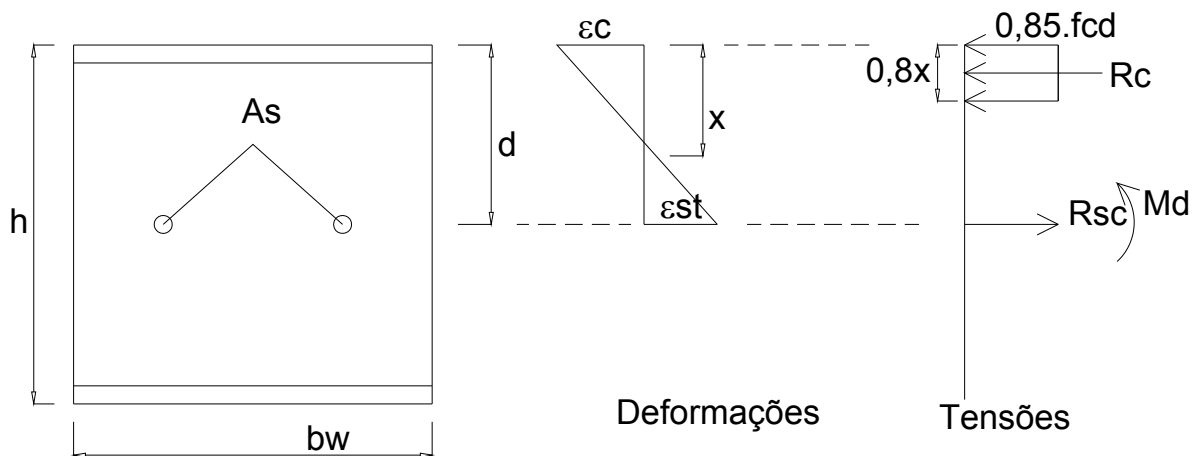


Figura 5.18 - Equilíbrio da seção da ligação viga-pilar.

Na Tabela 5.2 encontram-se as propriedades das ligações viga-pilares dos pórticos representando os edifícios do tipo galpão.

Tabela 5.2 - Propriedades das ligações viga-pilares dos modelos representando os galpões.

	Ligação articulada	Ligação semirígida com 2 chumbadores	Modelo semirígida com 4 chumbadores
Rigidez (kN.m/rad)	0	4189,54	9620,5
Momento resistente (kN.m)	0	43,63	63,70

Na Figura 5.19 encontra-se as seções das ligações considerando dois chumbadores e quatro chumbadores.

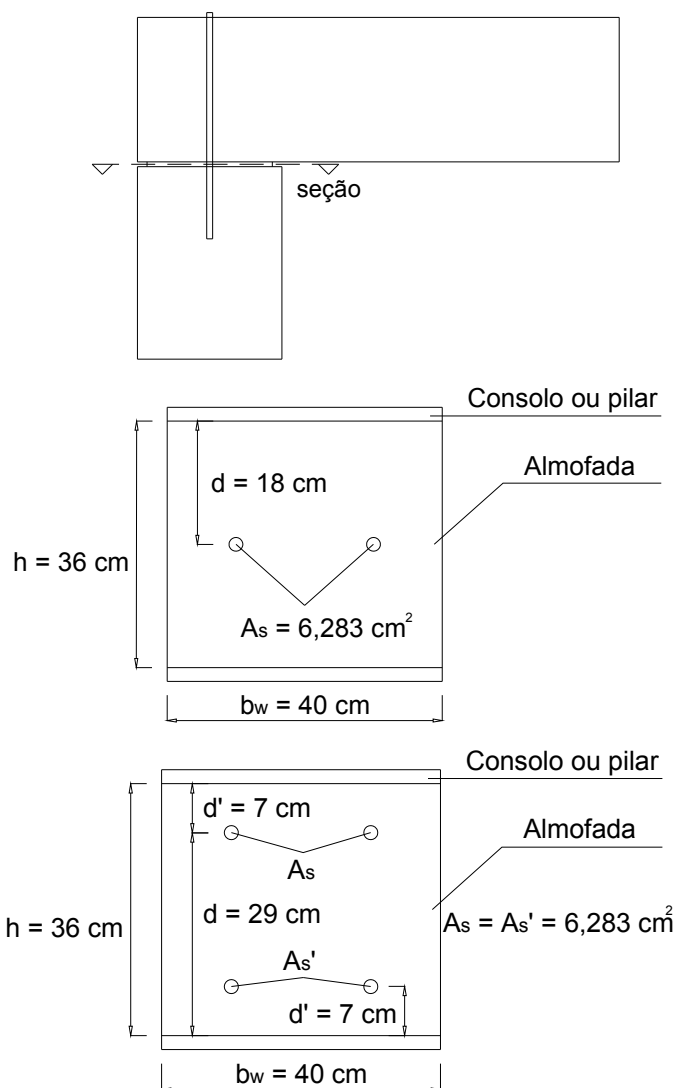
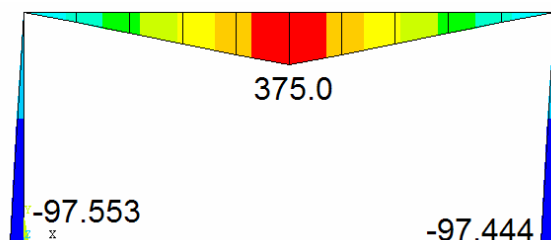


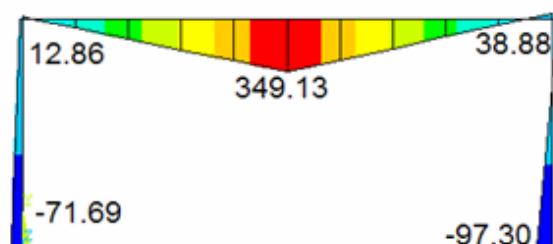
Figura 5.19 - Seção das ligações com dois e quatro chumbadores.

Na sequência são dados os diagramas de momentos fletores considerando alguns casos de rigidez nas ligações (Figura 5.20): (a) articulado com cargas da ponte rolante e força horizontal, (b) semirígido com dois chumbadores, cargas da ponte rolante e força horizontal, (c) semirígido com dois chumbadores, somente carga da ponte rolante, (d) semirígido, dois chumbadores, apenas com força horizontal aplicada (e) semirígido com quatro chumbadores, carga da ponte e força horizontal, (f)

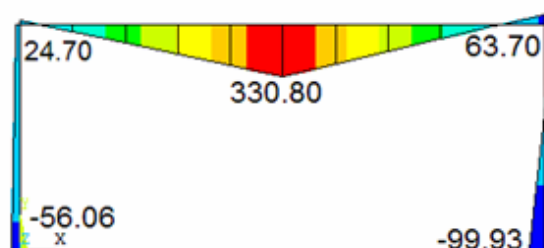
semirígido, quatro chumbadores, carga da ponte, e (g) semirígido, quatro chumbadores, força horizontal.



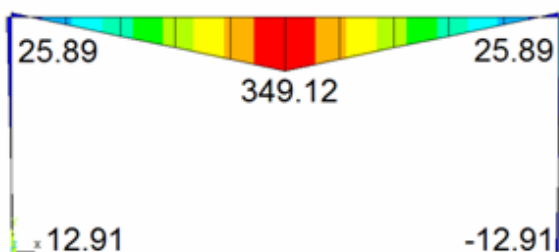
(a) Articulado, Q+F.



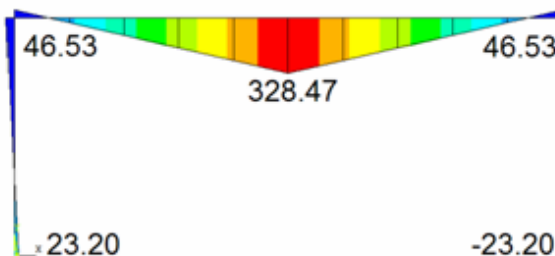
(b) Semi-rígido, 2 chumbadores, Q+F.



(e) Semi-rígido, 4 chumbadores, Q+F.



(c) Semi-rígido, 2 chumbadores, Q.



(f) Semi-rígido, 4 chumbadores, Q.



(d) Semi-rígido, 2 chumbadores, F.



(g) Semi-rígido, 4 chumbadores, F.

Figura 5.20 - Diagramas de momentos fletores para galpões de concreto pré-moldado.

Os coeficientes de mola utilizados nas ligações foram de 4189,5 kNm/rad para as ligações com dois chumbadores e 9620,5 kNm/rad para as ligações com quatro chumbadores, conforme Tabela 5.2.

Importante observar também que em nenhuma simulação de pórtico plano estão incluídos os efeitos de segunda ordem, ou seja, não está sendo considerada a não-linearidade geométrica.

Na Tabela 5.3 encontram-se resumos dos resultados obtidos. Os valores absolutos são as médias dos momentos fletores na base dos pilares e no meio do vão das vigas. As porcentagens são referentes ao caso da ligação considerada com articulada, sendo o valor percentual da redução do momento fletor em comparação ao primeiro.

Tabela 5.3 - Resumo dos momentos fletores obtidos para os galpões.

	Articulada, Q+F	2 ch, Q+F	4 ch, Q+F	2 ch, F	4 ch, F	2 ch, Q	4 ch, Q
<b>Pé do pilar (kN.m)</b>	97,50	84,49	78,00	84,49	76,25	12,91	23,20
<b>%</b>	0,00	-13,30	-20,00	-13,30	-21,79	*	*
<b>Meio do vão</b>	375,00	349,13	330,80	0,00	0,00	349,12	328,47
<b>%</b>	0,00	-6,90	-11,79	*	*	-6,90	-12,41

\*Valores cuja comparação não é conveniente.

De posse dos dados anteriores obtém-se que a rigidez da viga sobre o vão ( $EI_v/l_v$ ) é igual a 54964 kN.m/rad. Logo nota-se que esta rigidez não deveria ser considerada segundo a análise da norma NBR 9062 (2006), pois em ambos os casos, com dois ou quatro chumbadores, a rigidez da ligação está abaixo de  $0,5EI_v/l_v$ , sendo

portanto obrigatório, segundo a referida norma, fazer o cálculo desprezando essa rigidez.

Nota-se que a redução de momento na base dos pilares é bastante significativa, chegando este (para o caso da ligação com quatro chumbadores) a ser reduzido em 21,8% em comparação com o valor obtido considerando a ligação como articulada, conforme mostrado na Tabela 5.3. Para as vigas, o momento fletor no meio do vão chega a ser reduzido em 12,4% considerando a semirrigidez.

Essas avaliações fazem parecer que esse parâmetro da norma talvez esteja um tanto conservador, pois a redução das solicitações na estrutura é bastante significativa.

Importante ressaltar também que, para os pórticos com carga acidental da ponte rolante e frenagem, o momento na base de um dos pilares diminui, mas no outro as solicitações praticamente não alteram ou até aumentam em relação à estrutura articulada, como no caso do pórtico com ligações utilizando quatro chumbadores. Para este caso não haverá economia no dimensionamento da estrutura e o parâmetro da norma se demonstraria coerente.

Foram realizadas também simulações com pórticos de edifícios de múltiplos pavimentos para verificar a redistribuição de tensões também para esses casos. O decréscimo de momento fletor na base dos pilares é maior do que no caso de edifício tipo galpão, já que a quantidade de pavimentos superiores contribui para tal. Um desenho esquemático da estrutura com as ligações viga-pilar é dado na Figura 5.21.



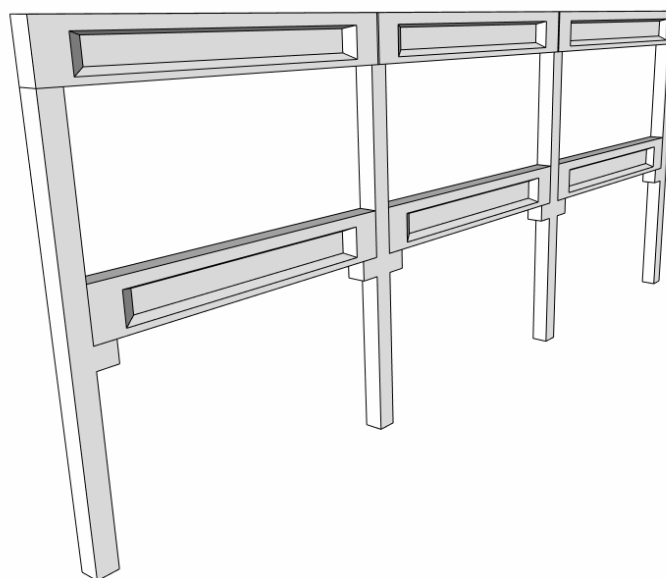


Figura 5.21 - Esquema de estrutura de edifícios de múltiplos pavimentos.

Por simplificação, a curva momento-rotação das ligações tanto do topo quanto dos pavimentos inferiores foi adotada a mesma, calculada para ligações com um consolo de 25 cm e outras ligações com consolos de 40 cm de comprimento. Essa situação não é a representada na Figura 5.21, já que a configuração das ligações do topo é diferente dos demais níveis. Na Tabela 5.4 encontram-se as propriedades das ligações e na Figura 5.22 as seções das ligações utilizando consolos de 25 cm e 40 cm.

Tabela 5.4 - Propriedades das ligações viga-pilares dos modelos representando os edifícios de múltiplos pavimentos.

	Ligação articulada	Ligação semirígida com consolo de 25 cm	Ligação semirígida com consolo de 40 cm
Rigidez (kN.m/rad)	0	1157,9	3930,9
Momento resistente (kN.m)	0	18,59	42,93

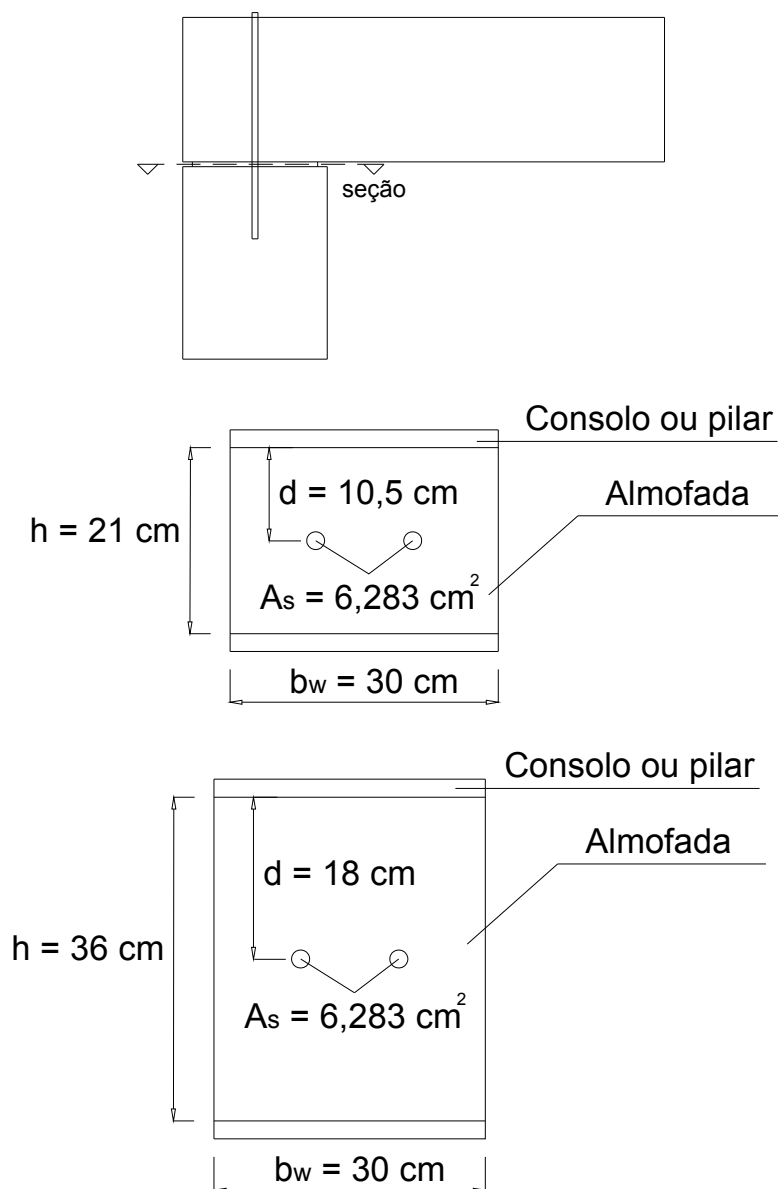


Figura 5.22 - Seção das ligações com consolos de 25 cm e 40 cm.

Os valores de cálculo dos carregamentos para um edifício de dois pavimentos são dados na Figura 5.23. As variáveis  $G$ ,  $Q$  e  $W$  correspondem, respectivamente, às cargas permanentes, acidentais e de vento.

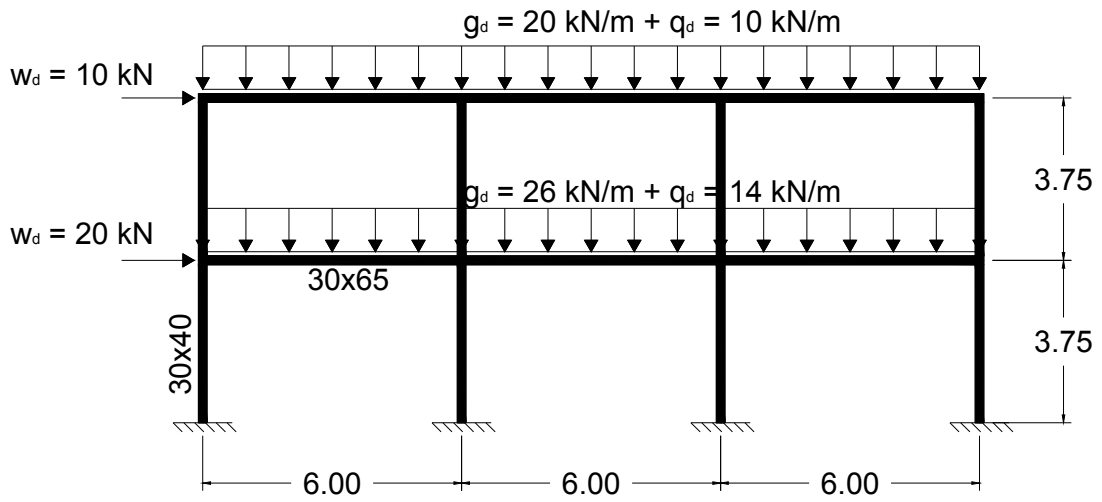
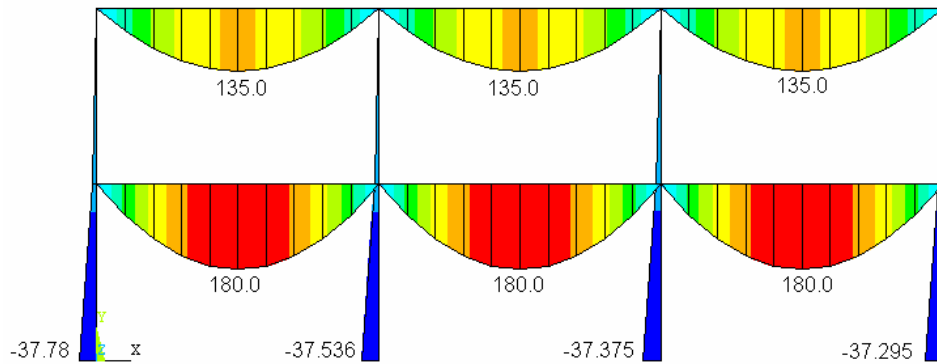
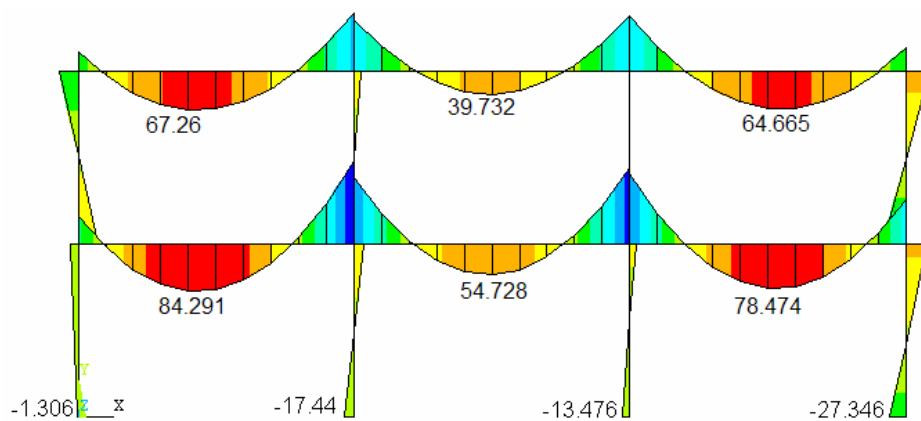


Figura 5.23 - Carregamento de um edifício de dois pavimentos e três vãos.

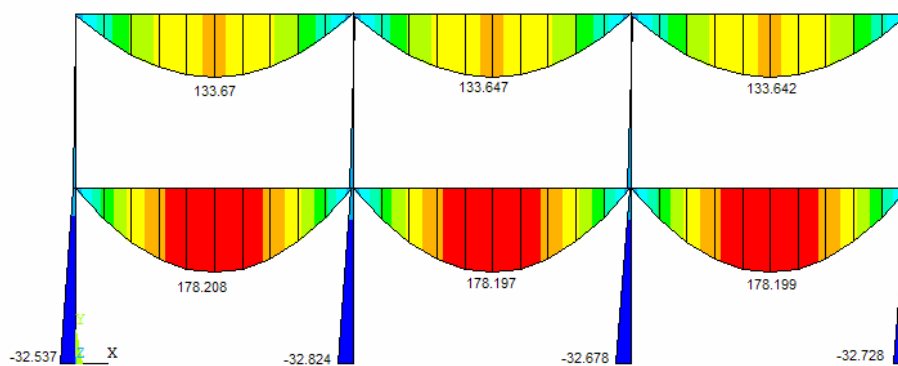
Os resultados correspondentes à estrutura anterior são apresentados nas Figura 5.24-a a Figura 5.24-d.



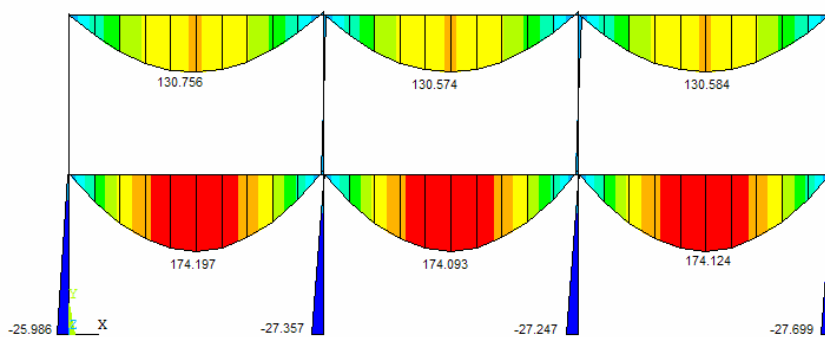
(a) Articulado WGQ.



(b) Rígido WGQ.



(c) Semirígido WGQ consolo de 25 cm.



(d) Semirígido WGQ consolo de 40 cm.

Figura 5.24 - Dois pavimentos e três vãos.

Da forma similar ao carregamento do pórtico de dois pavimentos, a seguir são dados o carregamento de um pórtico de três pavimentos (Figura 5.25) e os respectivos diagramas de momentos fletores para as mesmas rigidezes do pórtico anterior (Figura 5.26-a à Figura 5.26-d).

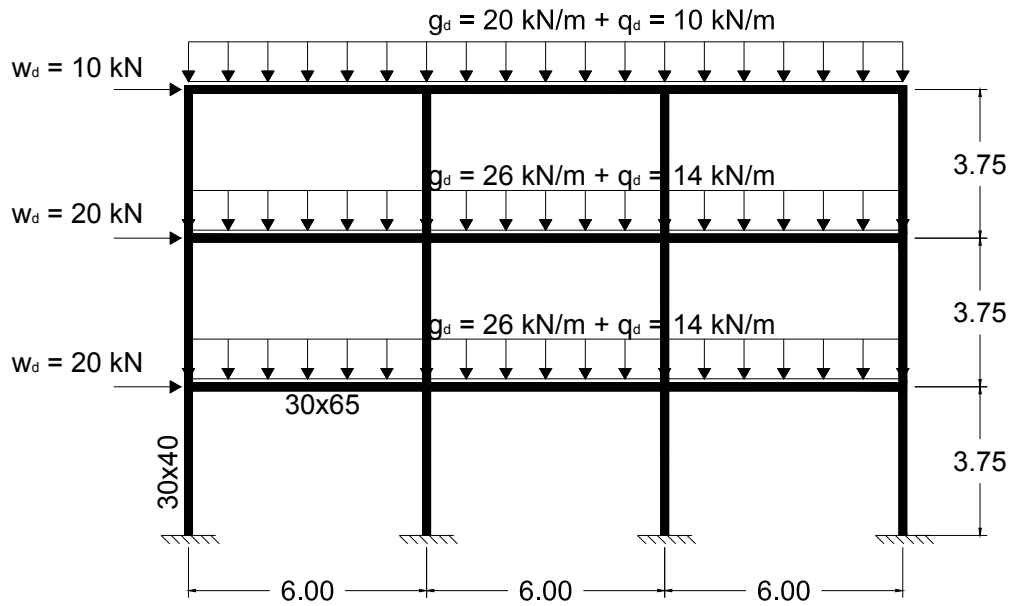
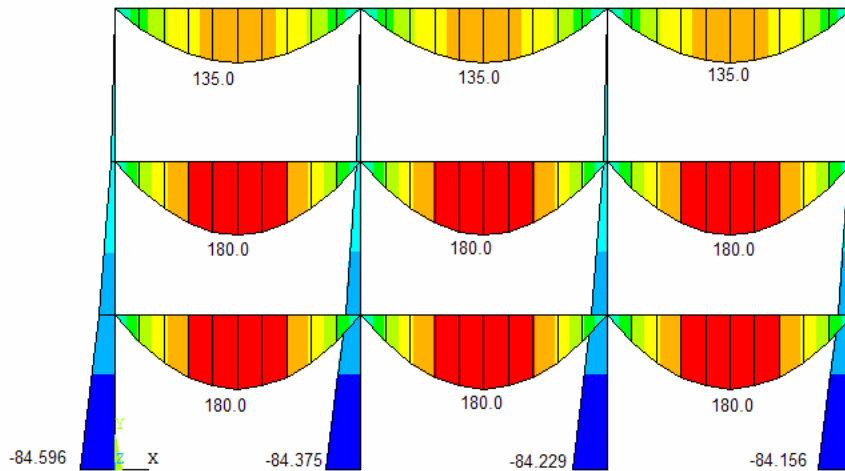
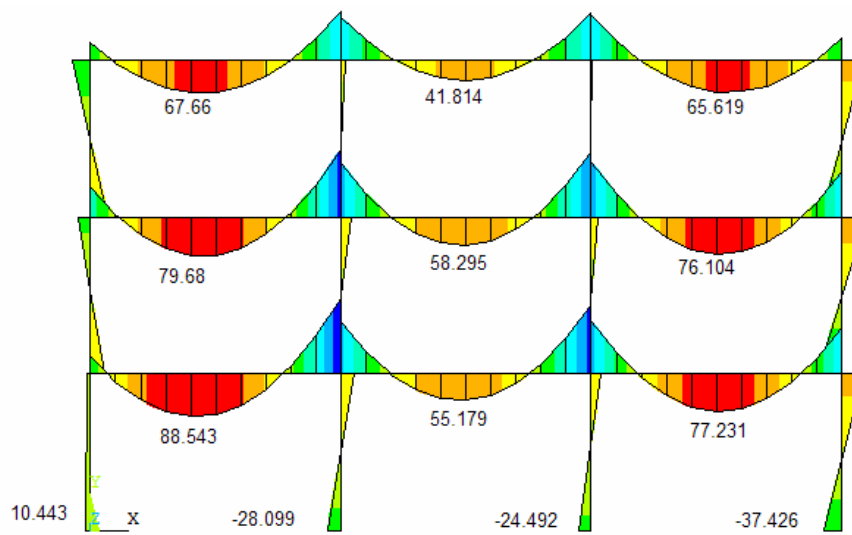


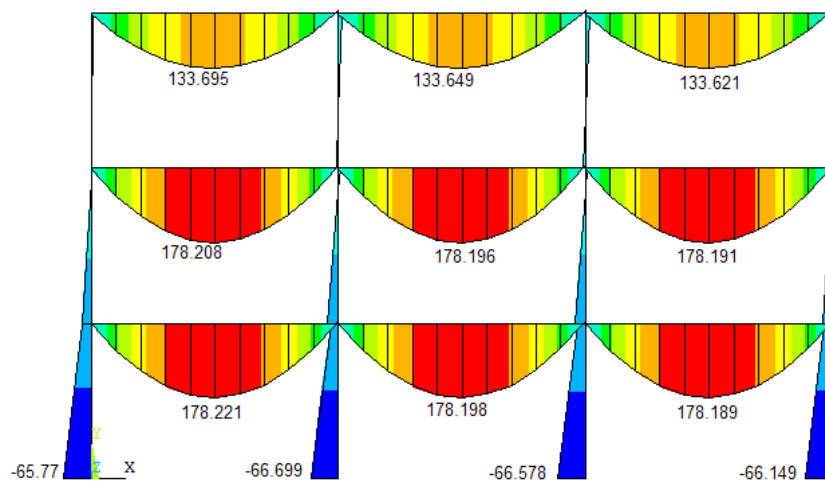
Figura 5.25 - Carregamento de um edifício de três pavimentos e três vãos.



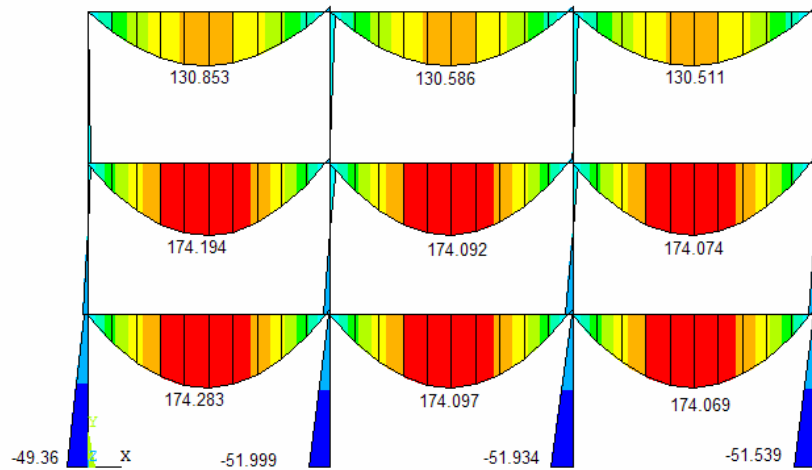
(a) Articulado WGQ.



(b) Rígido WGQ.



(c) Semirígido WGQ consolo de 25 cm.



(d) Semirígido WGQ consolo de 40 cm.

Figura 5.26 - Três pavimentos e três vãos.

Por sua vez, na Figura 5.27 a configuração de carregamento de um pórtico de quatro pavimentos e seus respectivos resultados de análise estrutural (Figura 5.28-a à Figura 5.28-d) para os mesmos casos de rigidezes estudados nos pórticos anteriores.

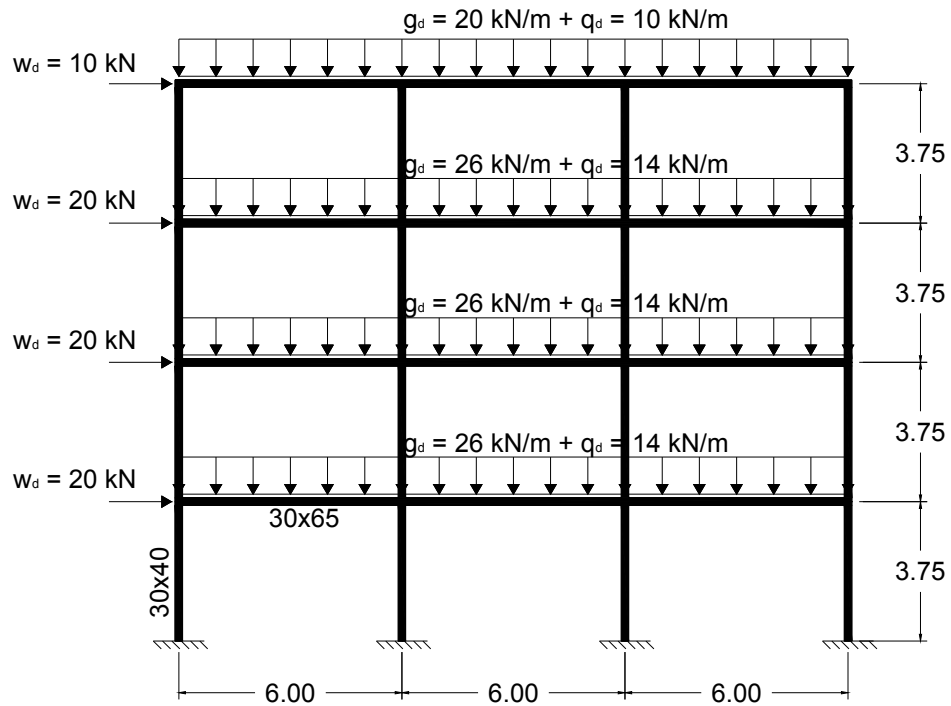
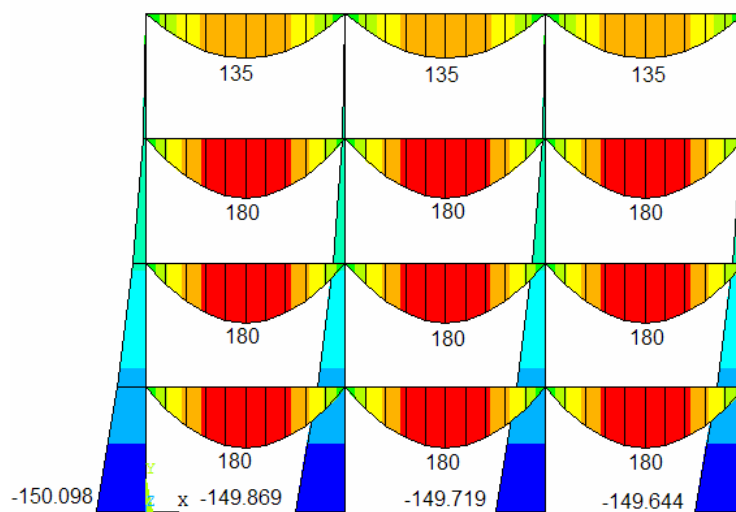
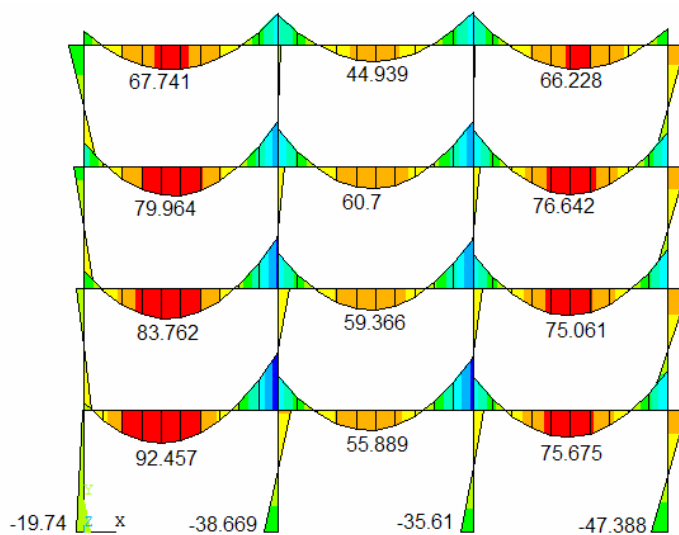


Figura 5.27 - Carregamento de um edifício de quatro pavimentos e três vãos.

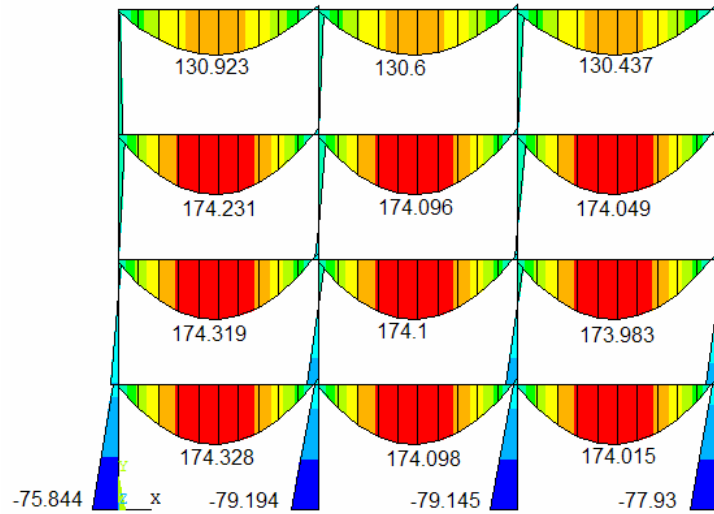


(a) Articulado, WGQ.

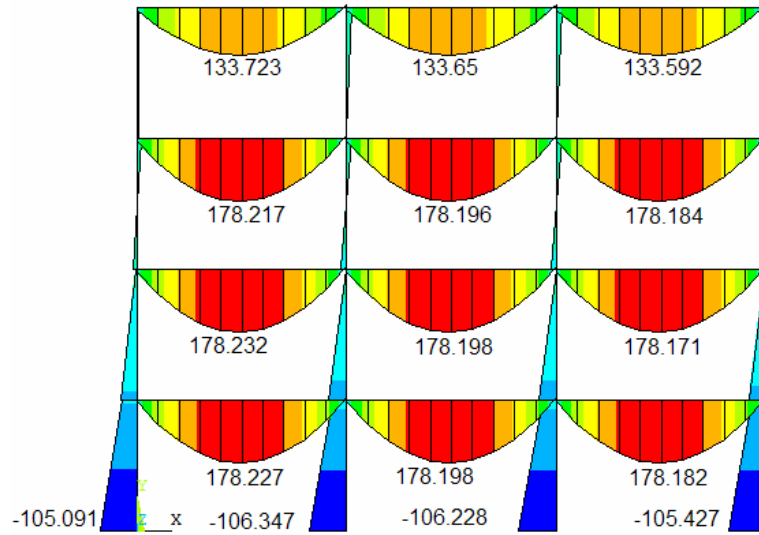


(b) Rígido, WGQ.





(c) Semirígido, consolo de 40 cm, WGQ.



(d) Semirígido, consolo de 25 cm, WGQ.

Figura 5.28 - Quatro pavimentos e três vãos.

Da mesma forma que para os pórticos de um pavimento, na Tabela 5.5 encontra-se o resumo dos resultados obtidos para a base dos pilares e, em seguida, um resumo dos resultados para o meio do vão das vigas, exceto para as de cobertura (Tabela 5.6).

Tabela 5.5 - Resumo dos momentos fletores na base dos pilares para os pórticos de edifícios de múltiplos pavimentos.

Pórtico de "n" pavimentos	Ligações articuladas	Ligações rígidas	Ligações semirígidas (consolo de 25 cm)	Ligações semirígidas (consolo de 40 cm)
2	37,50	14,89	32,69	27,07
%	0,0	60,3	12,8	27,8
3	84,34	25,12	66,30	51,21
%	0,0	70,2	21,4	39,3
4	149,83	35,35	105,77	78,03
%	0,0	76,4	29,4	47,9

Tabela 5.6 - Resumo dos momentos fletores no meio do vão das vigas para os pórticos de edifícios de múltiplos pavimentos

Pórtico de "n" pavimentos	Ligações articuladas	Ligações semirígidas (consolo de 25 cm)	Ligações semirígidas (consolo de 40 cm)
2	180,00	178,20	174,14
%	0,0	1,0	3,3
3	180,00	178,20	174,13
%	0,0	1,0	3,3
4	180,00	178,20	174,25
%	0,0	1,0	3,2

As rigidezes das ligações semirígidas utilizadas pelos edifícios de múltiplos pavimentos foi de 1157,9 kN.m/rad para as ligações com consolo de 25 cm e 3930,9 kN.m/rad para as ligações com consolo de 40 cm, conforme a Tabela 5.4.

A rigidez da viga pelo vão típico ( $EI_v/l_v$ ) foi de 37909,7 kN.m/rad.

Novamente nota-se que, segundo a Norma, as rigidezes deveriam ser desprezadas. Entretanto a sua consideração levou a uma redução do momento na base dos pilares de até 47,9% para o caso do pórtico com quatro pavimentos e consolo de 40 cm. De maneira geral, em todos os pórticos a redução do momento fletor na base

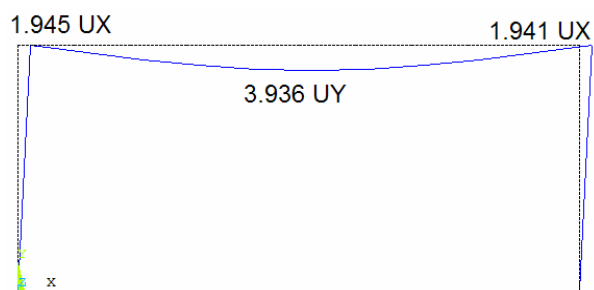
dos pilares, em comparação com o pórtico de ligações articuladas, foi muito significativa.

Apenas para o pórtico do tipo galpão, a redução do momento no meio do vão também foi significativa (até 12,4%), diferentemente das reduções de momento das vigas para os edifícios de múltiplos pavimentos que, por sua vez, somente alcançaram 3,3%. Talvez isto mostre que, de certa forma, o parâmetro da Norma seja coerente para a consideração da semirigidez para cargas verticais, pois a redução dos momentos nas vigas não é tão expressiva, mas para forças horizontais o parâmetro talvez ainda seja conservador.

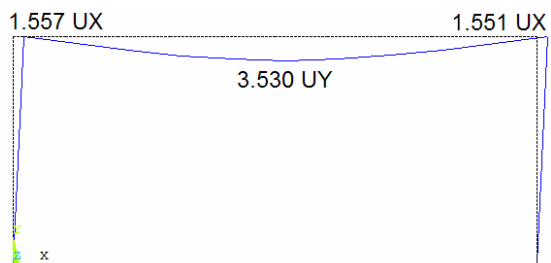
Outro fator avaliado foi também os deslocamentos dos pórticos.

Analisando a estrutura do tipo Galpão, na Figura 5.29 tem-se os deslocamentos na horizontal das extremidades das vigas e o deslocamento vertical do meio do vão, juntamente com a deformada de cada estrutura.

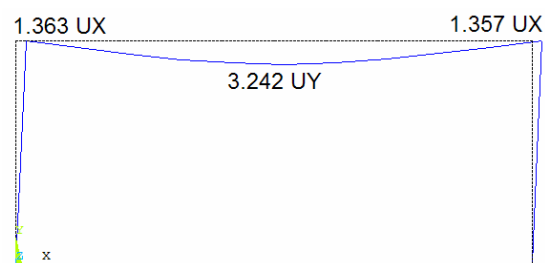
Na Tabela 5.7 tem-se o resumo dos deslocamentos para o edifício tipo galpão. Foi calculada a média de deslocamentos para as extremidades das vigas. Os valores percentuais são os acréscimos ou decréscimos em relação ao pórtico com ligações articuladas.



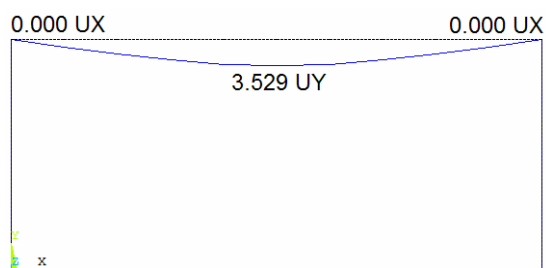
a) Articulado Q+F



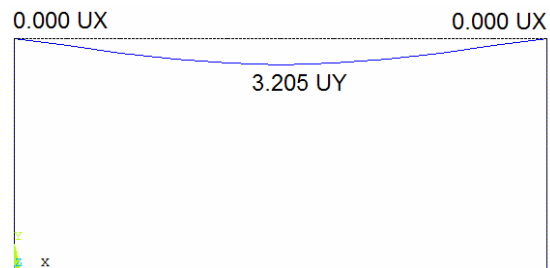
b) Semirígido, 2 chumbadores, Q+F.



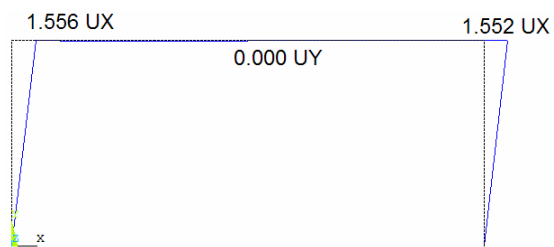
e) Semirígido, 4 chumbadores, Q+F.



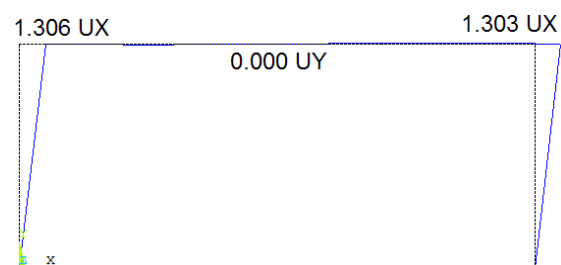
c) Semirígido, 2 chumbadores, Q.



f) Semirígido, 4 chumbadores, Q.



d) Semirígido, 2 chumbadores, F.



g) Semirígido, 4 chumbadores, F.

Figura 5.29 - Deslocamentos de deformada (valores em cm).

Tabela 5.7 – Resumo dos deslocamentos para o edifício do tipo galpão.

	Articulada , Q+F	2 ch, Q+F	4 ch, Q+F	2 ch, F	4 ch, F	2 ch, Q	4 ch, Q
Horizontal Topo do pilar (cm)	1,943	1,554	1,360	1,554	1,305	0,000	0,000
%	0,00	-20,02	-30,01	-20,02	-32,84	*	*
Vertical Meio da viga (cm)	3,936	3,530	3,242	0,000	0,000	3,529	3,205
%	0,00	-10,32	-17,63	*	*	-10,34	-18,57

Na Tabela 5.8 tem-se o resumo dos deslocamentos para os edifícios de múltiplos pavimentos. Os valores correspondem à média em centímetros dos deslocamentos no meio dos vão das vigas, excluindo-se apenas as vigas do topo da estrutura.

Tabela 5.8 – Resumo dos deslocamentos verticais para os edifícios de múltiplos pavimentos.

Pórtico de “n” pavimentos	Ligações articuladas	Ligações semirígidas (consolo de 25 cm)	Ligações semirígidas (consolo de 40 cm)
2	0,329	0,326	0,318
%	0,0	-0,9	3,3
3	0,365	0,362	0,354
%	0,0	-0,8	-3,0
4	0,413	0,409	0,401
%	0,0	-1,0	-2,9

Na Tabela 5.9, por sua vez, encontram-se os deslocamentos no topo dos pórticos para os edifícios de múltiplos pavimentos. Para esta avaliação de deslocamentos notam-se reduções significativas de deslocamento, chegando a no máximo 71,93 % de redução, em relação ao pórtico de ligações articuladas, para o pórtico de ligações semirígidas e consolo de 40 cm.

Tabela 5.9 – Resumo dos deslocamentos horizontais no topo da estrutura para os edifícios de múltiplos pavimentos.

Pórtico de "n" pavimentos	Ligações articuladas	Ligações semirígidas (consolo de 25 cm)	Ligações semirígidas (consolo de 40 cm)
2	0,01078	0,00853	0,00595
%	0,0	-20,87	-44,81
3	0,05220	0,03429	0,02024
%	0,0	-34,31	-61,23
4	0,1623	0,08724	0,04555
%	0,0	-42,25	-71,93

Na comparação entre os pórticos a consideração da semirigidez nas ligações levou a uma redução de até 32% dos deslocamentos para o edifício do tipo galpão cujas ligações estavam configuradas com dois chumbadores e com apenas força horizontal. Para o meio da viga também foi significativo, a redução chegou em até 18% para o caso da carga acidental.

Para o edifício de múltiplos pavimentos a redução no meio do vão das vigas não foi muito expressiva. Chegou a no máximo 3,3% para o edifício de dois pavimentos cujas ligações foram configuradas com consolo de 40 cm.

## 6. Considerações finais e conclusões

---

Com base nos resultados encontrados puderam ser elaboradas as seguintes conclusões:

- a) A análise experimental revelou que o modelo de projeto é mais eficaz nas ligações cuja largura do apoio não seja tão reduzida, como pode ser observado na comparação com os modelos de geometria relativamente menor ao Modelo 4. A precisão dos resultados foi satisfatória apenas neste último.
- b) A pesquisa revelou um ponto importante em qualquer domínio de simulação: um limite de aplicação, como foi constatado pela aplicação nos modelos de largura de apoio reduzida. Lembrando que o efeito de engastamento das extremidades das vigas foi também responsável pelo aumento da resistência para os modelos 1 e 3.
- c) Nas aplicações numéricas em pórticos planos constatou-se que a consideração da semirigidez conferida pela ligação estudada é expressiva. Observando o resumo dos resultados pôde-se ter uma idéia deste proveito. A diminuição do momento fletor na base dos pilares chega a 20% para galpões com até quatro chumbadores, considerando apenas força horizontal de frenagem. Mesmo para galpões com dois chumbadores, o decréscimo de 13,3% de momento representa uma economia global significativa para a obra.
- d) A consideração da semirigidez nas ligações para edifícios de múltiplos pavimentos é ainda mais significativa, chegando a uma redução de momento

fletor na base dos pilares de 29,4%, para ligações de consolos de 40 cm, em comparação com o modelo de ligações articuladas.

- e) A análise de deslocamentos nos pórticos planos também aponta o benefício da consideração da semirigidez nas ligações. Uma redução de deslocamento horizontal do topo do pórtico do tipo galpão de até 32,8% para o modelo com ligações com quatro chumbadores e somente força horizontal, e de até 71,9% para o edifício de quatro pavimentos considerando as ligações semirígidas com consolos de 40 cm.
- f) O parâmetro de consideração da semirigidez segundo a norma brasileira NBR 9062 (2006) parece um tanto conservador quanto às aplicações de forças horizontais. Mas para as vigas este parâmetro demonstrou ser coerente.

Por fim é recomendada a continuação das pesquisas com este tipo específico de ligação viga-pilar, tanto utilizando modelos em escala real nas análises experimentais quanto implementando modelos numéricos mais refinados. Sua viabilidade incentiva a elaboração de mais modelos que gerem, além de eventuais limites de aplicação do cálculo, maior confiabilidade de aplicação para obras reais.



## Referências bibliográficas

---

---

**AFRIDI, M. U. K. (1995).** Water retention and adhesion of powdered and aqueous polymer modified mortars. *Cement and Concrete Composites*. v.17, n.4, p.113-8.

**AGUIAR, E. A. B. (2010).** Comportamento de ligações viga-pilar parcialmente resistentes a momento fletor mediante chumbadores grauteados. Tese (doutorado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2010.

**AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION (1989).** *Steel construction manual*. 9<sup>th</sup> ed. Chicago, USA.

**ANSYS RELEASE 10.0 (2005).** Documentation for Ansys. 1<sup>st</sup> ed. SAS IP, Inc.

**ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2006).** *NBR 9062: Projeto e Execução de Estruturas de Concreto Pré-Moldado - Procedimento*. Rio de Janeiro.

**ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2003).** *NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento*. Rio de Janeiro.

**BALDISSERA, A. (2006).** Estudo experimental de uma ligação viga-pilar de concreto pré-moldado parcialmente resistente a momento fletor. Dissertação (mestrado). Escola de engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2006.

**BALLARIN, A. W. (1993).** Desempenho das ligações de elementos estruturais pré-moldados de concreto. Dissertação (mestrado). Escola de engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1993.

**CHEFDEBIEN A. (1998).** “Semi rigidité dès assemblages dans lês ossatures em béton préfabriqué”. CERIB Technical Report, 1998.

**CONNECTIONS, COST C1 INTERNATIONAL CONFERENCE, 1994.** Cost C1: Proceedings. Prague. p. 31-40.

**COST C1 (1996).** Composite steel concrete joints in braced frames for building. Brussels, Luxembourg.

**EL DEBS, M. K. (2000).** Concreto pré-moldado: fundamentos e aplicações. EESC – USP, São Carlos, 2000. 465p.

**EUROCODE 3 (2003).** Design of steel structures, part 1.8: design of joints. European Committee for Standardization, CEN, Brussels.

**FERREIRA, M. A. (1993).** Estudo de deformabilidades de ligações para análise linear em pórticos planos de elementos pré-moldados de concreto. São Carlos. Dissertação (mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

**FUSCO, P. B. (1981).** Estruturas de concreto. Ed. Guanabara Dois S. A. Rio de Janeiro - RJ, 1981.

**FUSCO, P. B. (1983).** Estruturas de concreto – Solicitações em serviço. v. 1. Escola Politécnica – USP, São Paulo, 1983.

**GORGUN, H. (1998).** Semi-rigid Behaviour of Connections in Precast Concrete Structures. Nottingham. PhD Thesis – University of Nottingham, United Kingdom.

**JASPART, J. P.; MAQUOI, R. (1992).** Survey of existing types of joint modelling. In: WORKSHOP ON SEMI-RIGID BEHAVIOUR OF CIVIL ENGINEERING STRUCTURAL CONNECTIONS, 1992. Cost C1: Proceedings. Strasbourg, France. p. 370-381.

**JOLLY, C. K.; GUO, M.; VIRDI, K.; (1998).** Numerical simulation precast concrete connections. In: Control of the semi-rigid behaviour of civil engineering structural connections, cost c1 international conference, 1998. Cost C1: Proceedings. Liege, Belgium. p. 527-536.

**MIOTTO, A. M. (2002).** Ligações viga-pilar de estruturas de concreto pré-moldado: análise com ênfase na deformabilidade ao momento fletor. São Carlos. Tese (doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

**MONTEDOR, L. M. (2004).** Desenvolvimento de compósito a ser utilizado como almofada de apoio nas ligações entre elementos pré-moldados. 144f. Mestrado (Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 2004

**ORDÓÑEZ, J. A. F. (1974).** Prefabricación: teoría y práctica. Barcelona, Editores Técnicos Asociados.

**SIQUEIRA, G. H. (2007).** Almofada de apoio de compósito de cimento para ligações em concreto pré-moldado. Dissertação – mestrado. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2007. 173p.

**SOARES, A. M. M. (1998).** Análise estrutural de pórticos planos de elementos pré-fabricados de concreto considerando a deformabilidade das ligações. Dissertação – mestrado. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1998.

**STANTON, J. F., ANDERSON, R. G., DOLAN, D. W., and McCLEARY, D. E (1987).** Moment Resistant Connections and Simple Connections, Projeto de Pesquisa n. 1/4 do PCI Journal, v. 32, n. 2, março-abril 1987.

**VIRDI, K. S. (1998).** Numerical Simulation of semi-rigid connections by the Finite Element Method. In: CONTROL OF THE SEMI-RIGID BEHAVIOUR OF CIVIL ENGINEERING STRUCTURAL CONNECTIONS, COST C1 INTERNATIONAL CONFERENCE, 1998. Cost C1: Proceedings. Liege, Belgium. p. 467-476.



## APÊNDICE A - Dimensionamento dos elementos de concreto pré-moldado

As dimensões dos modelos 1, 2 e 3 são dados na Figura A.1. Do modelo 4 na Figura A.2.

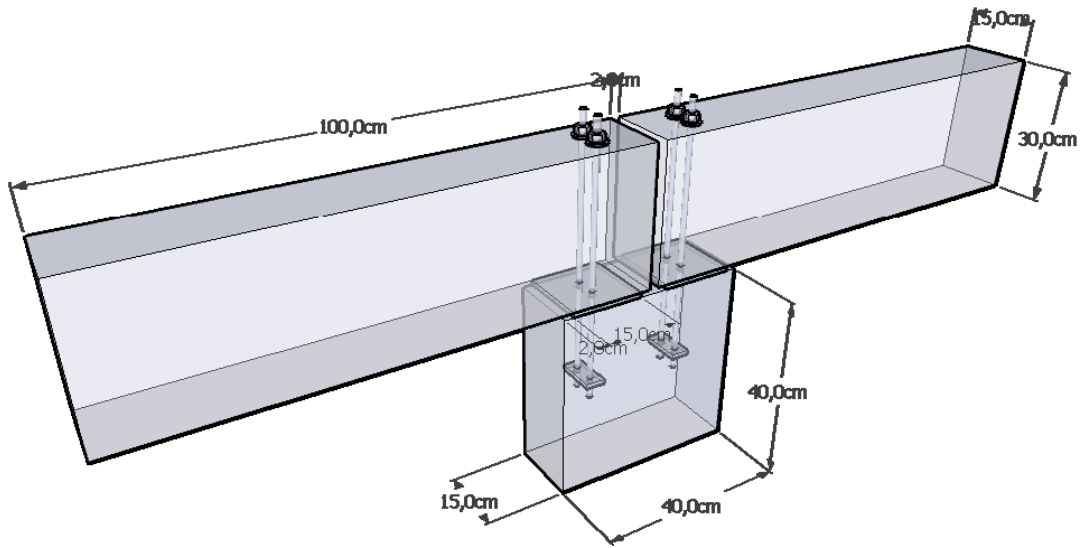


Figura A.1 – Modelo 1, 2 e 3.

Modelo 1, 2 e 3

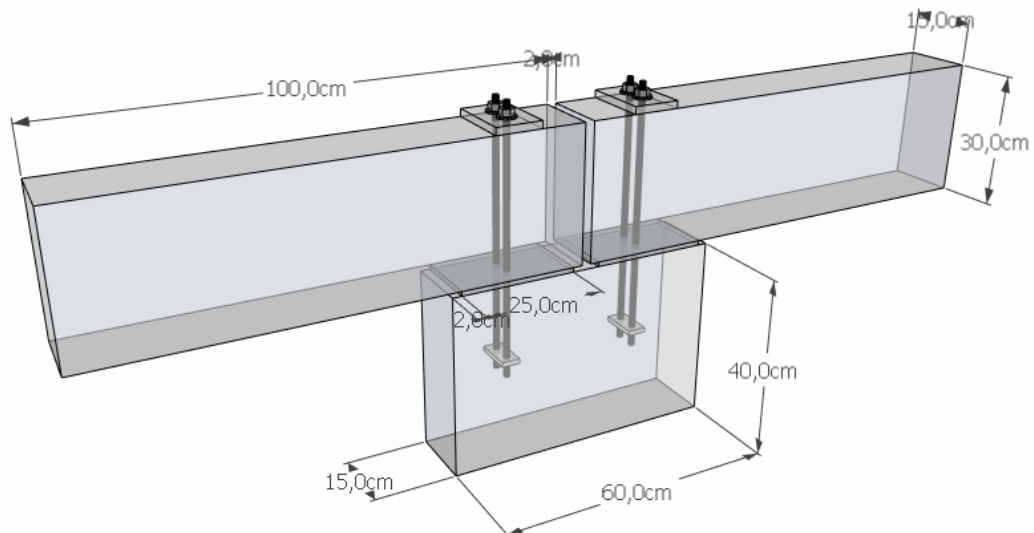


Figura A.2 - Modelo 4.

Os materiais a serem utilizados são:

- Concreto C 35;
- Aço (armadura) CA-50 e (chumbadores) CA-25 e CA-50  $\Phi 12,5\text{mm}$ ;
- Traço da almofada: V5VD2L20;
- Ancoradores aço A-36 ( $f_{yb} \approx 250 \text{ MPa}$ ) chapa 3/8" (9,5mm).

As dimensões da almofada para os modelos de 1 à 4 são dadas nas Figura A.3 e

Figura A.4.

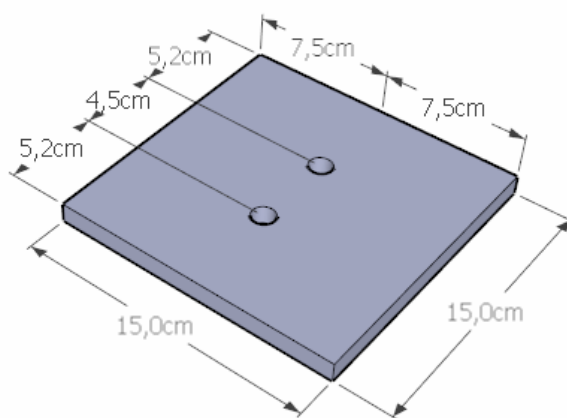


Figura A.3 – Dimensões das almofadas nos modelos 1, 2 e 3.

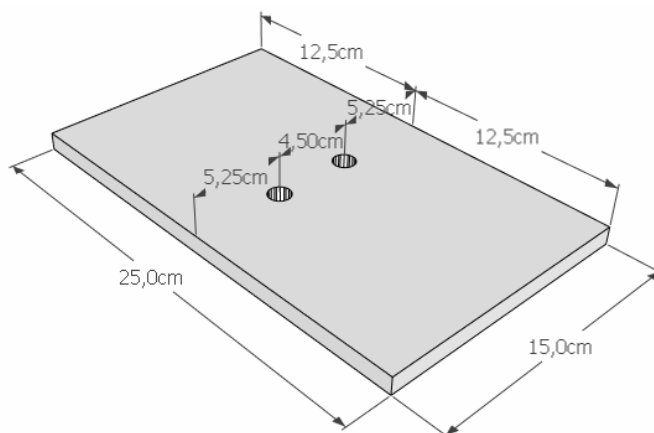


Figura A.4 – Dimensões da almofada no modelo 4.



### a) Cálculo da rigidez da ligação

Coeficiente de equivalência:

$$\alpha = \frac{E_s}{E_c} = 6,339$$

$E_c$  é o módulo de elasticidade do concreto estimado segundo o item 8.2.8 da NBR-6118/2003.

Posição da linha neutra:

$$x = \frac{\alpha \cdot A_s}{b} \left( -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{\alpha \cdot A_s}} \right)$$

$$A_s = 2 \times 1,23 \text{ cm}^2 = 2,46 \text{ cm}^2$$

$$x = 3,041 \text{ cm}$$

Momento de inércia:

$$I_i = \frac{b \cdot x^3}{3} + \alpha \cdot A_s \cdot (d - x)^2$$

$$I_i = 449,935 \text{ cm}^4$$

Rigidez da ligação:

$$K = \frac{E \cdot I_i}{\Delta s}$$

Tendo em vista os ensaios de carregamento distribuído monotônico tem-se  $E = 35,1 \text{ kN/cm}^2$ . Logo:

$$K = 15792,71 \text{ kN.cm/rad} = 157,927 \text{ kN.m/rad}$$

**b) Momento fletor máximo**

Foi calculado com base na Figura A.5 a seguir.

Pelo chumbador, o momento máximo será dado por:

$$M_s = f_{yd} \cdot A_s \cdot z$$

$$z = d - 0,4 \cdot x = 6,284 \text{ cm}$$

$$A_s = 2,46 \text{ cm}^2$$

$$f_{yd} = \frac{25 \text{ kN/cm}^2}{1,15} = 21,74 \text{ kN/cm}^2$$

$$M_s = 335,2631 \text{ kN.cm} = 3,353 \text{ kN.m}$$

Utilizando aço CA-50:

$$f_{yd} = \frac{50 \text{ kN/cm}^2}{1,15} = 43,48 \text{ kN/cm}^2$$

$$M_s = 672,115 \text{ kN.cm} = 6,721 \text{ kN.m}$$

Pelo concreto o momento será dado por:

$$M_c = 0,5 \cdot f_{cd} \cdot 0,8 \cdot x \cdot b \cdot z$$

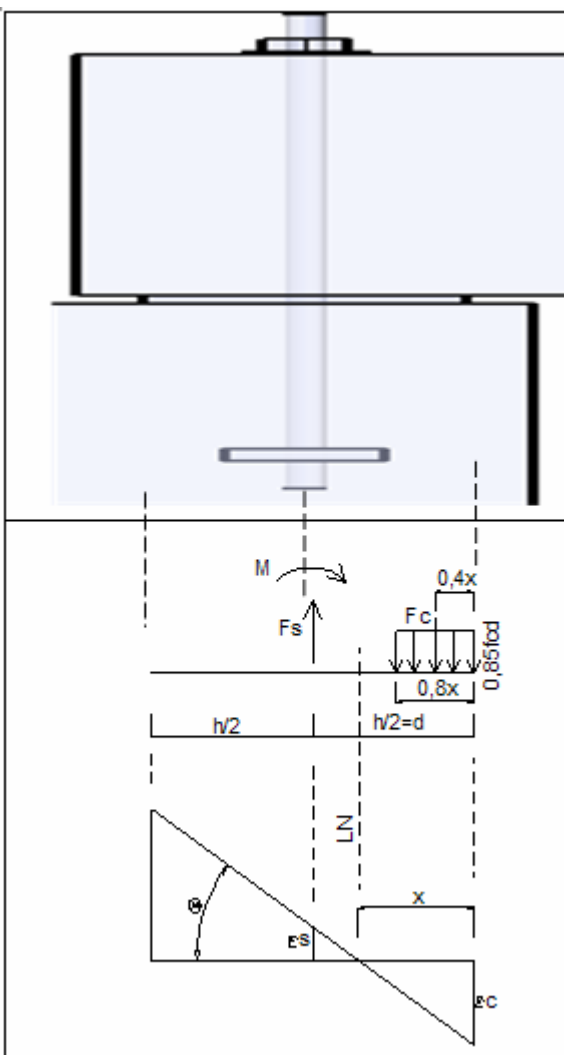


Figura A.5 – Seção do pilar

$$M_c = 0,5 \cdot \frac{3,5 \text{ kN/cm}^2}{1,4} \cdot 0,8 \cdot 3,041 \text{ cm} \cdot 15 \text{ cm} \cdot 6,284 \text{ cm}$$

Sendo  $f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1,4}$  e, por sua vez, 0,5 o valor determinado na compressão de

blocos do traço da argamassa V10PP4L30, ensaiado com bloco liso e almofada (SIQUEIRA, 2007).

$$M_c = 286,643 \text{ kN.cm} = 2,8664 \text{ kN.m}$$

Sendo  $M_s > M_c$ , o momento fletor máximo que a ligação irá suportar será de 2,8664 kN.m.

Importante ressaltar que para o modelo 4 a geometria do pilar muda e consequentemente a resistência a momento fletor da ligação também. Sendo assim, a resistência a momento fletor devido ao concreto comprimido fica:

$$x = \frac{6,339.2,46cm^2}{15cm} \left( -1 + \sqrt{1 + \frac{2.15cm.12,5cm}{6,339.2,46cm^2}} \right)$$

$$x = 4,163 \text{ cm}$$

$$z = d - 0,4.x = 10,835 \text{ cm}$$

$$M_c = 0,5 \cdot \frac{3,5kN/cm^2}{1,4} \cdot 0,8.4,163cm.15cm.10,835cm$$

$$M_c = 676,592 \text{ kN.cm} = 6,766 \text{ kN.m}$$

Devido ao chumbador:

$$M_s = f_{yd} \cdot A_s \cdot z$$

$$M_s = \frac{50kN/cm^2}{1,15} \cdot 2,46cm^2 \cdot 10,835cm = 1158,87 \text{ kN.cm} = 11,589 \text{ kN.m}$$

### c) Armadura do pilar

O dimensionamento dos elementos de concreto pré-moldado foi feito de modo que haja ruptura na ligação muito antes das peças de concreto armado sofrerem qualquer deformação. Por isso o super-dimensionamento da armadura foi proposital.

- Cobrimento nominal

Segundo a NBR 9062:2006, item 9.2.1.1, para concretos de elementos pré-moldados faz-se a consideração do cobrimento mínimo segundo o determinado na NBR 6118. Para o caso de vigas e pilares, porém, não devem ser inferiores a 20 mm (vigas e pilares em concreto armado).

Pela NBR 6118:2003, item 7.4, a classe de agressividade que este caso será classificado será a II (Agressividade moderada, ambiente urbano), resultando em um cobrimento de  $C_{nom} = 30$  mm. Porém será utilizado um cobrimento de 20 mm considerando que o ensaio não será de longa duração, o que não acarretará em corrosão da armadura ou perda de qualquer uma de suas propriedades e também para melhor adequar os chumbadores dentro dos elementos de concreto armado.

- Armadura longitudinal

Para dimensionamento do pilar foi considerado momento igual a zero no pilar devido ao equilíbrio de momentos da simetria do modelo. No entanto a norma recomenda as considerações de excentricidade acidental e suplementar, o que conferiu, junto com a força vertical, certo valor de momento fletor no pilar ( $M_k = 1,23\text{kN.cm}$ ).

O valor da força vertical utilizado corresponde ao valor que, aplicando força nas extremidades das vigas, faça com que elas atinjam o momento de escoamento da ligação simultaneamente. Este valor é de  $V_k = 6,164$  kN.

Utilizou-se o maior valor de momento entre o calculado e o mínimo recomendado no item 11.3.3.4.3 da NBR-6118/03 ( $M_{ld,\min} = N_d(0,015 + 0,03h)$ ).

Devido à menor dimensão do pilar ser inferior a um certo valor definido como mínimo pela NBR-6118 ( $b < 19\text{cm}$ ), fez-se a majoração do carregamento (força e momento) para o respectivo caso com o coeficiente de segurança adicional, que para  $b = 15\text{ cm}$ ,  $\gamma_n = 1,2$ .

A armadura longitudinal do pilar foi calculada com base nas tabelas confeccionadas por JOSÉ MILTON DE ARAÚJO e de posse dos seguintes dados:

$$\delta = d'/h = 0,075$$

$$\sigma_{cd} = 0,85 \cdot f_{cd} = 2,125 \text{ kN/cm}^2$$

$$\nu = \frac{N_d}{bh\sigma_{cd}} = 0,0081$$

$$\mu = \frac{M_d}{bh^2\sigma_{cd}} = 0,0002$$

$$\text{Encontrou-se } \omega = 0,14, \text{ obtendo-se } A_s = \frac{\omega \cdot b \cdot h \cdot \sigma_{cd}}{f_{yd}} = 4,1055 \text{ cm}^2$$

Verificando os limites máximos e mínimos de seção de aço para armadura longitudinal tem-se:

$$A_{s,\min} = (0,15N_d / f_{yd}) \geq 0,004A_c = 2,4 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,\max} = 8,0\%A_c = 48 \text{ cm}^2$$

Como  $A_{s,\min} < A_s < A_{s,\max} \rightarrow \text{OK!}$

Por segurança serão utilizados seis barras de  $\Phi 10\text{mm}$  ( $A_s = 4,91 \text{ cm}^2$ ). Por disposições construtivas optou-se por unir as barras que estão em um mesmo plano

perpendicular ao plano da ligação, no topo das mesmas. Um detalhe das armaduras longitudinais é mostrado na Figura A.6.

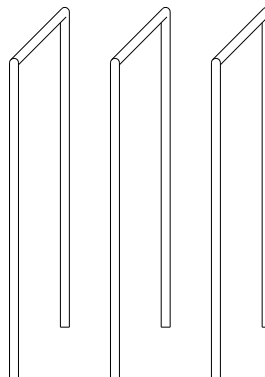


Figura A.6 – Detalhe da armadura longitudinal

Obs.: foram consideradas as excentricidades acidental e suplementar (fluência) e desprezaram-se os efeitos de segunda ordem segundo permissão da NBR-6118/03.

- Armadura transversal

Foi calculada também armadura transversal segundo o critério adotado para pilares. O diâmetro mínimo para estribos é de 5 mm.

O espaçamento máximo permitido é dado por:

$$s_t \leq \begin{cases} 20 \text{ cm} \\ \text{menor dimensão da seção} \\ 12\phi_\ell \text{ para CA - 50} \\ 25\phi_\ell \text{ para CA - 25} \end{cases}$$

$$s_t \leq 12 \cdot \Phi_l = 15 \text{ cm}$$

Serão utilizados seis estribos (dois ramos cada) de  $\Phi$  5mm ( $A_s = 2,36 \text{ cm}^2$ ).

Um detalhe do ancorador é mostrado na Figura A.7 a seguir.

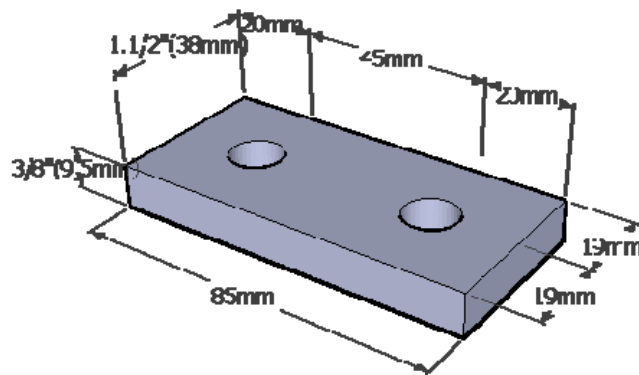


Figura A.7 - Ancorador

- Verificação do esmagamento do concreto

Segundo o item 7.3.5.4 da norma brasileira, o valor de  $\tau_{wd}$  é dado por:

$$\tau_{wd} = \frac{V_d}{bd} \leq \tau_{wu} \leq \begin{cases} 3,0 + 0,9 \rho f_{yd} \text{ (em MPa)} \\ 0,3 f_{cd} \\ 8 \text{ Mpa} \end{cases}$$

Sendo o valor de  $0,3 f_{cd}$  um valor limitante recomendado por <sup>7</sup>OLIN et al (1985)

apud EL DEBS (2000) que substituiria o limite de  $\tau_{wu} = 0,27 \left( 1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) f_{cd}$  disposto na

norma.

Dessa forma:

$$\tau_{wd} = 0,01866 \text{ kN/cm}^2$$

$$\tau_{wu} = 0,75 \text{ kN/cm}^2$$

Como  $\tau_{wd} < \tau_{wu}$ , Ok!

---

<sup>7</sup> OLIN et al. (1985)



#### d) Armadura das vigas

Para dimensionamento da armadura da viga foi considerado o momento máximo de escoamento da ligação obtido no item 1.2.

- Armadura longitudinal

Considerando o estágio III (que leva em consideração os estados limites últimos) e as demais hipóteses básicas para dimensionamento de vigas segundo a NBR-6118/03, a posição da linha neutra será dada por:

$$x = \frac{1}{0,8} d \left( 1 - \sqrt{1 - 2 \frac{M_d}{0,85 \cdot f_{ck} / 1,4 \cdot b \cdot d^2}} \right) = 0,1553 \text{ cm}$$

O momento utilizado para dimensionar a ligação foi o valor correspondente ao de escoamento da ligação ( $M_k = 2,2866 \text{ kN.m}$ ) multiplicado pelo coeficiente de segurança de 1,4.

Com isso a seção de aço fica:

$$A_s = \frac{1,15 \cdot M_d}{(d - 0,4x) \cdot f_{yk}} = 0,250 \text{ cm}^2$$

Porém o item 17.3.5.2.1 da norma fala que a taxa geométrica mínima de armadura longitudinal é  $\rho = 0,201 \%$ , ou seja,  $A_s \geq 0,00201 \cdot b \cdot d = 1,116 \text{ cm}^2$ .

O diâmetro máximo e mínimo das barras é uma recomendação do item 18.4.2, sendo eles, respectivamente:

$$\Phi_{\text{máx}} = (1/8) b = 18,75 \text{ mm}$$

e

$$\Phi_{\text{mín}} = 10 \text{ mm.}$$

Sendo assim, a armadura longitudinal adotada será de duas barras de  $\Phi$  12,5mm (2,45 cm<sup>2</sup>) para garantir que não haja ruptura do elemento de concreto armado.

Esta armadura foi espelhada também para a parte comprimida da viga.

- Armadura de pele

Pelo item 17.3.5.2.3 da norma, para o caso em questão ( $h \leq 60\text{cm}$ ), não existe a necessidade de armadura de pele.

- Armadura transversal

Para o cálculo da armadura transversal foi adotado o modelo I da norma no item 17.4.2.2. Este modelo admite que as bielas de compressão estão inclinadas a 45°.

$$V_{\text{Rd2}} = 0,27 \alpha_{v2} f_{\text{cd}} b_w d$$

Sendo

$$\alpha_{v2} = (1 - f_{\text{ck}} / 250) = 0,86$$

$$V_{\text{Rd2}} = 0,322 \text{ MN}$$

Como  $V_{\text{Rd2}} > V_d \rightarrow$  Ok! O concreto da biela resistirá ao esforço cortante.

A parcela do concreto que resiste à tração na direção da armadura transversal, para o caso de flexão simples, é dada por:

$$V_c = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d$$

Sendo

$$f_{ctd} = \frac{0,7 \cdot 0,3}{1,4} f_{ck}^{2/3} = 1,605 \text{ MPa}$$

$$V_c = 53,446 \text{ kN}$$

A força cortante resistente de cálculo relativa à ruína por tração diagonal é dada por  $V_{Rd3} = V_c + V_{sw}$  onde:

$$V_{sw} = \frac{A_{sw}}{s} 0,9 \cdot d \cdot f_{ywd}$$

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{sw}}{0,9 \cdot d \cdot f_{ywd}} = \frac{V_{Rd3} - V_c}{0,9 \cdot d \cdot f_{ywd}} = -0,339 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

Porém, considerando a armadura transversal mínima (item 17.4.1.1.1 NBR-6118/03) dada por:

$$\rho_{sw} = \frac{A_{sw}}{b_w \cdot s \cdot \text{sen} \alpha} \leq 0,2 \frac{f_{ctm}}{f_{ywk}}$$

$$f_{ctm} = 0,3 f_{ck}^{2/3} = 3,21 \text{ MPa}$$

$$\frac{A_{sw}}{s} \leq 0,2 \frac{f_{ctm}}{f_{ywk}} b_w \cdot \text{sen} \alpha = 0,0193 \text{ cm}^2/\text{cm} = 1,93 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Uma distribuição de cinco estribos (dois ramos cada)  $\Phi$  5mm ( $1,96 \text{ cm}^2$ ) por metro atenderia ao exposto. No entanto, o espaçamento máximo será de:

$$V_d \leq 0,67 \cdot V_{Rd2} \rightarrow s_{\max} = 0,6 \cdot d \leq 300 \text{ mm}$$

Logo:

$$s_{\max} = 22,2 \text{ cm}$$

Uma distribuição de sete estribos (dois ramos cada)  $\Phi$  5mm (2,749 cm<sup>2</sup>) atenderia a todos os critérios.

- Comprimento de ancoragem

Fazendo as barras longitudinais dobradas em ângulo de 90°, segundo a NBR-6118/03, o comprimento de ancoragem do gancho a partir do centro do pino de dobramento é de  $8\Phi = 10$  cm o diâmetro do pino de dobramento para barras de 12,5 mm (CA-50) é de  $5\Phi = 6,25$ cm. Por segurança os ganchos das armaduras longitudinais de momento tanto negativo como positivo serão soldadas.

- Dimensionamento de viga sem corte no apoio

O esquema da distribuição da armadura no apoio é dado na Figura A.8.

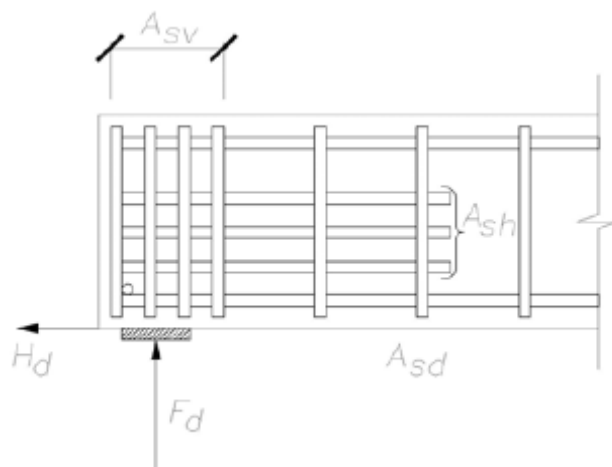


Figura A.8 – Distribuição da armadura no apoio.

O dimensionamento é feito segundo o item 7.5 da NBR-9062/06.

- Armadura do tirante

$$A_{sd} = (F_d/1,2 + H_d) / f_{yd} = 0,1972 \text{ cm}^2$$

Sendo este valor relativamente pequeno à seção de aço da armadura longitudinal, a armadura do tirante será considerada a própria armadura de tração do elemento pré-moldado.

- Armaduras de costura verticais e horizontais

$$A_{sh} = A_{sv} = F_d / 8 f_{yd} = 0,0248 \text{ cm}^2$$

Sendo estes valores relativamente pequenos, para os estribos verticais serão utilizados dois estribos (dois ramos) de  $\Phi$  5mm ( $A_s = 0,79 \text{ cm}^2$ ) distribuídos entre os dois estribos da armadura transversal da extremidade, enquanto que para a armadura de costura, serão utilizados dois estribos (dois ramos) de  $\Phi$  5mm ( $A_s = 0,79 \text{ cm}^2$ ), distribuídos verticalmente entre as armaduras longitudinais, de forma a se atribuir maior segurança no elemento pré-moldado.



## APÊNDICE B - Influência da consideração da força normal e flexão do chumbador na rigidez da ligação

### a) Consideração da força normal na ligação

Com a consideração da força normal, a resolução do problema, que antes consistia na determinação do momento resistente da ligação sujeita à flexão simples, agora passa a um problema de flexo-compressão, com uma variável a mais e o mesmo número de incógnitas, conforme mostrado na Figura B.1.

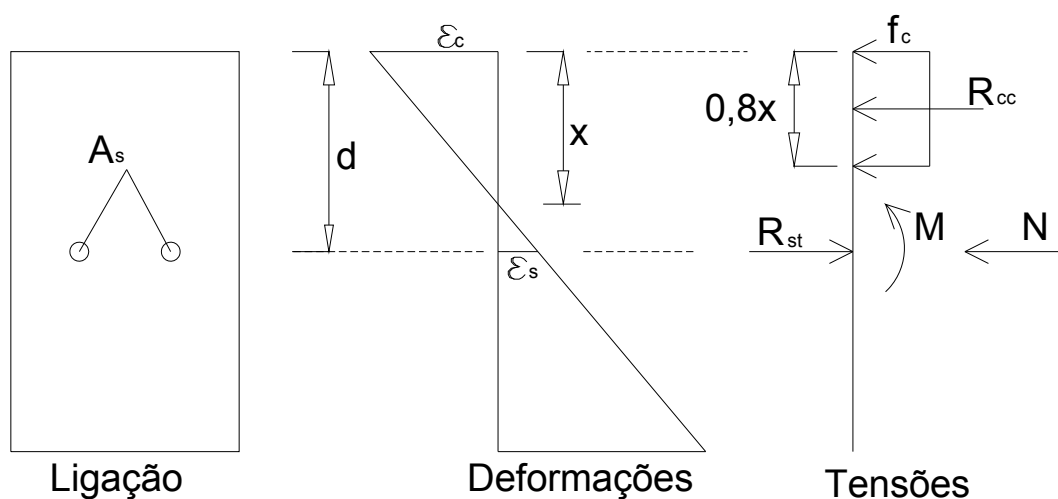


Figura B.1 - Equilíbrio da seção da ligação sujeita à flexo-compressão.

Entretanto, no modelo experimental estudado a força normal está diretamente relacionada com o momento fletor da ligação, pois:

$$M = N \cdot e$$

Sendo “e” o braço de alavanca do momento já conhecido.

Considerando que a ruptura aconteça primeiro no chumbador, faltam conhecer a tensão no concreto na ruptura da ligação ( $f_c$ ), a posição da linha neutra ( $x$ ), A força normal ( $N$ ) e o Momento resistente ( $M$ ) que será em função da força normal.

Tendo em vista a Figura B., o equilíbrio da seção resulta em:

$$\varepsilon_c = \frac{f_c}{E_c}$$

$$\varepsilon_s = \frac{f_y}{E_s}$$

$$\frac{\varepsilon_c}{x} = \frac{\varepsilon_s}{d - x}$$

$$f_c = \frac{E_c}{E_s} \frac{f_y \cdot x}{d - x}$$

$$\Sigma M = 0$$

$$R_c(d - 0,4x) = N \cdot e$$

$$R_c = f_c \cdot 0,8 \cdot x \cdot b$$

$$\frac{E_c}{E_s} \frac{f_y \cdot x}{d - x} 0,8 \cdot x \cdot b (d - 0,4x) = N \cdot e$$

$$\Sigma F_h = 0$$

$$R_s = R_c - N$$

$$R_s = F_y \cdot A_s$$

$$R_c = f_c \cdot 0,8 \cdot x \cdot b$$

Sendo o momento de inércia da seção:

$$I = \frac{b \cdot x^3}{3} + \alpha \cdot A_s (d - x)^2$$



Através dos ensaios de caracterização e medições encontram-se os seguintes valores para os modelos (Tabela B.1).

Tabela B.1 - Dados para encontrar momento fletor e força normal resistentes.

	$f_y$ (kN/cm <sup>2</sup> )	$\frac{E_c}{E_s}$	e (cm)	d (cm)	b (cm)
Modelo 1	33,36	0,082	90,5	7,5	15,0
Modelo 2	33,36	0,082	90,5	7,5	15,0
Modelo 3	55,24	0,082	90,5	7,5	15,0
Modelo 4	55,24	0,082	90,5	12,5	15,0

Encontramos, portanto, os seguintes resultados (Tabela B.2).

Tabela B.2 - Normal e momento resistentes considerando a flexo-compressão.

	N (kN)	M (kN.m)
Modelo 1	6,00	5,430
Modelo 2	6,00	5,430
Modelo 3	9,88	8,94
Modelo 4	19,27	16,47

### b) Consideração da flexão do chumbador

Pensando também na influência da rigidez dos chumbadores à flexão, foi calculada também a parcela de rigidez que eles contribuem.

Sendo o momento de inércia de uma seção circular:

$$I = \frac{\pi \cdot D^4}{64}$$

A rigidez do chumbador no comprimento deste dentro do aparelho de apoio será de:

$$K = \frac{EI}{\ell}$$

Sendo:

$$E = 21000 \text{ kN/cm}^2$$

$$I = 0,120 \text{ cm}^4$$

$$\ell = 1,0 \text{ cm}$$

Para cada chumbador, tem-se que:

$$K = 25,17 \text{ kN.m/rad}$$

O momento fletor resistido pelos chumbadores é calculado pelo momento estático ou módulo plástico, sendo este:

$$W_p = A_s \cdot z$$

Sendo  $A_s$  a seção do chumbador e  $z$  a distância entre centróides, mostrada na Figura B.2.

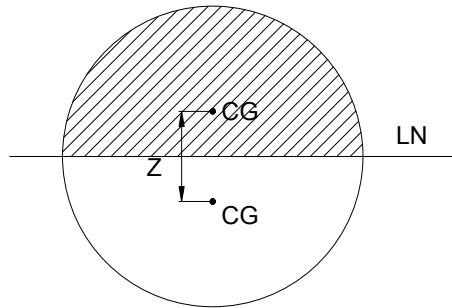


Figura B.2 - Seção do chumbador.

Ou seja,  $z = \frac{8R}{3\pi}$ .

O momento resistente em função do módulo plástico é dado por:

$$M_R = W_p \cdot f_y \cdot n$$

Sendo  $n$  o número de chumbadores da ligação e  $f_y$  a resistência característica do aço empregado.

Comparando as resistências obtidas com o modelo considerando a ligação sujeita apenas à flexão simples, na Tabela B.3 encontram-se os valores de momentos fletores resistentes considerando a flexão simples, composta e a flexão do chumbador. Os valores percentuais representam sua relação para com o caso da flexão simples.

Tabela B.3 - Comparação de momento entre as considerações.

kN.m	Flexão simples	Flexão composta	Flexão chumbador	Flexão composta + chumbador
Modelo 1	4,870	5,43	0,436	5,866
%	100	111,5	9,0	120,5
Modelo 2	4,870	111,5	0,436	5,866
%	100	105,3	9,0	120,5
Modelo 3	8,54	8,942	0,721	9,663
%	100	104,7	8,4	113,1
Modelo 4	14,05	16,47	0,721	17,191
%	100	117,2	5,1	122,4

O que se observa é que a consideração da ligação sujeita à flexo-compressão é significativa para os modelos. Chega-se a até 17,2% de acréscimo de resistência e pode-se chegar a 22,4% considerando a flexão do chumbador (modelo 4). O inconveniente, como já dito, é a maior complexidade do cálculo, principalmente se não houvesse uma relação direta entre o momento fletor e o esforço normal. Mesmo para a ligação sujeita a flexão simples, obtêm-se bons resultados.

Fato é que para alguns casos não se justifica a consideração da flexão composta, tendo em vista a proximidade dos valores. Até mesmo porque, para os modelos da ligação, o braço de alavanca do momento foi muito pequeno, ou seja, o momento fletor foi relativamente pequeno comparado com o esforço normal. Nas

estruturas típicas o momento fletor é relativamente maior, pois a distância de aplicação da carga até a ligação é maior.

A consideração da flexão composta e rigidez à flexão do chumbador, para os modelos experimentais da ligação, fez-se necessária para aproximar os valores experimentais com os teóricos, já que para alguns modelos foram divergentes.