

Ellen Kellen Bellucio

**Comportamento de chumbadores embutidos em
concreto com fibras de aço para ligações viga-pilar de
concreto pré-moldado.**

VERSÃO DEFINITIVA

A versão de defesa encontra-se na Escola de Engenharia de São Carlos

Tese apresentada ao Departamento de Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, como parte dos quesitos necessários para obtenção do título de Doutor em Engenharia Civil (Estruturas).

Orientador: Prof. Dr. Mounir Khalil El Debs

São Carlos
2016

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

B449c Bellucio, Ellen Kellen
Comportamento de chumbadores embutidos em concreto
com fibras de aço para ligações viga-pilar de concreto
pré-moldado. / Ellen Kellen Bellucio; orientador Mounir
Khalil El Debs. São Carlos, 2016.

Tese (Doutorado) - Programa de Pós-Graduação em
Engenharia de Estruturas -- Escola de Engenharia de São
Carlos da Universidade de São Paulo, 2016.

1. Chumbadores. 2. Ligações. 3. Estruturas de
Concreto Pré-moldado. I. Título.

FOLHA DE JULGAMENTO

Candidato: Engenheiro **ELLEN KELLEN BELLUCIO**.

Título da tese: "Comportamento de chumbadores embutidos em concreto com fibras de aço para ligações viga-pilar de concreto pré-moldado".

Data da defesa: 23/03/2016

Comissão Julgadora:

Resultado:

Prof. Titular **Mounir Khalil El Debs (Orientador)**
(Escola de Engenharia de São Carlos/EESC)

Aprovada

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

APROVADA

Prof. Dr. **Libânio Miranda Pinheiro**
(Escola de Engenharia de São Carlos/EESC)

Aprovada

Prof. Dr. **Gustavo Henrique Siqueira**
(Universidade Estadual de Campinas/UNICAMP)

APROVADA

Prof. Dr. **Daniel de Lima Araújo**
(Universidade Federal de Goiás/UFG)

Aprovada
(Video conferência)

Coordenador do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil
(Engenharia de Estruturas):
Prof. Titular **Humberto Breves Coda**

Presidente da Comissão de Pós-Graduação:
Prof. Associado **Paulo Sergio Lima Segantine**

AGRADECIMENTOS

A Deus, por sempre me abençoar e me guiar nos caminhos que me levaram a conquistas fundamentais em minha vida.

Aos meus pais, Antonio e Judith, meu irmão Lenon, pela compreensão e confiança nas minhas escolhas.

Ao Prof. Mounir El Debs, pela excelente orientação e paciência, sempre prestativo em todos os momentos.

Ao Wagner Silva, pela paciência, carinho e amizade ao longo destes últimos anos.

Ao Manoel Dênis e à Marcela Filizola, pelo apoio durante o doutorado, mas principalmente na fase final deste trabalho.

Aos colegas do SET e de São Carlos: Gabriela Campos, Hidelbrando Diógenes, Andreilton de Paula, Higor Sérgio, Wellison Gomes, Francisco Quim, Calil Masioli, Rodrigo 'Mário' Barros, Wanderson Maia, Érica Kimura, Dorival Neto, Jesus Daniel, Jesus Sánchez, Carolina Quintero, Marcela Kataoka, Diogo Oliveira, Gisele Cristina, Leonardo Marcolin, David Leonardo, Alyne Branson, Aline Póvoa, Raimundo Amorim, Flaviana Moreira e tantos outros colegas que sempre estiveram presentes em vários momentos de minha passagem por São Carlos nos momentos de estudo e descontração.

Aos técnicos do laboratório e estagiários: Mário, Mauri, Amauri, Romeu, Vareda, Fabiano e Fernando, sempre me auxiliando nos ensaios.

Ao CNPq pela bolsa de Doutorado concedida e à CAPES pelo financiamento da pesquisa.

Aos funcionários e demais professores do Departamento de Engenharia de Estruturas da EESC-USP, que de certa forma contribuíram para conclusão deste trabalho.

À Universidade Federal do Amazonas por conceder o afastamento necessário para conclusão deste trabalho.

“Trabalhe como se tudo
dependesse de ti, confie como se
tudo dependesse de Deus”

Santo Inácio de Loyola

BELLUCIO, E. K. **Comportamento de chumbadores embutidos em concreto com fibras de aço para ligações viga-pilar de concreto pré-moldado**. 2016. 153 p. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2016.

O presente trabalho trata do estudo do comportamento de chumbadores grauteados inseridos em concreto com fibras de aço em ligações viga-pilar de estruturas de concreto pré-moldado. Este estudo é importante para se entender e poder quantificar a influência da rigidez deste componente no comportamento de ligações semirrígidas de estruturas de concreto pré-moldado. O objetivo do trabalho é estudar o mecanismo do chumbador no concreto com fibras de aço em ensaios específicos e avaliar também o comportamento de uma ligação viga-pilar de concreto pré-moldado utilizando estas fibras no consolo e no dente da viga. Nesta pesquisa foi realizado um programa experimental no Laboratório de Estruturas da EESC, uma análise numérica com o emprego do software DIANA® e uma comparação com formulações analíticas existentes para o cálculo da força última destes componentes. Foram ensaiados nove modelos experimentais para avaliar especificamente o mecanismo resistente do chumbador, variando-se os diâmetros das barras, sua inclinação e a porcentagem de fibras de aço no concreto. Além destes modelos, foi realizado ensaio de uma ligação viga-pilar de concreto pré-moldado para avaliar a rigidez da ligação com chumbador inserido em concreto com fibras de aço. Nos ensaios experimentais dos chumbadores observou-se que modelos com concreto com fibras de aço apresentam rigidez até 25% maior se comparado ao modelo com concreto convencional. Verificou-se que o graute utilizado para solidarizar os chumbadores exerce significativa influência na capacidade última do modelo, podendo diminuir em cerca de 30% a capacidade de carga. A ligação viga-pilar de concreto pré-moldado utilizando concreto com fibras de aço no consolo e no dente da viga se comportou de maneira satisfatória, não apresentando fissuração na interface dos diferentes concretos. Na comparação dos modelos ensaiados com as formulações teóricas extraídas de trabalhos de referência verificou-se que, para os modelos específicos de chumbador, a formulação existente é representativa. Para a ligação viga-pilar, alguns ajustes na formulação analítica se fizeram necessários para considerações de efeitos de grupo e de borda observados e decorrentes da utilização de dois chumbadores na ligação proposta neste trabalho.

Palavras-chave: Chumbador. Ligações viga-pilar. Estruturas de Concreto Pré-moldado. Concreto com fibras de aço.

ABSTRACT

BELLUCIO, E.K. **Behavior of dowel embedded in steel fibers concrete for beam-column connections in precast concrete.** 2016. 153 p. Thesis (Ph.D. in Structural Engineering), School of Engineering of São Carlos, University of São Paulo, São Carlos, 2016.

This research deals with the study of the behavior of grouted dowels embedded in concrete with steel fibers. This study is important to understand and quantify the stiffness transmitted by this component in a semi-rigid connection of precast concrete structures. The objective is to study the mechanism of the dowel in the concrete with steel fibers and evaluate the mechanical behavior of a precast beam-column connection using this type of concrete on the corbels and in the dapped-end beam. In this research, an experimental program in the EESC Structures Laboratory was carried out, as well as a numerical analysis with the use of DIANA[®] software and a comparison with existing formulations to calculate these components. Nine models were experimentally tested to specifically evaluate the dowel resistant mechanism by varying the diameters of the bars, the declination and the percentage of steel fibers in concrete. Furthermore, an experimental test was performed in order to evaluate the behavior of the connector. The results indicate that for the dowels with concrete and steel fibers, the ultimate capacity of the connection occurs by failure of the connector (excessive deformation of the bars), while in conventional concrete this capability is associated with the rupture of the concrete and that the concrete with steel fibers decreases by 25% the deformability of the models. The grout has a significant impact on the ultimate capacity of the model, which may increase in less than 30%. In the analysis of the beam-column connection, it is possible to observe that the proposed connection exceeds by more than 20% the ultimate capacity compared to traditional beam-column connections. In comparing the theoretical models tested with the formulations shown by previous studies, it was found that for specific models dowels, the existing formulation is representative. For the beam-column connection, adjustment was performed in the previous formulation considerations group and edge effects that occur due to the use of two dowels on the tested connection.

Keywords: Dowels. Beam-column Connection. Precast Concrete Structures. Steel fiber reinforced concrete.

LISTA DE FIGURAS

FIGURA 1.1 – PROTÓTIPO PARA O ENSAIO DO CHUMBADOR.....	27
FIGURA 1.2 – PROTÓTIPO DO ENSAIO DA LIGAÇÃO COMPLETA.....	27
FIGURA 2.1 - DEFORMABILIDADE AO MOMENTO FLETOR EM UMA LIGAÇÃO VIGA-PILAR - EL DEBS (2000).....	30
FIGURA 2.2 – CURVAS MOMENTO-ROTAÇÃO - MIOTTO (2002).....	31
FIGURA 2.3 - ESTADO DE TENSÕES NÃO UNIFORME NO CONCRETO - AGUIAR (2010).....	32
FIGURA 2.4 - RÓTULA PLÁSTICA E ZONA DE RUPTURA - DEI POLI ET AL. (1992).....	33
FIGURA 2.5 - FORMAÇÃO DE RÓTULA PLÁSTICA EM CHUMBADORES INSERIDOS EM DOIS ELEMENTOS - FIB (2007).....	35
FIGURA 2.6 – ÁREAS PROJETADAS PARA DOIS CHUMBADORES - ELIGEHAUSEN ET AL (2006).....	38
FIGURA 2.7 – FORMA TÍPICA IDEALIZADA DA FALHA DE CONCRETO PARA BARRAS SUBMETIDAS A FORÇA CORTANTE NO SENTIDO DE UMA EXTREMIDADE - ELIGEHAUSEN ET AL (2006).....	38
FIGURA 2.8 – PADRÃO DE FRATURA DE UMA ÚNICA BARRA SUBMETIDA A CISALHAMENTO - ELIGEHAUSEN ET AL (2006).....	38
FIGURA 2.9 – BARRAS SUBMETIDAS A UMA FORÇA CORTANTE COM O BRAÇO DE ALAVANCA - ELIGEHAUSEN ET AL (2006).....	39
FIGURA 2.10 - LIGAÇÃO VIGA-PILAR ESTUDADA POR MIOTTO (2002).....	41
FIGURA 2.11 – CURVA MOMENTO FLETOR VS. ROTAÇÃO - MIOTTO (2002).....	42
FIGURA 2.12 – DIAGRAMA DE TENSÃO EM LIGAÇÃO VIGA-PILAR SUBMETIDA A MOMENTO NEGATIVO - EL DEBS ET AL. (2010).....	43
FIGURA 2.13 – DIAGRAMA DE TENSÃO EM LIGAÇÃO VIGA-PILAR SUBMETIDA A MOMENTO POSITIVO - EL DEBS ET AL. (2010).....	45
FIGURA 2.14 – COMPARAÇÃO DAS CURVAS EXPERIMENTAIS E ANALÍTICA - EL DEBS ET AL (2010).....	46
FIGURA 2.15 - LIGAÇÃO VIGA-PILAR ESTUDADA POR BALDISSERA (2006).....	47
FIGURA 2.16 - ESQUEMA DE MONTAGEM DO CONSOLO.....	48
FIGURA 2.17 - QUADRO RESUMO DOS MODELOS ENSAIADOS POR COSTA (2009).....	48
FIGURA 2.18 - QUADRO RESUMO DOS MODELOS ENSAIADOS POR AGUIAR (2010).....	49
FIGURA 2.19 - QUADRO RESUMO DOS RESULTADOS DE AGUIAR (2010).....	50
FIGURA 2.20 - COMPARAÇÃO DE RESULTADOS EXPERIMENTAIS E ANALÍTICOS - CHUMBADORES RETOS – AGUIAR (2010).....	52
FIGURA 2.21 - PROPOSTA DE DIAGRAMA ANALÍTICO PARA CHUMBADORES DE EIXO RETO – AGUIAR (2010).....	52
FIGURA 3.1 - ESQUEMA DO ENSAIO DE MÓDULO DE ELASTICIDADE.....	55

FIGURA 3.2 - MODELO PARA O CÁLCULO DO MÓDULO DE ELASTICIDADE.....	55
FIGURA 3.3 - ESQUEMA DO ENSAIO ENERGIA DE TENACIDADE.....	56
FIGURA 3.4 - ESQUEMA DE ENSAIO DO MODELO PARA CHUMBADOR ISOLADO – AGUIAR (2010)	57
FIGURA 3.5 – PROTÓTIPO PARA O ENSAIO DO CHUMBADOR (DIMENSÕES EM MM).....	58
FIGURA 3.6 – MODELOS PROPOSTOS PARA ENSAIOS DO CHUMBADOR.....	59
FIGURA 3.7 – CICLOS DE CARREGAMENTO E DESCARREGAMENTO APLICADOS NOS MODELOS.....	59
FIGURA 3.8 – FÔRMAS PARA MOLDAGEM DO MODELO DE CHUMBADOR.....	60
FIGURA 3.9 – DETALHAMENTO DAS ARMADURAS PARA OS MODELOS DE CHUMBADOR COM FIBRAS DE AÇO.....	61
FIGURA 3.10 – ARMADURA PARA OS MODELOS DE CHUMBADOR COM FIBRAS DE AÇO.....	61
FIGURA 3.11 – DETALHAMENTO DAS ARMADURAS PARA OS MODELOS DE CHUMBADOR SEM FIBRAS DE AÇO (DIMENSÕES EM MM).....	62
FIGURA 3.12 - ARMADURA PARA OS MODELOS DE CHUMBADOR COM CONCRETO CONVENCIONAL	62
FIGURA 3.13 – INSTRUMENTAÇÃO DAS ARMADURAS PARA OS MODELOS DE CHUMBADOR - AGUIAR, 2010 (DIMENSÕES EM MM).....	63
FIGURA 3.14 – DETALHE DA ABERTURA PARA INJETAR O GRAUTE DOS MODELOS-PILOTO.....	64
FIGURA 3.15 – DETALHE DO GRAUTEAMENTO DOS MODELOS PILOTOS.....	64
FIGURA 3.16 - ETAPAS DE MONTAGEM DOS MODELOS DEFINITIVOS.....	65
FIGURA 3.17 - ETAPAS DE MONTAGEM DO MODELO SEM GRAUTE.....	66
FIGURA 3.18 - ETAPAS DE MONTAGEM DO MODELO COM CHUMBADOR INCLINADO.....	66
FIGURA 3.19 - ETAPAS DE MONTAGEM DO MODELO CHUMBADOR INCLINADO.....	67
FIGURA 3.20 – PROTÓTIPO DO ENSAIO DA LIGAÇÃO COMPLETA.....	69
FIGURA 3.21 – PROTÓTIPO DO ENSAIO DO CONSOLO.....	70
FIGURA 3.22 - DETALHE DA ARMADURA DO CONSOLO E POSICIONAMENTO DOS EXTENSÔMETROS (MEDIDAS EM CM).....	70
FIGURA 3.23 – DIMENSÕES DO MODELO (MEDIDAS EM CM).....	70
FIGURA 3.24 – ARMADURA COM EXTENSÔMETROS POSICIONADOS E FÔRMA DOS CONSOLOS.....	71
FIGURA 3.25 – DETALHE DA MANTA NO CONSOLO E NA FÔRMA DO PILAR PARA APLICAR RUGOSIDADE.....	71
FIGURA 3.26 – DETALHE DA ARMADURA E POLIESTIRENO EXPANDIDO PARA FORMAR OS FUROS NO PILAR.....	72
FIGURA 3.27 – POSICIONAMENTO DO CONSOLO NO PILAR E DETALHE DO ADESIVO EPÓXI.....	72
FIGURA 3.28 – GRAUTEAMENTO E CURA DO CONSOLO.....	72
FIGURA 3.29 – MODELO PREPARADO PARA ENSAIO.....	73
FIGURA 3.30 – ARMADURA DAS VIGAS – MEDIDAS EM MM.....	74
FIGURA 3.31 – FOTO DA ARMADURA DA VIGA.....	74
FIGURA 3.32 – ESQUEMA DAS FÔRMAS DA VIGA.....	75
FIGURA 3.33 – FOTO DA PREPARAÇÃO DA VIGA PARA CONCRETAGEM.....	75
FIGURA 3.34 – FÔRMA E ARMADURA PRONTAS PARA CONCRETAGEM.....	75
FIGURA 3.35 – DENTE DA VIGA CONCRETADO.....	75

FIGURA 3.36 – PREPARAÇÃO DAS FÔRMAS.....	76
FIGURA 3.37 – CONCRETAGEM DO RESTANTE DA VIGA.....	76
FIGURA 3.38 – CHUMBADOR UTILIZADO – MEDIDAS EM MM.....	76
FIGURA 3.39 – MOLDAGEM DO CONSOLO.....	76
FIGURA 3.40 – ARMADURA DO PILAR – MEDIDAS EM MM.....	77
FIGURA 3.41 – PILAR CONCRETADO.....	77
FIGURA 3.42 – DETALHE DA ARMADURA.....	77
FIGURA 3.43 - DETALHE DOS FUROS E TRATAMENTO DA SUPERFÍCIE.....	78
FIGURA 3.44 – PASTA EPÓXI.....	78
FIGURA 3.45 – POSICIONAMENTO DO CONSOLO NO PILAR.....	78
FIGURA 3.46 – CONSOLO SUPERIOR.....	79
FIGURA 3.47 – CURA DOS CONSOLOS.....	79
FIGURA 3.48 – DETALHE DO TRANSPASSE DAS BARRAS.....	79
FIGURA 3.49 – GRAUTEAMENTO DOS FUROS.....	79
FIGURA 3.50 – ALMOFADA DE APOIO.....	79
FIGURA 3.51 – ALMOFADAS POSICIONADAS NO CONSOLO.....	79
FIGURA 3.52 – IÇAMENTO DO PILAR.....	80
FIGURA 3.53 – POSICIONAMENTO DA VIGA.....	80
FIGURA 3.54 – FÔRMAS PARA GRAUTEAMENTO.....	80
FIGURA 3.55 – GRAUTEAMENTO DO CHUMBADOR E INTERFACE.....	80
FIGURA 3.56 – POSICIONAMENTO DAS CHAPAS DOS CHUMBADORES.....	81
FIGURA 3.57 – POSICIONAMENTO DAS BARRAS DE CONTINUIDADE.....	81
FIGURA 3.58 – PREPARAÇÃO PARA O GRAUTEAMENTO.....	81
FIGURA 3.59 – GRAUTEAMENTO DAS BARRAS DE CONTINUIDADE.....	81
FIGURA 3.60 – CONCRETAGEM DA VIGA.....	81
FIGURA 3.61 – ARMADURA COMPLETA DA LIGAÇÃO.....	82
FIGURA 3.62 – MODELO MONTADO PARA O ENSAIO.....	82
FIGURA 3.63 – POSIÇÃO DOS EXTENSÔMETROS.....	83
FIGURA 3.64 – POSICIONAMENTO DOS TRANSDUTORES.....	84
FIGURA 3.65 - APOIO DA PARTE INFERIOR DA VIGA.....	85
FIGURA 3.66 - APOIO DA PARTE SUPERIOR DA VIGA.....	85
FIGURA 3.67 – ESQUEMA DE ENSAIO – CÁLCULO DO MOMENTO FLETOR.....	85
FIGURA 4.1 – ESQUEMA DE ENSAIO DO CHUMBADOR (AGUIAR, 2010).....	90
FIGURA 4.2 – DETALHE DA CHAPA DE APOIO.....	90
FIGURA 4.3 – GRÁFICO FORÇA VS DESLOCAMENTO DO MODELO 1.....	90
FIGURA 4.4 – GRÁFICO FORÇA VS DEFORMAÇÃO DO MODELO 1.....	91
FIGURA 4.5 – GRÁFICO DESLOCAMENTO VS DEFORMAÇÃO DO MODELO 1.....	91
FIGURA 4.6 – FISSURAÇÃO DO MODELO 1.....	91
FIGURA 4.7 – ESQUEMA DE ENSAIO MODELO 2 – ADAPTADO DE AGUIAR (2010).....	92
FIGURA 4.8 – GRÁFICO FORÇA VS DESLOCAMENTO DO MODELO 2.....	92

FIGURA 4.9 – GRÁFICO FORÇA VS DEFORMAÇÃO DO MODELO 2	92
FIGURA 4.10 – GRÁFICO DESLOCAMENTO VS DEFORMAÇÃO DO MODELO 2	92
FIGURA 4.11 – FISSURAÇÃO DO MODELO 2	93
FIGURA 4.12 – GRÁFICO FORÇA VS DESLOCAMENTO DO MODELO 3	93
FIGURA 4.13 – GRÁFICO FORÇA VS DEFORMAÇÃO DO MODELO 3	94
FIGURA 4.14 – GRÁFICO DESLOCAMENTO VS DEFORMAÇÃO DO MODELO 3	94
FIGURA 4.15 – FISSURAÇÃO DO MODELO 3	94
FIGURA 4.16 – GRÁFICO FORÇA VS DESLOCAMENTO DO MODELO 4	95
FIGURA 4.17 – GRÁFICO FORÇA VS DEFORMAÇÃO DO MODELO 4	95
FIGURA 4.18 – GRÁFICO DESLOCAMENTO VS DEFORMAÇÃO DO MODELO 4	95
FIGURA 4.19 – FISSURAÇÃO DO MODELO 4	95
FIGURA 4.20 – GRÁFICO FORÇA VS DESLOCAMENTO DO MODELO 5	96
FIGURA 4.21 – GRÁFICO FORÇA VS DEFORMAÇÃO DO MODELO 5	96
FIGURA 4.22 – GRÁFICO DESLOCAMENTO VS DEFORMAÇÃO DO MODELO 5	96
FIGURA 4.23 – FISSURAÇÃO DO MODELO 5	96
FIGURA 4.24 – GRÁFICO FORÇA VS DESLOCAMENTO DO MODELO 6	97
FIGURA 4.25 – GRÁFICO FORÇA VS DEFORMAÇÃO DO MODELO 6	97
FIGURA 4.26 – GRÁFICO DESLOCAMENTO VS DEFORMAÇÃO DO MODELO 6	97
FIGURA 4.27 – FISSURAÇÃO DO MODELO 6	98
FIGURA 4.28 – GRÁFICO FORÇA VS DESLOCAMENTO DO MODELO 7	98
FIGURA 4.29 – GRÁFICO FORÇA VS DEFORMAÇÃO DO MODELO 7	99
FIGURA 4.30 – GRÁFICO DESLOCAMENTO VS DEFORMAÇÃO DO MODELO 7	99
FIGURA 4.31 – FISSURAÇÃO DO MODELO 7	99
FIGURA 4.32 – GRÁFICO FORÇA VS DESLOCAMENTO DO MODELO 8	100
FIGURA 4.33 – GRÁFICO FORÇA VS DEFORMAÇÃO DO MODELO 8	100
FIGURA 4.34 – GRÁFICO DESLOCAMENTO VS DEFORMAÇÃO DO MODELO 8	100
FIGURA 4.35 – FISSURAÇÃO DO MODELO 8	100
FIGURA 4.36 – GRÁFICO FORÇA VS DESLOCAMENTO DO MODELO 9	101
FIGURA 4.37 – GRÁFICO FORÇA VS DEFORMAÇÃO DO MODELO 9	101
FIGURA 4.38 – GRÁFICO DESLOCAMENTO VS DEFORMAÇÃO DO MODELO 9	101
FIGURA 4.39 – FISSURAÇÃO DO MODELO 9	101
FIGURA 4.40 – GRÁFICO FORÇA VS DESLOCAMENTO DOS MODELOS 03 E 04	103
FIGURA 4.41 - GRÁFICO COMPARATIVO ENTRE MODELOS COM DIFERENTES CICLOS DE CARREGAMENTO	103
FIGURA 4.42 - GRÁFICO COMPARANDO MODELOS DE CONCRETO CONVENCIONAL E CONCRETO COM FIBRAS DE AÇO	104
FIGURA 4.43 - GRÁFICO COMPARANDO MODELOS COM DIFERENTES DIÂMETROS DE CHUMBADORES	105
FIGURA 4.44 - GRÁFICO COMPARATIVO ENTRE MODELOS COM E SEM GRAUTE	105

FIGURA 4.45 - GRÁFICO COMPARATIVO ENTRE MODELOS COM CHUMBADORES RETOS E INCLINADOS.....	106
FIGURA 4.46 - COMPARAÇÃO DE RESULTADOS EXPERIMENTAIS E ANALÍTICOS – MODELO 06.....	108
FIGURA 4.47 - COMPARAÇÃO DE RESULTADOS EXPERIMENTAIS E ANALÍTICOS - MODELO 04.....	108
FIGURA 4.48 - COMPARAÇÃO DE RESULTADOS EXPERIMENTAIS E ANALÍTICOS - MODELO 01.....	108
FIGURA 4.49 - COMPARAÇÃO DE RESULTADOS EXPERIMENTAIS E ANALÍTICOS – MODELO 05.....	109
FIGURA 4.50 - COMPARAÇÃO DE RESULTADOS EXPERIMENTAIS E ANALÍTICOS MODIFICADOS – MODELO 06.....	109
FIGURA 4.51 - COMPARAÇÃO DE RESULTADOS EXPERIMENTAIS E ANALÍTICOS MODIFICADOS – MODELO 04.....	110
FIGURA 4.52 - COMPARAÇÃO DE RESULTADOS EXPERIMENTAIS E ANALÍTICOS MODIFICADOS – MODELO 01.....	110
FIGURA 4.53 - COMPARAÇÃO DE RESULTADOS EXPERIMENTAIS E ANALÍTICOS MODIFICADOS – MODELO 05.....	110
FIGURA 5.1 – CURVA FORÇA VERSUS DESLOCAMENTO DOS MODELOS.....	114
FIGURA 5.2 – CURVAS DE ABERTURA DE FISSURA INTERFACE PILAR-CONSOLO.....	114
FIGURA 5.3 – DETALHE DO TRANSDUTOR DE DESLOCAMENTO NA INTERFACE CONSOLO-PILAR.....	115
FIGURA 5.4 – CURVAS DAS MÉDIAS DE ABERTURA DE FISSURAS.....	115
FIGURA 5.5 – CURVAS DE DEFORMAÇÃO DA ARMADURA DO TIRANTE NA INTERFACE CONSOLO-PILAR.....	116
FIGURA 5.6 – ESQUEMA DE ENSAIO – CÁLCULO DO MOMENTO FLETOR.....	118
FIGURA 5.7 – RELÓGIOS COMPARADORES PARA O CÁLCULO DA ROTAÇÃO DA LIGAÇÃO.....	118
FIGURA 5.8 – CURVA MOMENTO FLETOR VERSUS ROTAÇÃO DO MODELO – CARREGAMENTO CÍCLICO.....	119
FIGURA 5.9 – CURVA MOMENTO FLETOR VERSUS ROTAÇÃO COMPLETA.....	119
FIGURA 5.10 – DETALHE DAS FISSURAS DA LIGAÇÃO.....	120
FIGURA 5.11 – DETALHE DAS FISSURAS DA PARTE SUPERIOR DA VIGA À A) ESQUERDA E B) DIREITA.....	120
FIGURA 5.12 – ESTÁGIOS DE CARREGAMENTO NA RUPTURA.....	121
FIGURA 5.13 – ESTÁGIOS DE CARREGAMENTO NA RUPTURA.....	122
FIGURA 5.14 – POSIÇÃO DOS EXTENSÔMETROS NOS CHUMBADORES.....	122
FIGURA 5.15 – GRÁFICO DA MÉDIA DOS EXTENSÔMETROS EXTERNOS DOS CHUMBADORES.....	123
FIGURA 5.16 – GRÁFICO DA MÉDIA DOS EXTENSÔMETROS INTERNOS DOS CHUMBADORES.....	123
FIGURA 5.17 – GRÁFICO DA MÉDIA DOS EXTENSÔMETROS EXTERNOS DOS CHUMBADORES.....	123
FIGURA 5.18 – GRÁFICO DA MÉDIA DOS EXTENSÔMETROS INTERNOS DOS CHUMBADORES.....	123
FIGURA 5.19 – DETALHE DAS FISSURAS DA LIGAÇÃO NO CONSOLO.....	124
FIGURA 5.20 – GRÁFICO DA ABERTURA DE FISSURA CONSOLO VERSUS PILAR.....	124
FIGURA 5.21 - COMPARAÇÃO DE RESULTADOS EXPERIMENTAIS E ANALÍTICOS – LIGAÇÃO VIGA-PILAR.....	126
FIGURA 5.22 – DETALHE DA GEOMETRIA DA LIGAÇÃO ENSAIADA (MEDIDAS EM CM).....	127

FIGURA 5.23 - COMPARAÇÃO DE RESULTADOS EXPERIMENTAIS E ANALÍTICOS MODIFICADOS – LIGAÇÃO VIGA-PILAR.....	129
FIGURA 5.24 - COMPARAÇÃO DE RESULTADOS EXPERIMENTAIS E ANALÍTICOS MODIFICADOS CONSIDERANDO FOLGAS – LIGAÇÃO VIGA-PILAR	130
FIGURA 5.25 - COMPARAÇÃO DE RESULTADOS EXPERIMENTAIS (ENVOLTÓRIA) E ANALÍTICOS MODIFICADOS CONSIDERANDO FOLGAS – LIGAÇÃO VIGA-PILAR.....	131
FIGURA 6.1 – CURVAS DOS ENSAIOS EXPERIMENTAIS E NUMÉRICA.....	134
FIGURA 6.2 – ELEMENTO FINITO Q20SH UTILIZADO PARA OS CONCRETOS E GRAUTES (DIANA, 2011).....	135
FIGURA 6.3 – ELEMENTO FINITO N4IF USADO PARA REPRESENTAÇÃO DAS JUNTAS (DIANA, 2011).	136
FIGURA 6.4 – ELEMENTO FINITO L12BE USADO PARA REPRESENTAÇÃO DO CHUMBADOR (DIANA, 2011).....	136
FIGURA 6.5 – COMPORTAMENTO PRÉ-DEFINIDO PELO MODELO DE DEFORMAÇÃO TOTAL.....	137
FIGURA 6.6 – MODELOS DE INTERFACE DE ATRITO DE COULOMB (DIANA, 2011).	137
FIGURA 6.7 – CARREGAMENTO E CONDIÇÕES DE APOIO.....	138
FIGURA 6.8 – COMPARAÇÃO DA CURVA FORÇA VERSUS DESLOCAMENTO ENTRE EXPERIMENTAL E MODELAGEM NUMÉRICA.....	139
FIGURA 6.9 – ELEMENTO FINITO L8IF USADO PARA REPRESENTAÇÃO DAS JUNTAS (DIANA, 2011).	140
FIGURA 6.10 – ELEMENTO FINITO L2TRU USADO PARA REPRESENTAÇÃO DOS GRAMPOS DE AÇO (DIANA, 2011).....	140
FIGURA 6.11 – COMPORTAMENTO PRÉ-DEFINIDO PELO MODELO DE DEFORMAÇÃO TOTAL	141
FIGURA 6.12 – MODELOS DE INTERFACE DE FISSURAÇÃO DISCRETA (DIANA, 2011).	141
FIGURA 6.13 – CARREGAMENTO APLICADO NO PILAR.....	142
FIGURA 6.14 – CONDIÇÕES DE APOIO NA EXTREMIDADE DA VIGA E SIMETRIA NO PILAR.....	143
FIGURA 6.15 – COMPARAÇÃO DA CURVA FORÇA VERSUS DESLOCAMENTO ENTRE EXPERIMENTAL E MODELAGEM.....	144

LISTA DE TABELAS

TABELA 3.1 - TRAÇO DE REFERÊNCIA EM MASSA.....	68
TABELA 3.2 - PROCEDIMENTO DE ENSAIO DA LIGAÇÃO.....	86
TABELA 4.1 - RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO E TRAÇÃO DOS CONCRETOS.....	87
TABELA 4.2 - MÓDULO DE ELASTICIDADE E ÍNDICE DE TENACIDADE DOS CONCRETOS.....	88
TABELA 4.3 - ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO DO AÇO.....	88
TABELA 4.4 - ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO DO GRAUTE.....	88
TABELA 4.5 - ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO DA ARGAMASSA DAS ALMOFADAS DE APOIO.....	89
TABELA 4.6 - RESUMO DOS RESULTADOS DOS MODELOS DO CHUMBADORES.....	106
TABELA 5.1 – ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO DOS CONCRETOS UTILIZADOS NOS MODELOS.....	113
TABELA 5.2 - RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO E À TRAÇÃO DOS MATERIAIS CIMENTÍCIOS.....	117
TABELA 5.3 - MÓDULO DE ELASTICIDADE E ÍNDICE DE TENACIDADE DOS MATERIAIS CIMENTÍCIOS.....	117
TABELA 5.4 - ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO DO AÇO.....	117
TABELA 5.5 – RIGIDEZES DOS ESTÁGIOS NA RUPTURA (MOMENTO FLETOR NEGATIVO).....	121
TABELA 5.6 – RIGIDEZES DOS ESTÁGIOS NA RUPTURA (MOMENTO FLETOR POSITIVO).....	121
TABELA 6.1 – PARÂMETROS UTILIZADOS E OBTIDOS NA SIMULAÇÃO DOS PRISMAS DE CONCRETO.....	134
TABELA 6.2 – PROPRIEDADES DOS MATERIAIS DO ENSAIO DE CHUMBADOR.....	138
TABELA 6.3 – PROPRIEDADES DOS MATERIAIS DO ENSAIO DA LIGAÇÃO.....	141

SUMÁRIO

RESUMO	23
ABSTRACT	23
LISTA DE FIGURAS	23
LISTA DE TABELAS	23
SUMÁRIO	23
1 INTRODUÇÃO	23
1.1 PRELIMINARES.....	23
1.2 OBJETIVOS.....	24
1.3 JUSTIFICATIVAS	25
1.4 METODOLOGIA.....	26
1.5 APRESENTAÇÃO DA TESE	28
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	29
2.1 GENERALIDADES.....	29
2.2 LIGAÇÕES VIGA-PILAR SEMIRRÍGIDAS EM ESTRUTURAS DE CONCRETO PRÉ- MOLDADO	29
2.3 ESTUDOS SOBRE CHUMBADORES	31
2.4 CONCRETO REFORÇADO COM FIBRAS DE AÇO	39
2.5 PRINCIPAIS ESTUDOS RELACIONADOS.....	40
2.5.1 Estudo de deformabilidade de ligação Viga-Pilar	40
2.5.2 Estudo de consolo moldados em etapa distinta do pilar.....	47
2.5.3 Estudo do comportamento de chumbadores grauteados	49
3 PROGRAMA EXPERIMENTAL	53
3.1 GENERALIDADES.....	53
3.2 ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO	53
3.2.1 Compressão Simples.....	54
3.2.2 Tração por Compressão Diametral.....	54

3.2.3	Módulo de Elasticidade	55
3.2.4	Tenacidade à flexão	56
3.2.5	Tração nas barras de aço	56
3.3	INSTRUMENTAÇÃO	57
3.4	ENSAIOS DE CHUMBADORES	57
3.5	DISPOSIÇÕES DE MOLDAGEM	60
3.6	DOSAGEM	67
3.6.1	Concreto	67
3.6.2	Graute	68
3.6.3	Almofadas de Apoio	68
3.7	ENSAIO DE LIGAÇÃO COMPLETA	68
3.7.1	Consolo da ligação	69
3.7.2	Ligação Viga-Pilar	73
3.7.3	Montagem do modelo	78
3.7.4	Ensaio do modelo completo	83
4	ANÁLISE DE RESULTADOS DOS CHUMBADORES	87
4.1	DISPOSIÇÕES GERAIS	87
4.2	CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS	87
4.3	ENSAIOS DOS CHUMBADORES	89
4.3.1	Modelo 1	90
4.3.2	Modelo 2	91
4.3.3	Modelo 3	93
4.3.4	Modelo 4	94
4.3.5	Modelo 5	95
4.3.6	Modelo 6	97
4.3.7	Modelo 7	98
4.3.8	Modelo 8	99
4.3.9	Modelo 9	100
4.4	ANÁLISE DE RESULTADOS	102
4.5	COMPARAÇÕES ANALÍTICAS	107
5	ANÁLISE DE RESULTADOS DA LIGAÇÃO VIGA-PILAR	113
5.1	DISPOSIÇÕES GERAIS	113
5.2	ENSAIO DO CONSOLO	113
5.3	CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS DA LIGAÇÃO	116
5.4	ENSAIOS DA LIGAÇÃO	117

5.5	ANÁLISE DOS RESULTADOS	120
5.6	COMPARAÇÕES ANALÍTICAS.....	124
6	MODELAGEM NUMÉRICA	133
6.1	SIMULAÇÕES NUMÉRICAS.....	133
6.2	ENERGIA DE FRATURAMENTO DOS CONCRETOS	133
6.2.1	Concreto com fibras de aço.....	133
6.2.2	Concreto Convencional	135
6.3	MODELOS DOS ENSAIOS DE CHUMBADORES.....	135
6.3.1	Elementos Finitos	135
6.3.2	Modelos constitutivos	137
6.3.3	Condições de contorno.....	138
6.3.4	Método de solução e critério de convergência	138
6.3.5	Descrição do modelo.....	139
6.3.6	Comparação entre resultados numéricos e experimentais.....	139
6.4	MODELOS DO ENSAIO DA LIGAÇÃO VIGA-PILAR.....	140
6.4.1	Elementos Finitos	140
6.4.2	Modelos constitutivos	140
6.4.3	Condições de contorno.....	142
6.4.4	Método de solução e critério de convergência	143
6.4.5	Descrição do modelo.....	144
6.4.6	Comparação entre resultados numéricos e experimentais.....	144
7	CONCLUSÕES E CONSIDERAÇÕES FINAIS	145
	REFERÊNCIAS.....	149

1 INTRODUÇÃO

1.1 PRELIMINARES

As estruturas de concreto pré-moldado são alternativas importantes e atraentes dentro dos conceitos de racionalização e de industrialização da construção civil. A redução do tempo de obra, o aumento da produtividade, a otimização das seções dos elementos estruturais, a eliminação do cimbramento e a limpeza do canteiro são algumas das vantagens conhecidas deste sistema estrutural.

A escolha do tipo de ligação entre os elementos de concreto pré-moldado é de fundamental importância na concepção do projeto, tanto no que se refere à sua produção, que inclui a execução de trechos adjacentes às ligações, a montagem da estrutura e os serviços complementares no local, como para o comportamento mecânico da estrutura montada. As falhas na concepção das ligações, bem como defeitos em sua execução, podem ocasionar não conformidades estruturais e até provocar o colapso da estrutura. A necessidade de se constituir as ligações entre os vários elementos que compõem a estrutura pode ser encarada como a principal dificuldade a ser enfrentada no projeto de estruturas de concreto pré-moldado.

No dimensionamento das ligações de estruturas de concreto pré-moldado devem ser considerados requisitos estruturais importantes como a resistência aos esforços solicitantes, a durabilidade, a ductilidade e a resistência ao fogo. A exequibilidade da ligação também deve ser garantida, e deve ser compreendida como um requisito tão importante quanto os demais requisitos estruturais citados.

O comportamento estrutural de alguns casos de estruturas de concreto pré-moldado ainda não pode ser completamente definido devido à escassez de informações quanto à deformabilidade nas suas ligações. O grau de conhecimento que se possui sobre o comportamento de um sistema estrutural influencia diretamente a confiabilidade na segurança do cálculo estrutural.

Segundo El Debs (2000), a resistência e a rigidez das ligações podem ser determinadas por formulações analíticas, para alguns casos, ou por meio de testes de laboratório, destacando-se que nos modelos experimentais, devem ser previstas as imperfeições de montagem de campo, considerando as diferentes condições do laboratório.

Um ponto importante ao se projetar adequadamente as ligações é o conhecimento do comportamento estrutural de cada componente. O comportamento da ligação depende de como estes componentes estão associados (FIB, 2007). Esta associação deve levar em conta as relações tensão-deformação de cada material, pois a resistência e a deformabilidade de cada componente são essenciais para a concepção das ligações.

Para ligações viga-pilar em elementos de concreto pré-moldado submetidas a momentos fletores negativos, a avaliação da transferência de esforços é realizada através da armadura de continuidade submetida à tração. Para o caso da ligação ser submetida a momentos fletores positivos, o desempenho da ligação depende do mecanismo resistente do chumbador. O efeito de pino, para chumbadores dispostos verticalmente na ligação, se apresenta como mecanismo resistente predominante. Quando o chumbador começa a ser inclinado, o mecanismo resistente sofre alterações, ocorrendo também esforços de tração.

Portanto, o conhecimento do comportamento do chumbador é de fundamental importância para a avaliação da resistência e da deformabilidade das ligações que utilizam esse componente, tornando-se possível o cálculo de um comportamento intermediário das ligações articuladas e totalmente rígidas, as chamadas ligações semirrígidas.

1.2 OBJETIVOS

O objetivo geral é aprofundar o conhecimento do comportamento do chumbador embutido no consolo de concreto com fibras de aço para ser utilizado em ligações viga-pilar de concreto pré-moldado.

Os objetivos específicos são:

- a) Entender o comportamento mecânico dos chumbadores em meio ao concreto com fibras e compará-lo ao comportamento em meio a concreto convencional, avaliando-se as influências do diâmetro do chumbador, da sua inclinação e da variação da quantidade de fibra no concreto;
- b) Desenvolver uma técnica construtiva para o consolo e o dente da viga utilizando concreto com fibras de aço nestes elementos para uma ligação viga-pilar em concreto pré-moldado;

- c) Entender o comportamento mecânico da ligação viga-pilar utilizando concreto com fibras de aço no consolo e no dente da viga.

1.3 JUSTIFICATIVAS

Há necessidade de se entender o comportamento das ligações semirrígidas, pois esse comportamento é fundamental para o desenvolvimento de um projeto estrutural econômico e que garanta a estabilidade global do sistema. Há vários estudos que comprovam que pequenas parcelas de rigidez nas ligações promovem uma grande contribuição na estabilidade global da estrutura. Além disso, é preciso que o tipo de ligação seja eficiente e que tenha facilidade de produção. Portanto, a ideia do presente trabalho é agrupar o que vem sendo estudado sobre este tema na Escola de Engenharia de São Carlos: o trabalho de Miotto (2002), que fez estudo de ligação viga pilar em concreto convencional; o trabalho de Aguiar (2010) que estudou o comportamento isolado de chumbadores submetidos a momento fletor em concreto convencional e; o trabalho de Costa (2009) que fez um estudo de consolos moldados em etapas distintas dos pilares, retirando a armadura utilizando concreto com fibras de aço no consolo. Unindo estes trabalhos, surge a ideia de se estudar o comportamento isolado dos chumbadores em concreto com fibras e analisar o comportamento da ligação utilizando esta tipologia de consolo moldado em etapas distintas.

O motivo de se estudar o comportamento do chumbador em meio a concreto com fibras surge no contexto de se aplicar este tipo de concreto nos consolos e no dente de vigas de concreto pré-moldado. As fibras de aço inseridas no concreto conferem tenacidade ao material, contribuindo para o retardamento da propagação de fissuras, podendo substituir algumas barras utilizadas para este fim. O consolo monolítico tradicional apresenta dificuldade de produção devido à grande quantidade de armaduras que possui. Além do tirante principal, que resiste aos esforços verticais predominantes, são geralmente utilizados estribos verticais e horizontais. Portanto, o concreto com fibras de aço atua no lugar destes estribos e a grande quantidade de fibras metálicas incorporadas à matriz de concreto pode combater a formação de fissuras no consolo, melhorando assim a ductilidade. A produção de consolos moldados em etapa diferente à do pilar aumenta a eficiência da produção industrial dos elementos estruturais. Assim, este novo consolo é proposto como um elemento moldado separadamente, tendo como armadura o tirante principal e as fibras metálicas incorporadas ao concreto. A moldagem de consolos separados do pilar pode favorecer a produção industrial em série, com rapidez e facilidade de montagem das armaduras. Devido à eficiência que este concreto com fibras apresenta para o consolo, ele pode também ser utilizado na moldagem do dente da viga.

O estudo do comportamento do chumbador é importante para se entender o comportamento da ligação. O estudo teórico-experimental visa contribuir para o entendimento da influência dos chumbadores na determinação da resistência e da rigidez das ligações semirrígidas de elementos de concreto pré-moldados. O chumbador pode ser entendido como um componente que transmite as forças de cisalhamento entre as diferentes peças estruturais que compõe a ligação, produzindo uma distribuição de tensões não uniformes no concreto. As características mecânicas do concreto na proximidade do chumbador podem também determinar o comportamento da ligação devido a alguns modos de falha que estão associados ao esmagamento do concreto.

É importante avaliar o comportamento da ligação utilizando-se consolos moldados em etapas distintas, uma vez que não se observa na literatura técnica a existência de estudos relacionados a este tipo de ligação. Além disso, o mercado de produção de elementos pré-moldados busca cada vez mais agilidade de fabricação e maiores conhecimentos do comportamento mecânico destes tipos de ligações.

1.4 METODOLOGIA

A metodologia empregada no desenvolvimento deste trabalho incluiu as seguintes etapas:

a) Pesquisa bibliográfica

Através de uma revisão bibliográfica foram estudadas as características do comportamento de chumbadores e do comportamento de ligações em estruturas pré-moldadas. Verificou-se o que já foi realizado em pesquisas anteriores, buscando-se adequar os atuais conhecimentos e aplicar estes a uma nova composição de ligação com utilização de concreto com fibras de aço. Assim, pode-se fazer uma análise dos tipos de fibras utilizadas, da variação dos chumbadores e de sua aplicação em ligações viga-pilar.

b) Programa experimental

O programa experimental foi dividido em duas etapas: ensaios dos chumbadores e ensaio da ligação completa. O objetivo é avaliar a utilização do consolo pesquisado por Costa (2009) em conjunto com o chumbador estudado por Aguiar (2010) em uma ligação viga-pilar de concreto pré-moldado. Foram realizados ensaios específicos nos chumbadores utilizando fibras de aço no concreto, além do ensaio de uma ligação viga-pilar utilizando concreto com fibras de aço no consolo e no dente da viga. Foram realizados ensaios com carregamentos cíclicos aplicados nos modelos e em seguidas estes foram levados à ruptura.

Nos ensaios dos chumbadores, procurou-se avaliar o comportamento do chumbador

em concreto com fibras de aço. Realizaram-se ensaios conforme o modelo de ensaio proposto por Aguiar (2010), Figura 1.1.

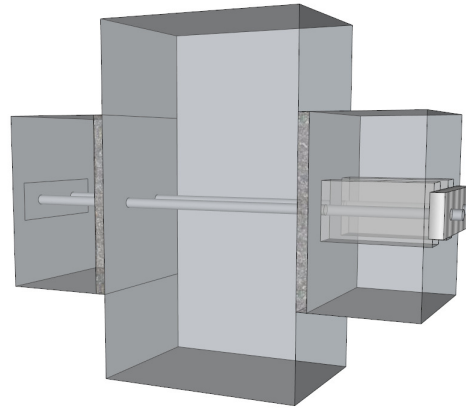


Figura 1.1 – Protótipo para o ensaio do chumbador

No ensaio da ligação, avaliou-se o seu comportamento, utilizando a mesma tipologia dos ensaios de Miotto (2002), Figura 1.2.

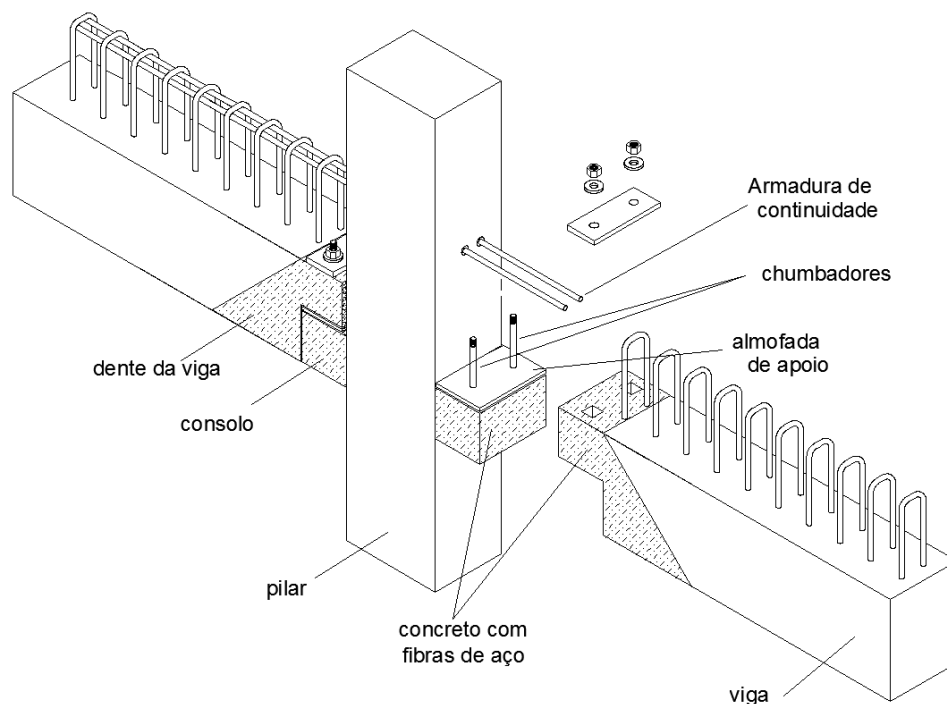


Figura 1.2 – Protótipo do ensaio da ligação completa

c) Análise dos resultados

Por meio da análise dos resultados foi realizada uma comparação entre os modelos de chumbadores, através dos mecanismos de deformabilidade e de resistência dos chumbadores. Para a ligação completa, avaliou-se a deformabilidade do chumbador e a

rigidez da ligação. Os resultados foram comparados com os encontrados por Miotto (2002) e Aguiar (2010).

1.5 APRESENTAÇÃO DA TESE

Esta tese encontra-se dividida em sete capítulos, disposto como descrito a seguir:

No **capítulo 1**, *introdução*, são apresentadas as considerações iniciais, os objetivos gerais e específicos, a justificativa e a metodologia para a realização do trabalho.

O **capítulo 2**, *revisão bibliográfica*, apresenta uma revisão abordando os principais aspectos estudados sobre chumbadores e ligações viga-pilar e resultados encontrados em trabalhos anteriores.

No **capítulo 3**, *programa experimental*, são descritos todos os ensaios realizados para esta pesquisa. São apresentados os ensaios de caracterização dos materiais e os ensaios específicos da pesquisa.

No **capítulo 4**, *análise dos resultados dos chumbadores*, são apresentados os resultados de caracterização dos materiais e os resultados dos protótipos ensaiados, uma análise comparativa entre os modelos e uma comparação entre os dados experimentais e os analíticos.

No **capítulo 5**, *análise dos resultados da ligação*, são apresentados os resultados de caracterização do material utilizados na ligação viga-pilar e o resultado encontrado da rigidez da ligação. Realizou-se também uma análise comparativa com o modelo experimental e o analítico de Miotto (2002).

No **capítulo 6**, *modelagem numérica*, apresenta-se a modelagem numérica realizada no programa DIANA[®] para descrever os modelos de chumbadores e a ligação viga-pilar.

O **capítulo 7**, *conclusões e considerações finais*, apresenta as principais considerações sobre os resultados encontrados e sugestões para trabalhos futuros.

Por fim, são apresentadas as referências bibliográficas.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 GENERALIDADES

As ligações entre elementos de concreto pré-moldado, em geral, não se comportam da forma como são concebidas nas análises estruturais, isto é, não são totalmente rígidas ou articuladas como se supõe nas simplificações de cálculo. Estas ligações podem apresentar um comportamento semirrígido, sendo capazes de transmitir parcialmente os esforços e possuírem apenas uma porcentagem de rigidez. Portanto, observa-se que o tipo de ligação definido em projeto e a forma de sua consideração no modelo de cálculo têm papel fundamental no comportamento destas estruturas.

Neste capítulo é apresentada uma revisão sobre as ligações viga-pilar em estruturas de concreto pré-moldado, estudos relacionados ao chumbador, informações e estudos sobre concreto com fibras de aço e, por fim, pesquisas realizadas na Escola de Engenharia de São Carlos que serviram de base para esta pesquisa.

2.2 LIGAÇÕES VIGA-PILAR SEMIRRÍGIDAS EM ESTRUTURAS DE CONCRETO PRÉ-MOLDADO

O comportamento semirrígido de uma ligação é o estado intermediário entre o comportamento articulado e o engastamento perfeito (rígido). Uma forma usual de se considerar o comportamento semirrígido é utilizando os parâmetros de deformabilidade (ou de rigidez) e a resistência última das ligações, extraídas de curvas força-deslocamento ou curvas momento-rotação. A deformabilidade de uma ligação pode ser definida como o deslocamento relativo dos elementos adjacentes à ligação devido a um esforço unitário aplicado na direção do deslocamento (Figura 2.1).

Para a análise de ligação viga-pilar submetida a momento fletor, a curva utilizada para obtenção dos parâmetros de deformabilidade e da resistência última é a curva momento-rotação. A resistência última de uma ligação pode ser entendida como a máxima combinação de esforços que a ligação pode suportar. Em projeto, esta resistência é

usualmente definida como o valor do momento fletor para o qual ocorre a plastificação da ligação.

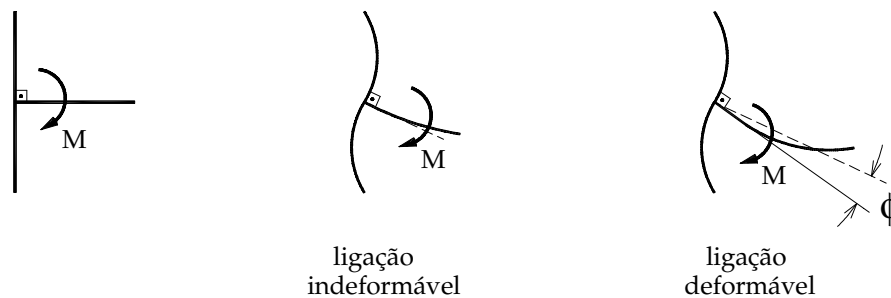


Figura 2.1 - Deformabilidade ao momento fletor em uma ligação viga-pilar - EL DEBS (2000)

Segundo El Debs (2000), o conceito de deformabilidade para este tipo de ligação passa a ser a rotação relativa da viga com o pilar ao ser aplicado um momento fletor. Essa deformabilidade pode ser matematicamente expressa pela equação 2.1:

$$D_m = \frac{\phi}{M} \quad (2.1)$$

A rigidez é o inverso da deformabilidade e, portanto, pode ser matematicamente expressa pela equação 2.2:

$$K_m = \frac{M}{\phi} \quad (2.2)$$

Sendo que:

D_m - Deformabilidade (flexibilidade) ao momento fletor da ligação;

K_m - Rigidez ao momento fletor da ligação;

M - Momento fletor solicitante da ligação;

ϕ - Rotação relativa entre os elementos da ligação.

Para que o comportamento da ligação semirrígida seja levado em consideração no projeto estrutural é necessário o conhecimento das curvas momento-rotação das ligações, ou, pelo menos, uma aproximação adequada de seus parâmetros. Na Figura 2.2 são apresentados os diagramas momento fletor-rotação de uma ligação perfeitamente rígida, perfeitamente articulada e semirrígida.

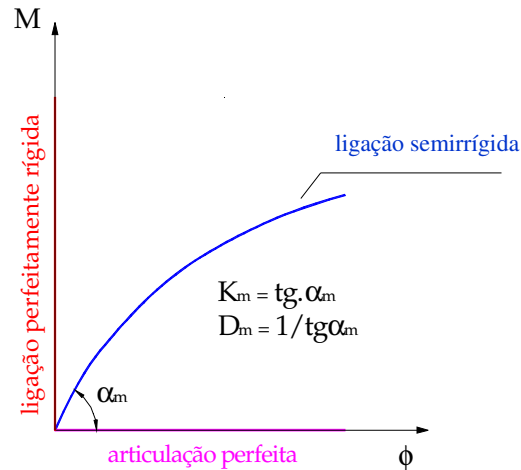


Figura 2.2 – Curvas momento-rotação - Miotto (2002)

A consideração de um grau de flexibilidade nas ligações adquire relevância na análise estrutural, tendo em vista que a rigidez dos elementos que compõem a estrutura pode sofrer modificação, promovendo, por exemplo, uma redistribuição dos esforços e ocasionando deslocamentos inesperados ao longo de toda a estrutura. Existem diversos trabalhos experimentais em estruturas de concreto pré-moldado disponíveis na literatura técnica, mas ainda são poucos os modelos analíticos que permitem projetar as ligações viga-pilar levando-se em conta o seu comportamento semirrígido.

Segundo Elliot (1998), a rigidez inicial da ligação depende principalmente da sua geometria, em particular pela maneira na qual foi construída, e em função das tolerâncias admitidas. A resistência última deriva principalmente da resistência dos materiais que compõem a ligação, e a capacidade de rotação em função da ductilidade, onde a geometria também exerce influência.

2.3 ESTUDOS SOBRE CHUMBADORES

O chumbador é o componente da ligação viga-pilar que transmite as tensões de cisalhamento entre elementos, gerando um estado de tensões não uniforme no concreto, submetendo-o a uma tensão de flexão máxima junto à interface (Figura 2.3). Este estado de tensões não uniformes no concreto e esta distribuição dependem das dimensões, da posição e da resistência do chumbador.

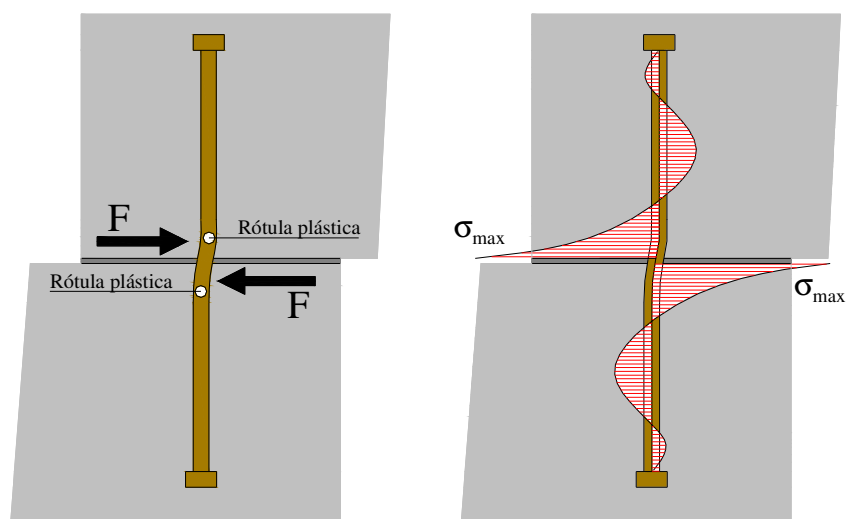


Figura 2.3 - Estado de tensões não uniforme no concreto - Aguiar (2010)

A capacidade dos chumbadores perpendiculares sujeitos ao cisalhamento pode ser calculada utilizando-se conceitos da teoria da plasticidade e parâmetros obtidos experimentalmente. Com base nesta teoria, Engstrom (1992b) observou que a interface do concreto-chumbador é um aspecto importante no comportamento da ligação, concluindo que o atrito na interface aumenta a sua resistência ao cisalhamento.

Dois importantes estudos sobre o mecanismo de transferência de cisalhamento em chumbadores foram realizados por Dei Poli et al. (1992). O primeiro estudo considera o comportamento do chumbador na fase elástica, usando a analogia de uma viga sob apoio elástico, enquanto que o segundo estudo trata um chumbador na sua posição crítica, com o esmagamento do concreto ao longo da seção crítica e produzindo uma rótula plástica com o escoamento do chumbador (Figura 2.4).

Alguns modelos de ruptura podem ser previstos em função do estado de tensões apresentado, estado este que depende das dimensões, do posicionamento e da resistência do chumbador, além da resistência e da aderência do concreto que o envolve. Dentre esses modos de ruptura, cita-se a formação de rótulas plásticas na seção de máxima tensão de flexão no chumbador.

Diferentes tipos de análise podem ser utilizados para estimar o mecanismo de cisalhamento de um chumbador inserido em um elemento de concreto. Dei Poli et al. (1992) afirma, baseado em seus resultados experimentais, que, para esforços da ordem de até 40% da capacidade última do chumbador, a consideração de um comportamento linear se aproxima adequadamente ao comportamento real observado no ensaio.

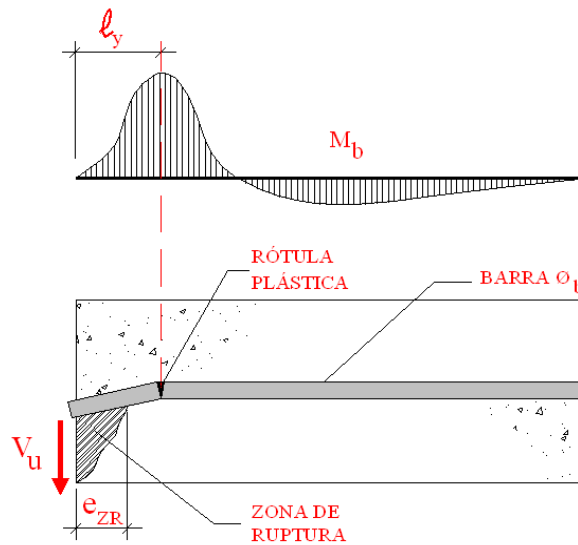


Figura 2.4 - Rótula plástica e zona de ruptura - DEI POLI et al. (1992)

Quando há chumbadores inseridos em dois elementos adjacentes e o modo de ruptura for considerado através da formação de rótulas plásticas, a formação dessas rótulas poderá ocorrer em cada um dos elementos que participa da ligação, e a carga resistente última será tomada como aquela que ocasiona a formação da segunda rótula plástica, isto é, quando ocorrer a plastificação do chumbador em ambos os trechos inseridos nos elementos conectados. Para o caso de dois elementos com resistências iguais e que envolvem um mesmo chumbador, as rótulas podem se formar simultaneamente, mas caso estas resistências sejam distintas, a formação das rótulas plásticas pode se dar em intervalo de tempo diferente. A primeira rótula plástica se forma no elemento de menor resistência, e geralmente o elemento de maior resistência ainda está no regime elástico durante este processo. Em seguida forma-se a segunda rótula plástica no elemento mais resistente. Ainda na formação da primeira rótula, a rigidez da ligação apresenta redução na sua capacidade portante.

Um modelo teórico para a determinação do valor da força máxima que provoca o surgimento da rótula plástica (equação 2.3) e do valor da distância desta força à interface do elemento conectado (equação 2.4 e 2.5) foi desenvolvido por Højlund-Rasmussen¹ apud FIB (2007) e aperfeiçoado por Dulaska apud FIB (2007), com base na teoria da plasticidade, para chumbadores retilíneos. A formulação apresentada tem como variáveis alguns parâmetros obtidos experimentalmente, e a obtenção desses parâmetros ainda é objeto de pesquisas nos dias atuais.

¹ HØJLUND-RASMUSSEN, B (1963). *Betoninstøbte, tvaerbelastade boltes og dornes baereevne*. (Resistance of embedded bolts and dowels loaded in shear. In Danish).

$$F_p = c_1 \cdot \phi_b^2 \cdot \sqrt{f_y \cdot f_{cc,\max}} \quad (2.3)$$

$$q_c = 3 \cdot c_1^2 \cdot f_{cc,\max} \cdot \phi_b \quad (2.4)$$

$$x = \frac{F_p}{q_c} = \frac{\sqrt{f_y}}{3 \cdot c_1} \cdot \phi_b \quad (2.5)$$

Sendo que:

- F_p - Força de formação da segunda rótula plástica no chumbador;
- c_1 - Coeficiente para consideração do efeito de compressão tri-axial;
- ϕ_b - Diâmetro do chumbador;
- f_y - Tensão de escoamento do aço;
- $f_{cc,\max}$ - Maior resistência à compressão dentre os elementos de concreto;
- x - Distância da força à interface do elemento.

Quando há restrição ao giro do chumbador na região da interface da ligação, o comportamento do chumbador é modificado no trecho que se encontra inserido na massa de concreto. Assim, podem se formar rotulas plásticas em ambos os lados restringidos do chumbador. A condição de equilíbrio para tal mecanismo fornece a fórmula da força de escoamento da ligação, expressa pela equação 2.6:

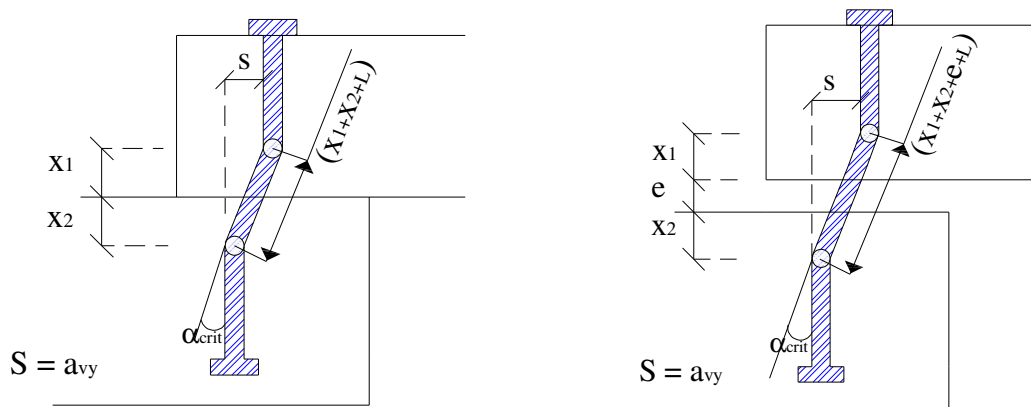
$$F_p = c_r \cdot c_1 \cdot \phi_b^2 \cdot \sqrt{f_y \cdot f_{cc,\max}} \quad (2.6)$$

Sendo que:

- c_r - Fator de restrição.

Engstrom (1992b) afirma que, quando há uma grande restrição ao giro do chumbador próximo à face do concreto, pode-se adotar o fator de restrição “ c_r ” de valor igual a $\sqrt{2}$, e no caso de uma restrição parcial ao giro no chumbador, este fator deverá variar entre $1 < c_r < \sqrt{2}$.

Na Figura 2.5 é apresentada a configuração do chumbador após a formação das rótulas plásticas para o caso de haver (ou não) uma altura livre entre os elementos adjacentes.



(a) Sem altura livre entre os elementos

(b) Com altura livre entre os elementos

Figura 2.5 - Formação de rótula plástica em chumbadores inseridos em dois elementos - FIB (2007)

Devido à presença de almofadas de elastômero, ou mesmo de outro tipo de aparelho de apoio, existe uma altura livre entre os dois elementos, formando uma excentricidade vertical entre as solicitações horizontais de cisalhamento no chumbador. Para o cálculo da força de escoamento, incorpora-se uma redução por meio de um fator de excentricidade “ c_e ”, conforme a Equação 2.7:

$$F_p = c_e \cdot c_1 \cdot \phi_b^2 \cdot \sqrt{f_y \cdot f_{cc,max}} \quad (2.7)$$

$$c_e = \sqrt{1 + (\varepsilon \cdot c_1)^2} - \varepsilon \cdot c_1 \quad (2.8)$$

$$\varepsilon = \frac{3 \cdot e}{\phi_b} \cdot \sqrt{\frac{f_{cc,max}}{f_y}} \quad (2.9)$$

Sendo:

c_r - Coeficiente para consideração de restrição ao deslocamento;

c_e - Coeficiente para consideração da excentricidade da carga aplicada;

e - Excentricidade da carga aplicada no chumbador.

Quando a altura livre se der em decorrência da presença de uma almofada de elastômero entre os dois elementos de concreto, a excentricidade “ e ” deverá ser tomada como sendo a metade da altura livre entre os dois elementos, ou seja, neste caso $e \cong h_n / 2$, onde “ h_n ” é a espessura da almofada de elastômero.

Complementando os estudos de transferência de forças de cisalhamento em chumbadores inseridos em concreto, Engstrom² *apud* FIB (2007) propôs que as rótulas plásticas podem se formar quando a inclinação total do chumbador atingir o valor crítico dado pela Equação 2.10. Quando o chumbador atinge o escoamento, esta inclinação crítica é proporcional à curvatura da seção crítica do chumbador (Equações 2.11, 2.12 e 2.13).

$$\alpha_{crit} = k \cdot \frac{f_y}{E_s \cdot \phi_b} \quad (2.10)$$

$$\alpha_{crit} = \frac{a_{vy}}{x} \quad (\text{chumbador inserido em um único elemento de concreto}) \quad (2.11)$$

$$\alpha_{crit} = \frac{a_{vy}}{l_{pp}} \quad (\text{chumbador inserido em dois elementos de concreto}) \quad (2.12)$$

$$l_{pp} = x_1 + x_2 + h_a \quad (2.13)$$

Sendo que:

k - 1,75 m, baseado em resultados experimentais de ENGSTROM (1992b);

E_s - Módulo de elasticidade do aço;

α_{crit} - Deformação angular crítica;

a_{vy} - Deslocamento horizontal relativo na ligação;

h_a - Altura livre entre os elementos de concreto que envolvem o chumbador.

Além do efeito de pino ao qual o chumbador está submetido, pode-se contabilizar o efeito do atrito entre as faces do concreto. Engstrom (1992b) também observou que o atrito na interface da ligação atua positivamente, podendo contabilizar esta contribuição no aumento da resistência ao cisalhamento da ligação. O coeficiente de atrito varia de acordo com a superfície de contato e pode ser adotado como “0,6” para o caso de interfaces concreto-concreto, “0,4” para aço-concreto e valores entre “0,3” e “0,4”, para concreto-neoprene.

Considerando esta contribuição, a capacidade portante total para o cisalhamento da ligação será dada pelas equações 2.14 e 2.15:

² Engström, B.(1990). *Combined effects of dowel action and friction in bolted connections*. Nordic Concrete Research, The Nordic Concrete Federation, Publication No. 9, Oslo 1990, pp. 14-33.

$$F_p = c_1 \cdot \phi_b^2 \cdot \sqrt{f_{y,red} \cdot f_{cc,max}} + \mu_s \cdot \sigma_n \cdot A_s \quad (2.14)$$

$$f_{y,red} = f_y - \sigma_n \quad (2.15)$$

Sendo que:

μ_s - Coeficiente de atrito na interface;

σ_n - Tensão atuante no chumbador quando o mecanismo é formado;

A_s - Área da seção transversal do chumbador.

Nas ligações viga-pilar de concreto pré-moldado onde se utilizam chumbadores nas extremidades do dente da viga e do consolo, podem ser observadas influências de outros fatores na ruptura do concreto devida à força de cisalhamento à qual o chumbador é submetido. Eligehausen *et al.* (2006) citam, dentre essas influências, o efeito de grupo (quando há mais de um chumbador) e efeito de borda (quando a distância entre o chumbador e a lateral da viga é pequena).

Para a consideração do efeito de grupo, Eligehausen *et al.* (2006) demonstram que, se a distância $s_1 < 3 \cdot c_1$ (Figura 2.6), existe a formação de uma única superfície de fratura e, portanto, desenvolve-se uma carga de ruptura menor do que seria possível prever com base nas capacidades de ancoragem individuais. A redução dessa capacidade pode ser calculada através da equação 2.16.

$$V_{u,c} = \frac{A_{c,v}}{A_{c,v}^0} \cdot V_{u,c}^0 \quad (2.16)$$

Sendo:

$A_{c,v}^0 = 4,5 \cdot c_1$ (área projetada da superfície de ruptura desenvolvida para uma única barra, idealizada como a metade de uma pirâmide com altura c_1 e base $1,5 \cdot c_1$ e $3 \cdot c_1$;

$A_{c,v} = (2 \cdot 1,5 \cdot c_1 + s_1) \cdot 1,5 \cdot c_1$ (área projetada da superfície de ruptura para a fixação, conforme definido pela sobreposição das superfícies de falha idealizadas para as barras individuais adjacentes, Figura 2.7).

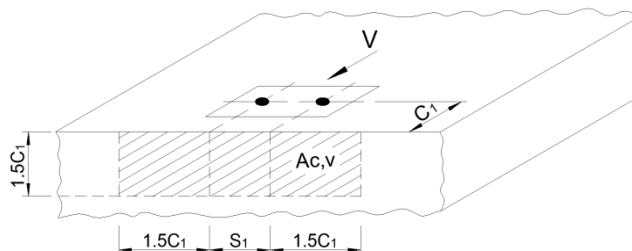


Figura 2.6 – Áreas projetadas para dois chumbadores - Eligehausen et al (2006)

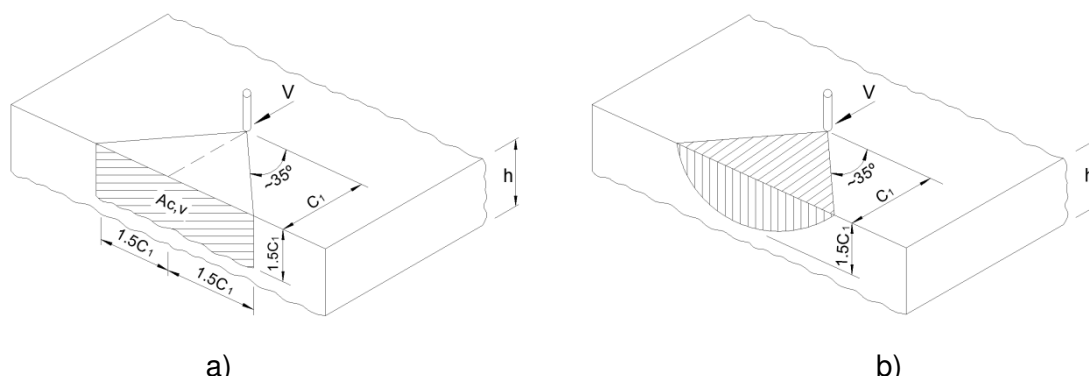


Figura 2.7 – Forma típica idealizada da falha de concreto para barras submetidas a força cortante no sentido de uma extremidade - Eligehausen et al (2006)

O efeito de borda considerado por Eligehausen *et al.* (2006) é válido quando $c_2 < 1,5 \cdot c_1$ (Figura 2.8). Se há essa proximidade entre a barra e a borda, a capacidade de carga pode ser reduzida conforme equação 2.17.

$$\psi_{s,v} = 0.7 + \frac{0.3 \cdot c_2}{1.5 \cdot c_1} \leq 1.0 \tag{2.17}$$

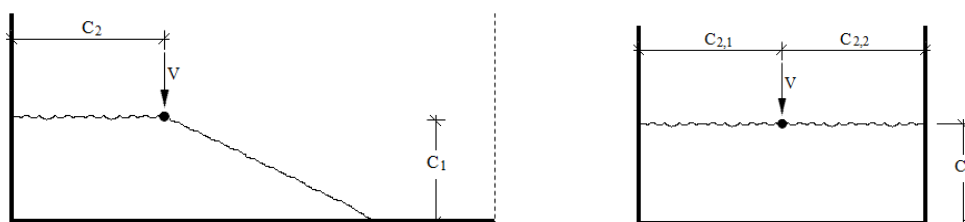


Figura 2.8 – Padrão de fratura de uma única barra submetida a cisalhamento - Eligehausen et al (2006)

Eligehausen *et al.* (2006) também fazem uma nova proposta para a redução do valor da força de ruptura do concreto devido a uma excentricidade vertical entre as solicitações horizontais de cisalhamento no chumbador (Figura 2.9). Esta redução pode ser expressa pela equação 2.18.

$$\psi_{h,v} = \frac{110 - e}{90} \quad (2.18)$$

Sendo:

$$0,3 \leq \psi_{h,v} \leq 1,0$$

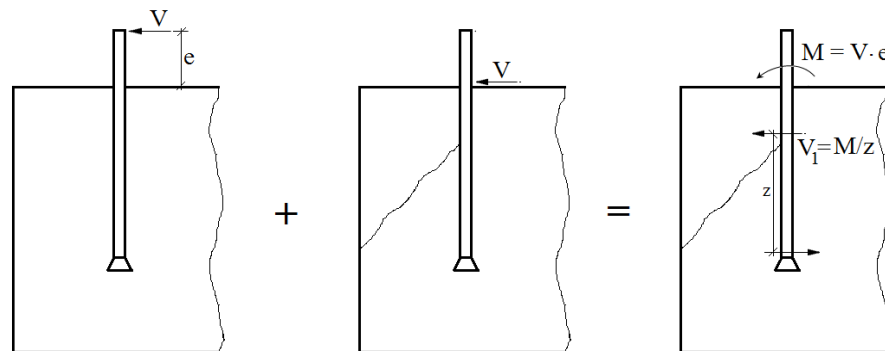


Figura 2.9 – Barras submetidas a uma força cortante com o braço de alavanca - Eligehausen et al (2006)

2.4 CONCRETO REFORÇADO COM FIBRAS DE AÇO

O uso de fibras de aço minimiza o comportamento frágil do concreto, apresentando uma resistência residual mesmo após a sua fissuração. Para o concreto armado reforçado com grandes quantidades de fibras, estas podem também melhorar a ancoragem da armadura. Harajli e Sallokh (1997) comprovaram em ensaios experimentais que a presença de fibras de aço favorece a distribuição de tensões entre a matriz de concreto e as armaduras sob tração. A utilização de fibras de aço em porcentagem acima de 2% do volume de concreto melhora a resistência de ancoragem média das barras em 55% em comparação com concreto tradicional não confinado. Elementos estruturais de concreto reforçado com fibras têm uma forma de ruína bem mais gradual, apresentando grandes deformações antes de romperem. Essa característica é de grande interesse para a construção civil do ponto de vista da segurança porque serve como indício de que a peça está entrando em colapso.

Quanto a resistência à compressão do concreto, comparado a um concreto simples de mesma resistência, a adição de fibras pode resultar tanto em aumento quanto em diminuição da dessa resistência. Segundo Balaguru e Shah (1992), para concretos com aproximadamente 1,50% de fibras, a resistência à compressão pode apresentar uma variação média de $\pm 25\%$. O aumento do teor de ar incorporado ao concreto devido às fibras

de aço provocaria uma redução na resistência à compressão superior ao aumento de resistência produzido pelas mesmas.

Para a resistência à tração por compressão diametral de concretos reforçados com fibras de aço, Song e Hwang (2004) estudaram a influência do volume de fibras na composição. Utilizando fibras de aço com ganchos nas extremidades, com frações volumétricas de 0,5%, 1,0%, 1,5% e 2,0%, verificou-se que a resistência à tração por compressão diametral aumentou com o volume de fibras, sendo o maior aumento (98,3%) obtido com 2,0% de fibras.

O grande benefício do uso de fibras é a tenacidade conferida ao material após atingir a tensão máxima, principalmente em concretos de alta resistência, que se caracterizam por uma forma de ruptura brusca. De maneira geral, a quantidade de fibras de aço necessária para se obter um comportamento dúctil do material é proporcional à resistência da matriz de concreto. Em concretos de maior resistência característica, é necessária uma maior porcentagem de fibras. Mindess (1995) aponta a utilização de fibras no concreto como de grande interesse tecnológico mesmo em estruturas convencionais de concreto armado, onde, em conjunto com o concreto de elevado desempenho, aumenta a competitividade do material quando comparado com outros sistemas estruturais, como o de estruturas de aço, por exemplo.

Segundo Figueiredo (2000), apesar do ganho de desempenho conferido pelas fibras (no que se refere à contenção da propagação das fissuras quando o concreto se encontra no estado endurecido) a adição de fibras altera as condições de consistência do concreto e, conseqüentemente, a sua trabalhabilidade. Portanto, é preciso realizar um estudo de dosagem para não comprometer o adensamento do material.

2.5 PRINCIPAIS ESTUDOS RELACIONADOS

Um dos objetivos deste trabalho é dar continuidade aos estudos de ligações viga-pilar pré-moldadas estudadas na Escola de Engenharia de São Carlos. Todos os estudos aqui realizados apontam para uma grande vantagem de se considerar uma parcela de rigidez nas ligações.

2.5.1 Estudo de deformabilidade de ligação Viga-Pilar

O comportamento de ligações viga-pilar em concreto pré-moldado com ênfase na deformabilidade ao momento fletor foi estudado por Miotto (2002). A autora realizou um programa experimental composto por dois tipos de ligações, cada um com dois modelos físicos, totalizando assim quatro modelos ensaiados em laboratório. O primeiro tipo,

continuidade ao trabalho de Soares (1998), foi executado sobre consolo com chumbadores. O segundo, muito utilizado em estruturas de edifícios de múltiplos pavimentos, foi executado utilizando-se almofada de apoio, chumbador e laje alveolar com capa de concreto moldado no local.

Foram propostos modelos analíticos, utilizando o método dos componentes, baseados, por sua vez, nos resultados experimentais e em análises numéricas via método dos elementos finitos. As curvas momento-rotação teóricas encontram-se próximas das curvas experimentais para as ligações estudadas. A Figura 2.10 ilustra o segundo tipo de ligação estudado por Miotto (2002), solicitado a momento fletor em diferentes sentidos, ou seja, momento fletor positivo e negativo. Observa-se na Figura 2.11 que o valor do momento fletor resistente positivo foi da ordem de 20% do valor do momento fletor resistente negativo.

Quando o concreto da ligação fissurou, o que ocorreu para baixos valores de sollicitação observou-se que os valores de rigidez sofreram uma acentuada redução, apresentando um comportamento dúctil sob a ação do momento fletor positivo, justificado pela presença do chumbador.

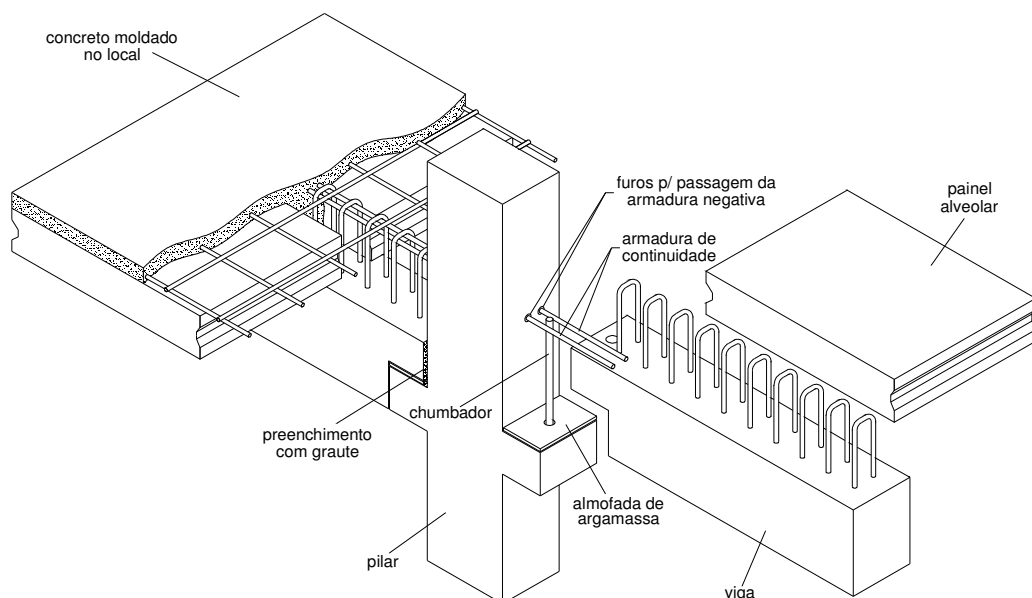


Figura 2.10 - Ligação viga-pilar estudada por Miotto (2002)

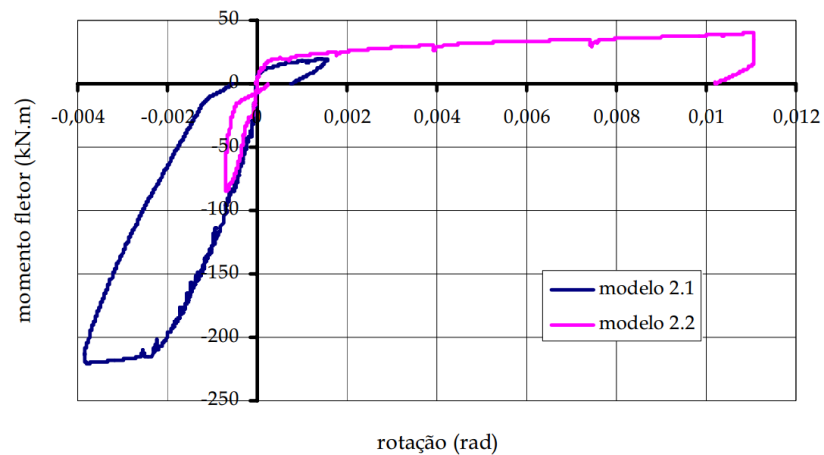


Figura 2.11 – Curva momento fletor vs. rotação - Miotto (2002)

El Debs *et al.* (2010) propõem um modelo analítico, baseado no trabalho de Miotto (2002), com um diagrama bilinear para descrever a rigidez da ligação viga-pilar. Para o caso de momentos negativos, supondo $R_s = A_s \cdot f_y$ e $R_s = y_{cn} \cdot f_{cg} \cdot b_w$ (Figura 2.12), o momento é expresso pela equação 2.19.

$$M_{yn} = A_s f_y z_n \quad (2.19)$$

$$z_n = h_e - d'_e - \frac{y_{cn}}{2} \quad (2.20)$$

$$y_{cn} = \frac{A_s f_y}{f_{cg} b_w} \quad (2.21)$$

Sendo:

A_s a área da seção transversal da armadura de continuidade;

f_y a tensão de escoamento do aço;

h_e a altura do dente da viga;

d'_e o cobrimento da armadura de continuidade;

y_{cn} a altura da área comprimida do dente da viga;

f_{cg} a tensão de compressão do graute e

b_w a largura da viga.

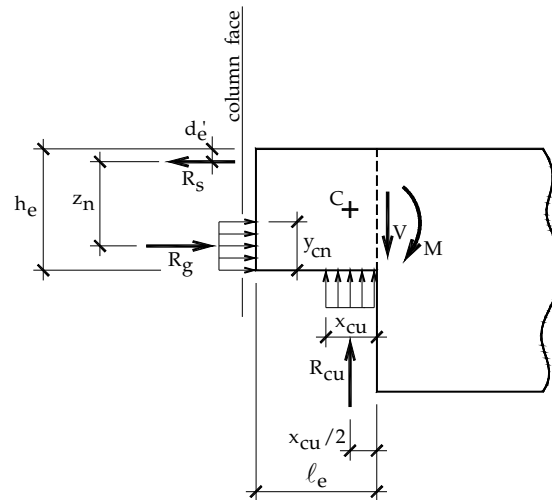


Figura 2.12 – Diagrama de tensão em ligação viga-pilar submetida a momento negativo - El Debs *et al.* (2010)

Considerando a deformabilidade da ligação sendo influenciada pela abertura de fissuras na face entre o pilar e a viga, pela compressão do concreto e pela deformação da almofada de apoio, a rigidez pode ser calculada como a soma de fatores: a) da armadura de continuidade (k_s), b) do graute utilizado nos chumbadores (k_g) e da almofada de apoio (k_{cu}). Portanto, k_s pode ser expressa pela equação 2.22.

$$k_s = \frac{\sigma_s \cdot A_s}{w_y} \quad (2.22)$$

$$w_y = 2 \cdot \left[\frac{(1 + \alpha_w) \cdot s_1^{\alpha_w} \cdot \phi}{8 \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{s,ef}) \cdot \tau_{\max} \cdot E_s} \cdot \frac{\sigma_s^2}{\tau_{\max} \cdot E_s} \right]^{\frac{1}{1 + \alpha_w}} + \frac{\sigma_x}{E_s} \cdot 4 \cdot \phi \quad (2.23)$$

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{c,top}} \quad (2.24)$$

$$\tau_{\max} = 2.5 \cdot \sqrt{f_{c,top}} \quad (2.25)$$

$$\rho_{s,ef} = \frac{A_s}{A_{c,ef}} \quad (2.26)$$

Sendo:

A_s a área da seção transversal da barra de continuidade;

$A_{c,ef}$ a área que envolve a armadura de continuidade;

σ_s a tensão de escoamento do aço;

ϕ o diâmetro das barras de continuidade;

E_s o módulo de elasticidade do aço;

$E_{c,top}$ o módulo de elasticidade do concreto adjacente às barras de continuidade

$f_{c,top}$ a tensão de compressão do concreto adjacente às barras de continuidade;

$\alpha_w = 0,4$; e

$s_1 = 1$.

A área $A_{c,ef}$ pode ser calculada como sendo o produto da espessura do concreto adjacente às barras de continuidade e a distância da área de influência das barras tracionadas.

A rigidez correspondente à junta grauteada (k_g) é dada pela equação 2.27.

$$k_g = \frac{y_{cn} \cdot b_w}{D_{gj}} \quad (2.27)$$

Sendo b_w a largura da viga e D_{gj} a deformabilidade do graute ($0,11 \cdot 10^{-4}$ m/MPa), informação esta que pode ser encontrada no trabalho de Barboza (2002).

A partir das rigidezes apresentadas, a rigidez completa da ligação pode ser descrita pela equação 2.28:

$$k_{\phi n} = [k_s (h_e - y_{cr} - d'_e)^2 + k_g (y_{cr} - \frac{y_{cn}}{2})^2] \quad (2.28)$$

$$y_{cr} = \frac{k_s (h_e - d'_e) + k_g \frac{y_{cn}}{2}}{k_s + k_g} \quad (2.29)$$

Para a consideração de momentos positivos, o valor do momento de escoamento pode ser calculado tendo como base o modelo ilustrado na Figura 2.13. A eventual reação da almofada de apoio (K_{cu}) não foi considerada no presente trabalho.

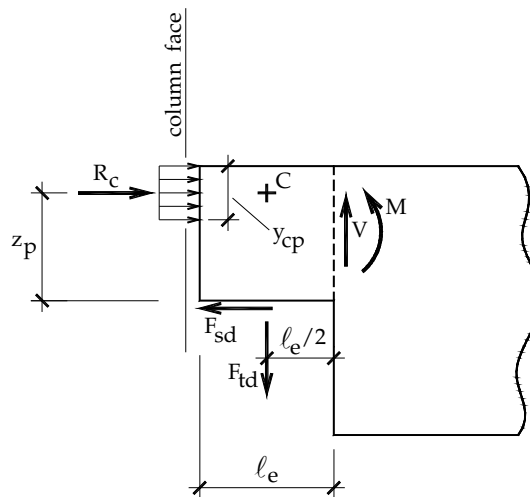


Figura 2.13 – Diagrama de tensão em ligação viga-pilar submetida a momento positivo - El Debs *et al.* (2010)

Assim, tem-se para o valor do momento positivo a equação 2.30:

$$M_{yp} = F_{sd} \cdot z_p \quad (2.30)$$

$$z_p = h_e - \frac{y_{cp}}{2} \quad (2.31)$$

$$F_{sd} = c \cdot \phi_d^2 \cdot \sqrt{f_{yd} \cdot f_{cc,max}} \quad (2.32)$$

$$y_{cp} = F_{sd} / f_{cc,max} b_f \quad (2.33)$$

Sendo:

y_{cp} a altura de compressão do bloco do topo da viga;

b_f a largura da viga;

c o coeficiente do item 2.3 deste capítulo;

ϕ_d o diâmetro do chumbador;

f_{yb} a tensão de escoamento do aço; e

$f_{cc,max}$ o máximo valor entre resistência à compressão do concreto e do graute em contato com o chumbador.

A posição deformada do dente da viga foi assumida como totalmente rígida. Para o cálculo da rigidez da ligação foram consideradas as rigidezes associadas às deformações dos componentes: a) compressão do concreto (k_c); b) tensão no chumbador (k_{td}); e c) cisalhamento no chumbador (k_{sd}).

Portanto, a rigidez a momento positivo pode ser expressa pela equação 2.34, considerando o cisalhamento do chumbador pela equação 2.35:

$$k_{\phi p} = k_{sd} \left(h_c - \frac{y_{cp}}{2} \right)^2 \quad (2.34)$$

$$k_{sd} = \frac{F_{sd}}{a_{vy}} \quad (2.35)$$

Sendo:

k_{sd} a rigidez associada ao cisalhamento do chumbador;

a_{vy} o deslocamento transversal do chumbador no escoamento do aço (adotado por $0,10 \cdot \Phi_d$).

Esta formulação foi comparada com as curvas experimentais encontradas por Miotto (2002), conforme a Figura 2.14.

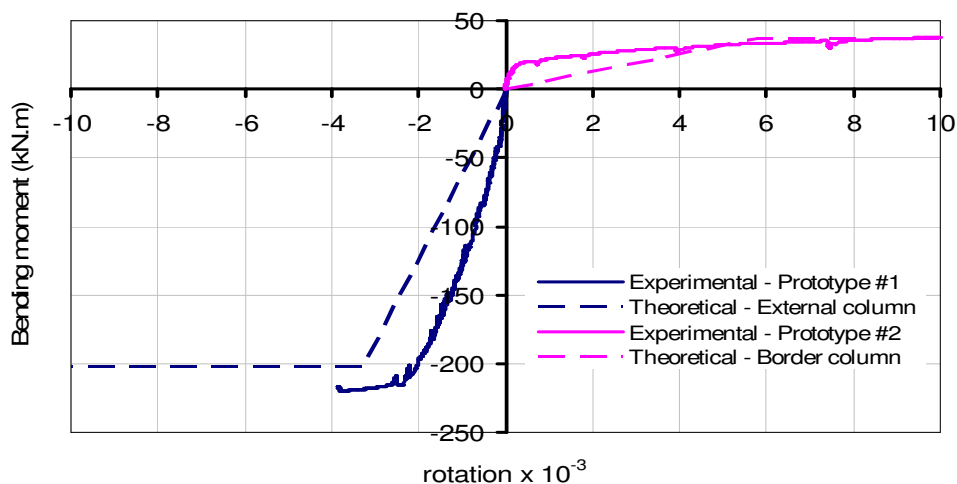


Figura 2.14 – Comparação das curvas experimentais e analítica - El Debs et al (2010)

Baldissera (2006) estudou o comportamento de uma ligação viga-pilar semelhante à ligação estudada por Miotto (2002), composta por dois chumbadores inclinados e fixados à viga por meio de chapas metálicas, porcas e arruelas. Foram confeccionados dois modelos físicos para o programa experimental, sendo um com pilar intermediário e outro com pilar de extremidade.

Na Figura 2.15 está ilustrada a ligação estudada por Baldissera (2006), para o pilar intermediário, que também foi estudada para o caso de solicitações de momentos fletores em diferentes sentidos. Foi observado que o valor do momento fletor resistente positivo atinge a ordem de 60% do valor do momento fletor resistente negativo para o pilar intermediário, e de 85% para o pilar de extremidade.

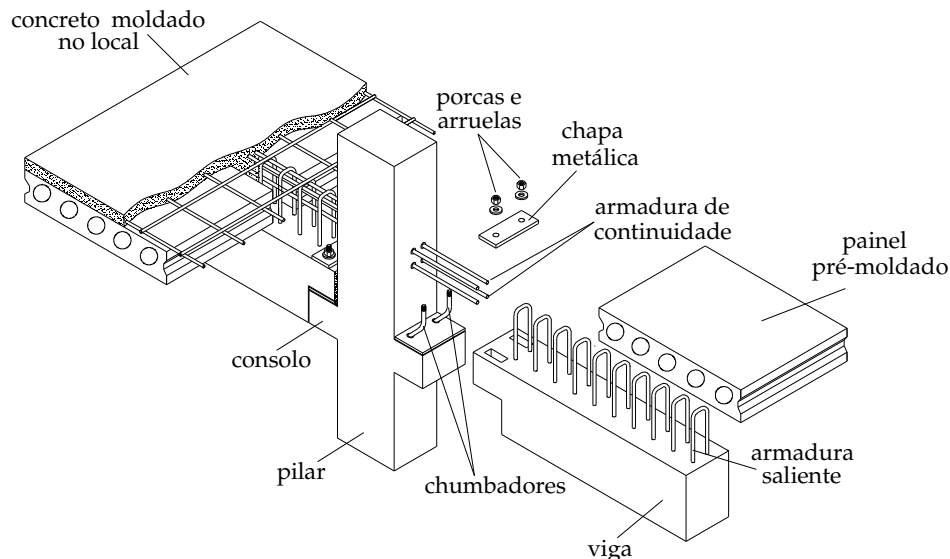


Figura 2.15 - Ligação viga-pilar estudada por Baldissera (2006)

Com base nos resultados experimentais e no modelo analítico, a autora verificou que há uma parcela do efeito de pino de 13% sobre o chumbador, além do efeito de tração.

Admitindo a extrapolação de dados, Baldissera (2006) sugere que a ligação com chumbadores inclinados, quando comparada com a de chumbadores retilíneos, pode apresentar um acréscimo de duas vezes no valor da rigidez a momento fletor positivo e um acréscimo superior a 2,5 vezes no valor do momento de plastificação.

2.5.2 Estudo de consolo moldados em etapa distinta do pilar

Com o objetivo de desenvolver uma técnica produtiva mais eficiente, Costa (2009) fez um estudo em consolos moldados em etapa distinta à do pilar. Em um consolo tradicional, os estribos verticais e horizontais atuam para reduzir o surgimento e a abertura das fissuras precoces. Entretanto, a produção industrial destes tipos de consolo é dificultada pela grande quantidade de armaduras a serem encaixadas na sua montagem. A moldagem do consolo em etapa anterior à do pilar proporciona uma maior rapidez e simplicidade para a produção. Nos modelos propostos não se utilizam estribos, restando apenas a armadura do tirante principal do consolo (Figura 2.16). Para combater o aparecimento prematuro de fissuras no

consolo, foram incorporadas ao concreto fibras de aço em altas taxas. Para este estudo, foram moldados sete protótipos conforme quadro da Figura 2.17.

Os modelos experimentais de Costa (2009) apresentaram bons resultados, comparados aos modelos monolíticos, com ductilidade e alta resistência à ruptura. Porém, o autor sugere que ainda devem ser estudados aperfeiçoamentos para a diminuição do processo de fissuração da interface consolo-pilar. Apesar das diferenças entre os modelos estudados pelo autor e os modelos tradicionais, o comportamento dos consolos se mostrou semelhante aos modelos de cálculo utilizados na prática (modelo de bielas e tirantes). Os modelos que obtiveram melhores resultados foram o MMC4 e o MMC5, ou seja, aqueles que utilizam três barras de ϕ 16mm.

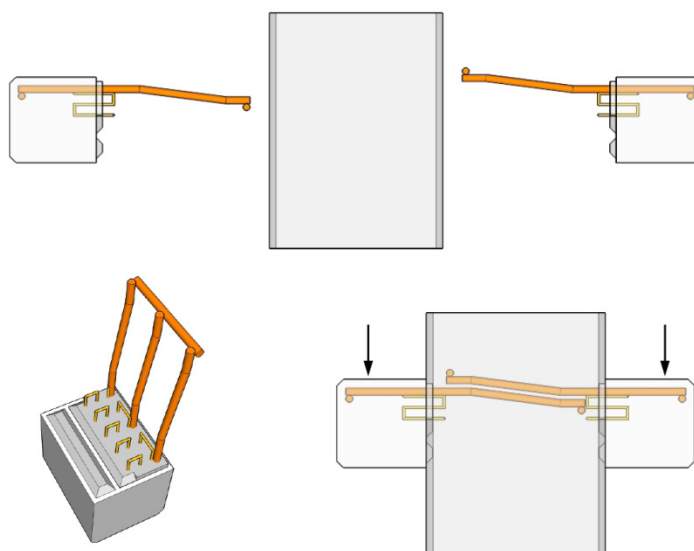


Figura 2.16 - Esquema de montagem do consolo

Modelo	Armadura principal (tirante)	Classificação quantidade de armadura	Armadura de costura	a/d	Resistência pretendida concreto (MPa)	Porcentagem fibras de aço consolo (%)
MBS1	2Ø12,5mm	baixa	não	0,75	65,00	2,00
MBC2	2Ø12,5mm	baixa	sim	0,75	65,00	2,00
MMS3	3Ø16,0mm	média	não	0,75	65,00	2,00
MMC4	3Ø16,0mm	média	sim	0,75	65,00	2,00
MMC5 ¹	3Ø16,0mm	média	sim	0,75	65,00	2,00
MAC6	4Ø20,0mm	alta	sim	0,75	65,00	2,00
MRC7	3Ø16,0mm	média	sim	0,75	40,00	-

Figura 2.17 - Quadro resumo dos modelos ensaiados por COSTA (2009)

2.5.3 Estudo do comportamento de chumbadores grauteados

Dando continuidade aos estudos dos elementos de ligações, Aguiar (2010) pesquisou o comportamento de chumbadores grauteados parcialmente resistentes a momento fletor. O objetivo da pesquisa foi estudar chumbadores com diferentes inclinações, avaliando os mecanismos de resistência e de deformabilidade mobilizados com a alteração da inclinação. Além disso, o autor realizou a comparação entre os resultados experimentais e a aplicação dos métodos dos elementos finitos, propondo modelos analíticos que reproduzem o comportamento dos chumbadores.

A pesquisa englobou 15 modelos físicos, variando a inclinação e o diâmetro dos chumbadores, a resistência do concreto adjacente e a força de compressão no mecanismo, conforme quadro da Figura 2.18.

Nos seus estudos experimentais, Aguiar (2010) obteve os resultados apresentados no quadro da Figura 2.19. Observou-se uma melhora de desempenho na utilização dos chumbadores inclinados, principalmente os de 45°, comparados com os de 0°, aumentando a capacidade de rigidez do modelo e a capacidade de carga do chumbador.

Diâmetro do chumbador	Inclinação do chumbador			Concreto
	0°	45°	60°	
Sem força de compressão na ligação				
16mm	<i>Modelo 01</i> <i>M01 i00 D16 C35</i>			C35
20mm		<i>Modelo 02</i> <i>M02 i45 D20 C35</i>	<i>Modelo 03</i> <i>M03 i60 D20 C35</i> <i>Modelo 04</i> <i>M04 i60 D20 C35</i>	
25mm	<i>Modelo 05</i> <i>M05 i00 D25 C35</i>	<i>Modelo 06</i> <i>M06 i45 D25 C35</i>		
Com força de compressão na ligação				
16mm	<i>Modelo 07</i> <i>M07 i00 D16 C35-FC</i>			C35
20mm	<i>Modelo 08</i> <i>M08 i00 D20 C35-FC</i>	<i>Modelo 09</i> <i>M09 i45 D20 C35-FC</i>	<i>Modelo 10</i> <i>M10 i60 D20 C35-FC</i>	
25mm	<i>Modelo 11</i> <i>M11 i00 D25 C35-FC</i>		<i>Modelo 12</i> <i>M12 i60 D25 C35-FC</i>	
Sem força de compressão na ligação				
16mm				C50
20mm		<i>Modelo 13</i> <i>M13 i45 D20 C50</i>	<i>Modelo 14</i> <i>M14 i60 D20 C50</i>	
25mm		<i>Modelo 15</i> <i>M15 i45 D25 C50</i>		

Figura 2.18 - Quadro resumo dos modelos ensaiados por Aguiar (2010)

Foi verificado em seu programa experimental que, em chumbadores de eixo retilíneo (inclinação de 0°), as formações de rótulas plásticas se evidenciam tanto do lado do bloco externo quanto do lado do bloco interno dos modelos. Foi verificada uma tendência de retificação da parte curva dos chumbadores inclinados, o que gerou a hipótese de que boa parte do comprimento do chumbador foi solicitado. A capacidade resistente do chumbador também foi alterada com a mudança de inclinação. Para modelos com chumbadores de diâmetro de 25 mm foi verificado um aumento de 73% na capacidade de carga quando a inclinação foi alterada de 0° para 60°.

A influência do diâmetro do chumbador foi analisada por Aguiar (2010) separadamente para os três grupos de inclinações de chumbadores ensaiados. Quanto maior o diâmetro, maior foi a capacidade de carga observada. Nos chumbadores de eixo reto, a mudança do diâmetro de 16 mm (modelo 01) para 25 mm (modelo 05) proporcionou um aumento de 35,6% da força máxima alcançada.

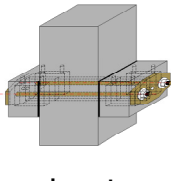
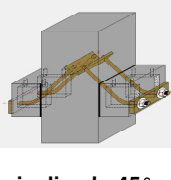
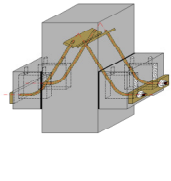
MODELO	Força por chumbador (kN)	Força por Modelo (kN)			Rigidez (kN/mm)	
		Prevista	Alcançada	Alcançada / Prevista		
 eixo reto	Modelo 01 (SFC-C35)	149	336	596	1,77	41
	Modelo 05 (SFC-C35)	202	753	808	1,07	115
	Modelo 07 (CFC-C35)	185	359	740	2,06	134
	Modelo 08 (CFC-C35)	169	525	676	1,29	142
	Modelo 11 (CFC-C35)	181	764	724	0,95	153
 inclinado 45°	Modelo 02 (SFC-C35)	247	589	988	1,68	49
	Modelo 06 (SFC-C35)	308	851	1232	1,45	97
	Modelo 09 (CFC-C35)	312	482	1248	2,59	83
	Modelo 13 (SFC-C50)	241	591	964	1,63	195
	Modelo 15 (SFC-C50)	309	858	1236	1,44	205
 inclinado 60°	Modelo 03 (SFC-C35)	256	593	1024	1,73	55
	Modelo 04 (SFC-C35)	253	586	1012	1,73	152
	Modelo 10 (CFC-C35)	252	483	1008	2,09	158
	Modelo 12 (CFC-C35)	313	684	1252	1,83	218
	Modelo 14 (SFC-C50)	255	594	1020	1,72	189

Figura 2.19 - Quadro resumo dos resultados de Aguiar (2010)

O autor observou ainda que a resistência à compressão do concreto não exerceu influência significativa no comportamento do modelo. Em simulações numéricas e analíticas realizadas verificou-se que a resistência do concreto à compressão não exerce grande influência na capacidade de carga do chumbador. Por outro lado, a resistência à compressão passa a ser relevante no tocante à ancoragem do chumbador, que deve ser garantida.

Observou-se também que a força de protensão exerceu papel importante na redução das folgas existentes no modelo, aumentando a rigidez, principalmente nos primeiros ciclos de carregamento. A partir do momento em que o modelo começou a sofrer deslocamentos, o efeito do atrito gerado pela protensão começou a perder eficiência.

Baseado nos resultados experimentais e nas simulações numéricas, Aguiar (2010) verificou que, tanto o módulo de rigidez normal quanto o transversal, inerentes à interface, eram influenciados pelo diâmetro do chumbador e pela resistência à tração dos materiais associados à interface.

Com bases em seus resultados experimentais e em formulações anteriormente estudadas, Aguiar (2010) propôs então uma formulação para o cálculo da força dos chumbadores, conforme a equação 2.36.

$$F_p = 0,157 \cdot \phi^{2,083} \cdot f_y \cdot f_c^{0,125} \cdot \cos(\beta + \theta) + 0,393 \cdot \phi^2 \cdot \left[\left(\frac{0,21 \cdot f_y}{0,01 - \frac{f_y}{E_s}} \right) + E_s \right] \cdot \left[\frac{\cos \theta}{\cos(\beta + \theta)} - 1 \right] \cdot \text{sen}(\beta + \theta) \quad (2.36)$$

Sendo:

- F_p - Força no chumbador na formação da rótula plástica ou quando o deslocamento relativo entre as superfícies ligadas pelo chumbador atingir $0,1\phi$ (N);
- θ - Inclinação do chumbador sem carregamento (chumbador reto, $\theta = 0$);
- β - Inclinação quando o chumbador sofre plastificação;
- f_y - Tensão de escoamento do chumbador (N/mm²);
- f_c - Resistência do concreto à compressão (N/mm²);
- ϕ - Diâmetro do chumbador (mm);
- E_s - Módulo de elasticidade do aço (N/mm²).

Na Figura 2.20 são apresentados diagramas força por barra *versus* deslocamentos para os modelos 01, 05 e 08, pertencentes ao grupo de chumbadores retos. Aguiar (2010) considerou a folga existente no modelo, adotando como origem do diagrama analítico o ponto referente ao último ciclo de carregamento.

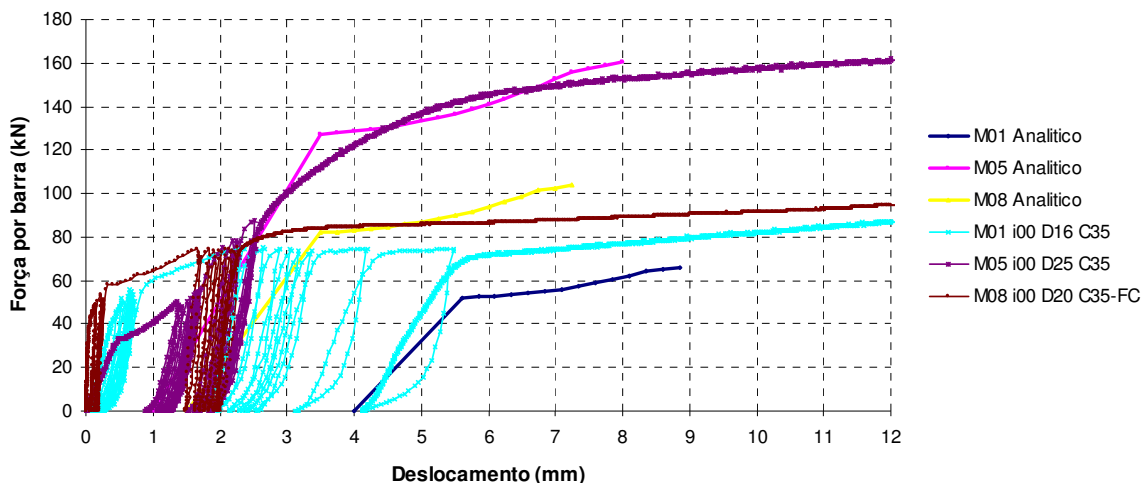


Figura 2.20 - Comparação de resultados experimentais e analíticos - chumbadores retos – Aguiar (2010)

Baseado nos resultados obtidos analiticamente, foi observada a tendência trilinear de resposta do diagrama força por barra versus deslocamento. Aguiar (2010) também propôs um diagrama analítico para os chumbadores de eixo reto. Foi observada a mesma tendência de comportamento independente do diâmetro utilizado (Figura 2.21).

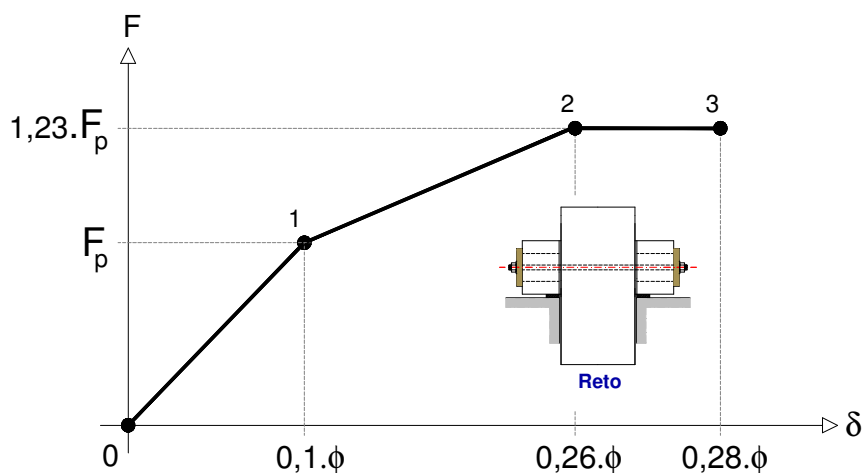


Figura 2.21 - Proposta de diagrama analítico para chumbadores de eixo reto – Aguiar (2010)

Miotto (2002), Baldissera (2006) e Aguiar (2010) utilizaram em suas pesquisas almofadas de apoio em argamassa, posicionadas entre o consolo e a viga, com o intuito de promover uma distribuição mais uniforme de tensões de contato, além de permitir movimentos de rotação entre os elementos.

Esse tipo de argamassa vem sendo estudado no Laboratório de Estruturas da EESC-USP desde o ano 2000, com algumas variações dos materiais utilizados. Dentre as pesquisas mais recentes pode-se citar a de Bellucio (2010), que apresenta um estudo de uma argamassa modificada para uso como elemento de ligação entre peças de concreto pré-moldado.

3 PROGRAMA EXPERIMENTAL

3.1 GENERALIDADES

O programa experimental consistiu-se de duas etapas. Primeiramente no estudo específico do comportamento do chumbador inserido em concreto com fibras de aço, e uma segunda etapa para a análise do comportamento de uma ligação viga-pilar em concreto pré-moldado.

Para os ensaios específicos dos chumbadores adotou-se o modelo de ensaio proposto por Aguiar (2010), porém, substituindo-se o concreto convencional por um concreto com fibras de aço. No ensaio da ligação completa, adotou-se o modelo 2.2 ensaiado por Miotto (2002) com o consolo proposto por Costa (2009), no qual este consolo é moldado em concreto com fibras de aço separadamente da moldagem do pilar. Com base nos bons resultados apresentados para esses trabalhos, optou-se por empregar no presente estudo o concreto com fibras de aço também no dente da viga.

Os resultados e observações feitas durante os ensaios foram utilizados no contexto deste trabalho, para:

- a) Entender o comportamento mecânico dos chumbadores em meio ao concreto com fibras e compará-los ao comportamento em meio a concreto convencional;
- b) Entender o comportamento mecânico da ligação viga-pilar utilizando concreto com fibras de aço no consolo e no dente da viga e;
- c) Calibrar alguns parâmetros do modelo numérico proposto para estes ensaios.

3.2 ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO

Os ensaios de caracterização dos materiais (aço, concreto, graute e almofada de apoio) foram realizados conforme descrito a seguir.

a) Caracterização do Concreto:

Resistência à compressão – 4 Corpos de Prova (CPs) cilíndricos 10cm x 20cm

Resistência à tração por compressão diametral - 4 CPs cilíndricos 10cm x 20cm

Módulo de Elasticidade – 4 CPs cilíndricos 10cm x 20cm

Tenacidade – 3 CPs prismáticos 15x15x30 cm³ (para o concreto com fibras)

b) Caracterização do Aço:

Ensaio de tração (curva tensão x deformação) – 3 barras de 90 cm

c) Caracterização das almofadas de apoio de argamassa:

Resistência à compressão – 3 CPs cilíndricos 5cm x 10cm

Resistência à tração por compressão diametral - 3 CPs cilíndricos 5cm x 10cm

Módulo de elasticidade - 3 CPs cilíndricos 5cm x 10cm

d) Caracterização do Graute:

Resistência à compressão – 3 CPs cilíndricos 5cm x 10cm

Resistência à tração por compressão diametral - 3 CPs cilíndricos 5cm x 10cm

Módulo de elasticidade - 3 CPs cilíndricos 5cm x 10cm

3.2.1 Compressão Simples

Este ensaio foi realizado segundo a norma ABNT NBR 5739:2007, aplicando-se a carga com controle de tensão de 0,55 MPa/s até o ponto de ruptura (ou ponto de força máxima). Calcularam-se as tensões máximas para cada traço de concreto. Os valores das resistências médias à compressão dos corpos de prova foram calculados de acordo com a norma ABNT NBR 7215:1996.

3.2.2 Tração por Compressão Diametral

O cálculo da resistência à tração foi realizado de forma indireta conforme a norma ABNT NBR 7222:2011. A força de compressão aplicada no sentido perpendicular ao diâmetro do cilindro gera uma tensão de tração transversal uniforme ao longo deste diâmetro, sendo, assim, o corpo de prova submetido a um estado duplo de tensões, que não romperá por compressão, mas por uma tração radial. A tensão radial pode ser calculada segundo a Equação 3.1.

$$f_{ct,sp} = \frac{2.F}{\pi.d.\ell} \quad (3.1)$$

Sendo:

$f_{ct,sp}$ = tensão de resistência à tração por compressão diametral;

F = força máxima de ruptura;

d = diâmetro do corpo de prova;

ℓ = comprimento do corpo de prova.

Para cada ensaio foi obtida a força de ruptura de cada corpo de prova, podendo ser então calculado o valor da resistência do compósito de cada traço estudado. Este método de ensaio, comparado com o ensaio de tração direta, superestima a resistência à tração do concreto em 10 a 15% (Metha & Monteiro, 2008). Portanto, a ABNT NBR 6118:2014 indica que a resistência à tração direta deve ser considerada como $0,9.f_{t,D}$.

3.2.3 Módulo de Elasticidade

Na obtenção do módulo de elasticidade os corpos de prova cilíndricos foram ensaiados com transdutores de deslocamento posicionados em lados opostos às bases. O cálculo do módulo de elasticidade tangente de cada traço foi obtido através da curva com a força aplicada e a média dos deslocamentos obtidos com os dois transdutores (Figura 3.1).

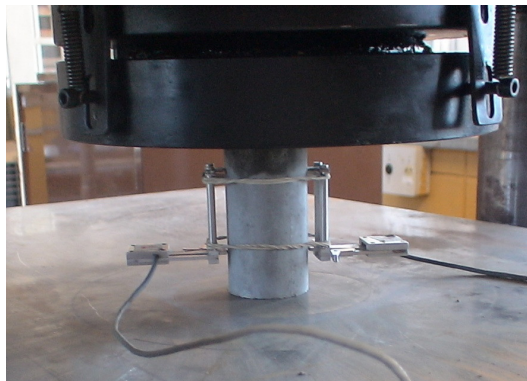


Figura 3.1 - Esquema do ensaio de módulo de elasticidade

Para o cálculo do módulo de elasticidade tangente foi traçada a curva tensão-deformação. Com o trecho da curva correspondente de 5% a 50% do valor da tensão de ruptura é determinada a equação de segundo grau por regressão e, a partir desta, admite-se o valor do coeficiente do segundo termo da equação como sendo o próprio módulo. A Figura 3.2 apresenta um exemplo do cálculo do módulo de elasticidade para a almofada de apoio.

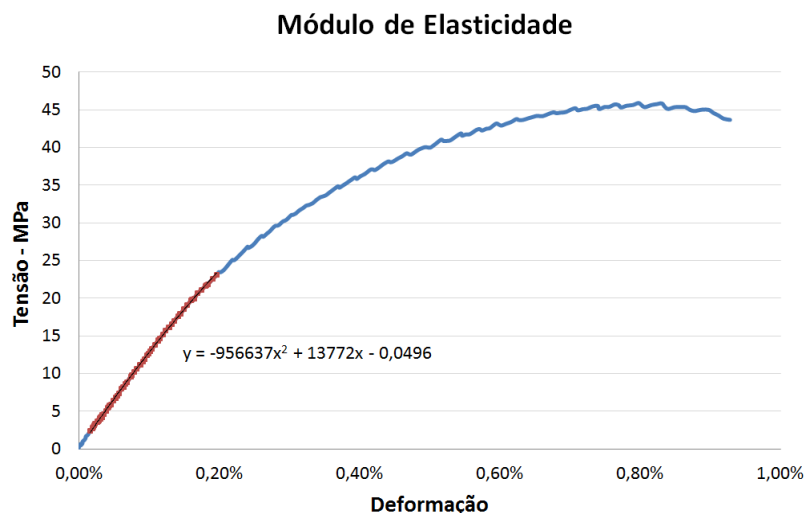


Figura 3.2 - Modelo para o cálculo do módulo de elasticidade

3.2.4 Tenacidade à flexão

Este ensaio foi realizado para obter a tenacidade do concreto com fibras (Figura 3.3) e, através dos resultados, estimar a energia de fratura para este material. Este ensaio não foi realizado para o concreto simples.

Para este ensaio foram moldados três corpos de prova com 500 mm de comprimento, 150 mm de largura e 150 mm de altura, os quais foram ensaiados na mesma data dos modelos dos chumbadores e da ligação. Os ensaios foram realizados com deslocamentos medidos por um par de transdutores de 25 mm de curso acoplados ao dispositivos Yoke, baseando-se na norma japonesa JSCE-SF4 (1994).

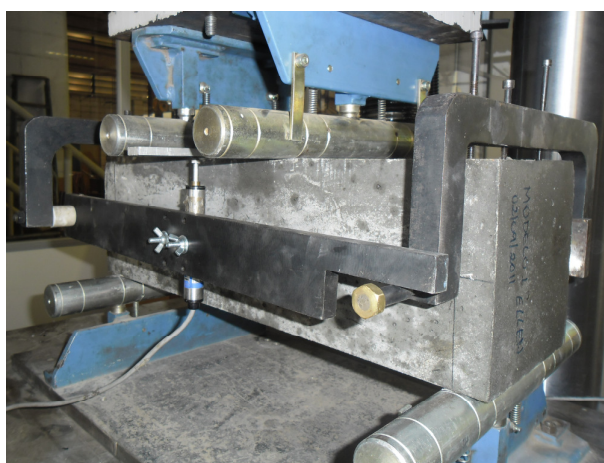


Figura 3.3 - Esquema do ensaio energia de tenacidade

O índice de Tenacidade (FT) é obtido com a seguinte equação:

$$FT = \frac{T_b}{\delta_{tb}} \cdot \frac{\lambda}{bh^2} \quad (3.2)$$

sendo:

T_b = área sob a curva força-deslocamento, em N.mm;

δ_b = deslocamento limite, em mm;

b e h = largura e a altura do corpo de prova, em mm, e;

λ = vão entre os apoios do corpo de prova, em mm.

3.2.5 Tração nas barras de aço

As propriedades mecânicas do aço (resistência à tração e módulo de elasticidade) foram obtidas para todos os diâmetros de barras utilizados. Adotaram-se as recomendações da ABNT NBR 6892-1:2013.

3.3 INSTRUMENTAÇÃO

Com relação à instrumentação, foram realizadas:

- a) instrumentação interna - destinada à medição das deformações em pontos específicos das barras de aço utilizando-se extensômetros elétricos;
- b) instrumentação externa - com transdutores visando medir os deslocamentos dos modelos.

3.4 ENSAIOS DE CHUMBADORES

Estes ensaios têm como objetivo analisar o comportamento do chumbador inserido em meio a concreto com fibras de aço. Foram realizados ensaios baseados no modelo adotado por Aguiar (2010) com o concreto com fibras de aço utilizado na pesquisa de Costa (2009).

A Figura 3.4 ilustra a ligação viga-pilar em que o modelo foi baseado. Aguiar (2010), em sua pesquisa, adotou um modelo de ensaio no qual assume-se que o chumbador resiste apenas a momentos fletores positivos. Assim, os momentos de flexão positivos na ligação viga-pilar (Figura 3.4a) produzem uma força de cisalhamento no chumbador (Figura 3.4b). Rotacionando-se a ligação em 90°, marcando-se os elementos adjacentes ao chumbador na área sombreada (Figura 3.4c) e colocando-se em seguida o modelo simétrico em duas direções, obtém-se o modelo adotado para ensaio (Figura 3.4d).

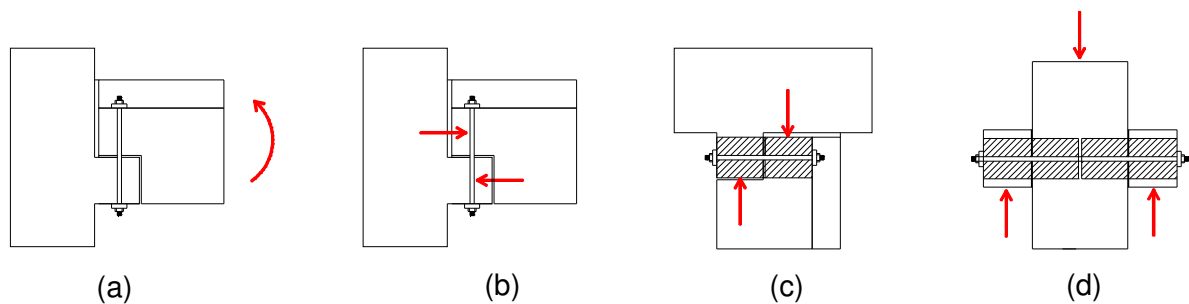


Figura 3.4 - Esquema de ensaio do modelo para chumbador isolado – Aguiar (2010)

Com base no esquema apresentado na Figura 3.4d, o programa experimental do presente trabalho foi desenvolvido, definindo-se as dimensões do modelo a partir daquelas habitualmente empregadas em estruturas de concreto pré-moldado. Na Figura 3.5 são apresentadas as dimensões do modelo utilizado para o ensaio em laboratório. O bloco central simula o consolo na ligação e os blocos externos atuam como o dente da viga, sendo estes blocos separados por uma almofada de apoio. Para todos os modelos foram adotados dois chumbadores na ligação.

Para este ensaio foram consideradas as seguintes variações:

- Diâmetro dos chumbadores: 16mm, 20mm e 25mm;
- Inclinação dos chumbadores: 0° (retos) e 45° (inclinados);
- Taxa de fibra no concreto: 0%, 1% e 2%;
- Graute: com e sem graute;
- Carregamento cíclico: normal e alto ciclo (duas vezes mais ciclos que o normal) de carregamento.

Os modelos foram numerados e identificados conforme o quadro da Figura 3.6.

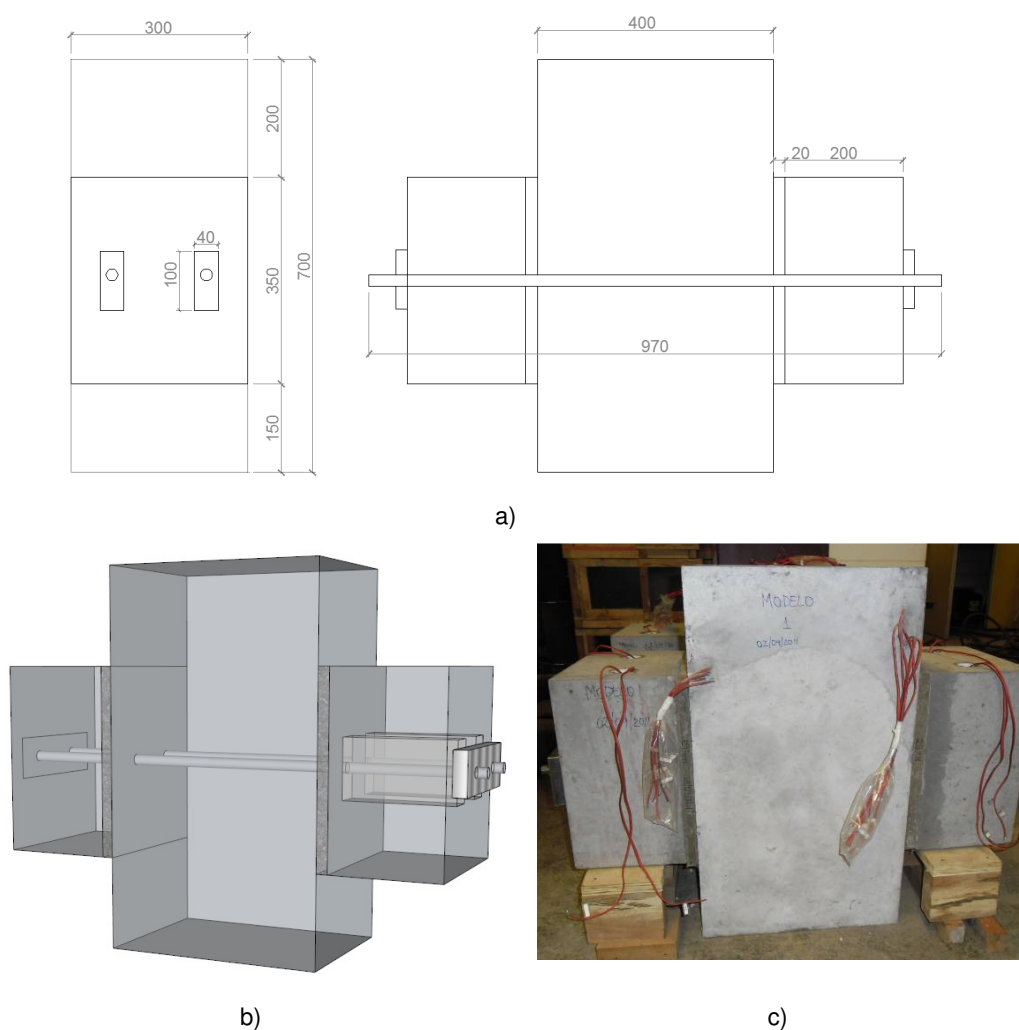


Figura 3.5 – Protótipo para o ensaio do chumbador (dimensões em mm)

Modelo de Ensaio					
Modelo	Inclinação Chumbador	Diâmetro Chumbador	Taxa de fibra	Graute	Carregamento Cíclico
01	0°	25	2	com	normal
02	45°	20	2	com	normal
03	0°	20	2	com	normal
04	0°	20	2	com	normal
05	0°	20	0	com	normal
06	0°	16	2	com	normal
07	0°	20	1	com	normal
08	0°	20	2	com	alto
09	0°	20	2	sem	normal

Figura 3.6 – Modelos propostos para ensaios do chumbador

Os modelos foram carregados em várias etapas. Cada etapa de carregamento foi denominada de “ciclo”. Os modelos foram submetidos a 20 ciclos de carregamento e descarregamento após a fase de escorva. Do ciclo 1 ao ciclo 10 os modelos atingiram 40% da carga de ruptura prevista; do ciclo 11 ao 20 os modelos foram submetidos a 60% da carga de ruptura prevista (valor estimado como carga de utilização) e, finalmente, no ciclo 21 o modelo foi levado à ruptura.

A velocidade de aplicação do carregamento variou em cada etapa de carga e descarga. Para o escorvamento (5% da carga prevista de ruptura), a velocidade de aplicação da carga, feita com controle de deslocamento, foi de 0,005 mm/s. No primeiro ciclo, após o escorvamento e o primeiro de 60%, a velocidade foi de 0,01 mm/s. Do ciclo 2 ao ciclo 10 e também do ciclo 12 ao ciclo 20, a velocidade de aplicação foi de 0,08 mm/s, e no último carregamento a velocidade foi de 0,01 mm/s até a ruptura do modelo (Figura 3.7).



Figura 3.7 – Ciclos de carregamento e descarregamento aplicados nos modelos

As cargas de ensaio adotadas no presente trabalho foram também baseadas no modelo proposto por Aguiar (2010), com carga máxima de ruptura prevista de 400kN para ligações com barras de $\phi 16\text{mm}$, de 600kN para ligações com barras de $\phi 20\text{mm}$ e de 800kN para as barras de $\phi 25\text{mm}$.

Após a etapa de escorvamento, todo o sistema de aquisição de dados foi zerado para o início dos ensaios. O sistema de aquisição de dados registrou o comportamento do modelo a cada segundo de deslocamento. O ensaio de cada modelo durou em média 60 minutos.

3.5 DISPOSIÇÕES DE MOLDAGEM

Uma vez que o objetivo desta pesquisa é estudar o comportamento dos chumbadores em meio ao concreto com fibras, as fôrmas, as armaduras e a forma de montagem utilizadas foram construídas tendo como base o modelo proposto por Aguiar (2010). As fôrmas adotadas são apresentadas na Figura 3.8.



Figura 3.8 – Fôrmas para moldagem do modelo de chumbador

As armaduras do bloco interno foram adotadas de maneira a simular a armadura do tirante do consolo (Figura 3.9 e Figura 3.10). Adotaram-se três barras de $\phi 16\text{mm}$ baseado nos resultados de Costa (2009) e os estribos foram colocados apenas para manter o posicionamento das barras.

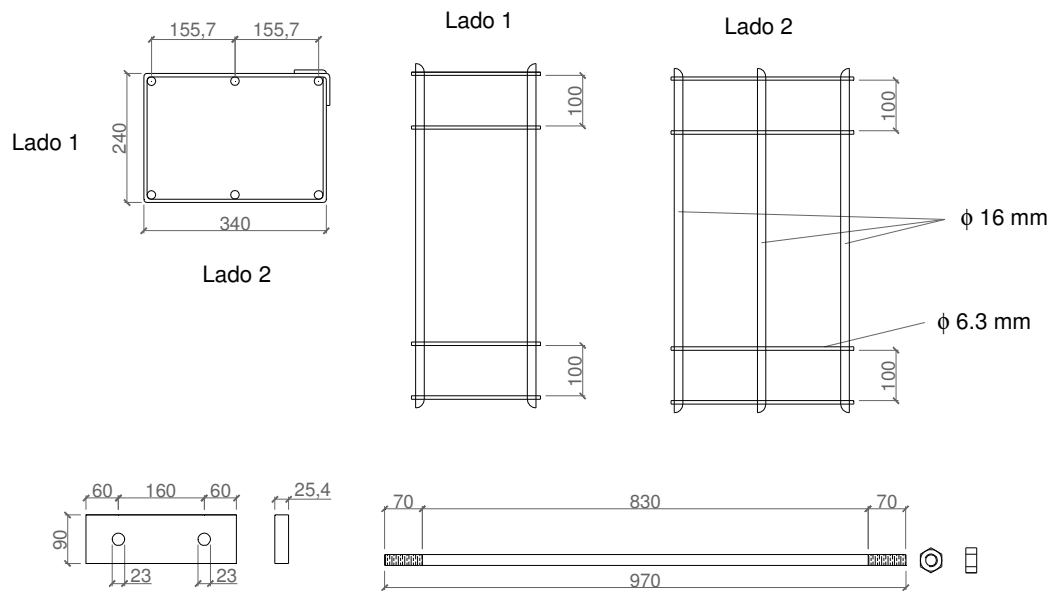


Figura 3.9 – Detalhamento das armaduras para os modelos de chumbador com fibras de aço



Figura 3.10 – Armadura para os modelos de chumbador com fibras de aço

As armaduras do bloco interno e externo do modelo com concreto convencional foram reforçadas devido à ausência das fibras. As barras foram dispostas conforme Figura 3.11 e Figura 3.12. Os extensômetros foram posicionados conforme Figura 3.13.

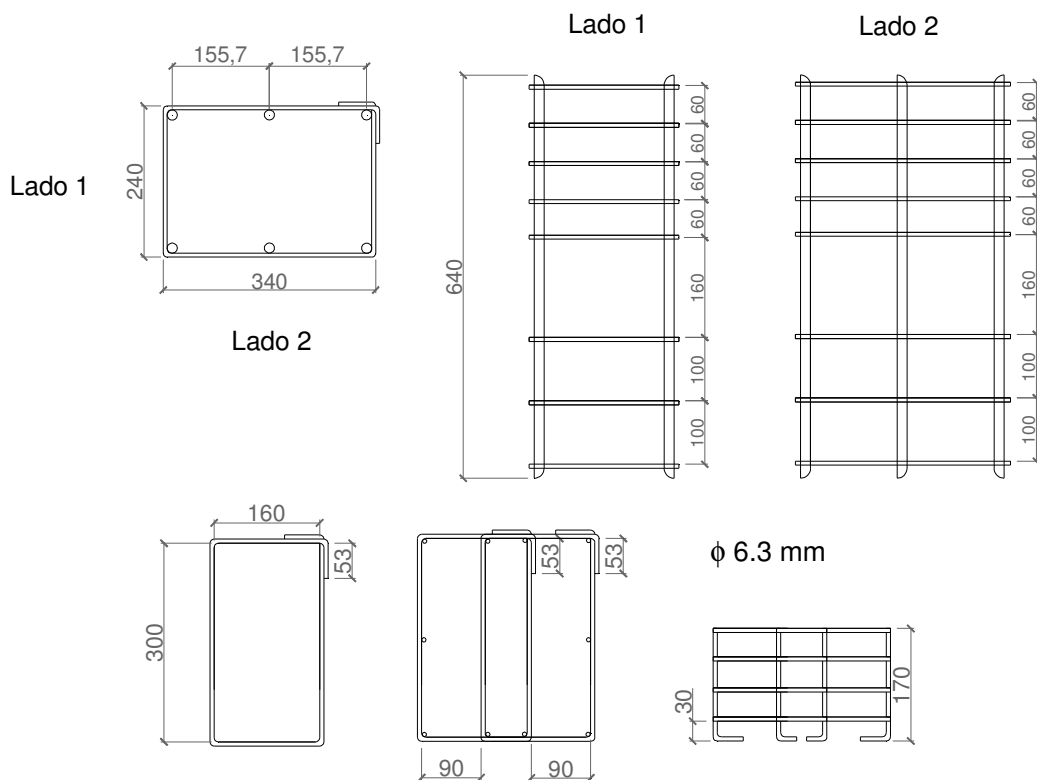


Figura 3.11 – Detalhamento das armaduras para os modelos de chumbador sem fibras de aço (dimensões em mm)



Figura 3.12 - Armadura para os modelos de chumbador com concreto convencional

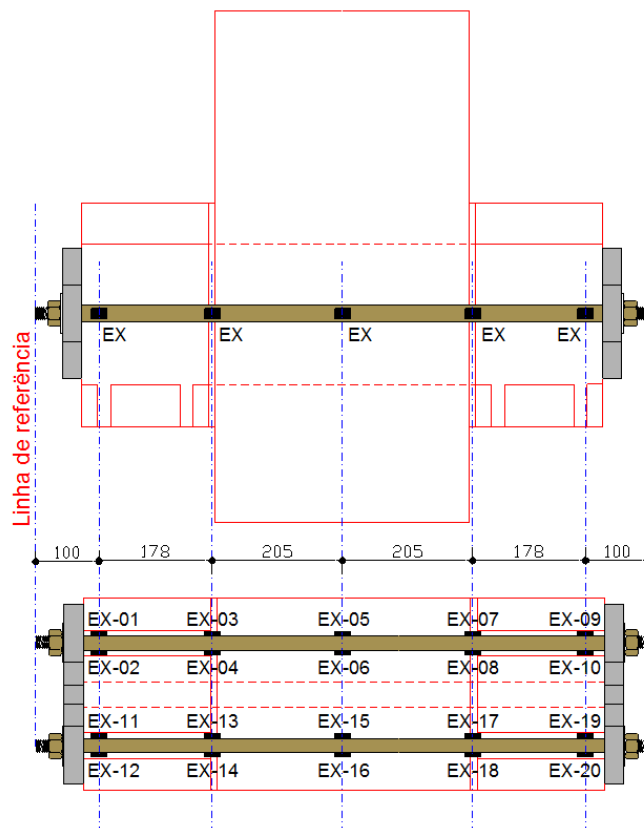


Figura 3.13 – Instrumentação das armaduras para os modelos de chumbador - Aguiar, 2010 (dimensões em mm)

Nos modelos adotados como pilotos, procurou-se realizar modelos o mais parecido possível com os da referência (AGUIAR, 2010) para que fosse possível estabelecer uma comparação entre os resultados, porém, alguns problemas foram encontrados. O graute adotado a princípio, o mesmo utilizado nos ensaios de Aguiar (2010), não apresentou os resultados esperados, havendo segregação dos materiais no estado fluido. Outro problema encontrado foi o esquema de montagem, uma vez que não houve o correto preenchimento dos furos. Na Figura 3.14 é apresentado o esquema de montagem inicial. Para a solidarização dos modelos, na confecção dos blocos externos, foram confeccionados furos por onde se injetou o graute. Porém, após a realização do grauteamento, percebeu-se que não houve o preenchimento de todo o nicho, como está ilustrado na Figura 3.15. Um possível fator que explica o ocorrido é a consistência inadequada do graute.

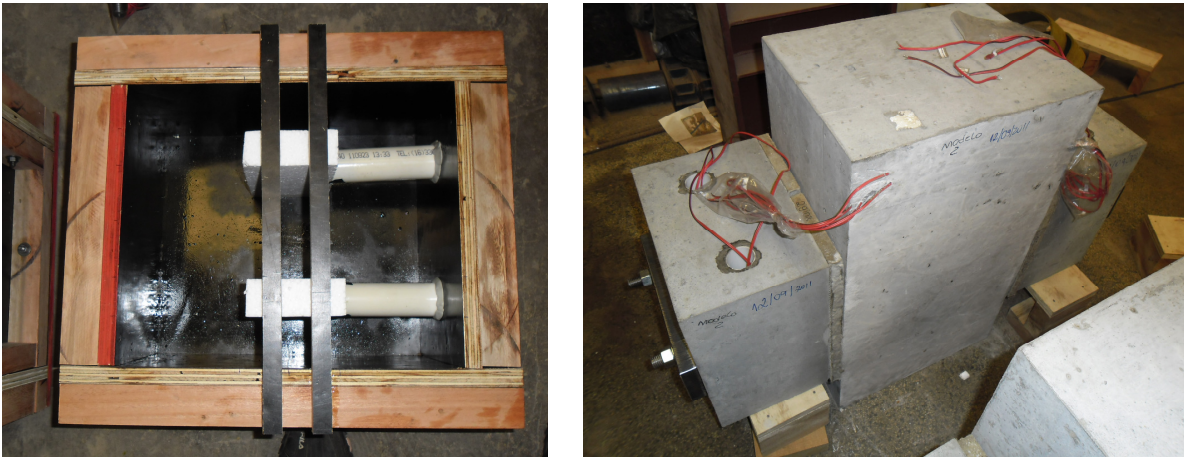


Figura 3.14 – Detalhe da abertura para injetar o graute dos modelos-piloto

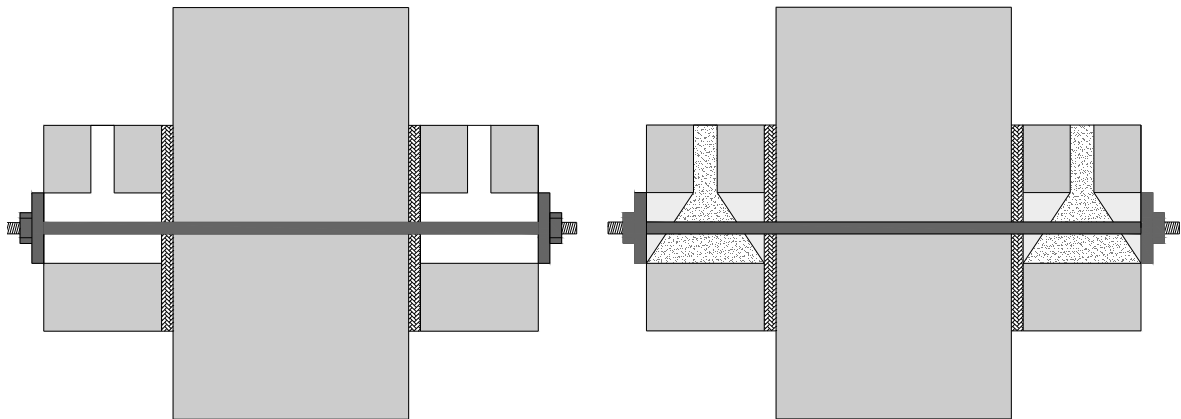


Figura 3.15 – Detalhe do grauteamento dos modelos pilotos

Para corrigir os erros mencionados e permitir a montagem adequada dos modelos propostos, alterou-se o esquema de moldagem e o tipo de graute a ser aplicado. A montagem do novo modelo se deu com os seguintes procedimentos: primeiro molda-se o bloco interno com os chumbadores fixados, conforme mostra a Figura 3.16a. Em seguida, posicionam-se os blocos externos em cada lado (Figura 3.16b), separados do bloco interno por um aparelho de apoio (Figura 3.16c) e, por último é aplicado o graute nos furos adjacentes às barras (Figura 3.16d). Após sete dias, o mesmo procedimento foi executado para o outro lado da ligação. Os modelos foram então ensaiados após 28 dias de cura do graute.



Figura 3.16 - Etapas de Montagem dos modelos definitivos

O modelo 09 (sem graute) foi montado de forma diferente dos anteriores. Para este modelo, os blocos externos foram moldados após a cura do bloco interno, seguindo o esquema das fotos da Figura 3.17.

É importante destacar que o modelo 02 também tem um detalhamento diferente, pois apresenta chumbadores inclinados a 45° . Nas Figura 3.18 e 3.19 é apresentado o detalhe do chumbador e a foto do modelo pronto para concretagem, respectivamente.

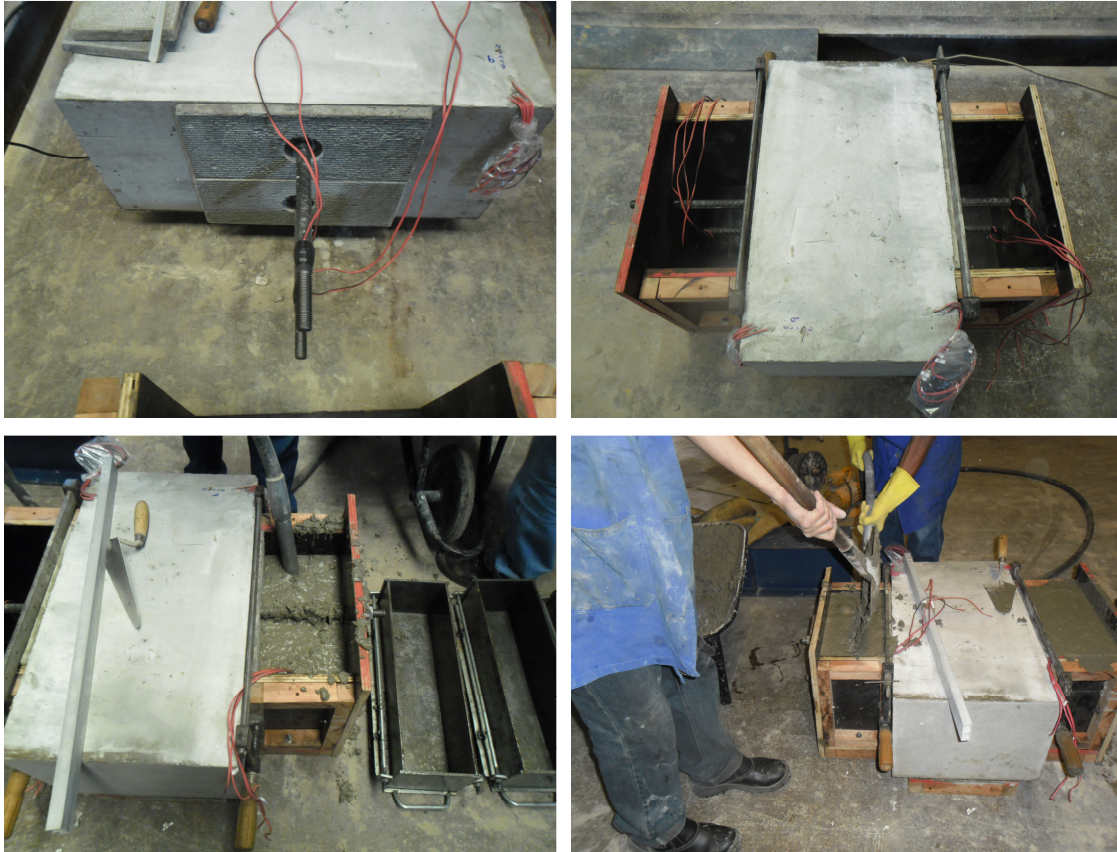


Figura 3.17 - Etapas de montagem do modelo sem graute

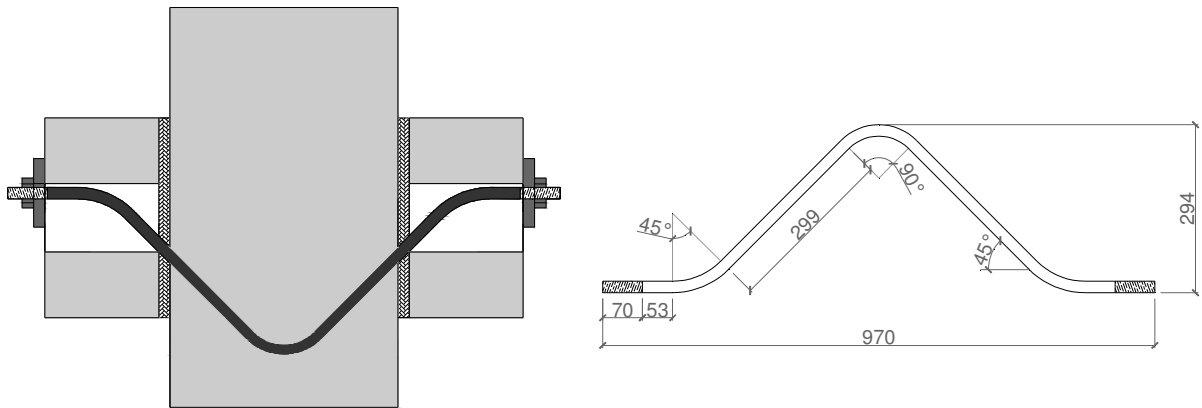


Figura 3.18 - Etapas de montagem do modelo com chumbador inclinado

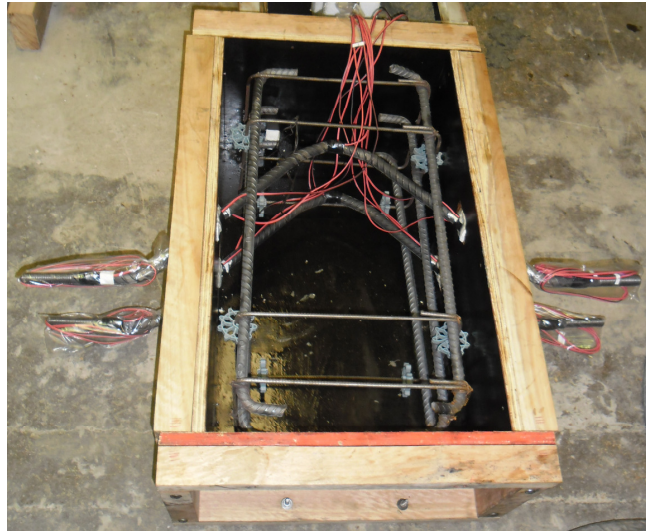


Figura 3.19 - Etapas de montagem do modelo chumbador inclinado

3.6 DOSAGEM

3.6.1 Concreto

O concreto utilizado é composto por fibras de aço de 25mm de comprimento na mistura. As fibras de aço utilizadas são Wirand® FS8 da Maccaferri, com 0,75 mm de diâmetro e fator de forma de 33. O traço com fibras de aço incorporadas foi adaptado da pesquisa de Ferreira *et al* (2007) que verificaram, no processo evolutivo de hibridização com microfibras de aço, não haver qualquer prejuízo para a trabalhabilidade da mistura, mesmo para teores elevados de fibras, uma vez que as microfibras adotadas possuíam comprimentos reduzidos comparadas à dimensão característica do agregado. Ferreira *et al* (2007) também constataram que, com aumento gradual do teor de microfibras, as resistências à tração na flexão passaram a apresentar aumentos significativos e as resistências se mantiveram aproximadamente constantes, até níveis elevados de deslocamento e de fissuração, aumentando conseqüentemente a resistência ao fraturamento.

O superplastificante utilizado nesta pesquisa é o GLENIUM 51. Este tem base em uma cadeia de éter carboxílico modificado, isento de cloretos.

Na Tabela 3.1 é apresentado o traço base para o concreto sem fibras. Para o caso dos modelos com fibras de aço, foi adicionado o superplastificante para se ter uma melhor trabalhabilidade do concreto. No caso do modelo com 1% de fibras (com relação ao volume de cimento do traço base) foi adicionado à mistura 0,4% de superplastificante, e para os modelos com 2% de fibras de aço, adicionou-se 0,8% de superplastificante.

Tabela 3.1 - Traço de referência em massa

Cimento	Areia	Brita 1	Água
1	2,13	1,83	0,38

3.6.2 Graute

O graute utilizado na solidarização das barras do tirante foi o Denvergrout® com relação água/cimento de 0,11.

A pasta adesiva utilizada para a solidarização do consolo ao pilar foi a Sikadur 30®, que é um adesivo estrutural à base de resina epóxi e agregados especiais, tixotrópico, bicomponente e de pega normal.

3.6.3 Almofadas de Apoio

As almofadas de apoio utilizadas foram as desenvolvidas no SET/EESC/USP e o traço utilizado foi o proposto por Bellucio (2010). Esse material é confeccionado com uma argamassa modificada, obtida pela introdução de látex estireno-butadieno (SBR) e fibras de polipropileno a uma argamassa de cimento e areia.

3.7 ENSAIO DE LIGAÇÃO COMPLETA

Para a realização deste ensaio é proposto um modelo de ligação em que se utiliza concreto com fibras de aço no consolo e no dente da viga de concreto pré-moldado (Figura 3.20).

Com o intuito de propor uma técnica construtiva de ligação viga-pilar que, além de avaliar o comportamento do chumbador, também seja algo viável e passível de execução, idealizou-se uma nova técnica de moldagem para a ligação consolo-pilar. Uma vez que os objetivos desta pesquisa não incluem a avaliação da interface consolo e pilar, optou-se por confeccionar apenas um protótipo deste modelo, com o objetivo inicial de se verificar a viabilidade desta ideia.

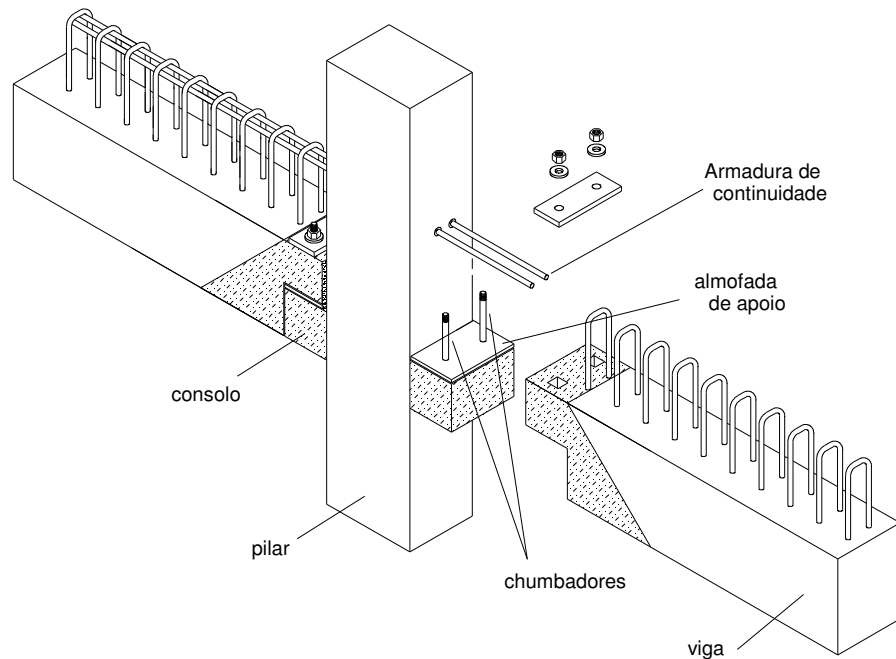


Figura 3.20 – Protótipo do ensaio da ligação completa

3.7.1 Consolo da ligação

O modelo proposto considera a concretagem para o pilar, com concreto convencional, deixando na fôrma aberturas (furos) para que, posteriormente, fossem solidarizadas as barras dos tirantes. Em paralelo, é proposta a moldagem dos consolos com fibras de aço, conforme as recomendações de Costa (2009). Após a cura do concreto em ambas as peças estruturais (pilar e consolos), pode ser então montado o conjunto consolo-pilar, transpassando-se os tirantes nos furos previamente feitos na fôrma do pilar. Na interface consolo-pilar foi aplicada uma pasta epóxi para a solidarização das peças, e os furos com as barras foram preenchidos com graute. A Figura 3.21 apresenta o modelo idealizado.

A modificação deste modelo em relação ao de referência (COSTA, 2009) envolve as pontas dos tirantes que, no presente trabalho, não possuem barras soldadas unindo as peças do conjunto consolo-pilar. Como neste caso optou-se por inserir os tirantes nos furos da fôrma dos pilares, a barra soldada considerada no trabalho de referência impossibilitaria essa inserção posterior. Para obter uma melhor ancoragem mecânica, rosqueou-se uma porca na extremidade de cada tirante.

Foram utilizadas barras de 16 mm de diâmetro para os tirantes. Para o modelo do pilar foram utilizados barras de 16 mm na armadura principal e estribos com 6,3 mm de diâmetro. Para a instrumentação foram posicionados extensômetros elétricos nas barras dos tirantes nos pontos de interface pilar-consolo, no meio do pilar e na sua outra extremidade. A Figura 3.22 e a Figura 3.23 apresentam os detalhes das armaduras, o posicionamento dos extensômetros e as dimensões do modelo.

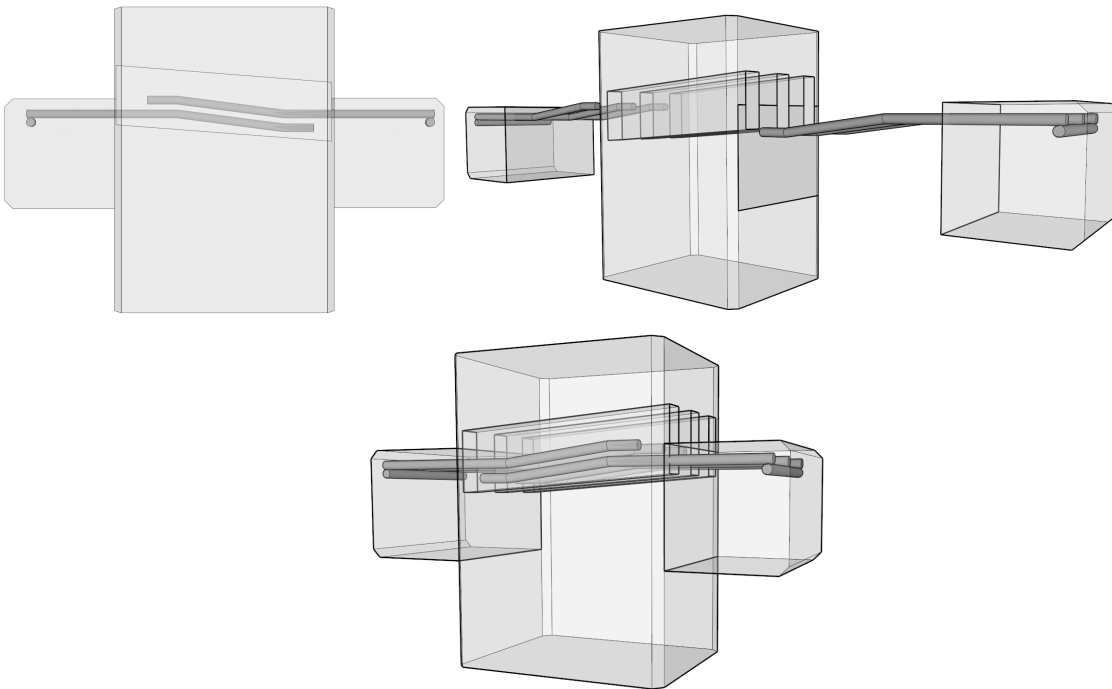


Figura 3.21 – Protótipo do ensaio do consolo

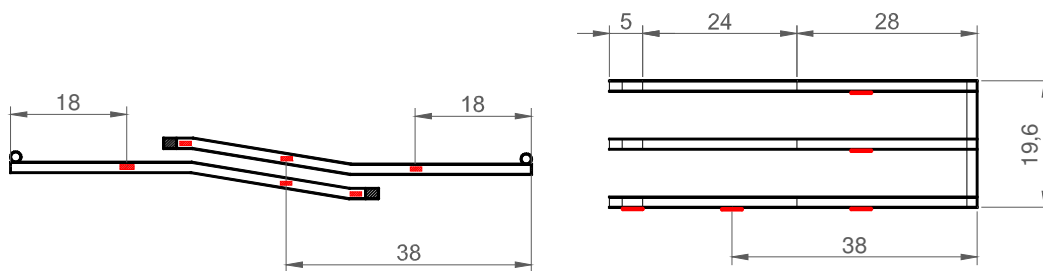


Figura 3.22 - Detalhe da armadura do consolo e posicionamento dos extensômetros (medidas em cm)

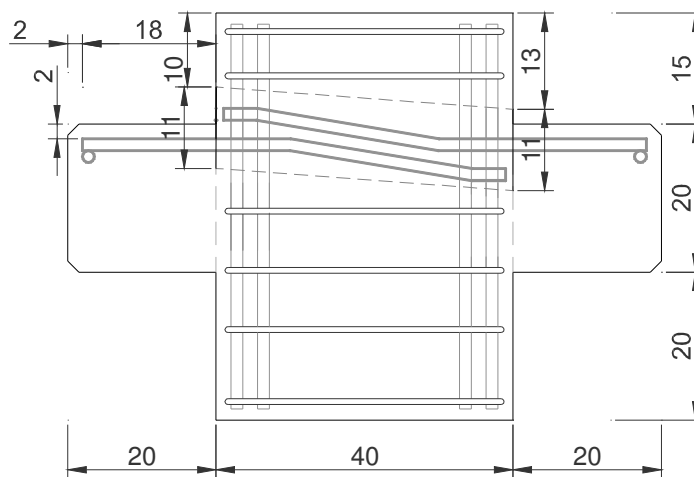
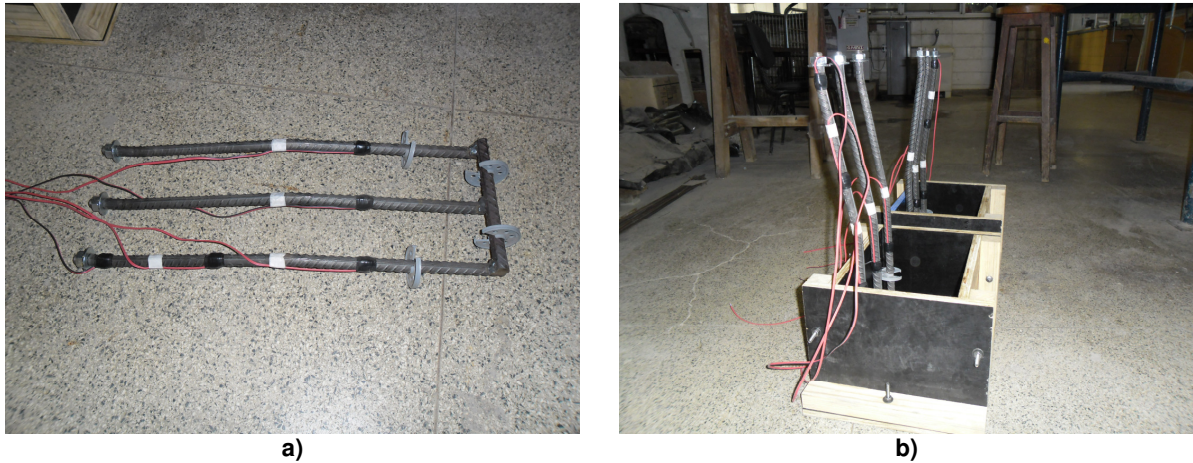


Figura 3.23 – Dimensões do modelo (medidas em cm)

Nas figuras seguintes são apresentados os esquemas de montagem e de ensaio do modelo. A Figura 3.24 apresenta a armadura do tirante e o posicionamento do tirante na fôrma do consolo. Nota-se nesta imagem a porca utilizada na extremidade do tirante para conferir ancoragem mecânica.



a)
b)
Figura 3.24 – Armadura com extensômetros posicionados e fôrma dos consolos

A Figura 3.25 apresenta as fotos das mantas colocadas sobre a superfície do consolo e também coladas na forma do pilar. Estas mantas conferem à superfície uma rugosidade para as faces entre o consolo e o pilar, promovendo uma melhor aderência do adesivo epóxi.



a)
b)
Figura 3.25 – Detalhe da manta no consolo e na fôrma do pilar para aplicar rugosidade

Para que os furos no pilar fossem executados, optou-se por utilizar poliestireno expandido envolto de uma pequena armadura. Esta montagem foi realizada através de amarração com os estribos da armadura do pilar, como mostra a foto da Figura 3.26.



Figura 3.26 – Detalhe da armadura e poliestireno expandido para formar os furos no pilar

Para a montagem do modelo foram posicionados os consolos, aplicando-se o adesivo epóxi na interface consolo-pilar, conforme apresentado na Figura 3.27.



Figura 3.27 – Posicionamento do consolo no pilar e detalhe do adesivo epóxi

Posteriormente, os consolos foram fixados por garras e grauteados os furos, conforme a Figura 3.28.

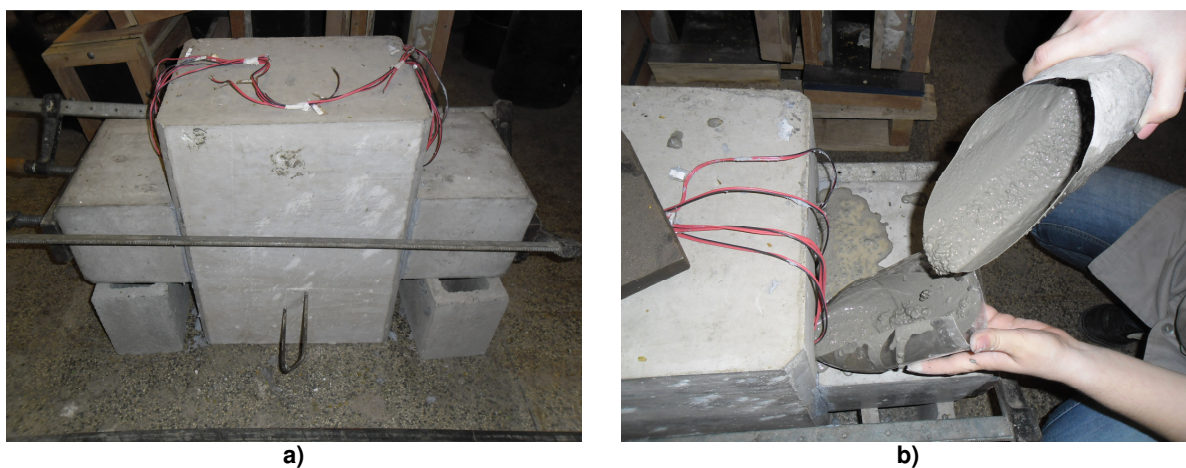


Figura 3.28 – Grauteamento e cura do consolo

Para facilitar a execução do ensaio mecânico o modelo foi posicionado no equipamento de forma invertida. Assim, apoiaram-se os consolos para a aplicação do carregamento no pilar, conforme a Figura 3.29. Foram então posicionados os transdutores de deslocamentos nas interfaces consolo-pilar no ponto central e nas extremidades do modelo para acompanhar o deslocamento total do corpo de prova.

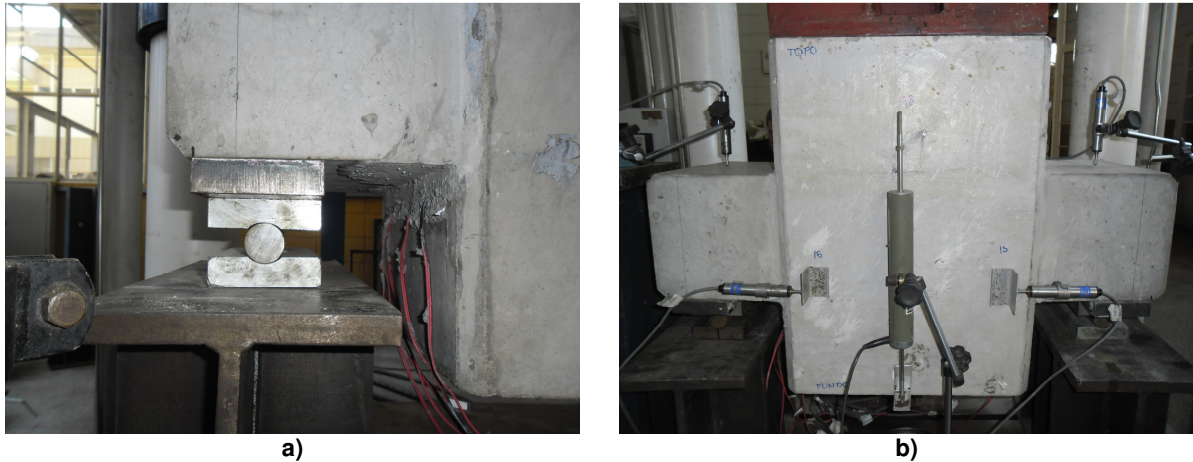


Figura 3.29 – Modelo preparado para ensaio

Os traços do concreto utilizados para este protótipo, tanto para o pilar como para o concreto com fibras dos consolos, foram os mesmos que posteriormente seriam utilizados na ligação e que foram descritos no item 3.6.1.

3.7.2 Ligação Viga-Pilar

A ligação foi projetada com base nas dimensões e armaduras utilizadas por Miotto (2002). As modificações adotadas para o presente trabalho foram: a retirada da laje da ligação, retirada dos estribos no dente da viga e moldagem deste detalhe em concreto com fibras de aço e consolo com fibras de aço, conforme protótipo do item 3.7.1.

Devido ao reduzido comprimento da viga a ser ensaiada, optou-se pela adoção de uma única armadura na viga, concretando-se primeiramente a parte preenchida com concreto com fibras e posteriormente a parte com concreto convencional. Foram utilizadas barras longitudinais de 12,5mm de diâmetro e estribos com 8 mm de diâmetro, armados conforme Figura 3.30 e foto da Figura 3.31. O tirante utilizado foi em forma de um garfo (detalhe vermelho do desenho), com três barras de 16 mm cada e uma barra soldada nas pontas destas três barras.

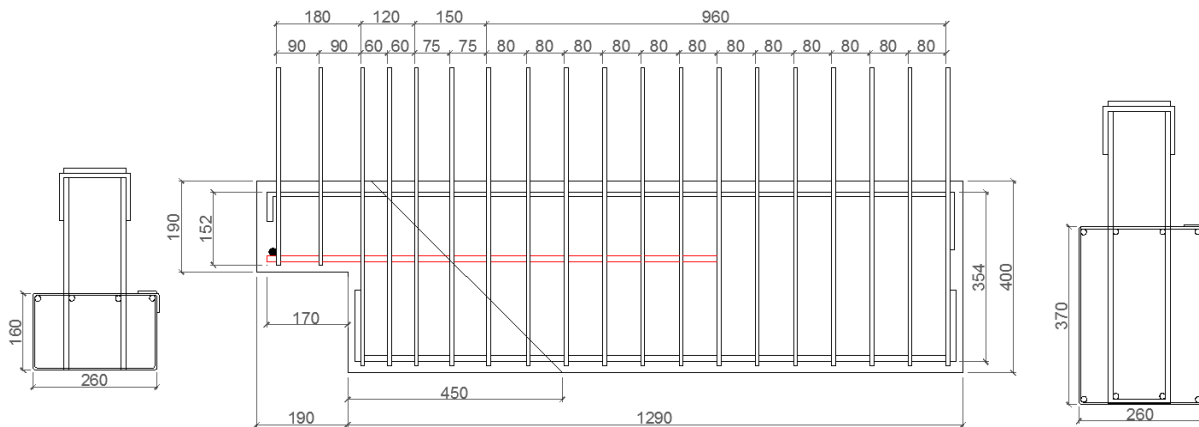


Figura 3.30 – Armadura das vigas – medidas em mm



Figura 3.31 – Foto da armadura da viga

Para a concretagem das vigas foram confeccionadas duas fôrmas separadas, uma para a parte do dente da viga (concreto com fibras) e outra para o segundo trecho desta. Na Figura 3.32 é apresentado o esquema das fôrmas, e na foto da Figura 3.33 é mostrada a montagem da viga para concretagem. Nota-se o detalhe em poliestireno para formar os furos utilizados no transpasse dos chumbadores.

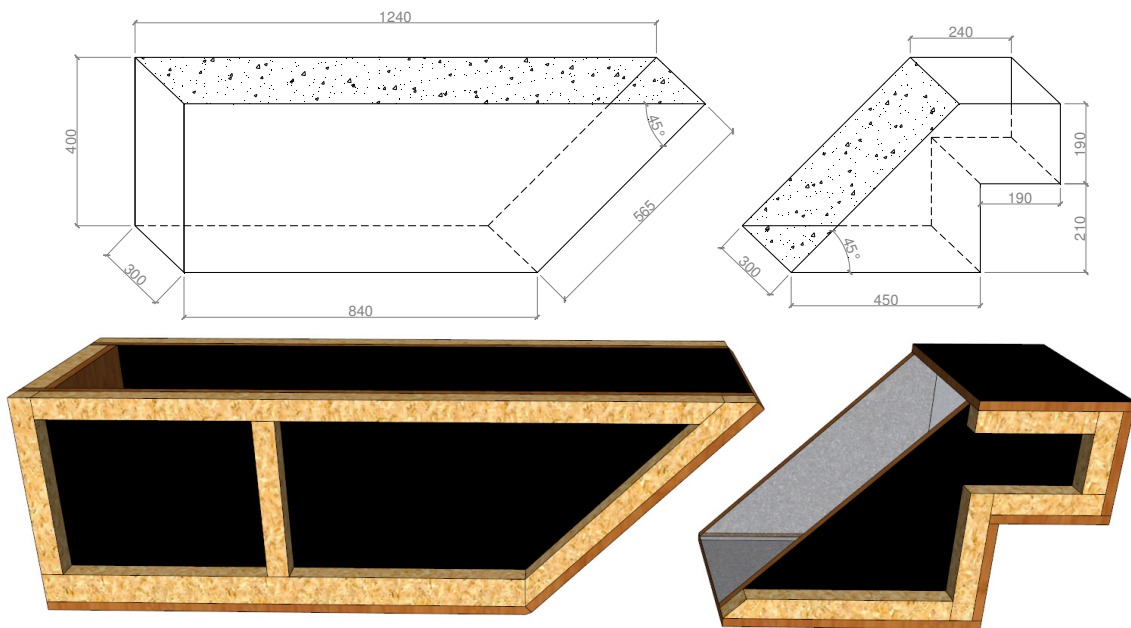


Figura 3.32 – Esquema das fôrmas da viga

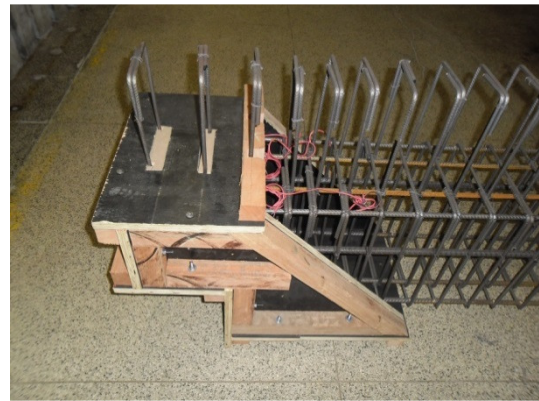


Figura 3.33 – Foto da preparação da viga para concretagem

A concretagem da viga foi realizada com a fôrma inclinada, como mostra a Figura 3.34 e 3.35. O concreto utilizado foi o mesmo do modelo de chumbadores com 2% de fibras de aço.



Figura 3.34 – Fôrma e armadura prontas para concretagem



Figura 3.35 – Dente da Viga concretado

Após a cura do dente da viga foi possível executar a concretagem do restante da peça (Figura 3.36). Neste caso, foi anexada a segunda parte da fôrma da viga e a concretagem foi realizada normalmente (Figura 3.37).



Figura 3.36 – Preparação das fôrmas

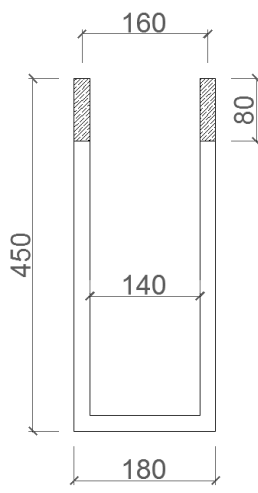


Figura 3.37 – Concretagem do restante da viga

Em paralelo com a concretagem do dente da viga, foram confeccionados os consolos conforme o protótipo ensaiado anteriormente, considerando-se o detalhe dos chumbadores. Uma vez que a ligação consiste no uso de dois chumbadores, optou-se por confeccionar uma única peça em forma de U, como mostra a Figura 3.38 e a Figura 3.39.



a)



b)

Figura 3.38 – Chumbador utilizado – medidas em mm



Figura 3.39 – Moldagem do Consolo

O pilar foi concretado em paralelo com o trecho restante da viga. As armaduras longitudinais do pilar foram projetadas e rosqueadas nas pontas para anexar a peça na máquina de ensaio (Figura 3.40, 3.41 e 3.42).

A Figura 3.43 apresenta o detalhe dos furos e o tratamento dado à superfície para anexação do consolo e para o grauteamento da viga.

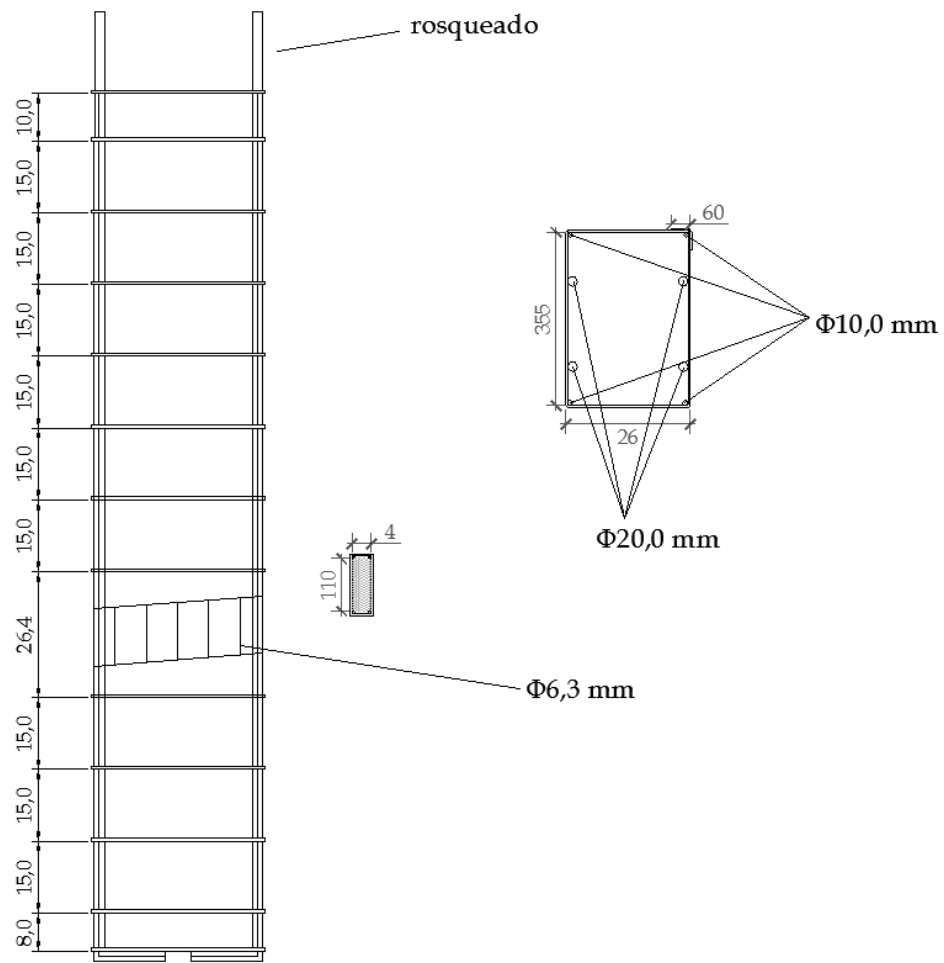


Figura 3.40 – Armadura do pilar – medidas em mm



Figura 3.41 – Pilar concretado



Figura 3.42 – Detalhe da armadura



Figura 3.43 - Detalhe dos furos e tratamento da superfície

3.7.3 Montagem do modelo

A primeira parte do modelo a ser montada foi o consolo, e em seguida o pilar. Assim como no teste realizado no ensaio do consolo, a superfície foi previamente tratada utilizando-se uma pasta epóxi para contribuir na fixação (Figura 3.44).

Inicialmente montou-se um consolo, içando o pilar e posicionando-o por cima deste consolo, como mostra a foto da Figura 3.45. Assim, o próprio peso do pilar contribuiu para a fixação da pasta epóxi. O outro consolo foi colocado por cima do pilar, como apresenta a foto da Figura 3.46. Para contribuir na fixação, foi colocado um bloco sobre este segundo consolo. A foto da Figura 3.47 mostra como ficou o pilar com o segundo consolo e o bloco auxiliar para a cura da pasta epóxi.



Figura 3.44 – Pasta Epóxi



Figura 3.45 – Posicionamento do consolo no pilar



Figura 3.46 – Consolo Superior

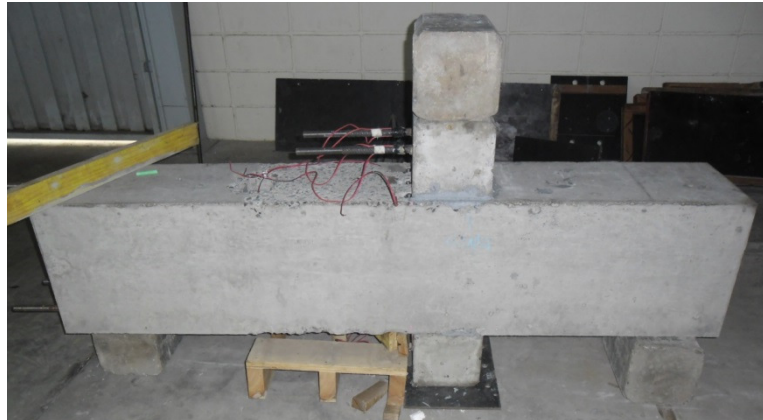


Figura 3.47 – Cura dos consolos

Após o posicionamento dos consolos, os furos por onde se deu o transpasse das barras foram preparados para o grauteamento. Na foto da Figura 3.48 é possível observar as extremidades das barras do consolo inferior. A Figura 3.49 apresenta registros do processo de grauteamento dos furos.



Figura 3.48 – Detalhe do transpasse das barras



Figura 3.49 – Grauteamento dos Furos

Em paralelo com a cura dos elementos foram confeccionadas as almofadas de apoio que compõem a ligação. As almofadas de apoio utilizadas foram as desenvolvidas conforme proposto no trabalho de Bellucio (2010). Para cada lado do modelo, utilizaram-se duas almofadas (Figura 3.50 e Figura 3.51).

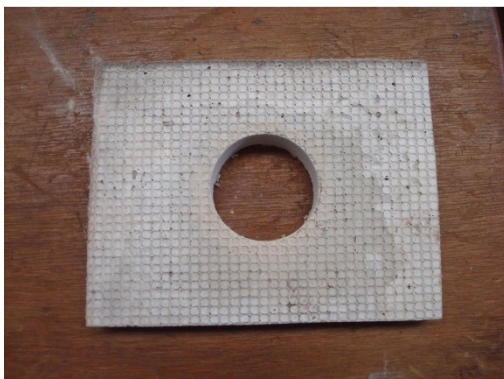


Figura 3.50 – Almofada de apoio

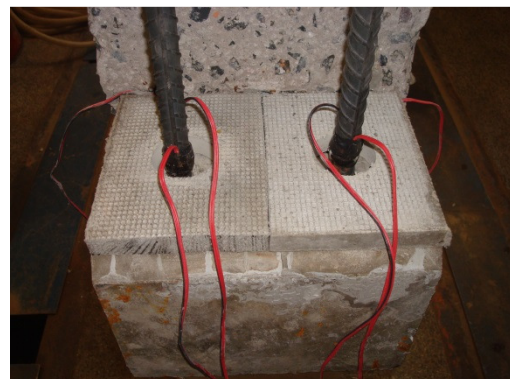


Figura 3.51 – Almofadas posicionadas no consolo

A segunda parte da montagem do modelo teve início com o posicionamento da viga no consolo. O pilar foi içado (Figura 3.52), as almofadas de apoio foram alocadas e as vigas foram então posicionadas em cada consolo (Figura 3.53). Para auxiliar no posicionamento das vigas, foram utilizados dois blocos de concretos, apenas para garantir o apoio das vigas até a montagem completa da ligação.



Figura 3.52 – içamento do Pilar



Figura 3.53 – Posicionamento da Viga

Com as vigas posicionadas, foram também grauteadas a interface da viga e o pilar e os furos por onde passaram os chumbadores (Figura 3.54 e Figura 3.55).



Figura 3.54 – Fôrmas para grauteamento



Figura 3.55 – Grauteamento do chumbador e interface

Após a cura desse graute, foi colocada uma chapa de aço (a mesma chapa utilizada nos ensaios de chumbadores). Utilizou-se uma pequena quantidade de graute na base desta chapa apenas para regularizar a superfície (Figura 3.56). Após o posicionamento das vigas, as barras de continuidades foram colocadas e grauteadas (Figura 3.57, Figura 3.58 e Figura 3.59), e, após a cura do grauteamento, foram preparadas as fôrmas para a concretagem do trecho restante da viga (Figura 3.60).



Figura 3.56 – Posicionamento das chapas dos chumbadores



Figura 3.57 – Posicionamento das barras de continuidade



Figura 3.58 – Preparação para o grauteamento



Figura 3.59 – Grauteamento das barras de Continuidade



Figura 3.60 – Concretagem da viga

Por fim, a estrutura pronta incluiu armaduras dispostas conforme o desenho da Figura 3.61. A foto da Figura 3.62 mostra a ligação concretada e preparada para a realização do ensaio mecânico.

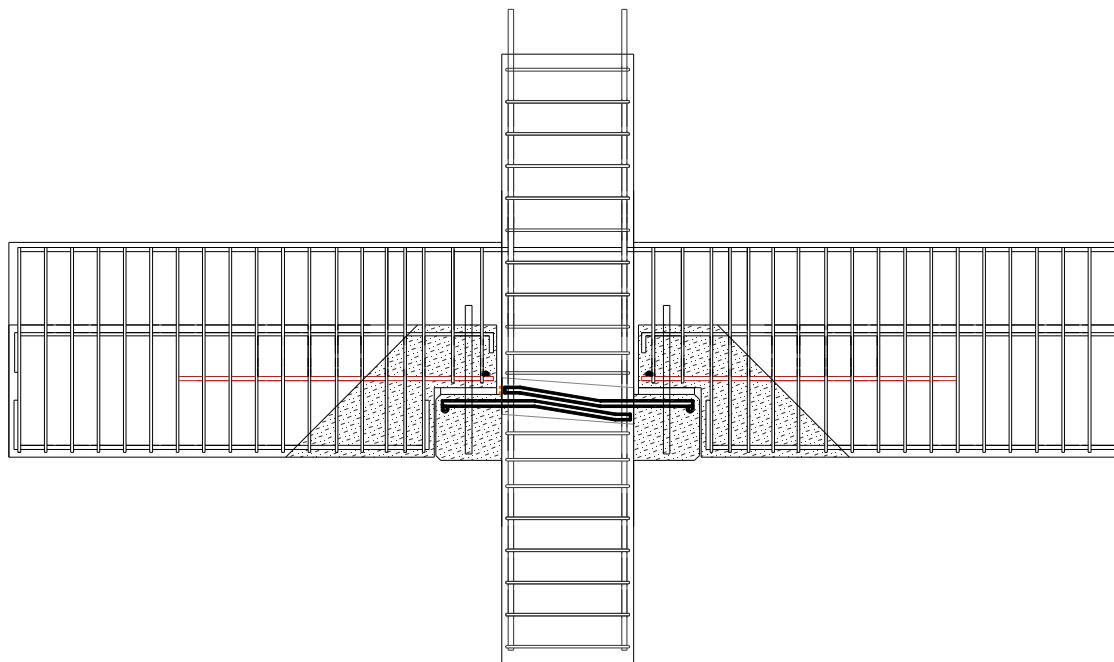


Figura 3.61 – Armadura completa da ligação



Figura 3.62 – Modelo montado para o ensaio

3.7.4 Ensaio do modelo completo

Para acompanhar a deformação das armaduras foram posicionados extensômetros em pontos pré-definidos. A Figura 3.63 mostra todos os pontos escolhidos para o posicionamento destes extensômetros.

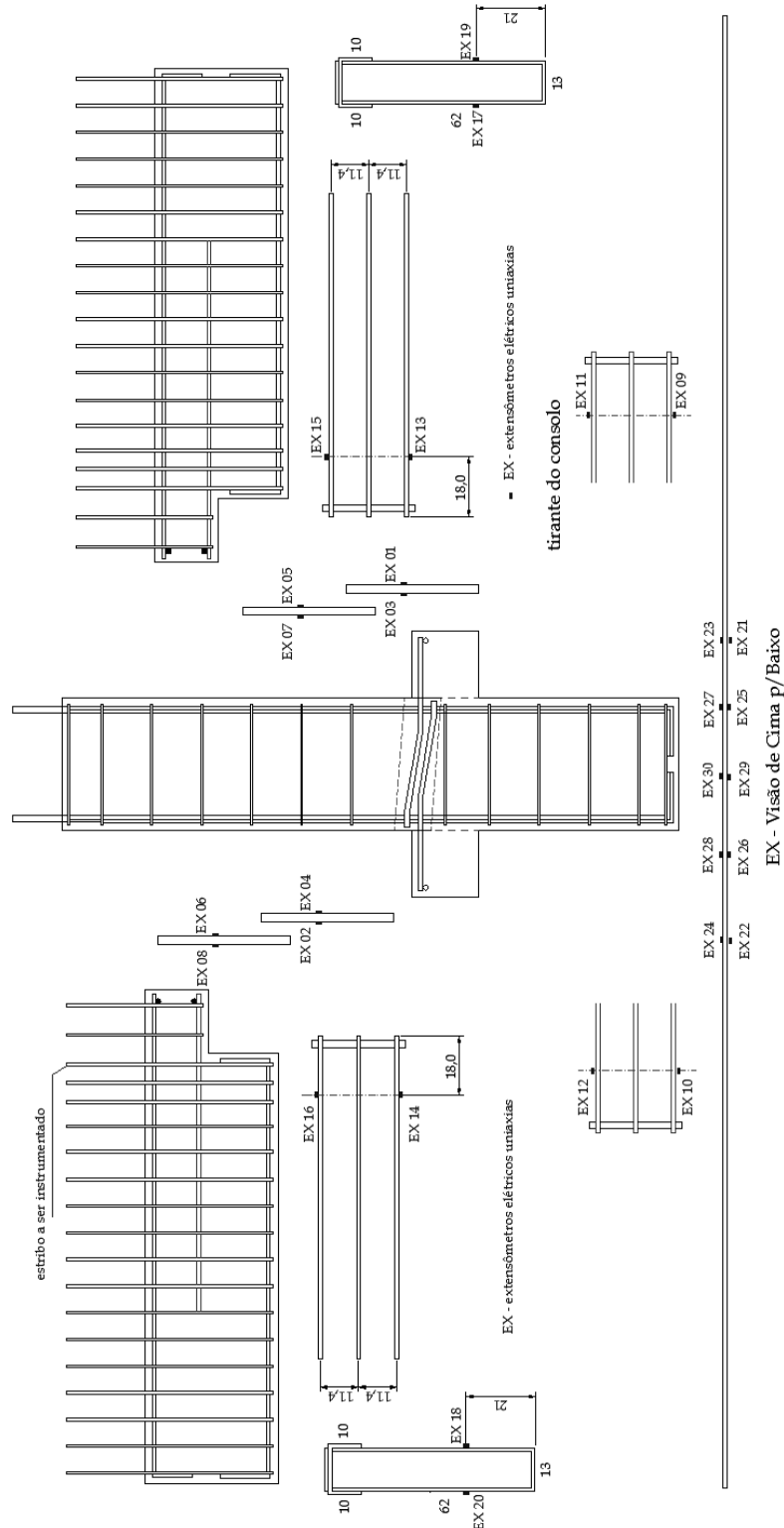


Figura 3.63 – Posição dos extensômetros

Na parte externa do modelo foram posicionados transdutores de deslocamento para acompanhar os deslocamentos relativos dos elementos que compõe a estrutura conforme a aplicação do carregamento (Figura 3.64).

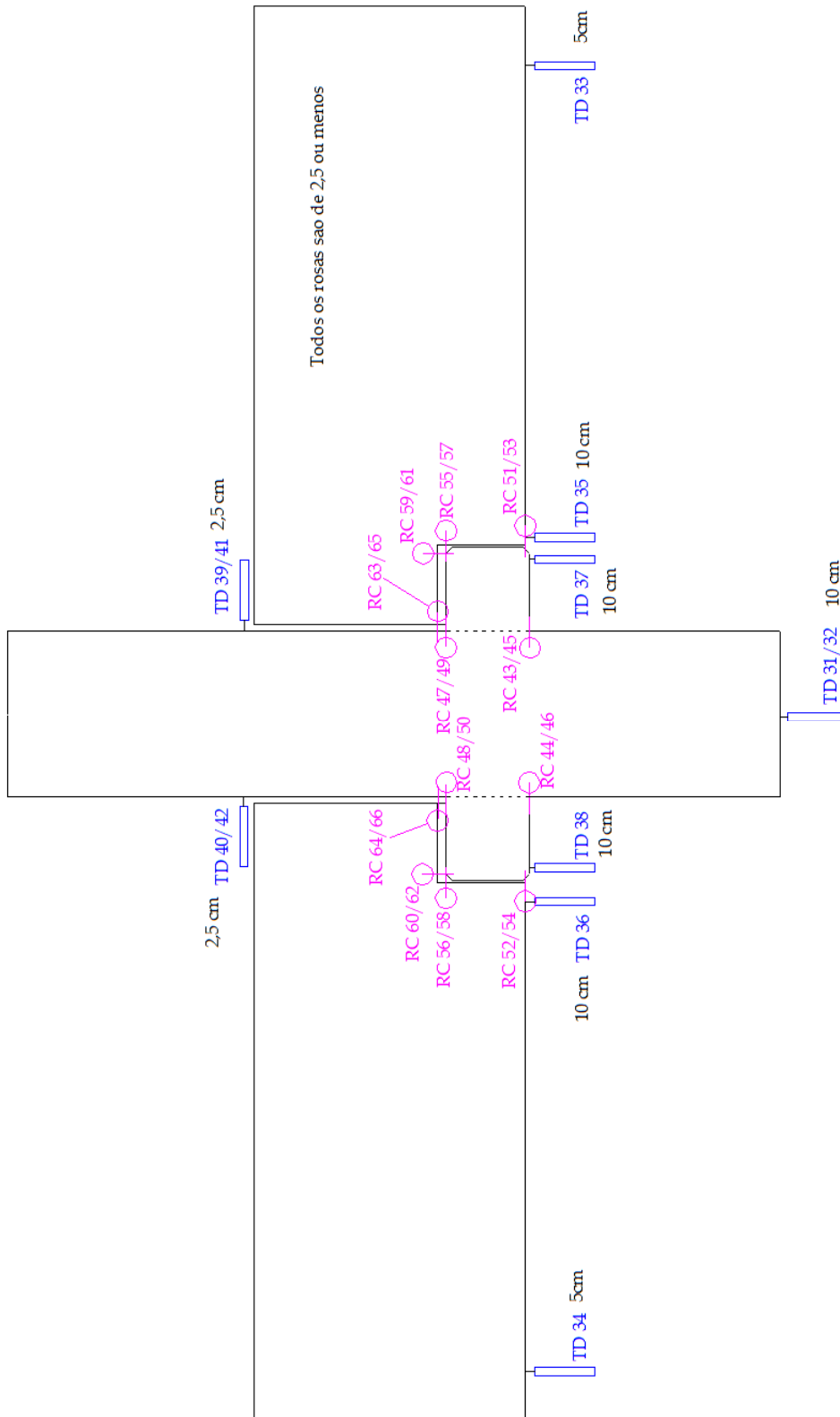


Figura 3.64 – Posicionamento dos transdutores

A ligação foi montada no local de realização do ensaio. Para facilitar o ensaio, a viga foi apoiada nas suas extremidades (Figura 3.65 e Figura 3.66) e o carregamento foi aplicado no pilar.



Figura 3.65 - Apoio da parte inferior da viga



Figura 3.66 - Apoio da parte superior da viga

O ensaio da ligação completa foi realizado com a inversão de carregamento, aplicando-se valores de cargas conforme a Tabela 3.2. Nessa tabela os valores positivos de carregamento representam aqueles que causam um momento negativo na ligação (pistão se movendo para cima), enquanto que os valores negativos de carregamento produzem momentos positivos (pistão se movendo para baixo). O momento fletor foi determinado através da equação $M=F/2.l_v$, onde F é a força aplicada pelo atuador e l_v é o vão da viga (no caso, 140 cm). Após os ciclos previstos, a ligação foi então levada a ruptura (Figura 3.67).

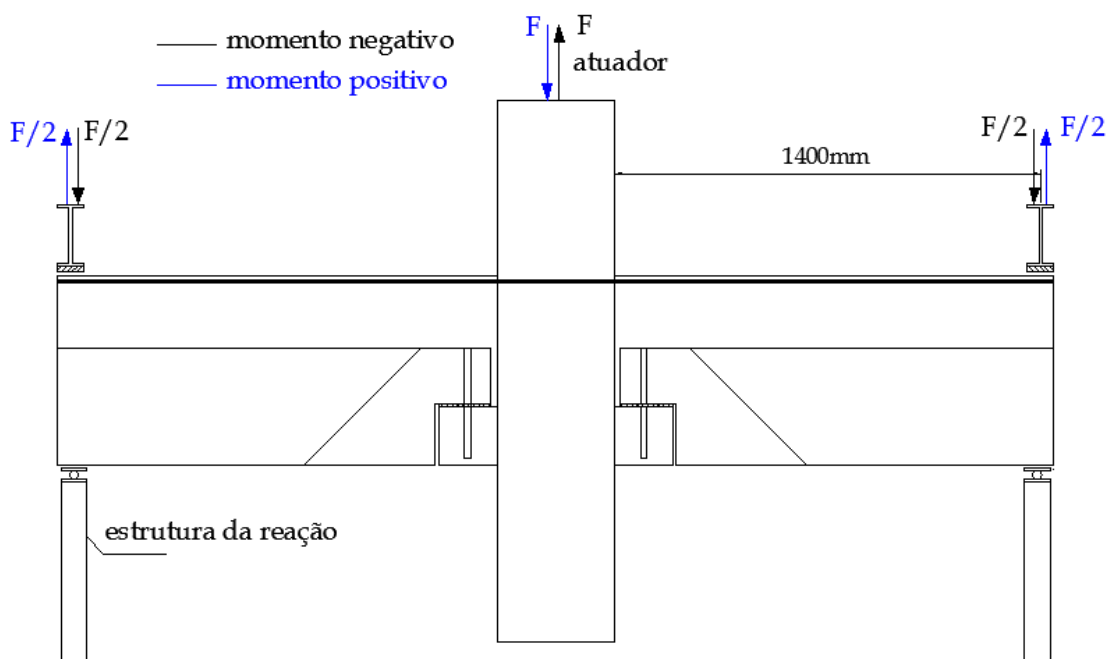


Figura 3.67 – Esquema de ensaio – cálculo do momento fletor

Durante os ciclos 1º ao 7º de carregamento aplicou-se uma carga de serviço (aproximadamente 40% do carregamento previsto para a ruptura do modelo). Durante os ciclos 8º ao 14º aplicou-se um carregamento de aproximadamente 60% do carregamento último previsto, respectivamente. No ciclo 15 o modelo foi carregado na direção de ambos os momentos negativo e positivo até um carregamento igual a 100% do carregamento previsto para a ruptura do modelo nessas respectivas direções. Porém, na direção do momento negativo o modelo ainda suportaria um acréscimo de carga, mas decidiu-se inverter o carregamento e romper o modelo no sentido do momento positivo, uma vez que o objetivo principal é analisar o comportamento dos chumbadores.

Tabela 3.2 - Procedimento de ensaio da ligação

Etapa	F (kN)	M (kN.m)
Escorvamento (v: 0,005 mm/s)	+10	-7
	-5	+3,5
1º ao 7º ciclo (v: 0,01 mm/s)	+48	-33,6
	-24	+16,8
8º ao 14º ciclo (v: 0,01 mm/s)	+75	-52,5
	-35	+24,5
15º ciclo (v: 0,03 mm/s) - ruptura do modelo	+120	-84
	-60	+42

v: velocidade de deslocamento do pistão.

4 ANÁLISE DE RESULTADOS DOS CHUMBADORES

4.1 DISPOSIÇÕES GERAIS

Neste capítulo são relatados os resultados obtidos através dos ensaios dos modelos de chumbadores. São apresentados e descritos todos os resultados referentes à caracterização dos materiais utilizados para confecção dos modelos e os resultados obtidos para os deslocamentos verticais e para as deformações dos chumbadores.

4.2 CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS

Os resultados da caracterização dos materiais para este ensaio estão dispostos nas Tabela 4.1, Tabela 4.2, Tabela 4.3, Tabela 4.4 e Tabela 4.5. Os valores são expressos através das médias calculadas para os valores encontrados para cada corpo de prova (CP), com os respectivos valores de desvio padrão (D.V.) e de coeficiente de variação (C.V.). As informações sobre cada modelo foram descritas no capítulo anterior.

Tabela 4.1 - Resistência à Compressão e Tração dos Concretos

Modelos	Resistência à Compressão (MPa)	D.P.	C.V.	Resistência à Tração (MPa)	D.P.	C.V.
01	49,5	2,59	5%	5,53	0,99	18%
02	67,2	1,89	3%	8,13	0,48	6%
03	38,9	1,55	4%	4,38	0,23	5%
04	38,9	1,55	4%	4,38	0,23	5%
05	74,9	12,2	16%	7,13	0,67	9%
06	54,1	2,33	4%	4,14	0,57	14%
07	69,1	3,03	4%	6,28	0,76	12%
08	62,8	1,90	3%	6,42	0,52	8%
09.1	69,8	4,74	7%	7,88	0,88	11%
09.2	43,2	1,13	3%	4,51	0,30	7%

Tabela 4.2 - Módulo de Elasticidade e Índice de Tenacidade dos Concretos

Modelos	Módulo de Elasticidade (GPa)	D.P.	C.V.	Índice de Tenacidade	D.P.	C.V.
01	33,08	1,69	5%	3,83	0,66	17%
02	37,95	2,81	7%	4,63	1,13	24%
03	27,93	0,38	1%	2,94	0,21	7%
04	27,93	0,38	1%	2,94	0,21	7%
05	42,68	1,63	4%	-	-	-
06	37,38	2,66	7%	5,15	0,77	15%
07	41,90	2,50	6%	3,64	0,62	17%
08	37,30	1,71	5%	5,38	0,33	6%
09.1	33,87	1,21	4%	5,12	0,67	13%
09.2	33,03	3,63	11%	3,54	0,43	12%

Tabela 4.3 - Ensaios de caracterização do aço

Φ	Módulo de Elasticidade (GPa)	D.P. Módulo	C.V. Módulo	Tensão de Escoamento (MPa)	D.P. Escoamento	C.V. Escoamento
6,3	194	2,9	1,5%	536	8,4	1,6%
16	201	6,8	3,4%	587	13,5	2,3%
20	198	10,8	5,4%	567	3,1	0,5%
25	205	2,3	1,1%	593	3,6	0,6%

Tabela 4.4 - Ensaios de caracterização do graute

Modelos	Resistência à Compressão (MPa)	D.P.	C.V.	Resistência à tração (MPa)	D.P.	C.V.	Modulo de Elasticidade (GPa)	D.P.	C.V.
M3 e M4	61,60	1,20	2%	2,91	0,17	6%	28,50	1,23	4%
M5 e M6	58,44	1,16	2%	3,44	0,61	18%	27,40	0,82	3%
M3 e M4	67,43	2,67	4%	3,97	0,61	15%	28,40	1,48	5%
M5 e M6	65,15	2,37	4%	3,80	0,90	24%	27,50	1,10	4%
M1 e M8	60,52	2,40	4%	3,59	0,17	5%	30,40	2,72	9%
M2 e M7	52,38	3,90	7%	2,92	0,38	13%	27,43	0,39	1%
M1 e M8	55,88	4,91	9%	3,32	0,51	15%	30,93	1,59	5%
M2 e M7	54,80	4,91	9%	2,96	0,17	6%	28,70	2,59	9%

Tabela 4.5 - Ensaio de caracterização da argamassa das almofadas de apoio

Modelos	Resistência à Compressão (MPa)	D.P.	C.V.	Resistência à Tração (MPa)	D.P.	C.V.	Modulo de Elasticidade (GPa)	D.P.	C.V.
M3 e M4	22,90	0,00	0%	3,49	0,19	5%	9,11	0,41	4%
M5 e M6	23,79	0,86	4%	3,36	0,21	6%	9,19	0,03	0%
M3 e M4	16,36	3,05	19%	3,00	0,24	8%	7,66	0,33	4%
M5 e M6	23,42	2,24	10%	3,16	0,16	5%	7,92	0,03	0%
M1 e M8	29,33	1,60	5%	2,22	0,09	4%	7,11	0,09	1%
M2 e M7	27,70	1,47	5%	2,08	0,04	2%	6,81	0,21	3%
M1 e M8	24,90	1,22	5%	2,20	0,10	5%	6,85	0,30	4%
M2 e M7	15,11	0,57	4%	2,40	0,06	3%	8,49	0,67	8%

4.3 ENSAIOS DOS CHUMBADORES

Para cada modelo de chumbador ensaiado foi determinada a curva força *versus* deslocamento vertical e também a curva força *versus* deformação do chumbador no ponto de junção do bloco externo com o bloco interno do modelo (Figura 4.1).

Para visualizar a relação entre a deformação do chumbador no ponto de junção do bloco externo com o bloco interno e o deslocamento vertical do modelo, foram também geradas curvas deformação *versus* deslocamento.

Os modelos foram ensaiados ao cisalhamento, onde se procurou reduzir ao máximo os efeitos da flexão gerados no ensaio. Para isso, foi utilizada uma chapa de apoio de 8 cm de largura faceando o bloco externo na junção com a almofada de apoio, permitindo, assim, que a almofada também pudesse se deslocar (Figura 4.2).

Para a curva força *versus* deformação foram analisados os resultados obtidos com a leitura dos extensômetros posicionados nos chumbadores. Foram posicionados oito extensômetros (dois em cada barra) em pontos localizados exatamente entre os blocos externos e internos.

Para a determinação do deslocamento vertical utilizou-se a média das leituras dos dois transdutores posicionados abaixo do bloco interno. Para determinar a deformação do chumbador na junção do bloco interno com o bloco externo, foram usadas as médias das leituras dos oito extensômetros citados.

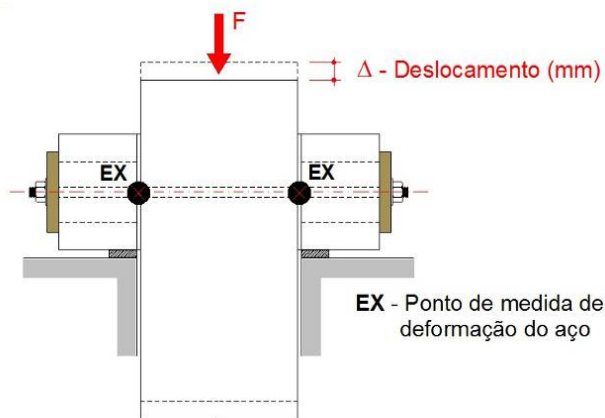


Figura 4.1 – Esquema de Ensaio do Chumbador (AGUIAR, 2010)

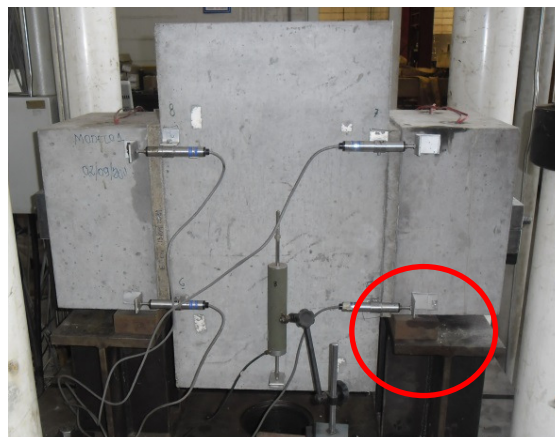


Figura 4.2 – Detalhe da chapa de apoio

4.3.1 Modelo 1

O Modelo 1 apresentava como característica o uso de barras para os chumbadores com diâmetro de 25mm e concreto com 2% de fibras. O ensaio ocorreu dentro dos limites de carregamento estabelecidos e sua interrupção foi dada por perda de escala dos extensômetros posicionados na ligação entre os blocos. Como a partir deste instante não havia mais o controle de deformação da barra, por questões de segurança o ensaio foi interrompido. Os gráficos das Figura 4.3, Figura 4.4 e Figura 4.5 apresentam respectivamente os gráficos força *versus* deslocamento do modelo, força *versus* deformação para cada barra do chumbador e o gráfico deslocamento *versus* deformação para cada barra do chumbador.

As fotos da Figura 4.6 apresentam as fissuras pós-ensaio do Modelo 1. Destaca-se que as fissuras foram todas formadas nas direções das barras dos chumbadores. Nas almofadas de apoios a fissura também se apresentou na direção dos chumbadores, tendo sido o seu início observado a partir da leitura de 3 mm de deslocamento do modelo.

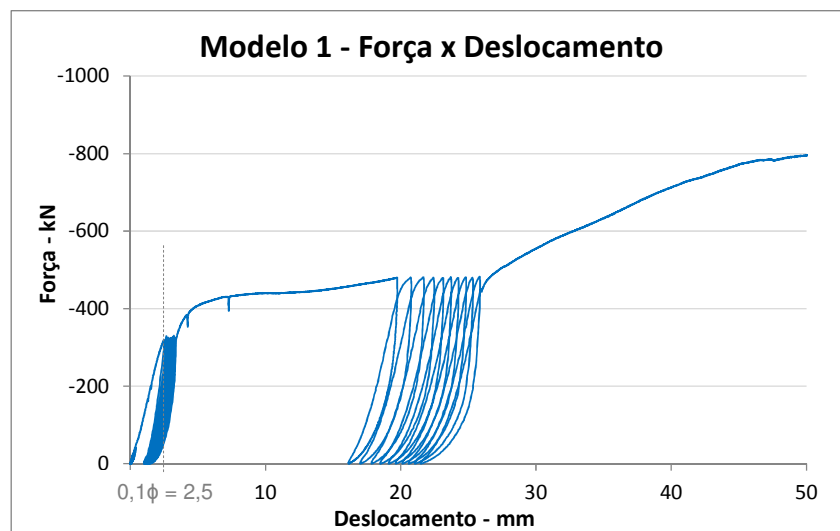


Figura 4.3 – Gráfico Força vs Deslocamento do Modelo 1

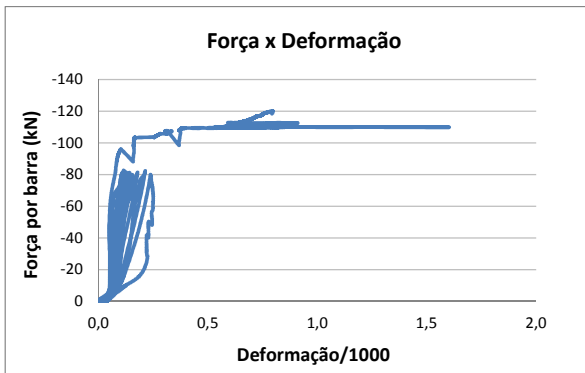


Figura 4.4 – Gráfico Força vs Deformação do Modelo 1

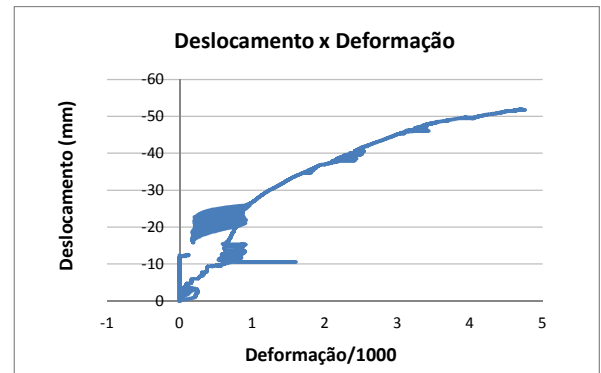
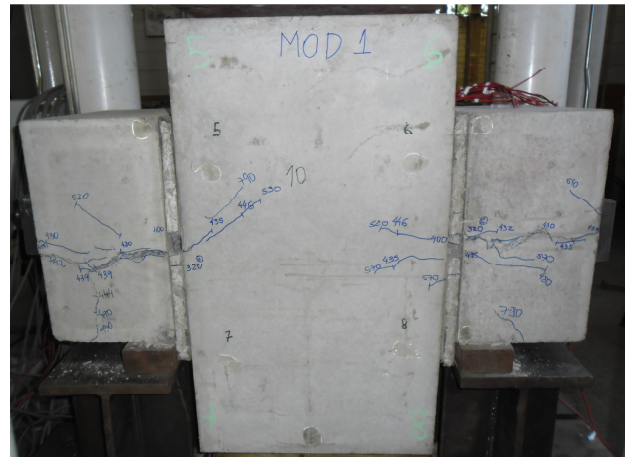


Figura 4.5 – Gráfico Deslocamento vs Deformação do Modelo 1



a) Lado 1



a) Lado 2

Figura 4.6 – Fissuração do Modelo 1

4.3.2 Modelo 2

O Modelo 2 caracteriza-se pela utilização de barras de 20 mm para os chumbadores com inclinação de 45° e concreto com 2% de fibras. O modelo foi ensaiado conforme o esquema da Figura 4.7. Como se esperava, a rigidez deste modelo é bem maior se comparada com os chumbadores retos, pois, nas pesquisas de Aguiar (2010) concluiu-se que este tipo de chumbador aumenta a capacidade resistente do modelo uma vez que os chumbadores trabalham praticamente à tração. Por causa desta maior rigidez, este modelo foi submetido a mais um carregamento cíclico (10 ciclos) a uma carga de 700 kN e depois levado a ruptura. A interrupção do ensaio também se deu a partir da perda de escala dos extensômetros posicionados na ligação dos blocos. Os gráficos das Figura 4.8, Figura 4.9 e Figura 4.10 apresentam, respectivamente, a força versus deslocamento do modelo, força versus deformação para cada barra do chumbador e o deslocamento versus deformação para cada barra do chumbador.

As fotos da Figura 4.11 apresenta o Modelo 2 pós-ensaio. Nota-se que praticamente não houve fissuração do concreto neste modelo.

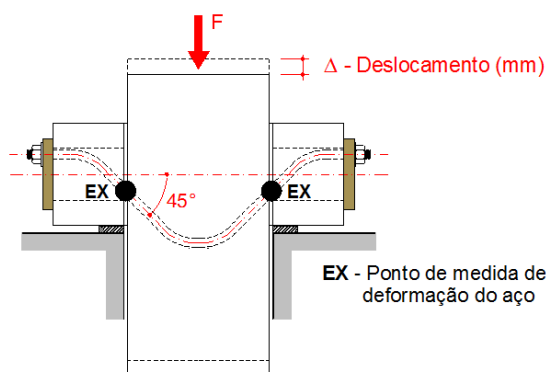


Figura 4.7 – Esquema de ensaio Modelo 2 – Adaptado de AGUIAR (2010)

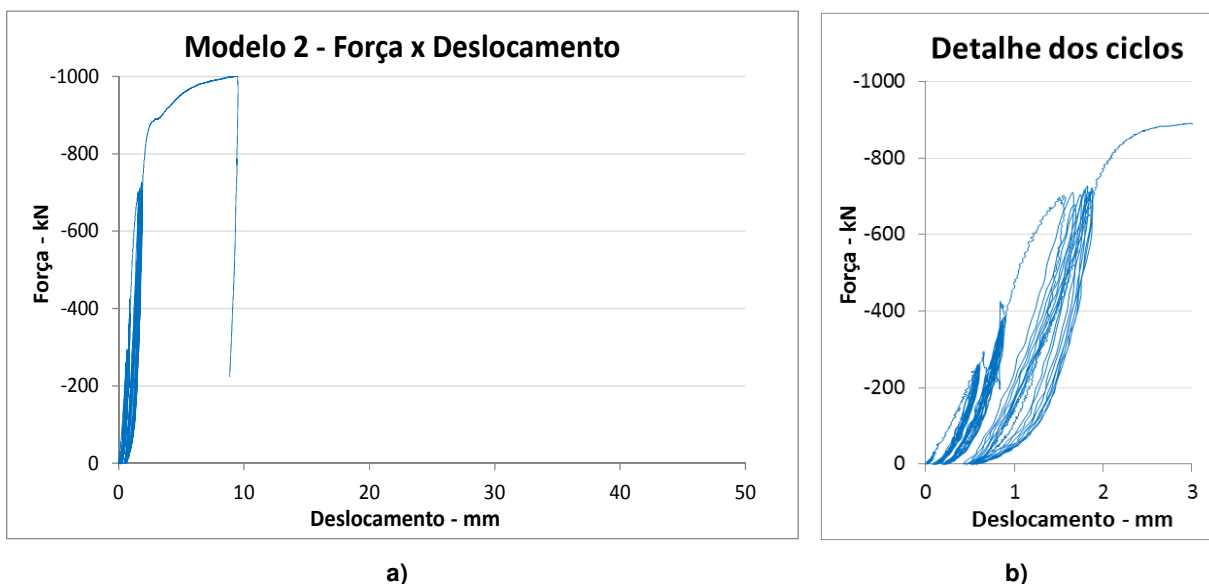


Figura 4.8 – Gráfico Força vs Deslocamento do Modelo 2

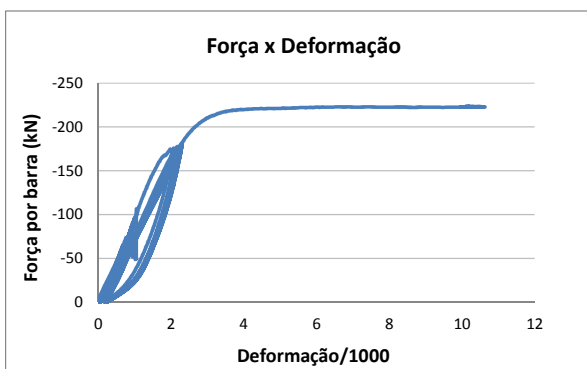


Figura 4.9 – Gráfico Força vs Deformação do Modelo 2

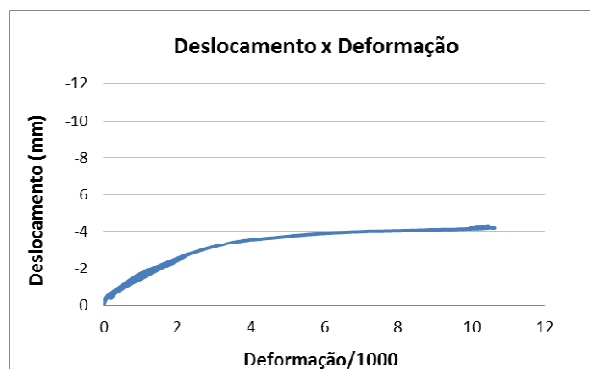


Figura 4.10 – Gráfico Deslocamento vs Deformação do Modelo 2



Figura 4.11 – Fissuração do Modelo 2

4.3.3 Modelo 3

Os Modelos 03 e 04 foram confeccionados com as mesmas características: chumbadores com barras de diâmetro de 20mm e concreto com 2% de fibras. O ensaio ocorreu conforme previsto e, assim como nos casos anteriores, sua interrupção foi dada por perda de escala dos extensômetros posicionados na ligação dos blocos. Os gráficos das Figura 4.12, Figura 4.13 e Figura 4.14 apresentam, respectivamente, a força *versus* deslocamento do modelo, força *versus* deformação para cada barra do chumbador e o deslocamento *versus* deformação para cada barra do chumbador.

As fotos da Figura 4.15 apresentam as fissuras pós-ensaio do Modelo 03. As fissuras se propagaram nas direções das barras dos chumbadores. Nas almofadas de apoio, da mesma forma que no Modelo 1, as fissuras também ficaram localizadas na direção dos chumbadores, e tiveram início a partir da leitura de 3 mm de deslocamento do modelo.

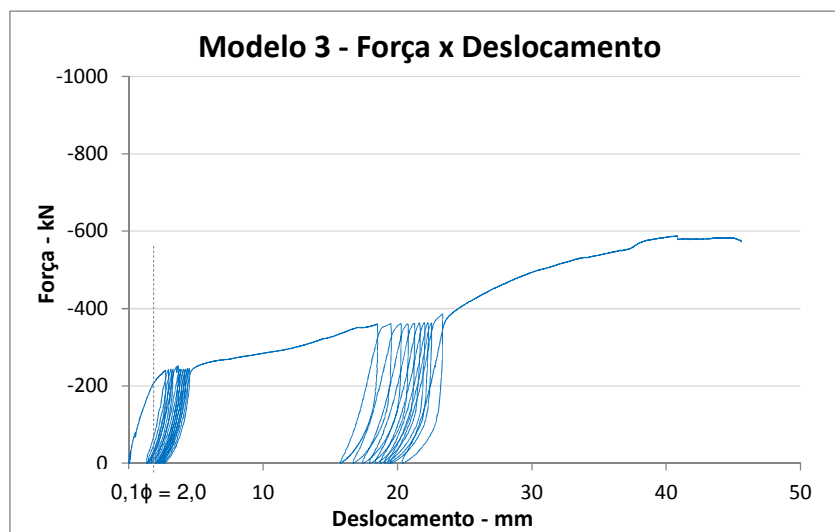


Figura 4.12 – Gráfico Força vs Deslocamento do Modelo 3

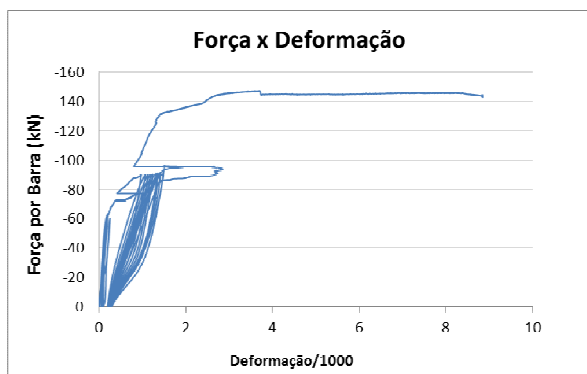


Figura 4.13 – Gráfico Força vs Deformação do Modelo 3

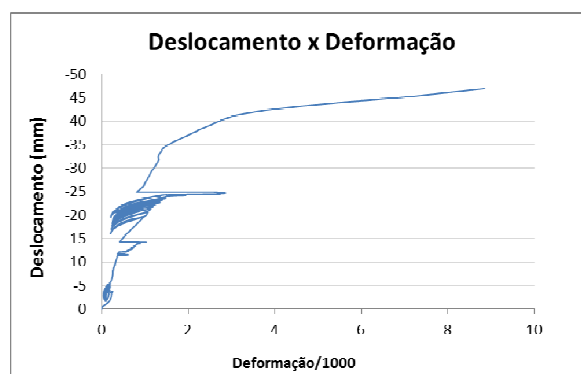
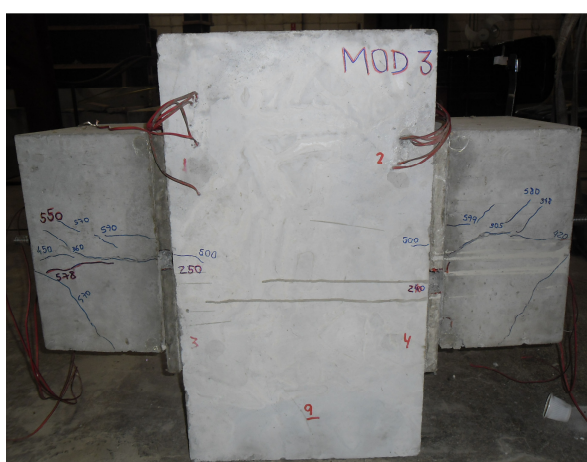


Figura 4.14 – Gráfico Deslocamento vs Deformação do Modelo 3



a) Lado 1



b) Lado 2

Figura 4.15 – Fissuração do Modelo 3

4.3.4 Modelo 4

Como mencionado no item anterior, o Modelo 04 apresenta chumbadores com barras de diâmetro de 20mm e concreto com 2% de fibras. O ensaio ocorreu conforme previsto e, da mesma forma que nos casos anteriores, a sua interrupção se deu por perda de escala dos extensômetros. Os gráficos das Figura 4.16, Figura 4.17 e Figura 4.18 apresentam, respectivamente, a força *versus* deslocamento do modelo, força *versus* deformação para cada barra do chumbador e o deslocamento *versus* deformação para cada barra do chumbador.

As fotos da Figura 4.19 apresentam as fissuras pós-ensaio do Modelo 04. Observa-se que novamente as fissuras se propagaram nas direções das barras dos chumbadores. Nas almofadas de apoio manteve-se a fissuração na direção dos chumbadores, iniciando-se a partir da leitura de 3 mm de deslocamento do modelo.

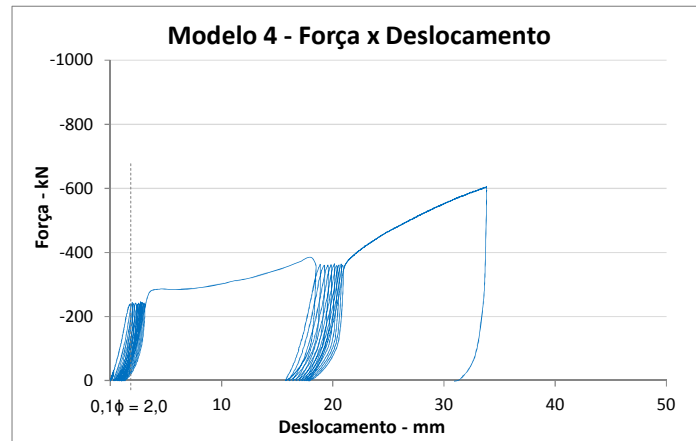


Figura 4.16 – Gráfico Força vs Deslocamento do Modelo 4

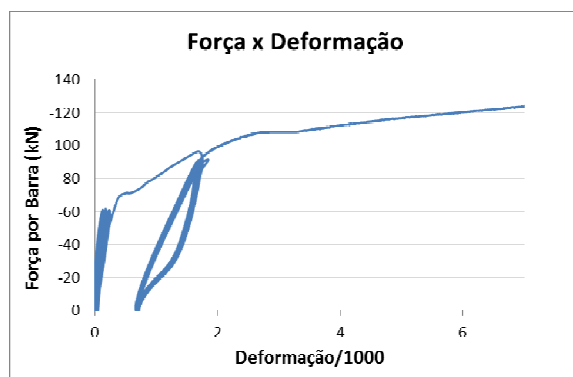


Figura 4.17 – Gráfico Força vs Deformação do Modelo 4

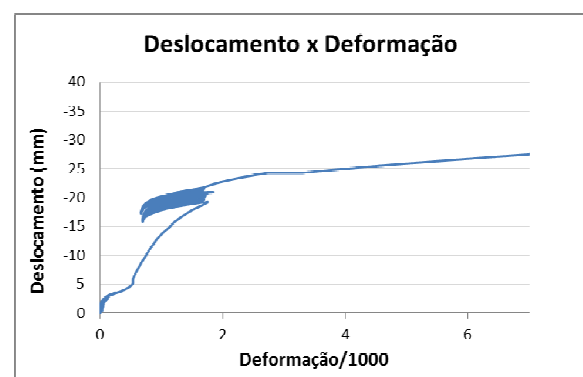
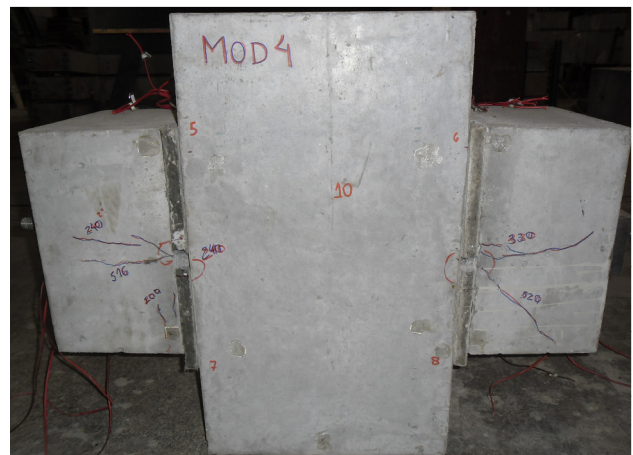


Figura 4.18 – Gráfico Deslocamento vs Deformação do Modelo 4



a) Lado 1



b) Lado 2

Figura 4.19 – Fissuração do Modelo 4

4.3.5 Modelo 5

O Modelo 05 é o protótipo confeccionado com concreto sem fibras de aço e chumbador de diâmetro de 20mm. O ensaio ocorreu dentro dos limites de carregamento estabelecidos e sua interrupção, diferente dos demais modelos, se deu pela excessiva fissuração do concreto. Os gráficos das Figura 4.20, Figura 4.21 e Figura 4.22 apresentam,

respectivamente, a força *versus* deslocamento do modelo, força *versus* deformação para cada barra do chumbador e o deslocamento *versus* deformação para cada barra do chumbador.

As fotos da Figura 4.23 apresentam as fissuras do modelo. Observou-se que este apresentou poucas fissuras (se comparado aos modelos com fibras), mas as fissuras que se apresentaram eram mais abertas do que aquelas observadas nos demais ensaios.

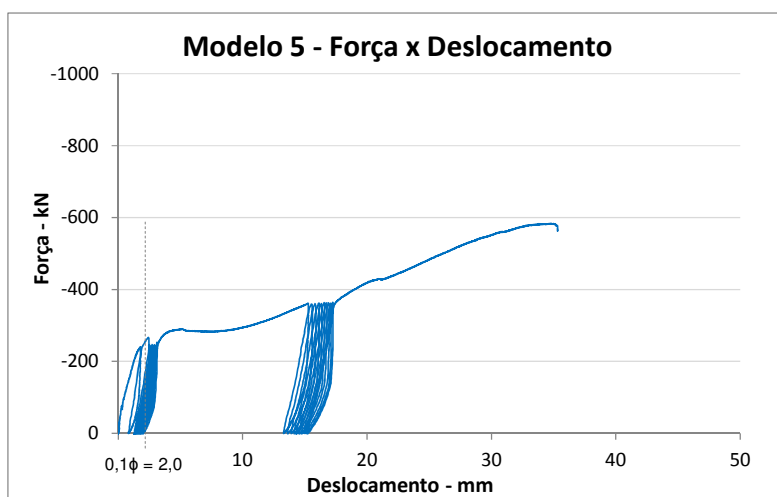


Figura 4.20 – Gráfico Força vs Deslocamento do Modelo 5

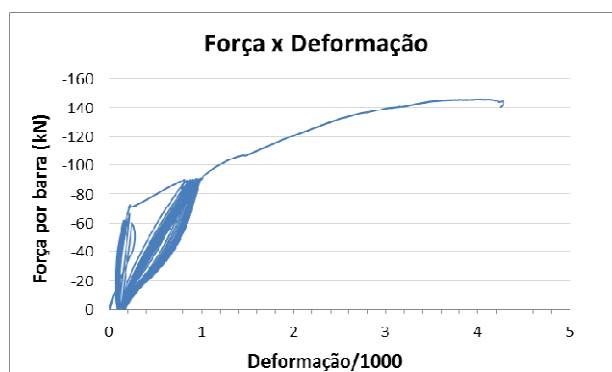


Figura 4.21 – Gráfico Força vs Deformação do Modelo 5

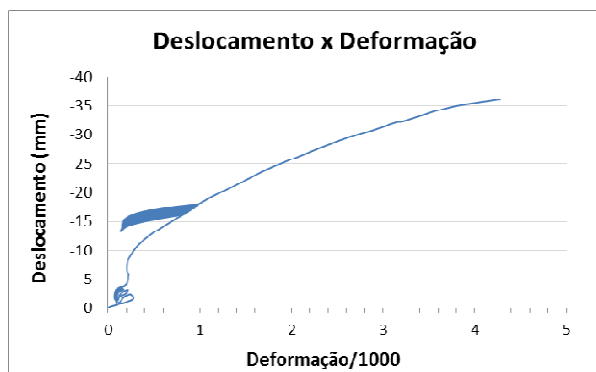
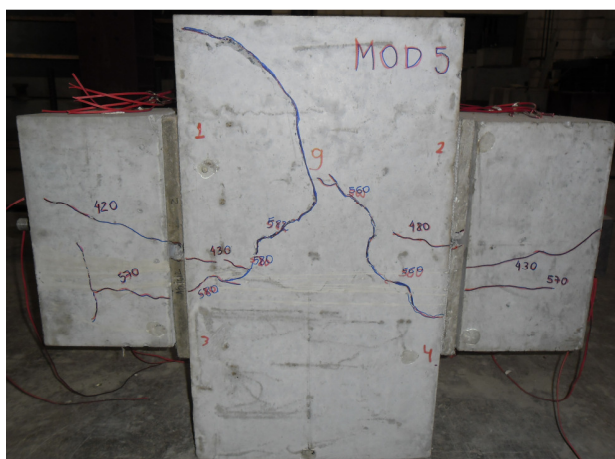


Figura 4.22 – Gráfico Deslocamento vs Deformação do Modelo 5



a) Lado 1



b) Lado 2

Figura 4.23 – Fissuração do Modelo 5

4.3.6 Modelo 6

O Modelo 06 tinha como característica o uso das barras dos chumbadores com diâmetro de 16mm e concreto com 2% de fibras. O ensaio ocorreu dentro dos limites estabelecidos e a sua interrupção se deu também por perda de escala dos extensômetros posicionados na ligação dos blocos. Os gráficos das Figura 4.24, Figura 4.25 e Figura 4.26 apresentam, respectivamente, a força *versus* deslocamento do modelo, força *versus* deformação para cada barra do chumbador e o deslocamento *versus* deformação para cada barra do chumbador.

As fotos da Figura 4.27 apresentam as fissuras pós-ensaio, e nota-se que, neste caso, ocorreram poucas fissuras ao longo do eixo dos chumbadores.

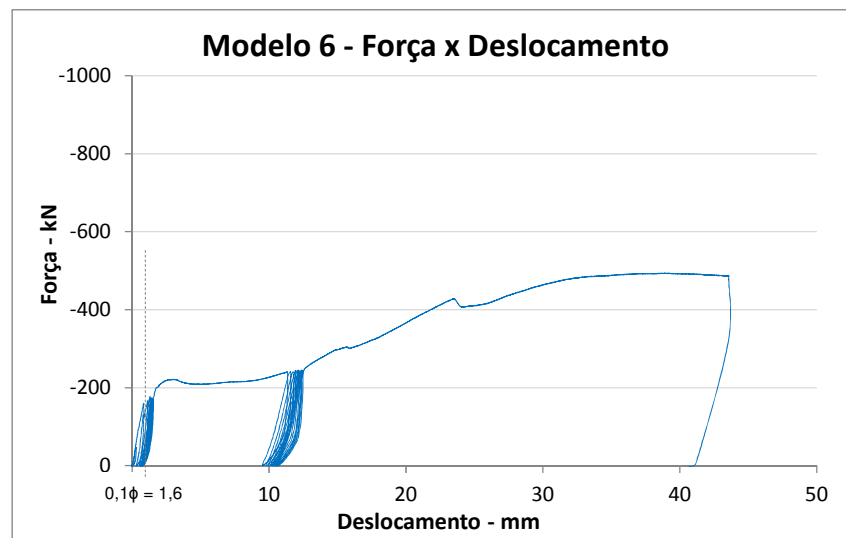


Figura 4.24 – Gráfico Força vs Deslocamento do Modelo 6

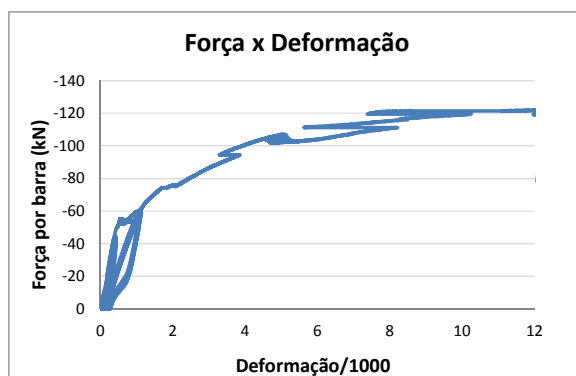


Figura 4.25 – Gráfico Força vs Deformação do Modelo 6

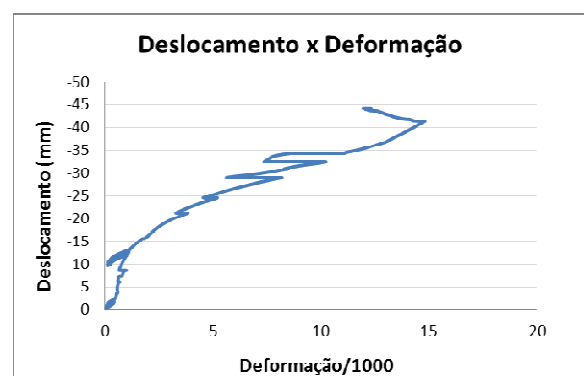


Figura 4.26 – Gráfico Deslocamento vs Deformação do Modelo 6

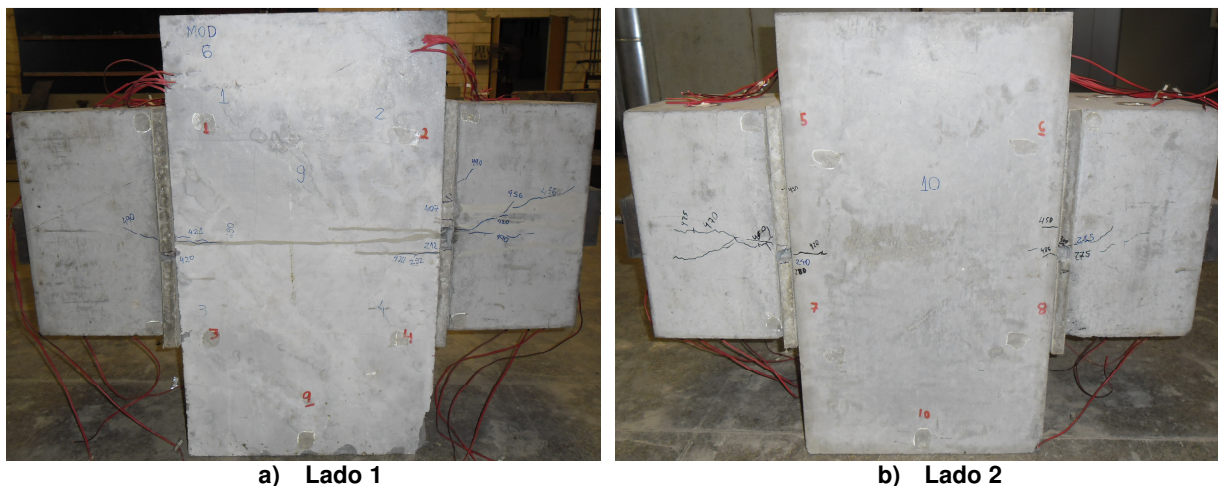


Figura 4.27 – Fissuração do Modelo 6

4.3.7 Modelo 7

O Modelo 07 foi confeccionado com 1% de fibras de aço no concreto e barras dos chumbadores com diâmetro de 20mm. O ensaio foi interrompido pela perda de dados dos extensômetros. Os gráficos das Figura 4.28, Figura 4.29 e Figura 4.30 apresentam, respectivamente, a força *versus* deslocamento do modelo, força *versus* deformação para cada barra do chumbador e o deslocamento *versus* deformação para cada barra do chumbador.

As fotos da Figura 4.31 apresentam as fissuras pós-ensaio do Modelo 07. Observa-se que este modelo apresentou fissuras ao longo do chumbador, da mesma maneira que os modelos anteriores, porém observa-se que surgiram também fissuras menores nos blocos externos. Acredita-se que, com uma menor taxa de fibras, essas não foram suficientes para substituir de forma eficiente as armaduras que são frequentemente utilizadas no caso de concreto convencional (como no Modelo 05).

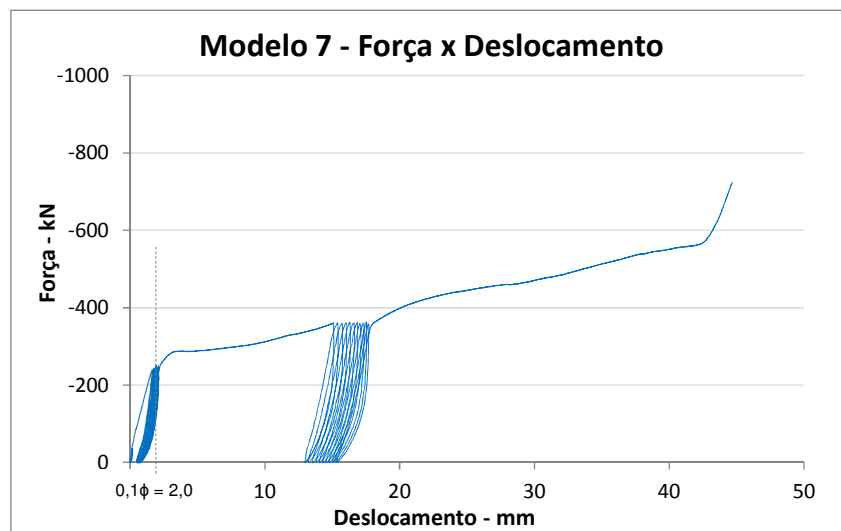


Figura 4.28 – Gráfico Força vs Deslocamento do Modelo 7

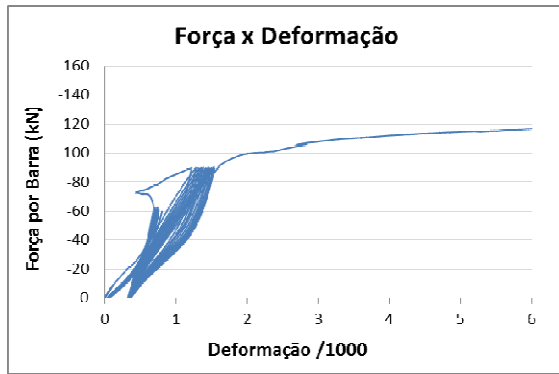


Figura 4.29 – Gráfico Força vs Deformação do Modelo 7

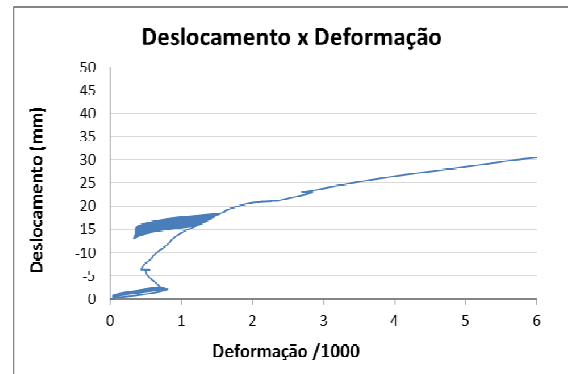
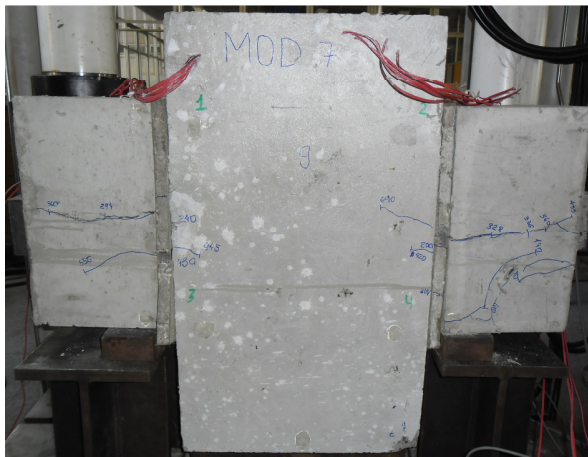


Figura 4.30 – Gráfico Deslocamento vs Deformação do Modelo 7



a) Lado 1



b) Lado 2

Figura 4.31 – Fissuração do Modelo 7

4.3.8 Modelo 8

O Modelo 08 tinha as mesmas características dos Modelos 3 e 4 (barras com diâmetro de 20mm e 2% de fibras de aço), porém este modelo foi submetido ao dobro de ciclos de carregamento, comparado aos anteriores. Neste caso, ao invés de carregar e descarregar 10 vezes o modelo em cada etapa (40% e 60% do carregamento último previsto), o modelo foi carregado e descarregado 20 vezes em cada etapa. Os gráficos das Figura 4.32, Figura 4.33 e Figura 4.34 apresentam, respectivamente, a força *versus* deslocamento do modelo, força *versus* deformação para cada barra do chumbador e o deslocamento *versus* deformação para cada barra do chumbador.

As fotos da Figura 4.35 apresentam as fissuras pós-ensaio do Modelo 8. Observa-se que nas almofadas de apoios houve um desgaste maior.

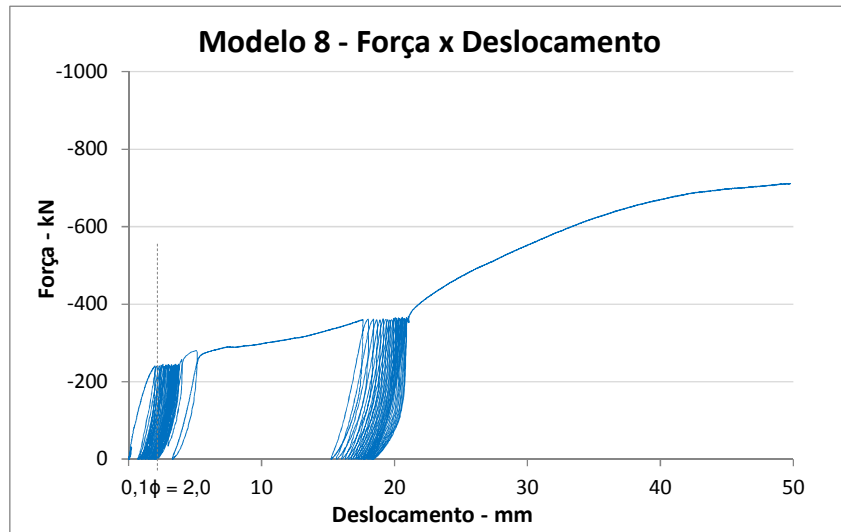


Figura 4.32 – Gráfico Força vs Deslocamento do Modelo 8

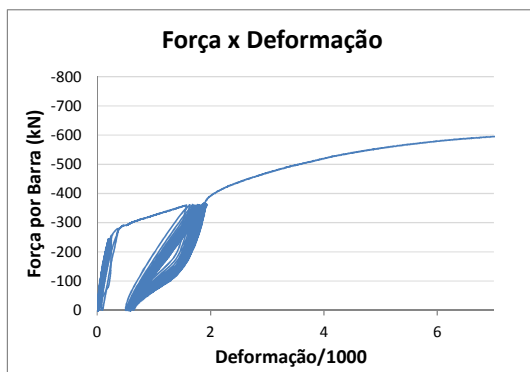


Figura 4.33 – Gráfico Força vs Deformação do Modelo 8

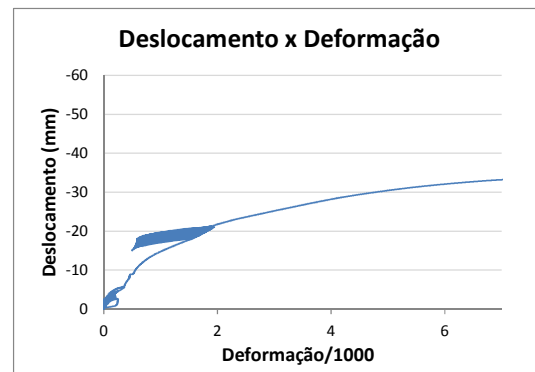


Figura 4.34 – Gráfico Deslocamento vs Deformação do Modelo 8



a) Lado 1



b) Lado 2

Figura 4.35 – Fissuração do Modelo 8

4.3.9 Modelo 9

O Modelo 09 utilizou barras com diâmetro de 20mm e 2% de fibras de aço no concreto, porém este modelo foi confeccionado sem grauteamento, ou seja, os blocos externos foram moldados diretamente com as barras, conforme explicado no Capítulo 3. Os

gráficos das Figura 4.36, Figura 4.37 e Figura 4.38 apresentam, respectivamente, a força *versus* deslocamento do modelo, força *versus* deformação para cada barra do chumbador e o deslocamento *versus* deformação para cada barra do chumbador.

As fotos da Figura 4.39 apresentam as fissuras pós-ensaio do Modelo 09.

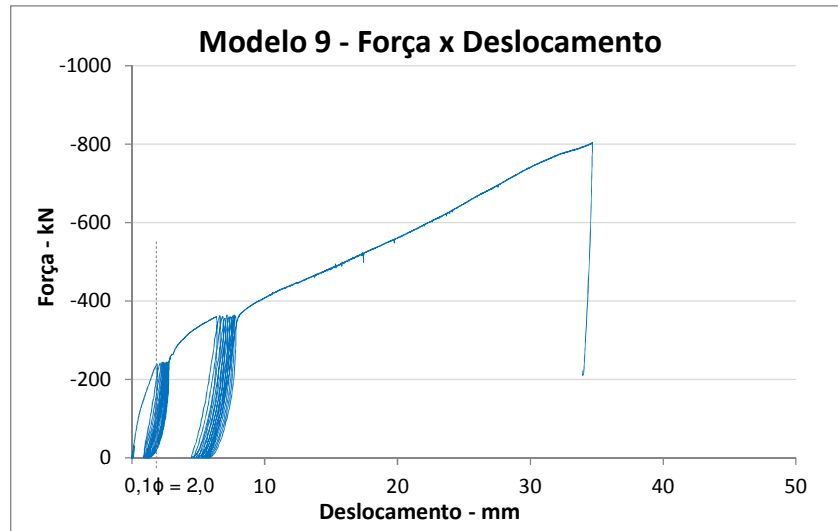


Figura 4.36 – Gráfico Força vs Deslocamento do Modelo 9

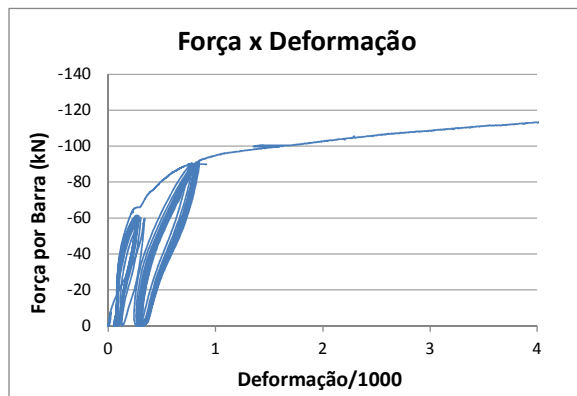


Figura 4.37 – Gráfico Força vs Deformação do Modelo 9

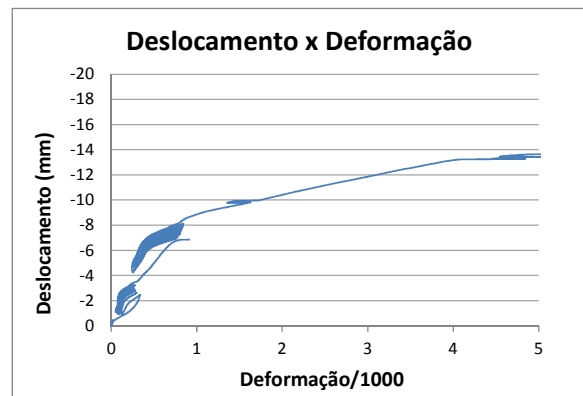
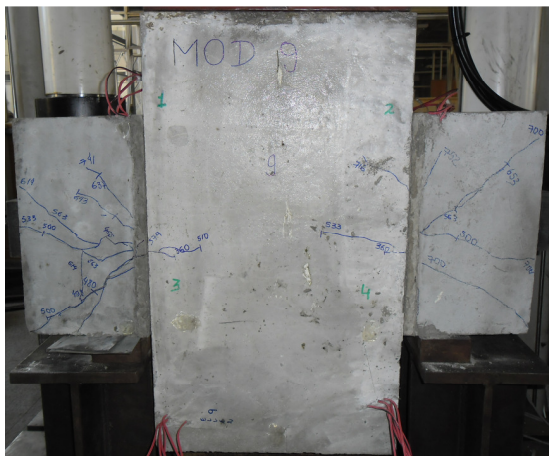


Figura 4.38 – Gráfico Deslocamento vs Deformação do Modelo 9



a) Lado 1



b) Lado 2

Figura 4.39 – Fissuração do Modelo 9

4.4 ANÁLISE DE RESULTADOS

Analisando os resultados de maneira geral, com base nos ensaios e nas fotos apresentadas nos itens anteriores, pode-se observar que a capacidade última do modelo com concreto sem fibras se deu pela ruptura do concreto (com a fissuração excessiva), enquanto que nos modelos confeccionados em concreto com fibras, a ruptura se deu pela deformação excessiva das barras. É possível notar que o Modelo 05 (sem fibras) apresentou fissuras ao longo de toda a superfície do bloco interno, e as aberturas destas fissuras foram maiores do que as dos demais modelos. Nota-se que, nos modelo com adição de fibras, as fissuras estão todas concentradas na região de ligação dos blocos, próximos aos chumbadores, e se apresentaram mais distribuídas nas superfícies dos blocos externos. Observa-se que no modelo com barras com diâmetro de 16 mm (Modelo 06) ocorreram maiores quantidades de fissuras, porém, estas apresentaram menores aberturas do que aquelas observadas nos demais modelos.

Em todos os casos de chumbadores retos as primeiras fissuras surgiram na almofada de apoio, quando o deslocamento vertical era de aproximadamente 3 mm. Após a ocorrência destas, o processo de fissuração seguiu ao longo dos blocos externos e somente depois no bloco interno.

Para facilitar a visualização das características de cada modelo nos gráficos comparativos, uma nomenclatura de identificação foi adotada, combinando-se o número do modelo (M01, M02), o diâmetro do chumbador (D16, D20 e D25), a inclinação da barra (i00, i45), o teor de fibra no concreto (F00, F01 e F02), alto ciclo (alto) e o modelo sem graute (SG). Por exemplo, o Modelo 01 é identificado como M01D25i00F02 (isto é, modelo 1 com um diâmetro do chumbador de 25 mm, inclinação da barra de 0° e com teor de 2% de fibras na massa de concreto).

Analisando os gráficos dos modelos 03 e 04 (Figura 4.40), que foram confeccionados com as mesmas características, nota-se que ambos apresentaram resultados próximos para os deslocamentos, diferindo-se nos deslocamentos residuais para as cargas de 240kN e 360 kN. O deslocamento residual para o carregamento de 360kN do modelo 03 apresentou o dobro do valor do deslocamento residual do modelo 04. Para o carregamento de ruptura, o modelo 04 apresentou valor de força 12% maior.

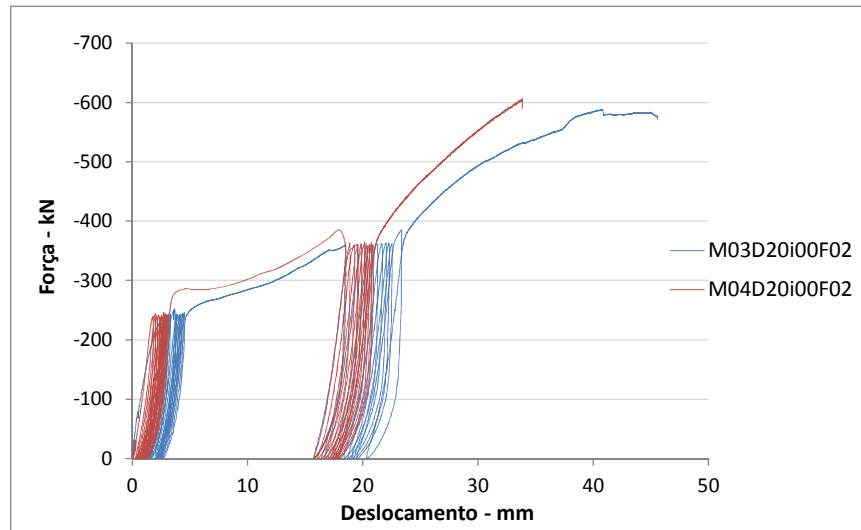


Figura 4.40 – Gráfico força vs deslocamento dos modelos 03 e 04

O Modelo 08, que foi submetido ao dobro do ciclo de carregamento, quando comparado aos demais modelos, não apresentou diferença significativa entre os deslocamentos, como mostra a Figura 4.41. Nota-se que, para o Modelo 08 e também para o Modelo 04, os valores de deslocamento e o comportamento quando levados a ruptura são praticamente iguais. Quanto aos valores de capacidade última de carregamento, nota-se que o modelo 08 apresentou valores maiores, com ordem de 15% (o que provavelmente o modelo 04 apresentaria caso o ensaio não fosse interrompido, dado o comportamento semelhante).

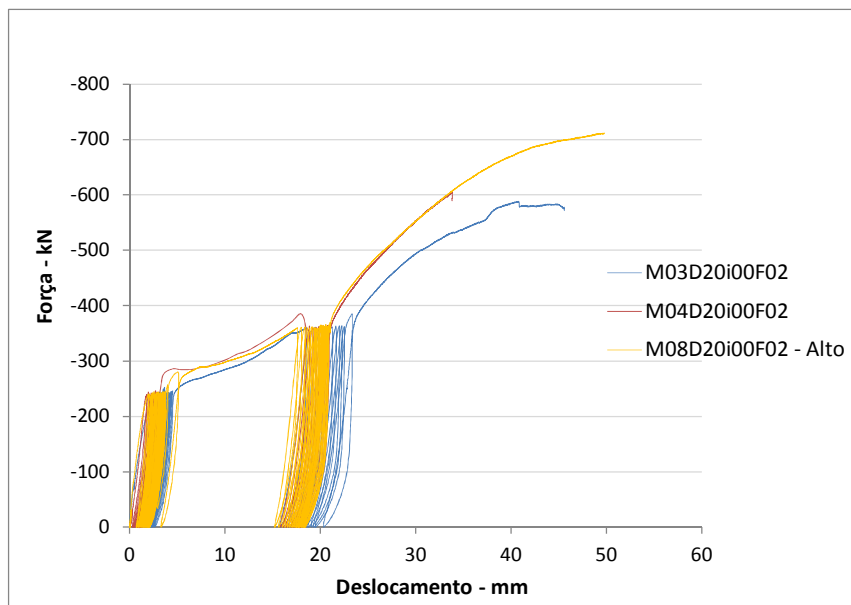


Figura 4.41 - Gráfico comparativo entre modelos com diferentes ciclos de carregamento.

Para facilitar a visualização das demais comparações, optou-se por utilizar apenas o modelo 04 como referência. Assim, comparando-se os resultados de deslocamentos dos modelos com diferentes taxas de fibras de aço no concreto, no gráfico da Figura 4.42, é

possível notar que, para o carregamento de 40% do valor da força de ruptura, não houve diferença significativa entre os resultados, tanto para deslocamentos quanto para a carga de ruptura. Para os ciclos de 60%, ocorreram deslocamentos menores no modelo sem adição de fibras e com adição de 1% de fibras (diferenças em torno de 20%), se comparado com o modelo 04. Nota-se também que não houve diferença significativa entre os modelos com adição de 1% de fibras de aço e o modelo com concreto convencional.

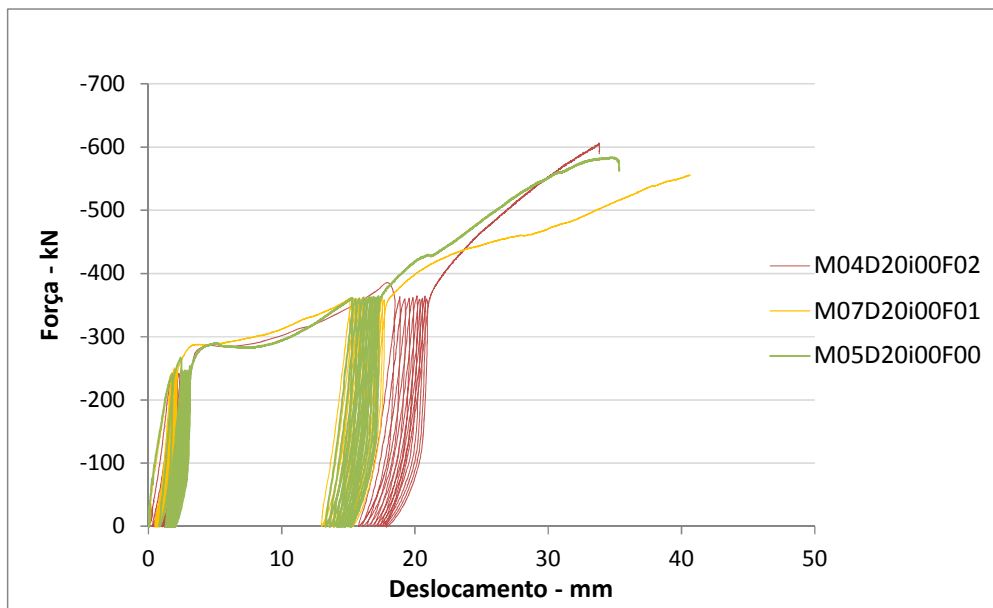


Figura 4.42 - Gráfico comparando modelos de concreto convencional e concreto com fibras de aço.

Os valores das cargas de ruptura foram semelhantes para os três modelos, porém, o ensaio para o concreto sem adição de fibras foi limitado pela ruptura do concreto, enquanto que, para os outros dois modelos, a limitação ocorreu pela deformação excessiva das barras, como já mencionado.

No gráfico da Figura 4.43 apresenta-se a comparação entre os modelos com diferentes diâmetros para os chumbadores. O Modelo 06 obteve uma carga de ruptura de 500 kN, acima do que era previsto (400kN). Como era de se esperar, para o modelo com barras de diâmetro menor, a capacidade de carga foi inferior. Nota-se que, para os ciclos de 60% do carregamento, os deslocamentos residuais das barras foram maiores para os modelos com maiores diâmetros de barras.

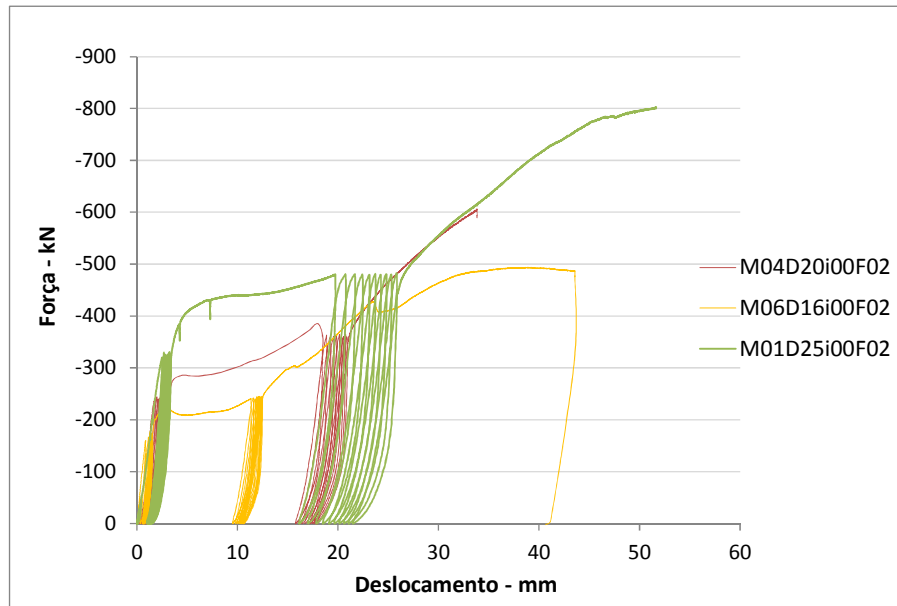


Figura 4.43 - Gráfico comparando modelos com diferentes diâmetros de chumbadores.

Na Figura 4.44, observa-se que o Modelo 09 obteve uma carga de ruptura muito acima do previsto, tendo sido o ensaio interrompido por questões de segurança. Além disto, para o carregamento a 360kN, o deslocamento do modelo 09 foi muito inferior, em torno de 5mm, enquanto para os modelos grauteados observaram-se deslocamentos de 18mm para a mesma intensidade de carregamento. A capacidade de carga do modelo sem graute apresentou valores maiores que 30% se comparada aos modelos com graute. Com base neste ensaio, pode-se concluir que o graute apresenta grande influência no comportamento dos modelos, tornando-o menos rígido. Acredita-se que, por este motivo, os resultados entre as diferentes taxas de fibras de aço no concreto não apresentaram significativas diferenças nas comparações realizadas, ou seja, o esmagamento do graute é o fator que conduziu o comportamento dos modelos.

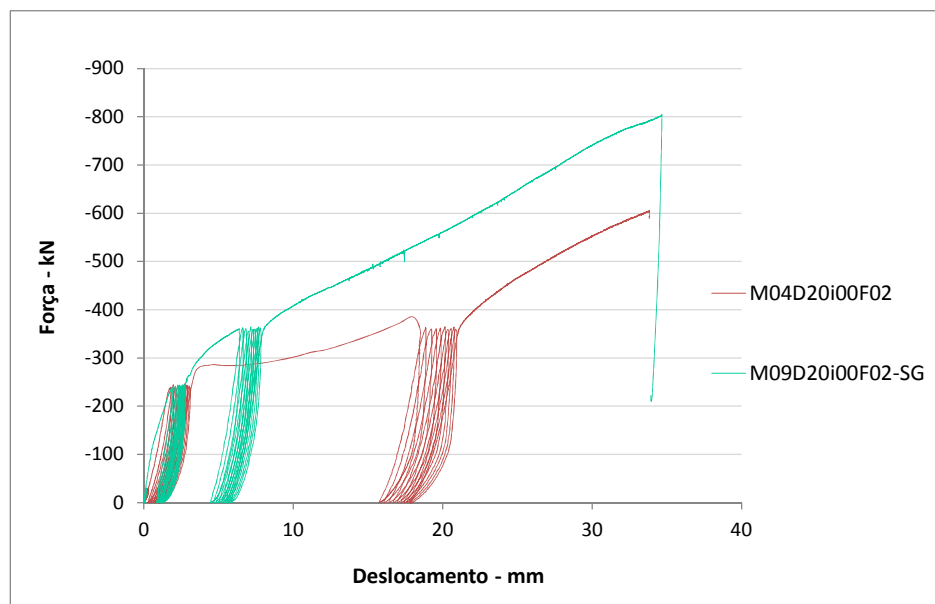


Figura 4.44 - Gráfico comparativo entre modelos com e sem graute.

Comparando-se os resultados entre as diferentes inclinações para as barras do chumbador (Figura 4.45), pode-se perceber que, para chumbadores inclinados, a deformabilidade do modelo é menor. Assim como concluiu Aguiar (2010) em sua pesquisa, os chumbadores inclinados trabalham praticamente à tração, não havendo formação de rótulas plásticas. Observando-se as fotos apresentadas na Figura 4.39, observa-se que não houve fissuras aparentes no modelo e o concreto com fibras apresenta menor influência na deformabilidade do protótipo quando há este tipo de chumbador.

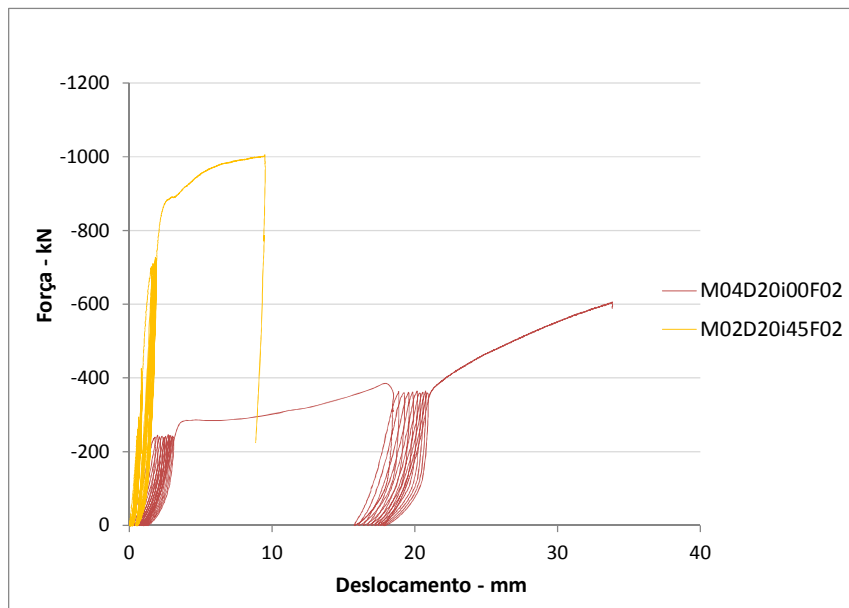


Figura 4.45 - Gráfico comparativo entre modelos com chumbadores retos e inclinados.

Na Tabela 4.6 é apresentado um resumo dos valores encontrados nos ensaios experimentais de ruptura dos modelos, capacidade máxima para cada barra do chumbador e a rigidez no trecho elástico-linear.

Tabela 4.6 - Resumo dos resultados dos modelos do chumbadores

Modelo	Força de Ruptura do modelo (kN)	Força de ruptura por Chumbador (kN)	Rigidez (kN/mm)
01	796	199	136
02	1000	250	362
03	585	146	96
04	596	149	139
05	582	146	122
06	491	123	182
07	557	139	135
08	709	177	128
09	801	200	133

4.5 COMPARAÇÕES ANALÍTICAS

Conforme verificado nas comparações dos dados experimentais, o graute utilizado para solidarizar os chumbadores desempenhou um papel importante no comportamento dos modelos, fazendo com que a capacidade máxima dos modelos com concreto com fibras não diferenciasse significativamente dos modelos com concreto convencional.

Em seguida, fez-se uma comparação entre os resultados experimentais da presente pesquisa com a formulação analítica proposta por Aguiar (2010) para chumbadores retos, conforme foi apresentado no item 2.4 do capítulo 2 (e reproduzido novamente abaixo). Para os modelos 06, 04 e 01 que correspondem, respectivamente, a chumbadores com diâmetros de 16 mm, 20 mm e 25 mm, foi possível traçar gráficos comparativos que estão apresentados nos gráficos das Figura 4.46, Figura 4.47 e Figura 4.48. Na Figura 4.49, também se apresenta uma comparação entre esta formulação e o modelo 05, com concreto convencional.

$$F_p = 0,157 \cdot \phi^{2,083} \cdot f_y \cdot f_c^{0,125} \cdot \cos(\beta + \theta) + 0,393 \cdot \phi^2 \cdot \left[\left(\frac{0,21 \cdot f_y}{0,01 - \frac{f_y}{E_s}} \right) + E_s \right] \cdot \left[\frac{\cos \theta}{\cos(\beta + \theta)} - 1 \right] \cdot \text{sen}(\beta + \theta) \quad (2.36)$$

Sendo que:

- F_p - Força no chumbador na formação da rótula plástica ou quando o deslocamento relativo entre as superfícies interligadas pelo chumbador atingir $0,1\phi_d$ (N);
- θ - Inclinação do chumbador sem carregamento (chumbador reto, $\theta = 0$);
- β - Inclinação quando o chumbador sofre plastificação;
- e_{alm} - Espessura da almofada (mm);
- f_y - Tensão de escoamento do chumbador (N/mm²);
- f_c - Resistência do concreto à compressão (N/mm²);
- ϕ - Diâmetro do chumbador (mm);
- E_s - Módulo de elasticidade do aço (N/mm²).

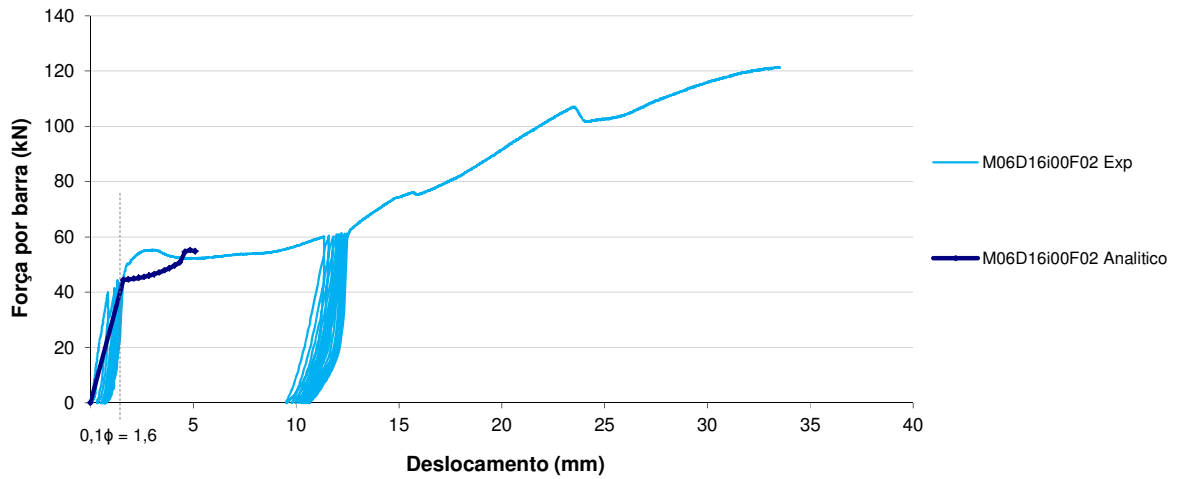


Figura 4.46 - Comparação de resultados experimentais e analíticos – Modelo 06

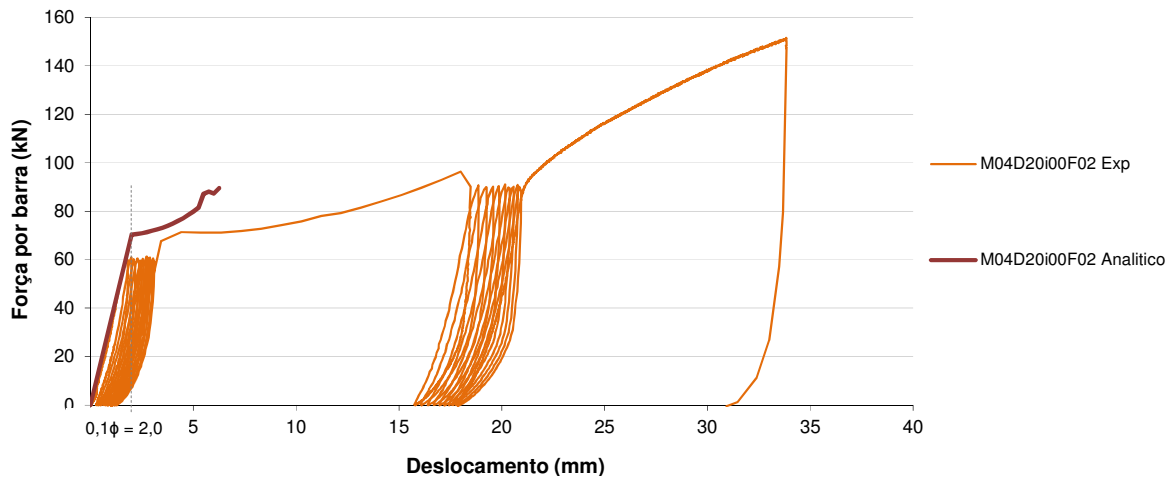


Figura 4.47 - Comparação de resultados experimentais e analíticos - Modelo 04

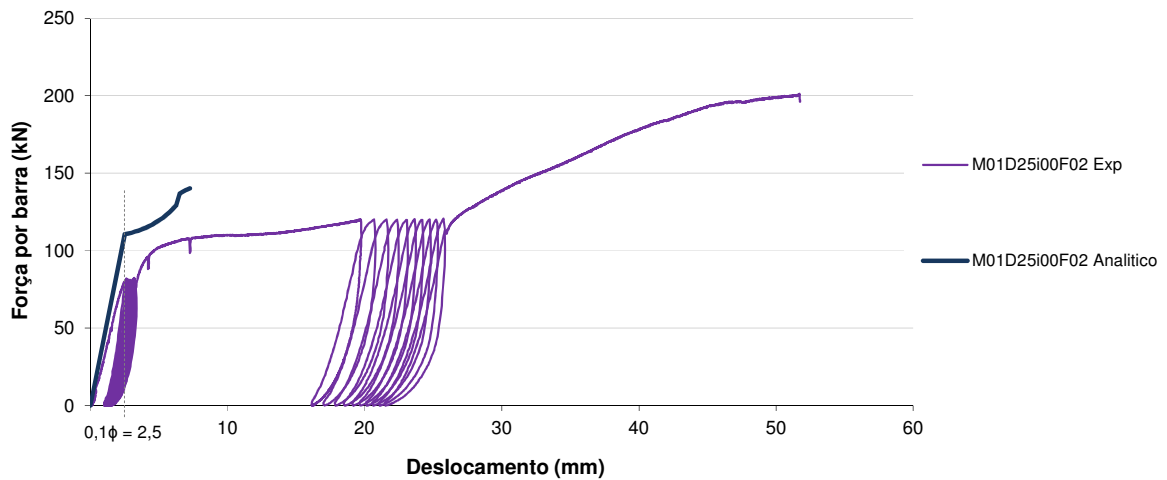


Figura 4.48 - Comparação de resultados experimentais e analíticos - Modelo 01

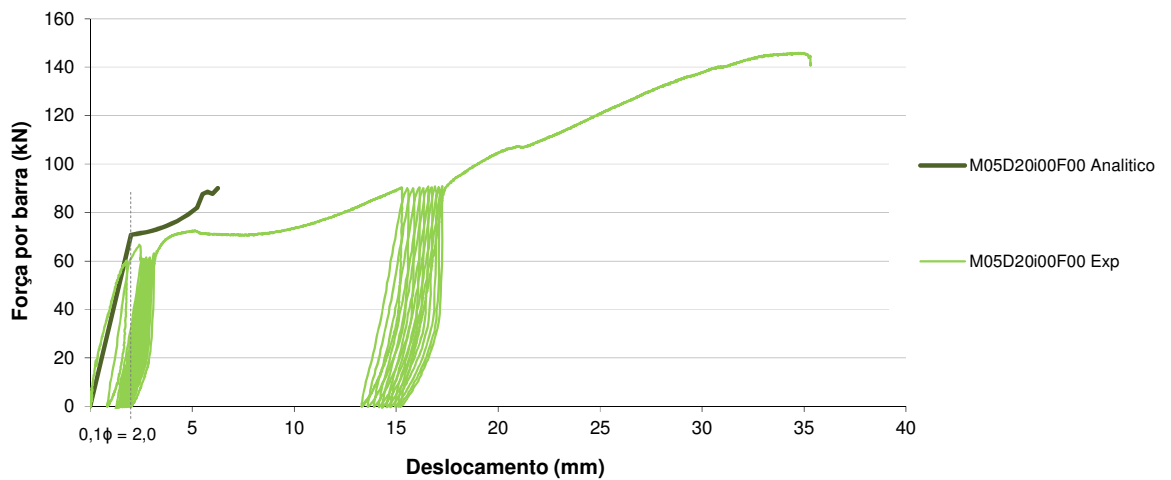


Figura 4.49 - Comparação de resultados experimentais e analíticos – Modelo 05

A formulação analítica proposta por Aguiar (2010) é aplicada supondo o escoamento do modelo sendo representado para um deslocamento de 10% do diâmetro dos chumbadores, ou seja, admite-se o escoamento do modelo como sendo o escoamento do chumbador, que para efeito de pino é de $0,1\Phi_d$. Como houve o esmagamento do concreto em instante próximo à formação das rótulas plásticas nas barras dos chumbadores, acredita-se que o deslocamento da barra não seja o mesmo deslocamento do modelo. Portanto, para os cálculos referentes à força resistente dos chumbadores, pode ser admitida uma folga no modelo, e as forças resistentes dos chumbadores podem ser calculadas após o modelo ser submetido aos ciclos de 40% de carregamento. Admitindo-se esta hipótese, apresentam-se a seguir as comparações entre os modelos experimentais e analíticos nas Figura 4.51, Figura 4.52, Figura 4.53 e Figura 4.54.

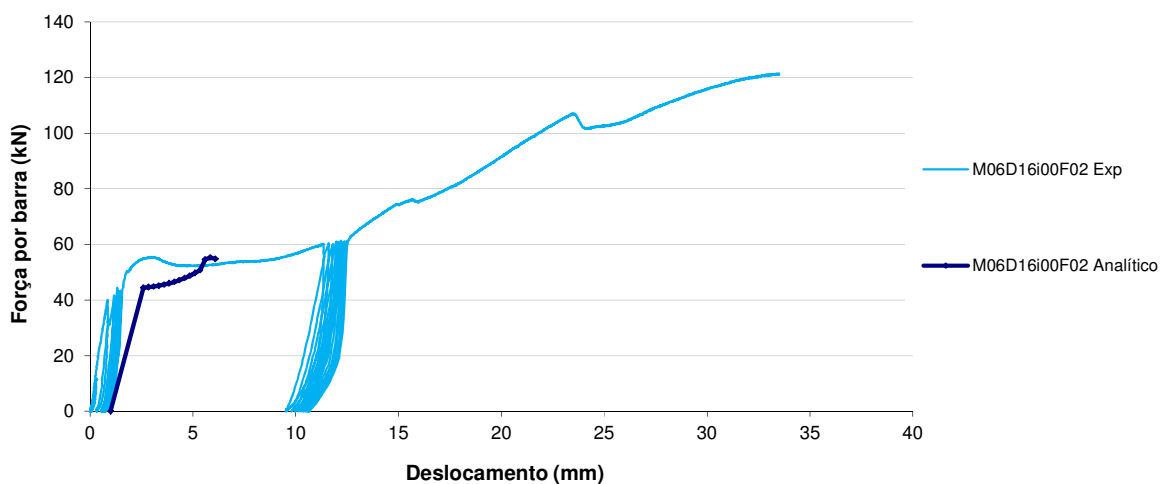


Figura 4.50 - Comparação de resultados experimentais e analíticos modificados – Modelo 06

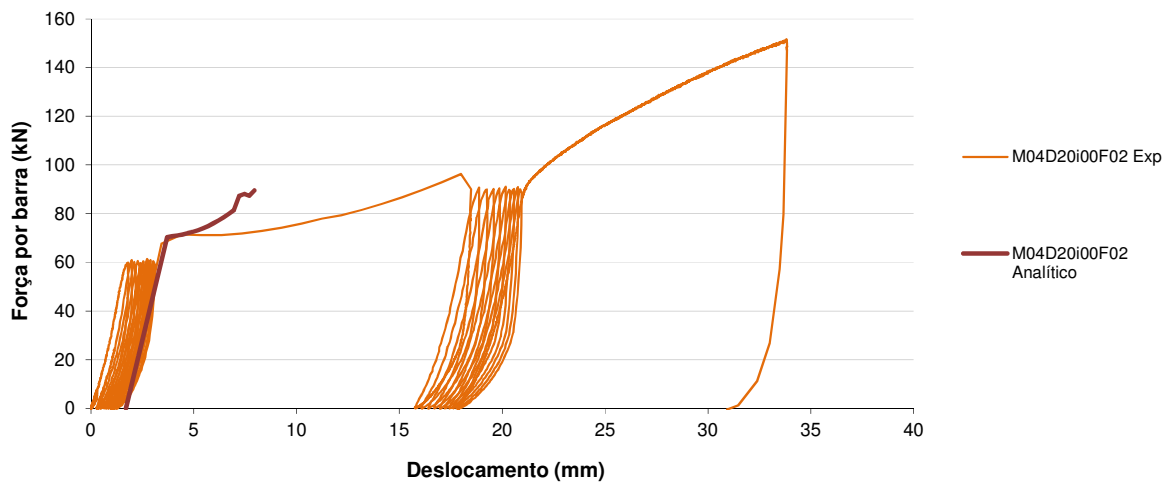


Figura 4.51 - Comparação de resultados experimentais e analíticos modificados– Modelo 04

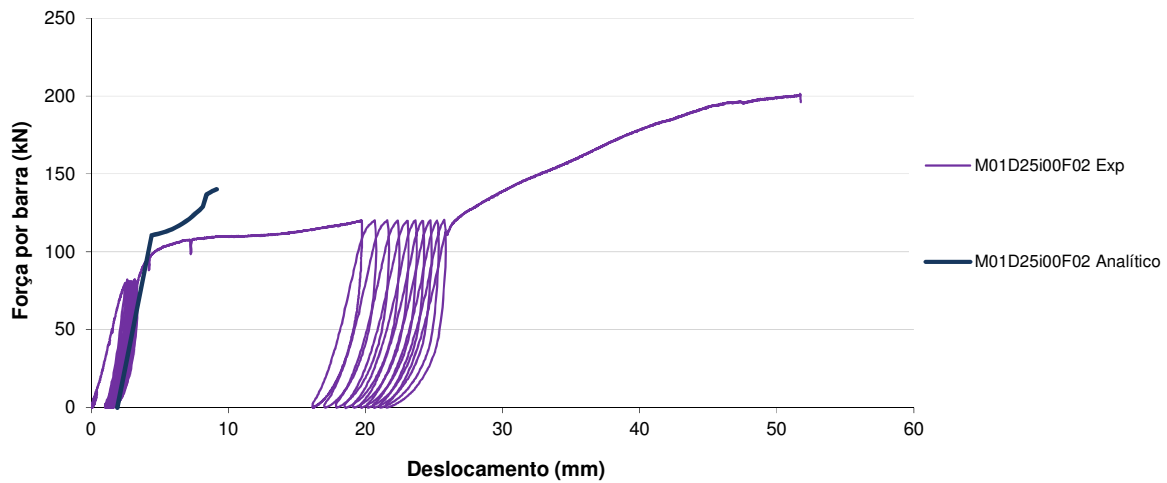


Figura 4.52 - Comparação de resultados experimentais e analíticos modificados – Modelo 01

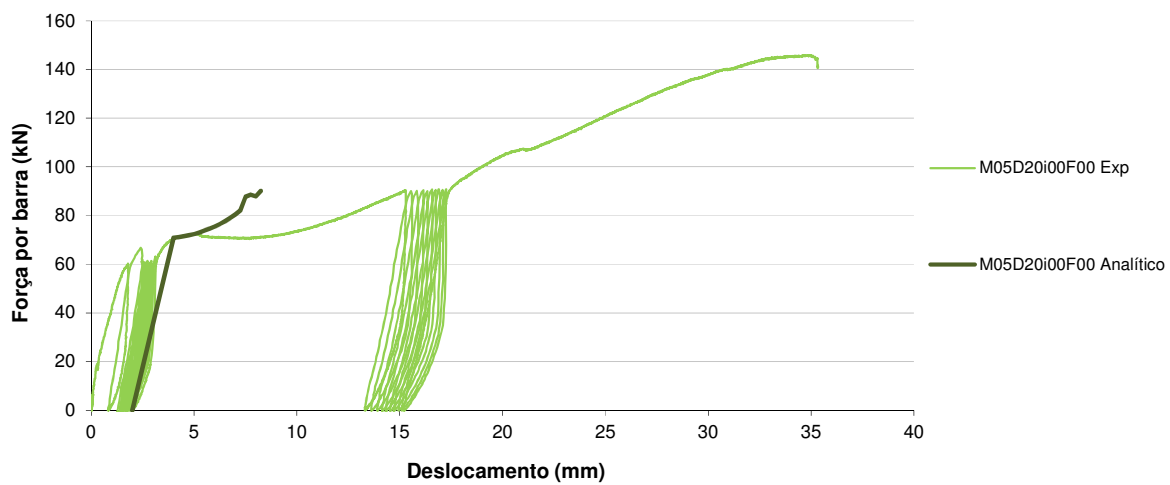


Figura 4.53 - Comparação de resultados experimentais e analíticos modificados – Modelo 05

Com relação à rigidez inicial dos modelos (trecho elástico-linear), a formulação analítica aqui adotada representou de forma adequada a curva força *versus* deslocamentos para os modelos ensaiados nesta pesquisa. Com relação às forças de escoamento, para os modelos com chumbador de 20 mm (tanto o modelo com concreto com fibras de aço, quanto o modelo em concreto convencional), os valores foram representativos. Para o modelo com barras de 16 mm, a formulação analítica subestimou a capacidade portante do modelo em 20% e, para o modelo com barras de 25 mm de diâmetro, a formulação superestimou a capacidade do modelo em torno de 10%. Como os modelos para estes ensaios utilizam dois chumbadores, acredita-se que ocorra o efeito de grupo, causado pela presença de chumbadores próximos entre si, e também o efeito de borda, em decorrência dos chumbadores estarem próximos às bordas da viga e do consolo. Portanto, as diferenças encontradas entre os resultados experimentais e a formulação analítica provavelmente estão relacionadas às interferências decorrentes dos efeitos de grupo e de borda, além da variação de diâmetros das barras dos chumbadores, pois a formulação adotada para considerar estes efeitos não inclui a influência dos diâmetros das barras que os provocam. Apesar disso, para maiores conclusões é preciso um estudo mais aprofundado, com uma quantidade maior de resultados experimentais.

5 ANÁLISE DE RESULTADOS DA LIGAÇÃO VIGA-PILAR

5.1 DISPOSIÇÕES GERAIS

Este capítulo apresenta os resultados obtidos nos ensaios relativos à ligação viga-pilar. São apresentados e descritos todos os resultados referentes à caracterização dos materiais utilizados para confecção dos modelos e os resultados obtidos para o ensaio específico da ligação consolo-pilar, além do ensaio da ligação completa viga-pilar.

5.2 ENSAIO DO CONSOLO

Na Tabela 5.1 são apresentados os resultados de caracterização do concreto e do graute utilizado neste protótipo. Para uma melhor comparação dos resultados, também estão descritos os resultados de caracterização dos modelos estudados por Costa (2009), que serviram de referência para o presente trabalho.

Tabela 5.1 – Ensaio de caracterização dos concretos utilizados nos modelos

	Modelo	Resistência à Compressão (MPa)	Resistência à Tração (MPa)	Módulo de Elasticidade (GPa)
Modelo Proposto	Concreto com fibras	65,5	8,2	44,3
	Concreto convencional	39,0	3,3	36,0
	Graute	64,0	3,3	53,4
Modelo de Costa (2009)	Concreto com Fibras	92,2	6,1	47,6
	Concreto convencional	71,5	4,1	40,0
Monolítico de Costa (2009)	Concreto convencional	71,5	4,1	40,0

Os resultados analisados para este modelo foram: o deslocamento total do modelo, as deformações dos extensômetros e as aberturas de fissuras na interface consolo-pilar. Os resultados são comparados com o modelo proposto por Costa (2009) e o consolo monolítico. Como o modelo é composto de um pilar e dois consolos, em alguns casos, cada interface consolo-pilar (lado) foi analisada separadamente.

A Figura 5.1 apresenta o gráfico força *versus* deslocamento total do modelo. Nota-se que a capacidade de carga encontrada é similar àquela observada para o modelo monolítico e para o modelo idealizado por Costa (2009). Analisando a capacidade última de cada modelo, observa-se que o modelo aqui proposto superou em 25% o carregamento do caso monolítico.

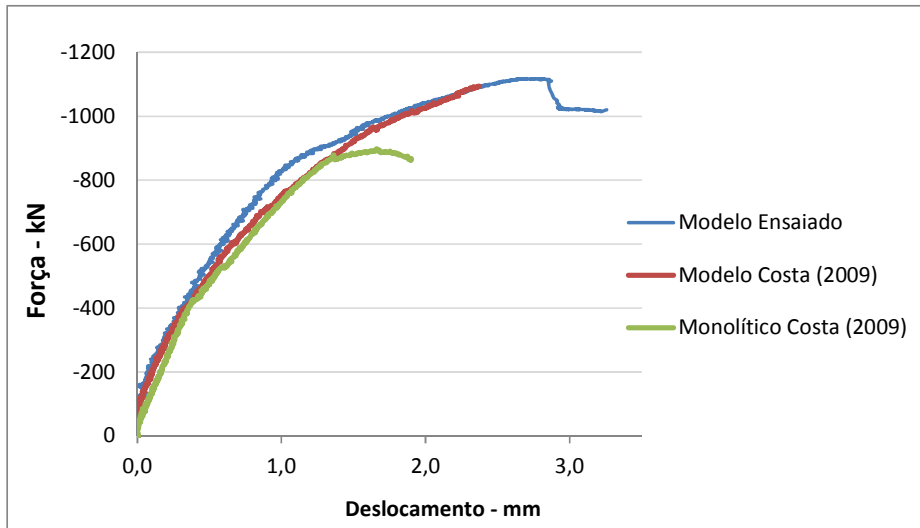


Figura 5.1 – Curva força versus deslocamento dos modelos

No gráfico da Figura 5.2 são apresentados os resultados obtidos por todos os transdutores localizados na interface consolo-pilar (Figura 5.3). Para cada consolo foram posicionados dois transdutores. Os resultados obtidos se mostraram dispersos no início do ensaio, provavelmente por interferência do adesivo epóxi utilizado na interface, que fissurou de forma aleatória. Para comparar os resultados deste modelo com os resultados de referência, caso monolítico e o modelo de Costa (2009), foi adotada a média destes resultados.

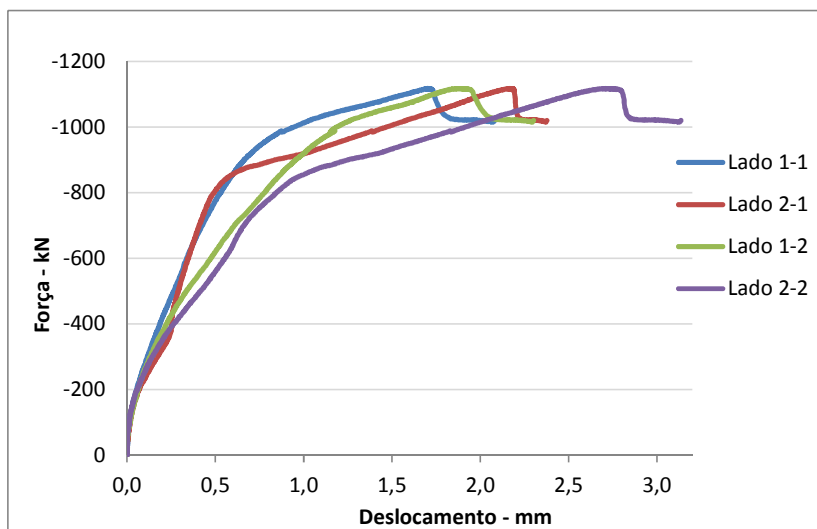


Figura 5.2 – Curvas de abertura de fissura interface pilar-consolo



Figura 5.3 – Detalhe do transdutor de deslocamento na interface consolo-pilar

Analisando os resultados apresentados para a abertura de fissuras entre o consolo e o pilar na Figura 5.4, verifica-se que, inicialmente não houve diferença significativa entre os modelos de referência e o do presente trabalho. No momento em que o modelo começa a perder rigidez, o novo modelo aqui proposto apresenta resultados intermediários ao do consolo monolítico e ao do consolo idealizado por Costa (2009). Comparando os resultados de deslocamentos em relação à carga de serviço (558kN), o modelo aqui proposto apresentou deslocamento 11% maiores em relação ao modelo monolítico, porém 26% menores que o do modelo proposto por Costa (2009).

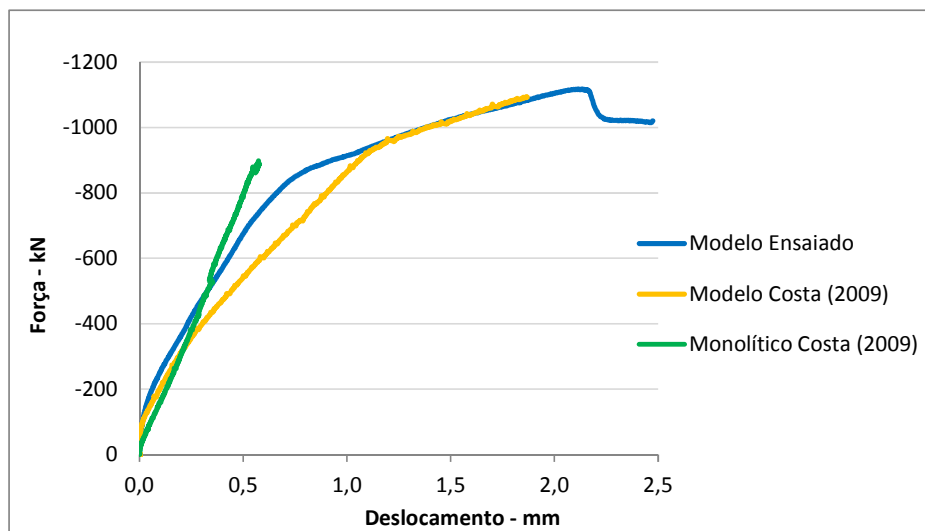


Figura 5.4 – Curvas das médias de abertura de fissuras

Os resultados dos extensômetros colocados nos tirantes na interface consolo-pilar são apresentados na Figura 5.5. Observa-se que houve diferença entre os valores medidos nos extensômetros dos dois lados do modelo, portanto optou-se por calcular a média entre estes. O lado 1 do protótipo apresentou diferença de aproximadamente 140kN no valor da

carga de escoamento com relação ao lado 2. Comparando-se o carregamento dos modelos para uma deformação de 5‰ (escoamento), o lado 1 apresentou 852kN de carregamento, o lado 2 apresentou 992kN e o carregamento do modelo de Costa (2009) alcançou 934kN. Comparando-se os valores com os obtidos no caso monolítico, não houve diferenças significativas entre os modelos. Considerando a carga de serviço de 558kN, a diferença entre os dois lados do modelo proposto foi de apenas 6%. Comparando-se a média dos valores de deformação do modelo proposto com o modelo monolítico, baseado nesta carga de serviço, a diferença foi de 3%. O modelo de Costa (2009) apresentou para o valor de carregamento de 558kN uma diferença de 16% se comparado ao modelo proposto no presente trabalho.

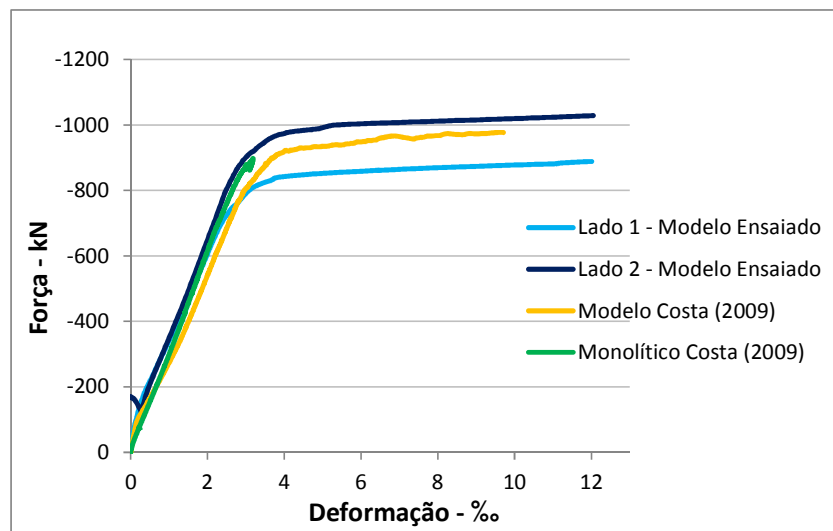


Figura 5.5 – Curvas de deformação da armadura do tirante na interface consolo-pilar

Devido ao bom comportamento apresentado pelo consolo ensaiado, esta forma de montagem do consolo foi adotada na confecção da ligação viga-pilar.

5.3 CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS DA LIGAÇÃO

Os resultados da caracterização dos materiais para este ensaio estão dispostos nas Tabela 5.2, Tabela 5.3 e Tabela 5.4. Os valores são expressos através das médias encontradas para os corpos de prova, com os respectivos valores de desvio padrão (D.V.) e coeficiente de variação (C.V.).

Tabela 5.2 - Resistência à Compressão e à tração dos materiais cimentícios

Modelos	Resistência à Compressão (MPa)	D.P.	C.V.	Resistência à Tração (MPa)	D.P.	C.V.
Graute VC	66,0	2,46	4%	2,98	0,20	7%
Graute PC	57,7	0,80	1%	3,50	0,58	17%
Graute VC	46,5	8,36	18%	2,98	0,50	17%
Almofada	28,1	4,4	16%	3,12	0,16	5%
Conc. Viga/pilar	64,1	2,41	4%	5,88	0,53	9%
Conc. Viga	53,3	1,45	3%	3,39	0,54	16%
Conc. Fibra	55,7	4,12	7%	3,44	0,60	17%

Tabela 5.3 - Módulo de Elasticidade e Índice de Tenacidade dos materiais cimentícios

Concretos	Módulo de Elasticidade (GPa)	D.P.	C.V.	Índice de Tenacidade	D.P.	C.V.
Graute VC	29,7	0,53	2%	-	-	-
Graute PC	30,3	1,05	3%	-	-	-
Graute VC	30,2	1,64	5%	-	-	-
Almofada	9,71	0,20	2%	-	-	-
Viga e pilar 1ª Moldagem	35,3	1,68	5%	-	-	-
Viga 2ª Moldagem	36,7	2,14	6%	-	-	-
Concreto com Fibras	35,6	3,52	10%	2,91	0,58	20%

Tabela 5.4 - Ensaio de caracterização do aço

Φ	Módulo de Elasticidade (GPa)	D.P. Módulo	C.V. Módulo	Tensão de Escoamento (MPa)	D.P. Escoamento	C.V. Escoamento
6.3	192	8,5	4,4%	611	10,4	1,7%
8	206	28,3	13,7%	593	17,5	3,0%
10	198	8,4	4,2%	607	64,0	10,5%
12,5	240	20,2	8,4%	598	4,3	0,7%
16	224	13,8	6,2%	587	3,3	0,6%
20	198	10,8	5,4%	567	3,1	0,5%

5.4 ENSAIOS DA LIGAÇÃO

A curva momento-rotação da ligação foi determinada através do cálculo do momento fletor atuante na ligação e da sua rotação correspondente. O momento fletor foi determinado através da equação 5.1, que tem como base a Figura 5.6. A rotação da ligação foi obtida por meio da expressão 5.2 que é baseada nas leituras dos relógios comparadores, posicionados conforme ilustra a Figura 5.7.

$$M = \frac{F}{2} \times 1,4 \tag{5.1}$$

$$\varphi = \frac{(\text{média RC 63/64/65/66} + \text{média TD 39/40/41/42})}{450} \tag{5.2}$$

Sendo:

- F - força aplicada pelo atuador (kN);
- médiaRC 63/64/65/66 - deslocamento relativo entre o pilar e o dente Gerber (mm);
- médiaTD 39/40/41/42 - deslocamento relativo entre o pilar e o topo da viga (mm).

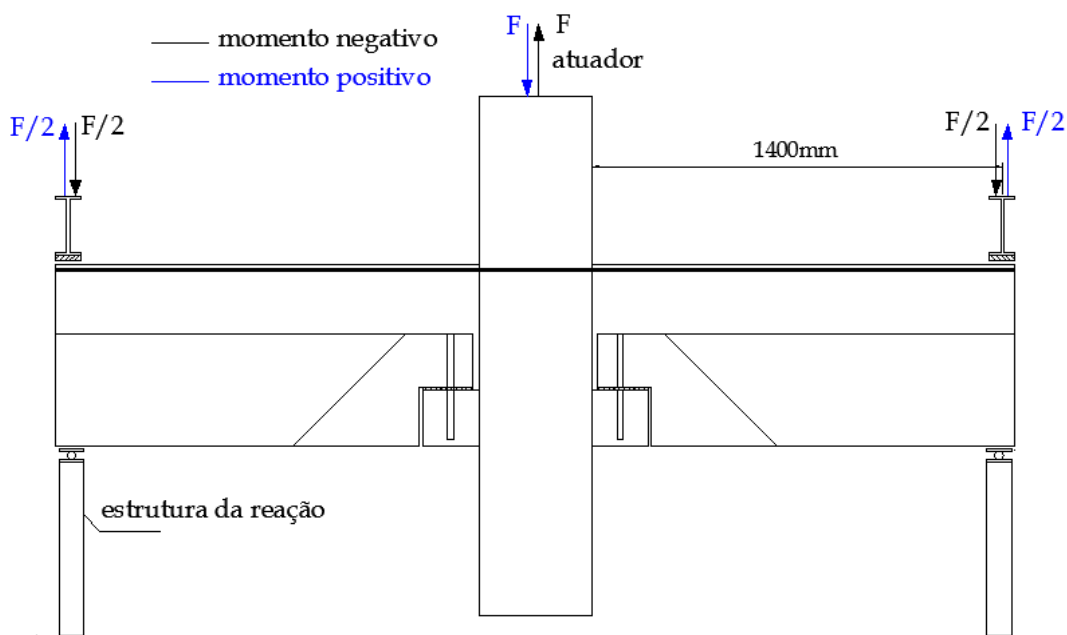


Figura 5.6 – Esquema de ensaio – cálculo do momento fletor.

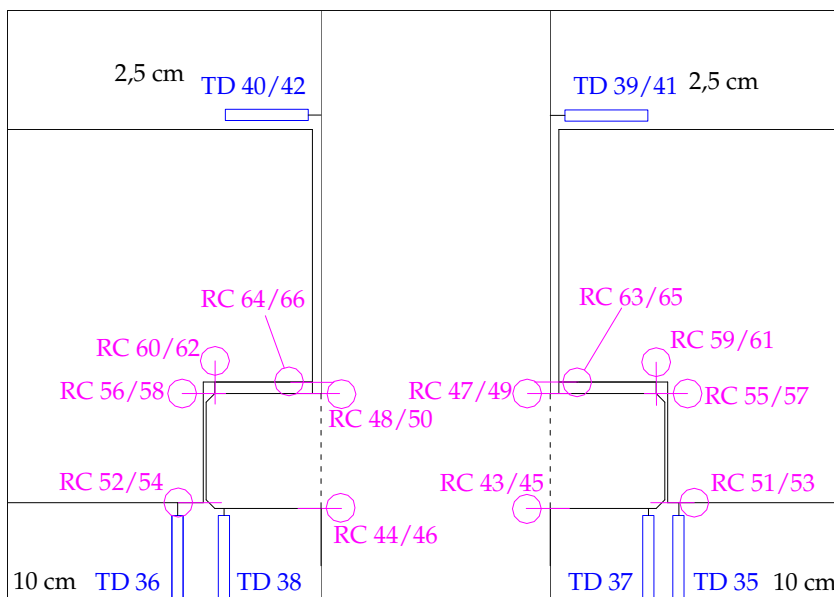


Figura 5.7 – Relógios comparadores para o cálculo da rotação da ligação

Na Figura 5.8 é apresentada a curva momento-rotação do modelo para todos os ciclos de carregamento, de 40% e 60% da carga de ruptura prevista. Na Figura 5.9 é apresentada a curva para o carregamento completo da ligação (cíclico e a situação de ruptura).

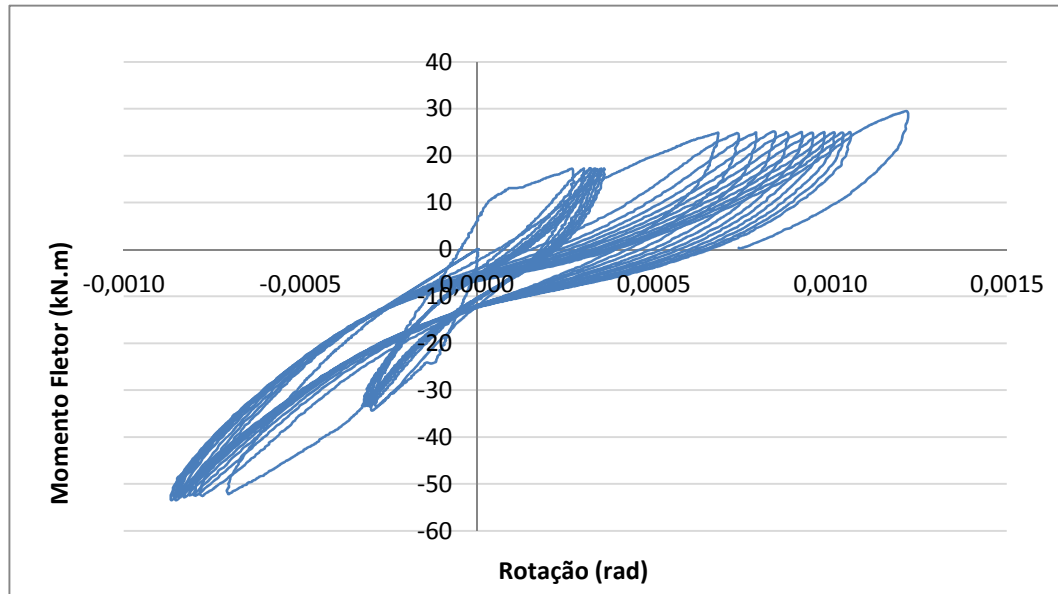


Figura 5.8 – Curva momento fletor *versus* rotação do modelo – carregamento cíclico

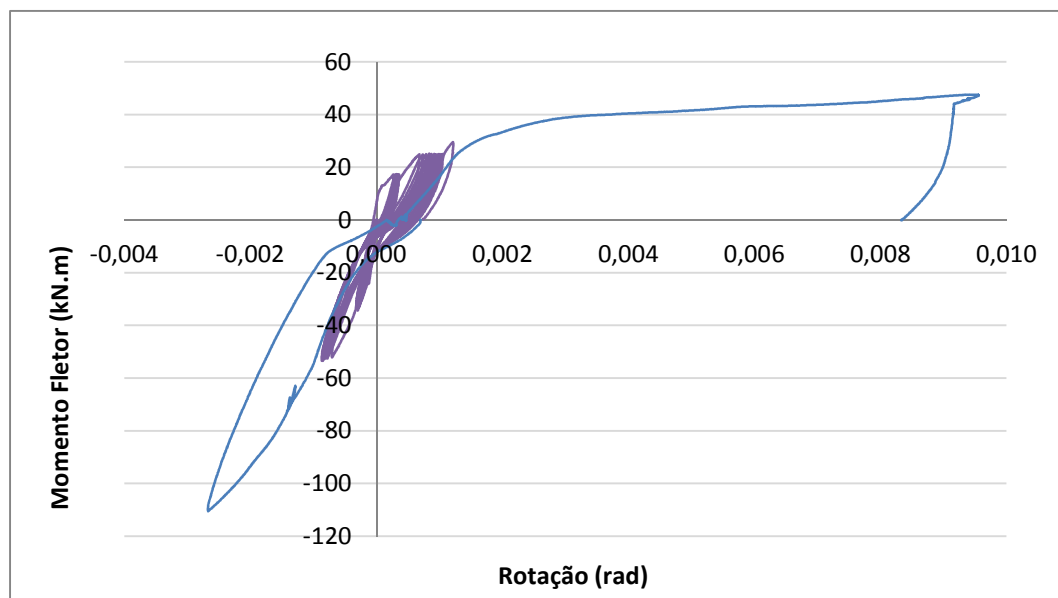


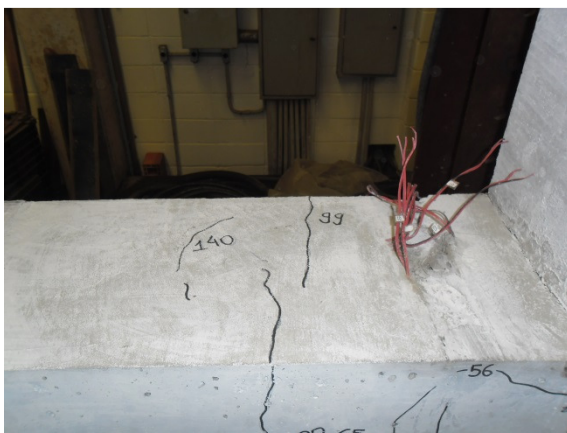
Figura 5.9 – Curva momento fletor *versus* rotação completa

A ligação viga-pilar foi submetida a um momento negativo em torno de 110 kN.m, sendo interrompido pela observação de grande quantidade de fissuras apresentada. O carregamento foi então invertido, retirando-se os apoios superiores localizados nas extremidades das vigas, e o modelo foi submetido a um momento fletor positivo até o valor

de 47 kN.m, sendo também interrompido pela excessiva fissuração que apresentou. As Figura 5.10 e Figura 5.11 apresentam as fissuras na ligação pós-ensaio.



Figura 5.10 – Detalhe das fissuras da ligação



a)



b)

Figura 5.11 – Detalhe das fissuras da parte superior da viga à a) esquerda e b) direita

5.5 ANÁLISE DOS RESULTADOS

Na Figura 5.12 é apresentado o gráfico da envoltória de carregamentos. Nota-se que o modelo apresenta trechos com mudança de rigidez. Cabe aqui salientar que o modelo foi levado à ruptura na direção do momento positivo, portanto, no sentido de momento negativo a ligação não atingiu a plastificação. Nas Tabela 5.5 e Tabela 5.6 são apresentados os valores de rigidezes obtidos a partir de uma regressão linear dos trechos apresentados na Figura 5.12.

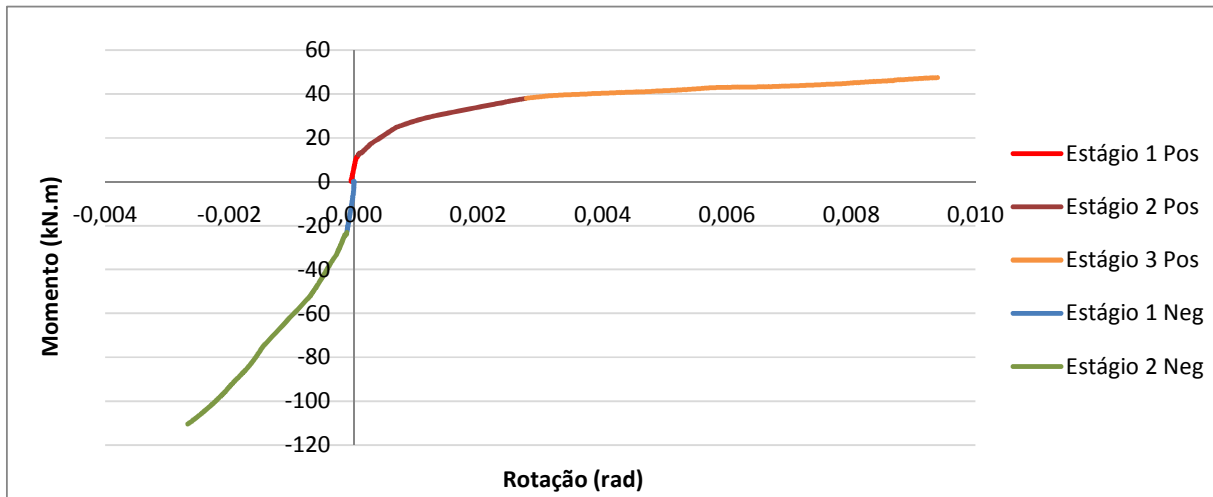


Figura 5.12 – Estágios de Carregamento na ruptura

Tabela 5.5 – Rigidezes dos estágios na ruptura (momento fletor negativo).

Estágio	Rigidez (kN.m/rad)
estágio 1	196237
estágio 2	33904

Tabela 5.6 – Rigidezes dos estágios na ruptura (momento fletor positivo).

Estágio	Rigidez (kN.m/rad)
estágio 1	112211
estágio 2	9275,7
estágio 3	1259,2

Para o momento positivo nota-se que o modelo apresentou um comportamento linear até um momento fletor com valor da ordem de +11kN.m. A partir deste carregamento o modelo sofre uma brusca queda de rigidez, até atingir um momento fletor com valor da ordem de +38kN.m, onde o acréscimo de carga se tornou bastante lento.

Comparando-se os resultados das envoltórias de carregamentos encontrados neste ensaio com os resultados obtidos nos ensaio realizado por Miotto (2002), obtém-se o gráfico da Figura 5.13.

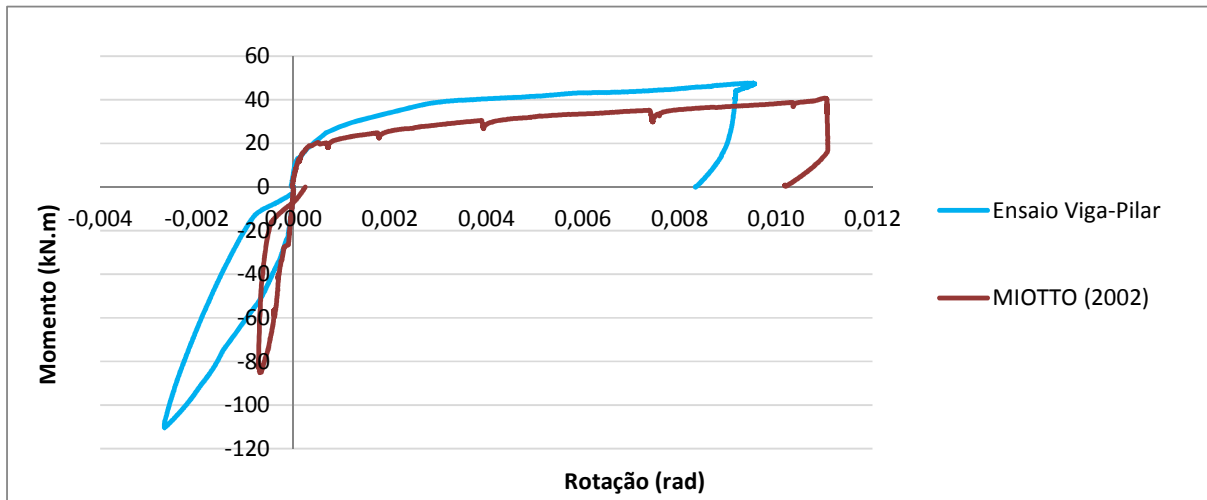


Figura 5.13 – Estágios de Carregamento na ruptura

O modelo analisado por Miotto (2002) não continha fibras de aço na composição do concreto. Nota-se para o momento fletor positivo que as rigidezes iniciais são semelhantes, diferindo-se no estágio de escoamento, onde é possível observar que o modelo apresentou capacidade em termos de momento fletor 20% maior que o modelo de referência. Para o momento negativo, a rigidez inicial também apresentou resultados semelhantes, porém, a partir do momento fletor de 30 kN.m, o modelo apresentou rigidez menor que o modelo de Miotto (2002).

Para o modelo de ligação, analisou-se também o comportamento dos chumbadores. Para acompanhar a deformação dos chumbadores foram posicionados oito extensômetros, distribuídos conforme Figura 5.14, sendo os aqueles identificados como EX (03, 07, 04 e 06) denominados internos e os identificados como EX (01, 05, 02 e 08) denominados externos.

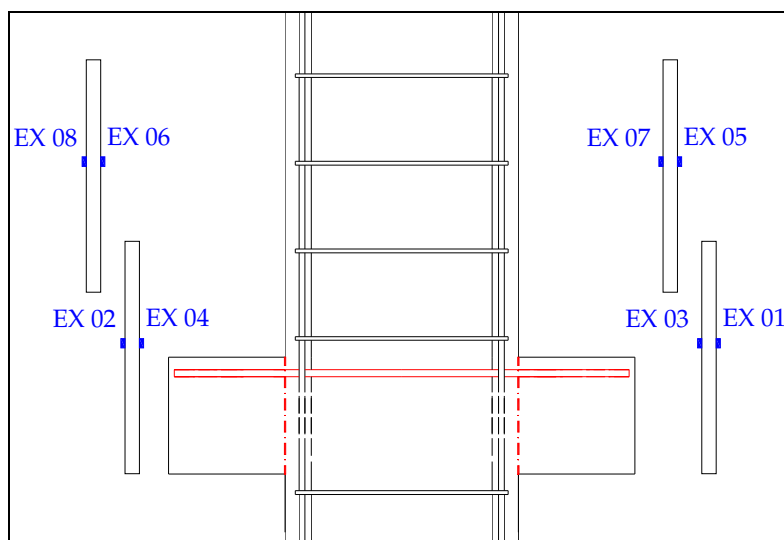


Figura 5.14 – Posição dos Extensômetros nos chumbadores

Nas figuras 5.15 e 5.16 são apresentados os gráficos referentes às médias de valores das deformações mensuradas nos chumbadores externos e internos para os ciclos de carregamento. Na Figura 5.17 e na Figura 5.18 são apresentadas as médias dos valores das deformações obtidas nos chumbadores juntamente com os resultados para o carregamento de ruptura.

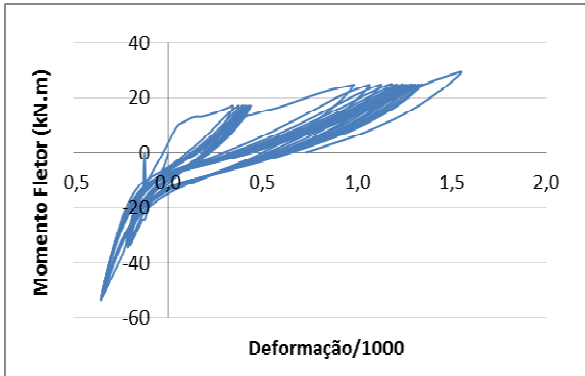


Figura 5.15 – Gráfico da média dos extensômetros externos dos chumbadores

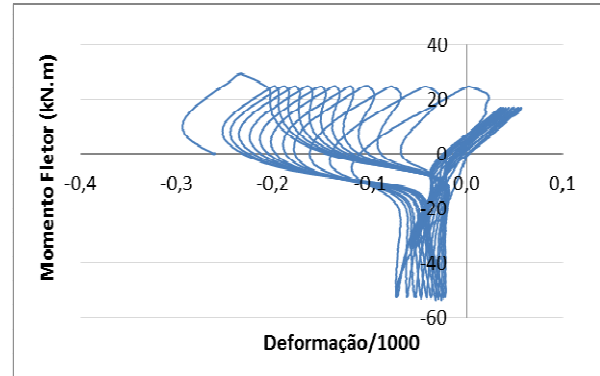


Figura 5.16 – Gráfico da média dos extensômetros internos dos chumbadores

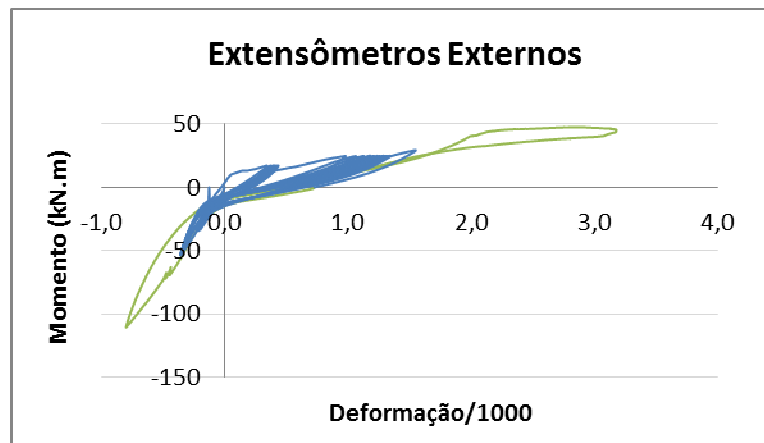


Figura 5.17 – Gráfico da média dos extensômetros externos dos chumbadores

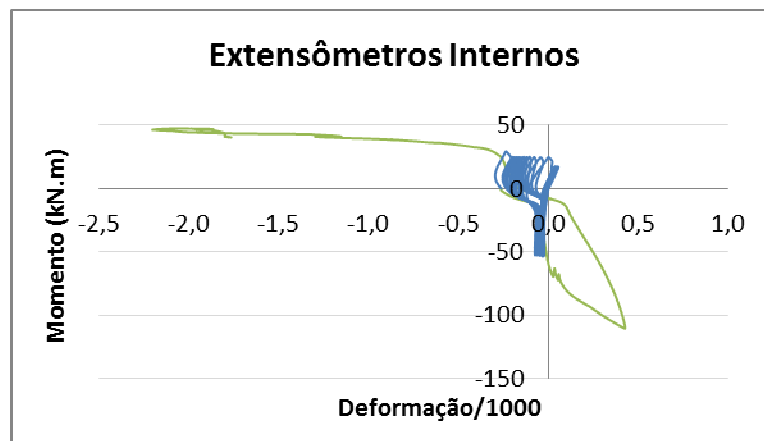


Figura 5.18 – Gráfico da média dos extensômetros internos dos chumbadores

As aberturas de fissuras entre ambos os consolos e o pilar também foram monitoradas através do uso de aparelhos transdutores 43 a 50, como mostra o esquema de ensaio da Figura 5.7. Visualmente não se constatou nenhuma fissura entre os elementos (Figura 5.19). Analisando-se o gráfico da Figura 5.20, com as médias das leituras dos oito transdutores, percebe-se a ocorrência de uma movimentação mínima entre os elementos, inferior a 0,01mm.



Figura 5.19 – Detalhe das fissuras da ligação no consolo

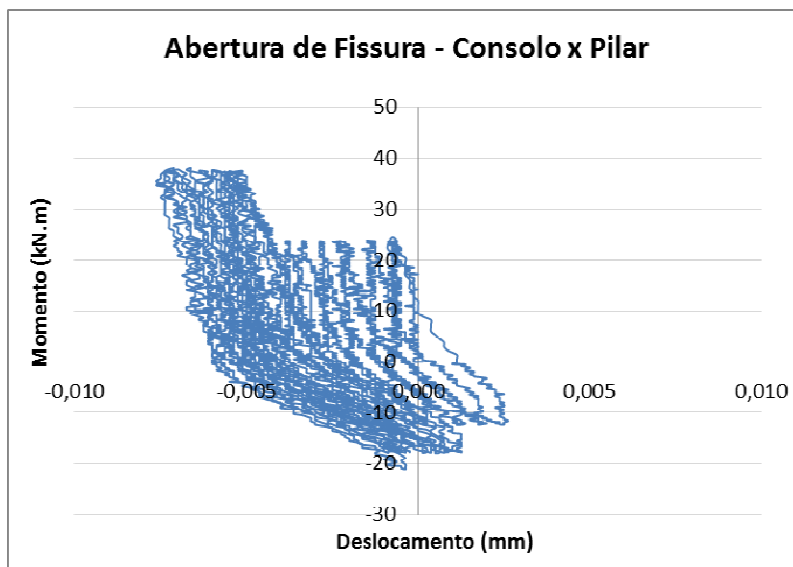


Figura 5.20 – Gráfico da abertura de fissura Consolo versus Pilar

5.6 COMPARAÇÕES ANALÍTICAS

El Debs *et al.* (2010) propuseram uma formulação analítica, com um diagrama bilinear, para o cálculo da rigidez de ligações viga-pilar de concreto pré-moldado, que foi

apresentada no item 2.4 do capítulo 2. As formulações compreendem o cálculo para momento negativo através das seguintes expressões:

$$M_{yn} = A_s f_y z_n \quad (2.19)$$

$$z_n = h_e - d'_e - \frac{y_{cn}}{2} \quad (2.20)$$

$$y_{cn} = \frac{A_s f_y}{f_{cg} b_w} \quad (2.21)$$

A rigidez do momento negativo é dada por:

$$k_{\phi n} = [k_s (h_e - y_{cr} - d'_e)^2 + k_g (y_{cr} - \frac{y_{cn}}{2})^2] \quad (2.28)$$

$$y_{cr} = \frac{k_s (h_e - d'_e) + k_g \frac{y_{cn}}{2}}{k_s + k_g} \quad (2.29)$$

$$k_g = \frac{y_{cn} \cdot b_w}{D_{gj}} \quad (2.27)$$

$$k_s = \frac{\sigma_s \cdot A_s}{w_y} \quad (2.22)$$

$$w_y = 2 \cdot \left[\frac{(1 + \alpha_w) \cdot s_1^{\alpha_w} \cdot \phi}{8 \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{s,ef}) \cdot \tau_{\max} \cdot E_s} \cdot \frac{\sigma_s^2}{\tau_{\max} \cdot E_s} \right]^{\frac{1}{1 + \alpha_w}} + \frac{\sigma_x}{E_s} \cdot 4 \cdot \phi \quad (2.23)$$

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{c,top}} \quad (2.24)$$

$$\tau_{\max} = 2.5 \cdot \sqrt{f_{c,top}} \quad (2.25)$$

$$\rho_{s,ef} = \frac{A_s}{A_{c,ef}} \quad (2.26)$$

Para momento positivo, as formulações de Miotto (2002) se apresentam através das seguintes expressões:

$$M_{yp} = F_{sd} \cdot z_p \quad (2.30)$$

$$z_p = h_e - \frac{y_{cp}}{2} \quad (2.31)$$

$$F_{sd} = c \cdot \phi_d^2 \cdot \sqrt{f_{yd} \cdot f_{cc,max}} \quad (2.32)$$

$$y_{cp} = F_{sd} / f_{cc,max} b_f \quad (2.33)$$

$$k_{\phi p} = k_{sd} \left(h_c - \frac{y_{cp}}{2} \right)^2 \quad (2.34)$$

$$k_{sd} = \frac{F_{sd}}{a_{vy}} \quad (2.35)$$

Adotando-se estas formulações para a ligação ensaiada na presente pesquisa e fazendo-se a extrapolação para a consideração de dois chumbadores (uma vez que a formulação de Miotto (2002) foi estabelecida para ligações com apenas um chumbador), obtém-se as curvas apresentadas no gráfico da Figura 5.21.

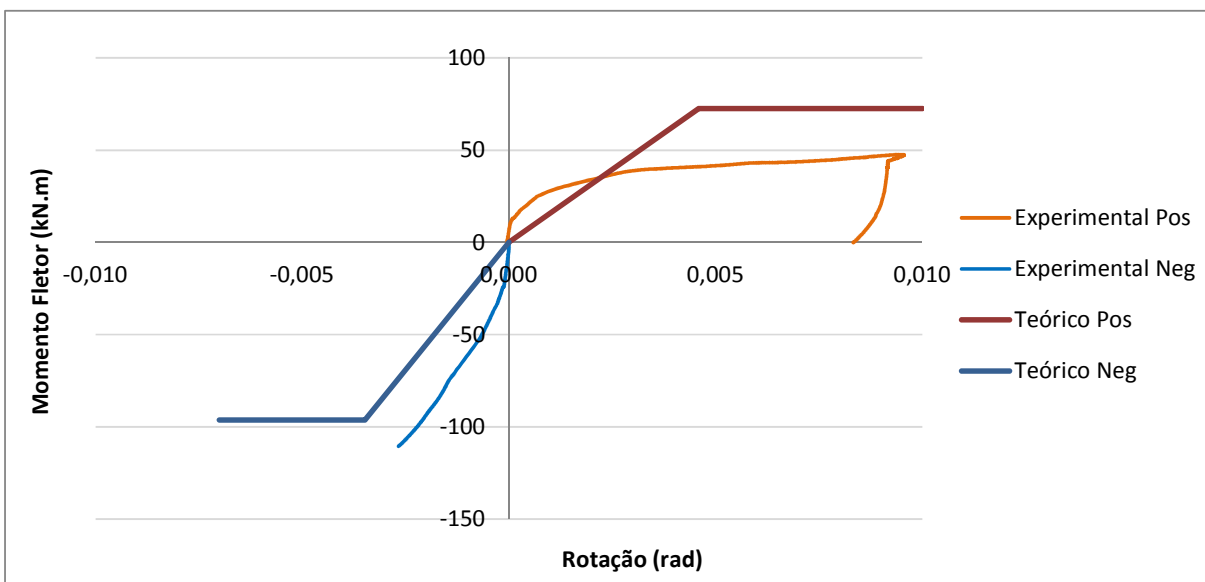


Figura 5.21 - Comparação de resultados experimentais e analíticos – Ligação viga-pilar

Com relação ao resultado para valores de momento fletor negativo, inicialmente, o modelo experimental se mostrou mais rígido. Para momentos fletores maiores que 40 kN.m,

os valores encontrados analiticamente para a rigidez (27627 MPa.m/rad) apresentaram resultados com ordem de grandeza semelhante à rigidez encontrada a partir dos resultados obtidos com os ensaios experimentais (33904 kNm/rad). Quanto à capacidade última, o modelo experimental do presente trabalho não chegou a ser levado à ruptura para valores de momento fletor negativo, porém acredita-se que o ensaio se aproximou deste estágio. Portanto, considera-se que o valor encontrado analiticamente pode representar a capacidade última com segurança.

Para o caso dos momentos fletores positivos, a formulação de Miotto (2002) apresentou valores de rigidez muito inferiores quando comparados aos valores obtidos a partir dos resultados experimentais aqui encontrados, e observa-se que a formulação superestimou a capacidade última do modelo em mais de 50%. Como se pode notar no gráfico da Figura 5.21, o resultado analítico, em termos de momento fletor, apresentou capacidade de 72,6 kN.m, enquanto que o modelo experimental apresentou perda de capacidade em torno de 40 kN.m. Analisando-se a geometria da ligação ensaiada, seus componentes e verificando-se a equação proposta por Miotto (2002), levantou-se a hipótese de ocorrência de efeitos que não são considerados na formulação analítica de referência. Verificou-se, com base na geometria da ligação (Figura 5.22), que, devido à proximidade entre os dois chumbadores (distância de 16 cm), pode ocorrer o efeito de grupo, e devido à proximidade dos chumbadores com a borda do dente da viga e do consolo (que é de 7 cm), pode ocorrer também o efeito de borda. Além desses dois efeitos, verificou-se que a formulação de Miotto (2002) não considerou em sua concepção uma excentricidade vertical entre as solicitações horizontais de cisalhamento no chumbador devido à presença de almofadas de elastômero, por exemplo. Como a almofada de apoio utilizada na pesquisa de Miotto (2002) possuía 10 mm de altura, é possível que essa diferença não tenha influenciado de forma significativa os seus resultados, e que o mesmo fato não tenha ocorrido para o modelo da presente pesquisa, que utilizou almofada de apoio com 20 mm, ou seja, com o dobro da espessura.

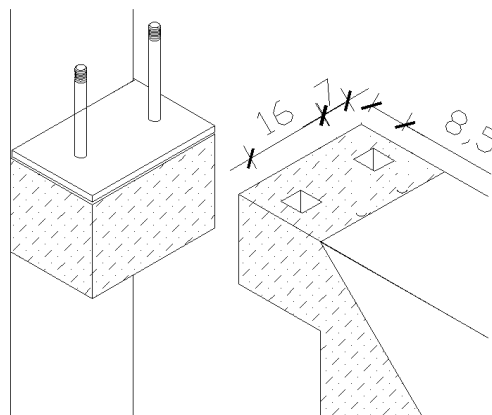


Figura 5.22 – Detalhe da geometria da ligação ensaiada (medidas em cm)

Diante destas constatações, optou-se por considerar as parcelas de redução da força dos chumbadores devido a esses três fatores na aplicação da formulação proposta por Miotto (2002) ao modelo aqui analisado. Utilizando as formulações de Eligenhausen *et al.* (2006), apresentadas no item 2.3 e indicadas novamente a seguir, foi possível quantificar a redução que esses efeitos proporcionaram à ligação.

Para o efeito de grupo, considera-se a equação 2.16.

$$V_{u,c} = \frac{A_{c,v}}{A_{c,v}^0} \cdot V_{u,c}^0 \tag{2.16}$$

Sendo:

$$A_{c,v}^0 = 4,5 \cdot c_1$$

$$A_{c,v} = (2 \cdot 1,5 \cdot c_1 + s_1) \cdot 1,5$$

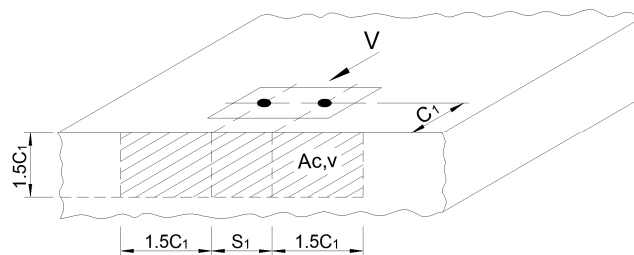


Figura 2.6 – Áreas projetadas para dois chumbadores - Eligenhausen et al (2006)

Para o efeito de borda, considera-se a equação 2.17.

$$\psi_{s,v} = 0,7 + \frac{0,3 \cdot c_2}{1,5 \cdot c_1} \leq 1,0 \tag{2.17}$$

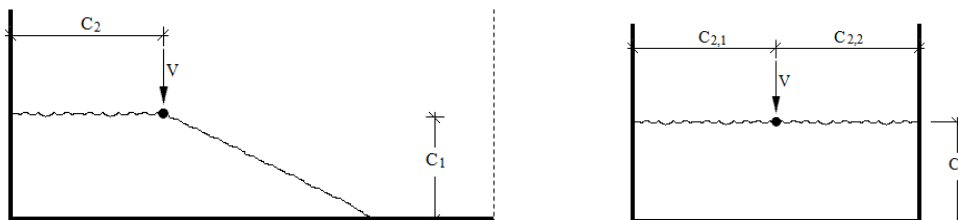


Figura 2.8 – Padrão de fratura de uma única barra submetida a cisalhamento - Eligenhausen et al (2006)

Para a excentricidade da força cortante, considera-se a equação 2.18.

$$\psi_{h,v} = \frac{110 - e}{90} \quad (2.18)$$

Sendo:

$$0,3 \leq \psi_{h,v} \leq 1,0$$

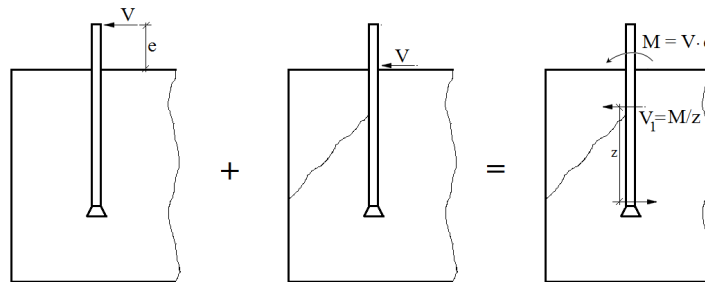


Figura 2.9 – Barras submetido a uma força cortante com o braço de alavanca - Elgehausen et al (2006)

Verificou-se que a consideração destes efeitos foi significativa no cálculo do valor da capacidade em termos de momento fletor positivo, uma vez que as hipóteses admitidas para a consideração do efeito de grupo reduziu o valor da força em 18,5%, as hipóteses para a consideração do efeito de borda, em 14% e as hipóteses para a consideração da altura da almofada, em 10%. A curva encontrada com a aplicação dessas hipóteses está apresentada no gráfico da Figura 5.23.

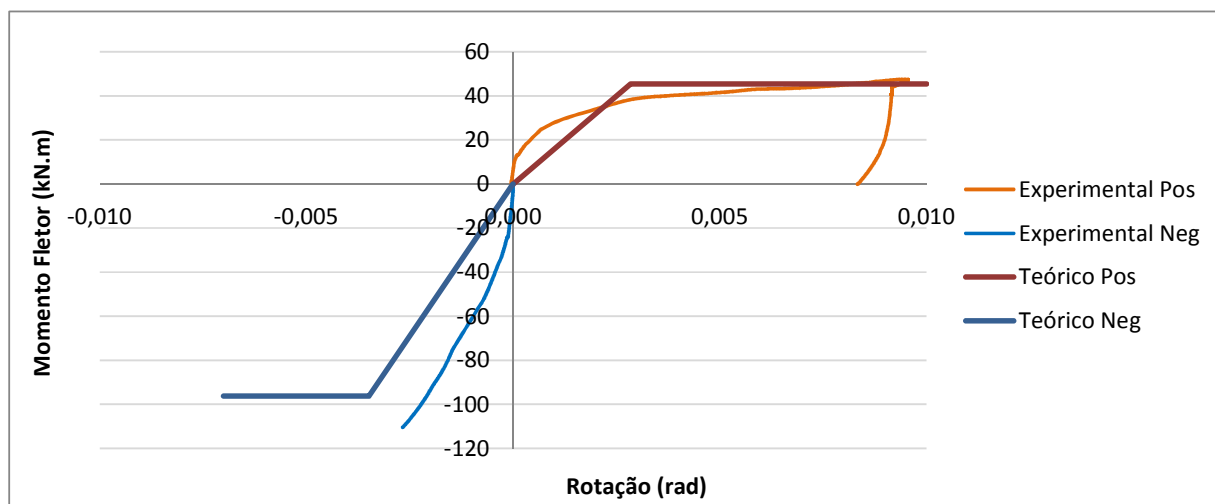


Figura 5.23 - Comparação de resultados experimentais e analíticos modificados – Ligação viga-pilar

Para o momento fletor positivo, a rigidez inicial teórica encontrada (15915 kN.m/rad) também foi inferior à apresentada no modelo experimental. Com relação ao carregamento último, os novos valores encontrados descrevem de maneira mais aproximadas os valores

experimentais, obtendo-se agora 43,4 kN.m para o valor do momento fletor de escoamento da ligação.

Como já mencionado anteriormente nas comparações analíticas dos resultados obtidos através dos ensaios dos chumbadores e conforme se verificou na formulação de Miotto (2002), a força resistente dos chumbadores é calculada supondo o escoamento do modelo sendo representado para um deslocamento 10% do diâmetro dos chumbadores. Da mesma forma que ocorre folga nos modelos de chumbadores devido ao esmagamento do concreto, podem ocorrer folgas na ligação viga-pilar de concreto ao serem utilizados estes chumbadores. Portanto, para os cálculos referentes a momentos fletores positivos, pode ser admitida uma folga, e, assim, as forças resistentes dos chumbadores da ligação podem ser calculadas após o modelo ser submetido aos ciclos de 60% do carregamento último previsto, onde se verifica a plastificação da ligação (Figura 5.24). Para o caso de momentos fletores negativos, adotando-se também uma folga a 60%, podem ser encontradas curvas que representam a comparação entre os modelos experimentais e os modelos analíticos, conforme mostra o gráfico da Figura 5.25, representado pela envoltória após os ciclos de 60% de carregamento.

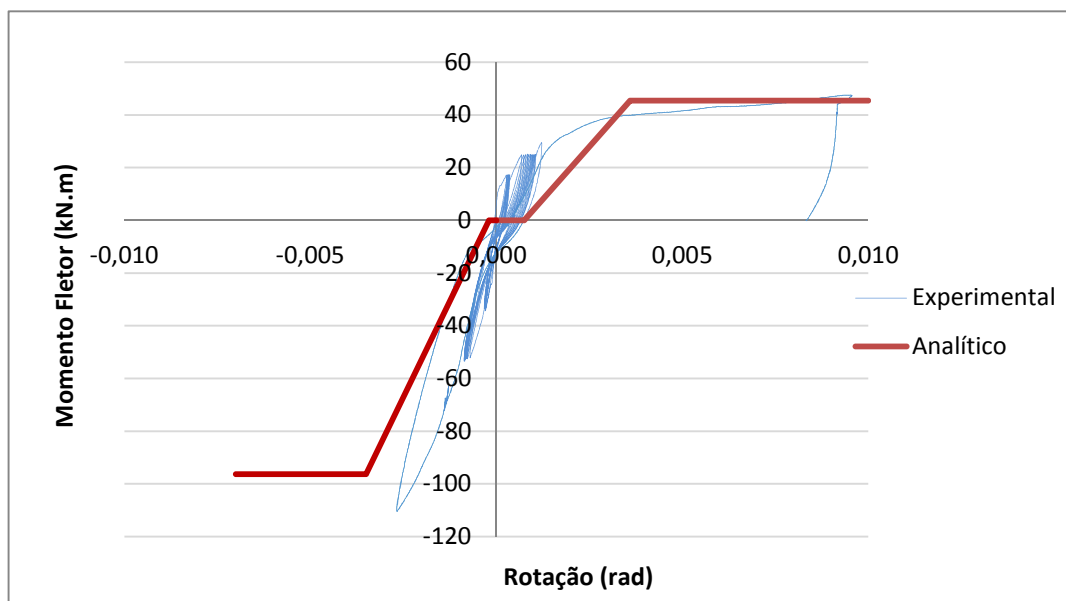


Figura 5.24 - Comparação de resultados experimentais e analíticos modificados considerando folgas – Ligação viga-pilar

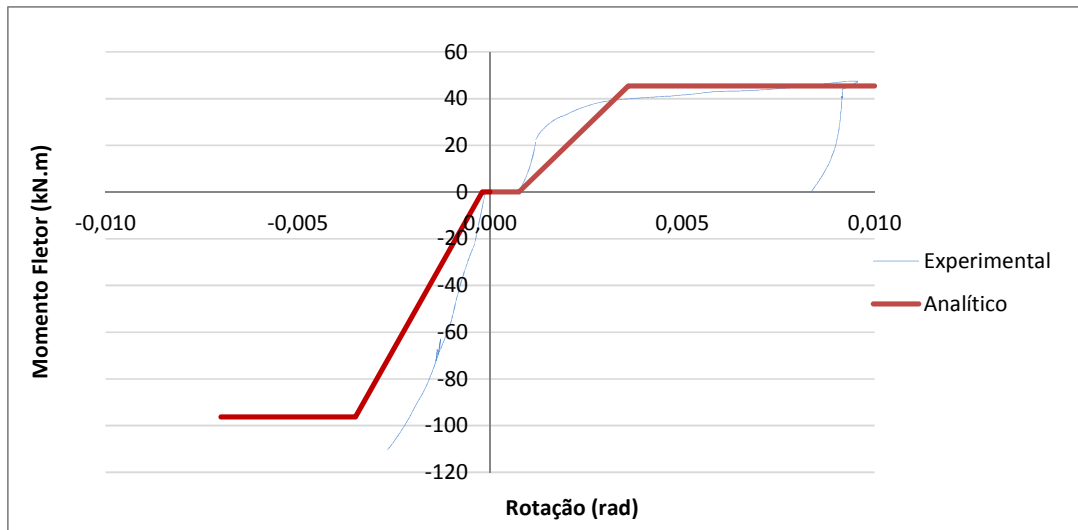


Figura 5.25 - Comparação de resultados experimentais (envoltória) e analíticos modificados considerando folgas – Ligação viga-pilar

Diante dos resultados encontrados, pode-se concluir que, para o cálculo de uma ligação viga-pilar com dois chumbadores, as formulações de Miotto (2002) apresentam bons resultados quando consideradas as reduções propostas por Eligenhausen et al (2006). Nesse sentido, sugere-se que a formulação para o cálculo da força resistente dos chumbadores para as ligações executadas com dois destes elementos seja adotada conforme a equação 5.3 a seguir.

$$F_{sd} = c \cdot \varphi_d^2 \cdot \sqrt{f_{yd} \cdot f_{cc,max}} \cdot \frac{A_{c,V}}{A_{c,V}^0} \cdot \psi_{s,V} \cdot \psi_{h,V} \quad (5.3)$$

Sendo:

$$F_{sd} = c \cdot \varphi_d^2 \cdot \sqrt{f_{yd} \cdot f_{cc,max}} \quad \text{- força por chumbador utilizada por Miotto (2002)}$$

$$\frac{A_{c,V}}{A_{c,V}^0} \quad \text{- parcela de redução da força devido ao efeito de grupo}$$

$$\psi_{s,V} \quad \text{- parcela de redução da força devido ao efeito de borda}$$

$$\psi_{h,V} \quad \text{- parcela de redução da força devido a excentricidade da força}$$

6 MODELAGEM NUMÉRICA

6.1 SIMULAÇÕES NUMÉRICAS

As simulações numéricas foram realizadas utilizando o método dos elementos finitos por meio do programa computacional FX + DIANA[®], versão 9.6.

Os modelos numéricos foram calibrados com base nos dados de caracterização dos materiais realizada no programa experimental, conforme o capítulo 3. Os resultados encontrados na modelagem numérica foram então comparados com os do programa experimental.

6.2 ENERGIA DE FRATURAMENTO DOS CONCRETOS

6.2.1 Concreto com fibras de aço

Com base no trabalho de Araújo *et al.* (2007) e de Pereira (2014), a energia de fraturamento do concreto com fibras pode ser determinada a partir de uma simulação numérica, com a análise inversa do ensaio de flexão sob quatro pontos de corpos de prova prismáticos. Com base na curva experimental tensão *versus* deformação traçada para o ensaio de tenacidade, descrito no item 3.2.4, foi então calibrado um modelo numérico, e, a partir da curva obtida numericamente, foi extraído o valor de energia de faturamento à tração utilizado como dado de entrada para as simulações numéricas dos modelos com concreto com fibras de aço.

Para este caso, o modelo adotado foi o bidimensional, com as mesmas dimensões do ensaio experimental dos prismas para o cálculo da tenacidade. O elemento finito adotado para esta simulação foi o Q8MEM, elemento isoparamétrico com quatro nós e dois graus de liberdade por nó. A malha utilizada possui 240 elementos e 287 nós.

O modelo constitutivo adotado para o concreto foi o de fissuração distribuída para tração e um modelo plástico para compressão do tipo “Modelo Multidirecional com Fissuras Fixas”, com lei de amolecimento bilinear. Os parâmetros da curva de amolecimento foram definidos de forma que a resposta numérica se ajustasse à curva força *versus* deslocamento do ensaio de tenacidade.

Na definição das condições de apoio, os deslocamentos foram restritos na direção y (vertical) da base do bloco, a 25 mm da borda, conforme o ensaio experimental. O carregamento foi aplicado nos nós superiores do bloco a 175 mm das extremidades.

O sistema de equações não lineares gerado pelo DIANA[®] foi solucionado pelo Método de Newton-Raphson, com critério de convergência em energia e tolerância de 10^{-5} . Foram aplicados passos de 0,025mm até a perda de convergência do modelo.

A Figura 6.1 apresenta as curvas experimentais e numéricas obtidas para um dos concretos do Modelo 09.

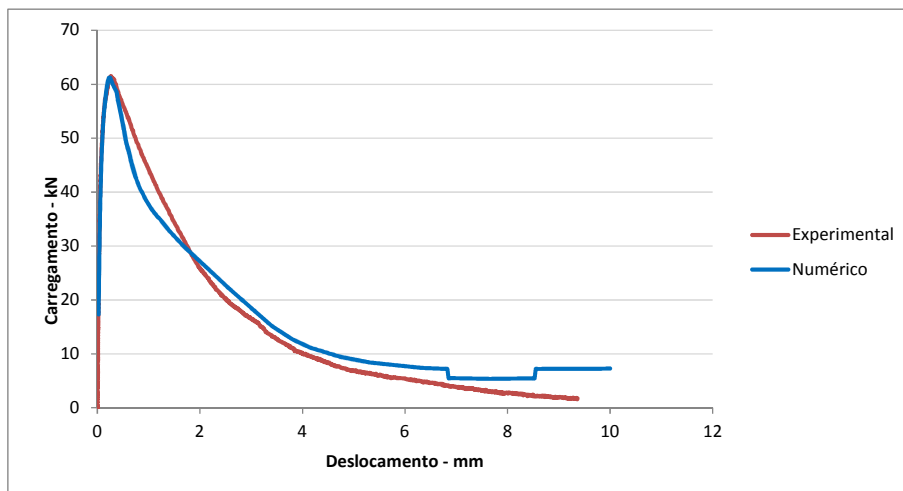


Figura 6.1 – Curvas dos ensaios experimentais e numérica

Na Tabela 6.1 são mostrados os valores das deformações $\epsilon_{2,num}$, $\epsilon_{3,num}$ e da resistência à tração direta, o quais definem a curva tensão *versus* deformação bilinear para os concreto com fibras de aço.

Tabela 6.1 – Parâmetros utilizados e obtidos na simulação dos prismas de concreto

CP		$f_{c,exp}$ (MPa)	$f_{t,exp}$ (MPa)	$f_{t,num}$ (MPa)	$\epsilon_{2,num}$	$\epsilon_{3,num}$	$G_{f,med}$ (MPa/mm)
Chumbador	Bloco Interno	69,8	7,88	3,6	0,035	0,25	5,1
	Bloco Externo	43,2	4,51	2,8	0,025	0,2	3,1
Ligação		64,13	5,88	2,0	0,025	0,2	2,21

A partir da curva tensão *versus* deformação à tração foi possível calcular a energia de fraturamento na tração, multiplicando-se a área sob o diagrama tensão *versus* deformação pela largura de banda de fissuração recomendada pelo programa DIANA[®]. Os valores obtidos para a energia de fraturamento são também apresentados na Tabela 6.1.

6.2.2 Concreto Convencional

Para o concreto convencional, estimou-se a energia de fraturamento do material, pois não foram realizados ensaios experimentais para a determinação dessa propriedade mecânica.

Com base na recomendação do CEB-FIP Model Code (2010), a energia de fraturamento pode ser estimada com o uso das Equações 6.1 e 6.2 levando-se em consideração a resistência à compressão do concreto e o tamanho máximo do agregado.

$$G_f = 73 \cdot (f_{cm})^{0,18} \tag{6.1}$$

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 \tag{6.2}$$

Sendo que:

G_f - Energia de fraturamento na tração, em N.mm/mm²;

f_{ck} - Resistência característica à compressão do concreto, em N/mm²;

Os valores obtidos para a energia de fraturamento são apresentados nas tabelas referentes aos dados de entrada de cada modelo.

6.3 MODELOS DOS ENSAIOS DE CHUMBADORES

Com base nos modelos numéricos de Aguiar (2010), adotou-se o modelo bidimensional para a modelagem dos ensaios de chumbadores.

6.3.1 Elementos Finitos

Os elementos finitos utilizados na geração da malha foram os elementos Q20SH, L6BEN e o elemento N4IF. Para a geração da malha do concreto e do graute utilizou-se o elemento Q20SH (Figura 6.2), que é um elemento de casca quadrilátero isoparamétrico de quatro nós baseado na interpolação linear e com a integração de Gauss sobre a área do elemento (Equação 6.3).

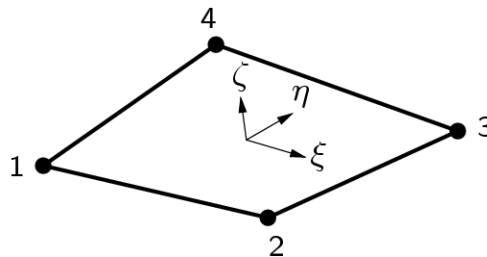


Figura 6.2 – Elemento finito Q20SH utilizado para os concretos e grautes (DIANA, 2011).

$$\begin{aligned} u_i(\xi, \eta) &= a_0 + a_1\xi + a_2\eta + a_3\xi\eta \\ \phi_i(\xi, \eta) &= b_0 + b_1\xi + b_2\eta + b_3\xi\eta \end{aligned} \quad (6.3)$$

O N4IF é um elemento de interface relativo a dois nós de uma configuração bidimensional, ver Figura 6.3. Esse elemento foi utilizado para representar a interface das almofadas de apoio e os blocos de concreto.

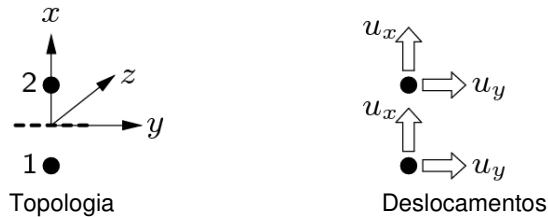


Figura 6.3 – Elemento finito N4IF usado para representação das juntas (DIANA, 2011).

O elemento utilizado para representar o chumbador foi o L6BEN, que é um elemento de viga bidimensional, de dois nós, classe I (Figura 6.4). Os polinômios de interpolação para os deslocamentos são expressos pelas Equações 6.4 e 6.5.

Para as demais armaduras utilizadas no bloco interno do modelo (longitudinais e estribos), utilizou-se o 'reinforce'. O 'reinforce' não é um elemento finito, mas um recurso do programa que permite alterar a matriz de rigidez de um elemento atravessado por ele de modo a representar o efeito da armadura que cruza o elemento finito (OLIVEIRA JR, 2012). Esse recurso não foi utilizado na representação do chumbador, pois ele não permite a representação do efeito de pino, que é importante nessa simulação. Assim, optou-se pela utilização de uma discretização com elementos de viga para a representação desse elemento.

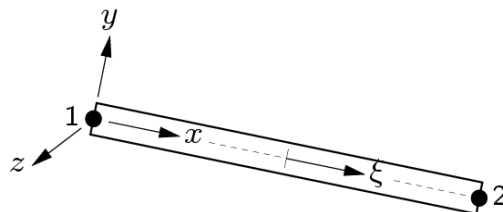


Figura 6.4 – Elemento finito L12BE usado para representação do chumbador (DIANA, 2011).

$$u_x(\xi) = a_0 + a_1\xi \quad (6.4)$$

$$u_y(\xi) = b_0 + b_1\xi + b_2\xi^2 + b_3\xi^3 \quad (6.5)$$

6.3.2 Modelos constitutivos

O modelo constitutivo adotado para o concreto e o graute foi o de fissuração distribuída do tipo “Deformação Total com Fissuras Fixas”. Para o concreto, adotou-se a lei de amolecimento exponencial e o comportamento parabólico para o caso do concreto comprimido, ver Figura 6.5 a e b. A lei de amolecimento adotada para o graute foi a ‘Frágil’ para a tração e a ‘Ideal’ para a compressão. Esse modelo também leva em conta a redução na rigidez ao cisalhamento devida à fissuração, denominada nesse modelo como retenção de cisalhamento e representada pelo parâmetro β , o qual pode assumir um valor entre 0 (sem retenção) e 1 (com retenção total), ver Figura 6.5 c. Esse modelo é comumente empregado em materiais frágeis ou quase-frágeis, pois possibilita representar a fissuração e a ruptura por tração e/ou por esmagamento, como no caso do graute. Para as almofadas de apoio foi atribuído o modelo constitutivo tipo "Elástico Linear Isotrópico" uma vez que este material apresenta grande deformabilidade.

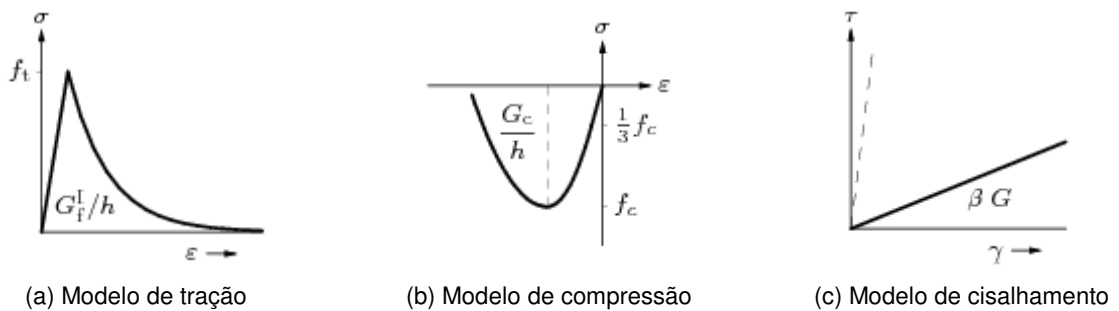


Figura 6.5 – Comportamento pré-definido pelo modelo de Deformação Total.

O modelo constitutivo empregado nas interfaces foi o modelo de atrito de Coulomb (Figura 6.6). Os parâmetros referentes a esse critério de ruptura foram atribuídos de acordo com os dados experimentais obtidos no presente trabalho.

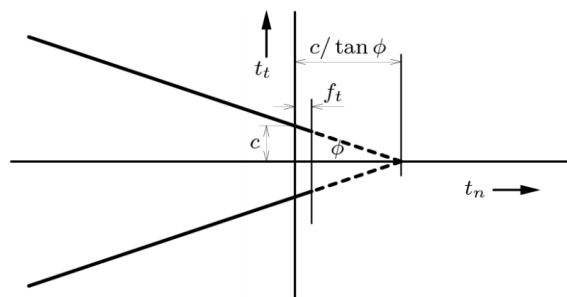


Figura 6.6 – Modelos de interface de atrito de Coulomb (DIANA, 2011).

Para o aço foi utilizado um modelo de plasticidade do tipo Von Mises, sendo o material considerado como elasto-plástico perfeito. Os parâmetros necessários para a implementação desse modelo são descritos na Tabela 6.2. As propriedades mecânicas dos materiais adotadas na modelagem numérica foram obtidas por meio dos ensaios de caracterização realizados em laboratório e descritos no Capítulo 3 e no 4. Porém, algumas das propriedades, as quais não se conseguiu obter experimentalmente, foram calibradas por

meio do ajuste dos resultados numéricos com os resultados experimentais, como no caso da interface.

Tabela 6.2 – Propriedades dos materiais do Ensaio de Chumbador.

Propriedade	Modelo de deformação total		Modelo de atrito de Coloumb	
	Concreto Bloco Interno	Concreto Bloco Externo	Propriedade	Interface
E (GPa)	37,87	33,03	k_n (MPa/mm)	10^5
ν	0,2	0,2	k_t (MPa/mm)	1
f_t (MPa)	7,88	4,51	f_{v0} (MPa)	0,1
G_{II} (MPa·mm)	5,1	3,1	Tan atrito	0,36
f_c (MPa)	69,8	43,2	Tan dilatancia	0,36
G_c (MPa·mm)	102	62	c	0,01
β	0,1	0,1		

6.3.3 Condições de contorno

Na definição das condições de apoio dos modelos, os deslocamentos da base dos blocos externos foram restritos na direção y (vertical), conforme o ensaio experimental. O carregamento foi aplicado nos nós superiores do bloco interno.

A Figura 6.7 apresenta a aplicação do carregamento e as condições de apoio consideradas.

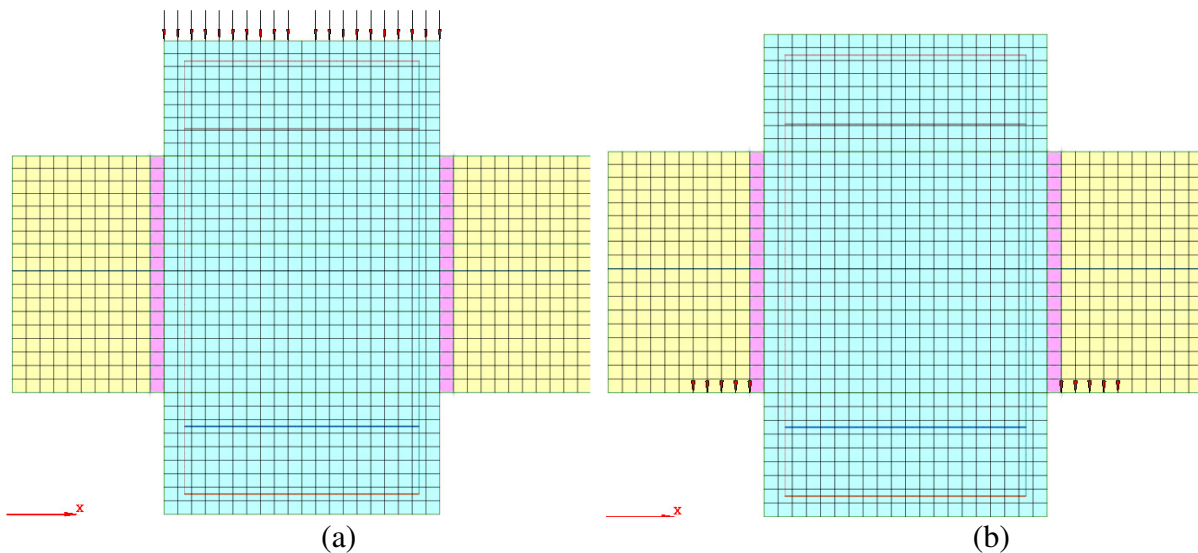


Figura 6.7 – Carregamento e condições de apoio.

6.3.4 Método de solução e critério de convergência

O sistema de equações não lineares gerado pelo DIANA foi solucionado pelo método BFGS (Broyden, Fletcher, Goldfarb, Shanno), um método quase-Newton tipo Secante. Para acelerar a convergência foi habilitada a rotina interna de busca linear do programa (“Line Search”). A análise foi realizada com controle de carregamento, sendo a convergência

atingida quando satisfeita a norma de deslocamentos. A tolerância adotada foi 10^{-2} , valor sugerido automaticamente pelo DIANA.

6.3.5 Descrição do modelo

As dimensões do modelo foram as mesmas do modelo experimental, com uma malha de 4284 elementos e 5760 nós. A dimensão máxima para cada elemento desse modelo foi de 20 mm.

O carregamento vertical imposto foi aplicado conforme os limites de carregamento do ensaio cíclico experimental, com incremento de carga de 4 kN.

6.3.6 Comparação entre resultados numéricos e experimentais

A Figura 6.8 apresenta as curvas experimentais e numéricas de força versus deslocamento do Modelo 9.

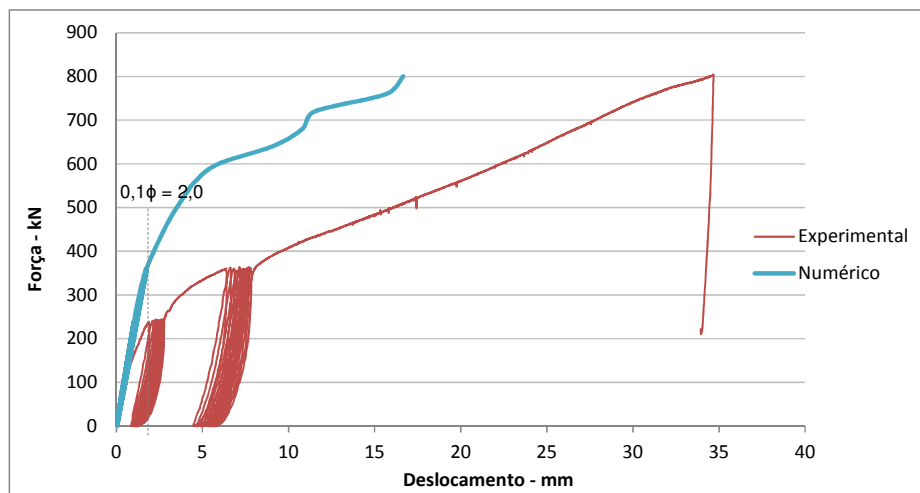


Figura 6.8 – Comparação da Curva força versus deslocamento entre experimental e modelagem numérica

Observa-se que a curva do modelo numérico inicialmente apresentou valor de rigidez semelhante à encontrada no ensaio experimental, porém, para a sequência de carregamento, o modelo numérico apresentou valores muito superiores de escoamento. Uma provável explicação para essa ocorrência é que o modelo bidimensional adotado não representou adequadamente os efeitos de grupo e de borda dos chumbadores, efeitos estes que foram evidenciados na comparação analítica do capítulo 5. No item 5.6 verificou-se que esses efeitos somados podem reduzir a carga em até 38%, e, observando no gráfico, pode-se perceber que a carga de escoamento apresentada no modelo experimental apresenta praticamente essa percentagem de redução. Para a referência de deslocamento do modelo a $0,1\Phi_d$, o modelo numérico apresenta ainda rigidez elástica.

6.4 MODELOS DO ENSAIO DA LIGAÇÃO VIGA-PILAR

6.4.1 Elementos Finitos

Os elementos finitos utilizados na geração da malha para o modelo de ligação viga-pilar foram o Q8MEM, o L6BEN, L2TRU e o L8IF. Para a geração da malha do concreto e do graute utilizou-se o elemento Q8MEM, o mesmo descrito no item 6.2.

O elemento utilizado para representar o chumbador foi o L6BEN, o mesmo adotado no ensaio de chumbadores.

O elemento L8IF é um elemento de interface das duas linhas numa configuração bidimensional, baseado na interpolação linear (Figura 6.9).

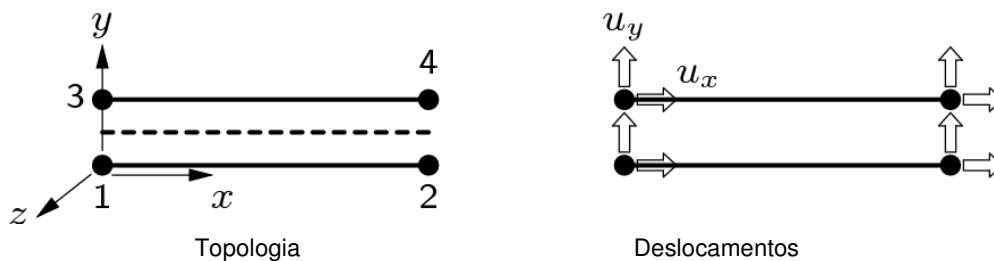


Figura 6.9 – Elemento finito L8IF usado para representação das juntas (DIANA, 2011).

As armaduras utilizadas no pilar (longitudinais e estribos) foram modeladas com o recurso 'reinforce'. As armaduras da viga foram modeladas utilizando-se o elemento de barra L2TRU, que é um elemento de dois nós diretamente integrado (1 ponto), podendo ser utilizado em uma dimensão, duas, e também em modelos tridimensionais (Figura 6.10). A interpolação polinomial para o deslocamento pode ser expressa como na equação 6.6. Nas armaduras das vigas não se utilizou o 'reinforce' por incompatibilidade na malha.

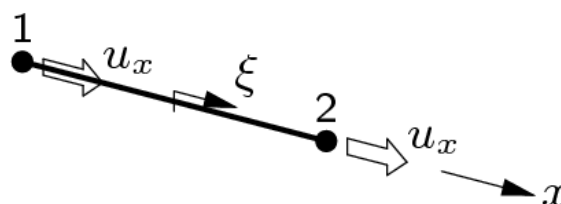


Figura 6.10 – Elemento finito L2TRU usado para representação dos grampos de aço (DIANA, 2011).

$$u_x(\xi) = a_0 + a_1 \xi \quad (6.6)$$

6.4.2 Modelos constitutivos

O modelo constitutivo adotado para o concreto e o aço foram os mesmos utilizados no item 6.2. Para o graute foi adotado o modelo 'Frágil' para a tração e o 'Ideal' para compressão (Figura 6.11).

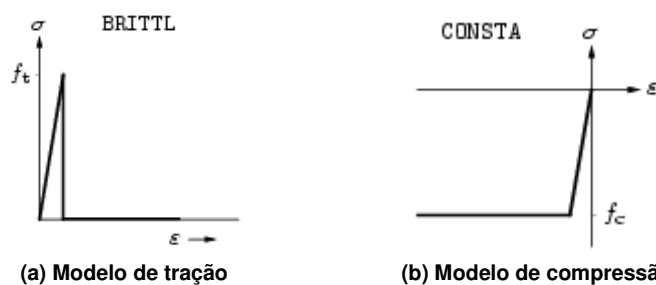


Figura 6.11 – Comportamento pré-definido pelo modelo de Deformação Total.

O modelo constitutivo empregado nas interfaces foi o modelo “fissuração discreta” e comportamento frágil (Figura 6.12). Os parâmetros referentes a esse critério de ruptura foram atribuídos de acordo com os dados experimentais. A especificação dos parâmetros para o modelo constitutivo da interface está apresentada na Tabela 6.3.

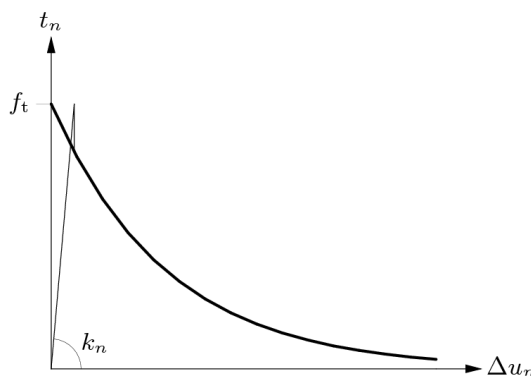


Figura 6.12 – Modelos de interface de fissuração discreta (DIANA, 2011).

As propriedades mecânicas dos materiais adotadas na modelagem numérica foram obtidas por meio dos ensaios de caracterização realizados em laboratório e descritos no Capítulo 3. Porém, algumas propriedades, que não se obtiveram experimentalmente, foram calibradas por meio do ajuste dos resultados numéricos com os resultados experimentais.

Tabela 6.3 – Propriedades dos materiais do Ensaio da Ligação

Modelo de deformação total				
Propriedade	Concreto com fibras	Concreto Pilar e 1ª parte da viga	Concreto 2ª parte da viga	Graute
E (GPa)	35,3	36,65	35,55	29,7
ν	0,2	0,2	0,2	0,2
f_t (MPa)	5,88	3,39	3,44	2,98
G_{fl} (MPa·mm)	2,21	0,114	0,117	frágil
f_c (MPa)	64,13	53,29	55,67	66,03
G_c (MPa·mm)	110	5,69	5,86	ideal
β	0,1	0,1	0,1	0,1
Modelo Elástico Linear		Modelo de fissuração discreta		
Propriedade	Almofada	Propriedade	Interface almofada	Interface viga-pilar
E (GPa)	9,17	k_n (MPa/mm)	1	10^6
ν	0,2	k_t (MPa/mm)	3	1
f_t (MPa)	-	f_{v0} (MPa)	1	1

6.4.3 Condições de contorno

Na definição das condições de apoio dos modelos, os deslocamentos na extremidade inferior e na superior da viga foram restritos na direção y , conforme o ensaio experimental. O carregamento foi aplicado nos nós superiores do pilar.

A Figura 6.13 apresenta a aplicação do carregamento no modelo, e na Figura 6.14 apresentam-se as condições de apoio. Para as condições de apoio na extremidade da viga, modelou-se a placa de policloropreno (conhecido comercialmente como neoprene) na extremidade superior da viga, e na extremidade inferior, modelou-se a chapa metálica, itens utilizados no ensaio experimental.

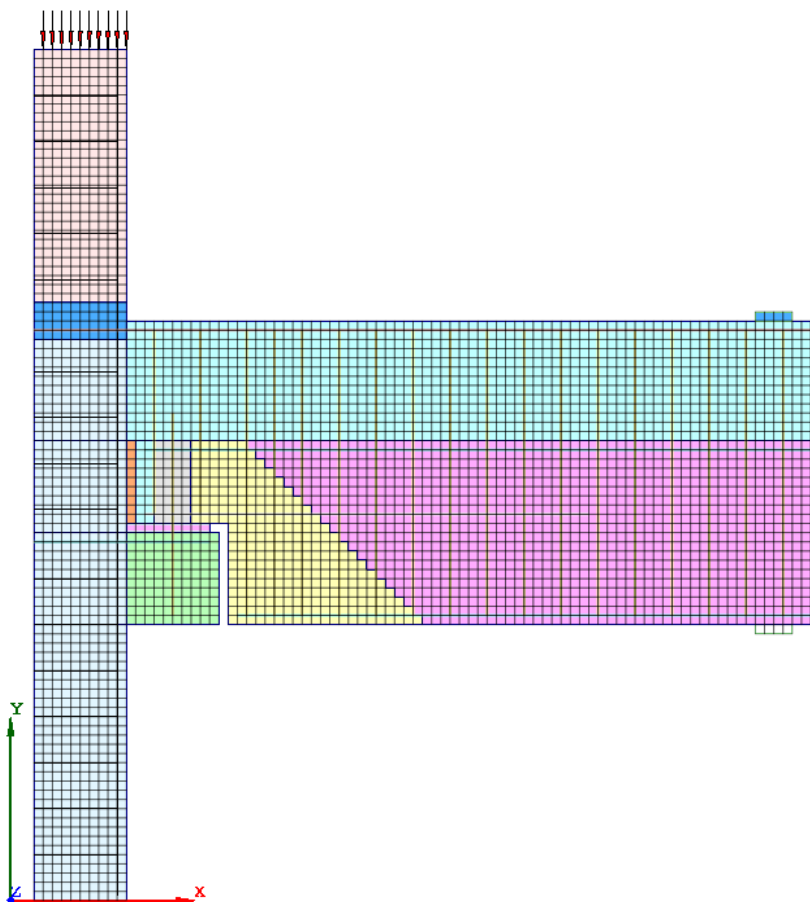


Figura 6.13 – Carregamento aplicado no pilar

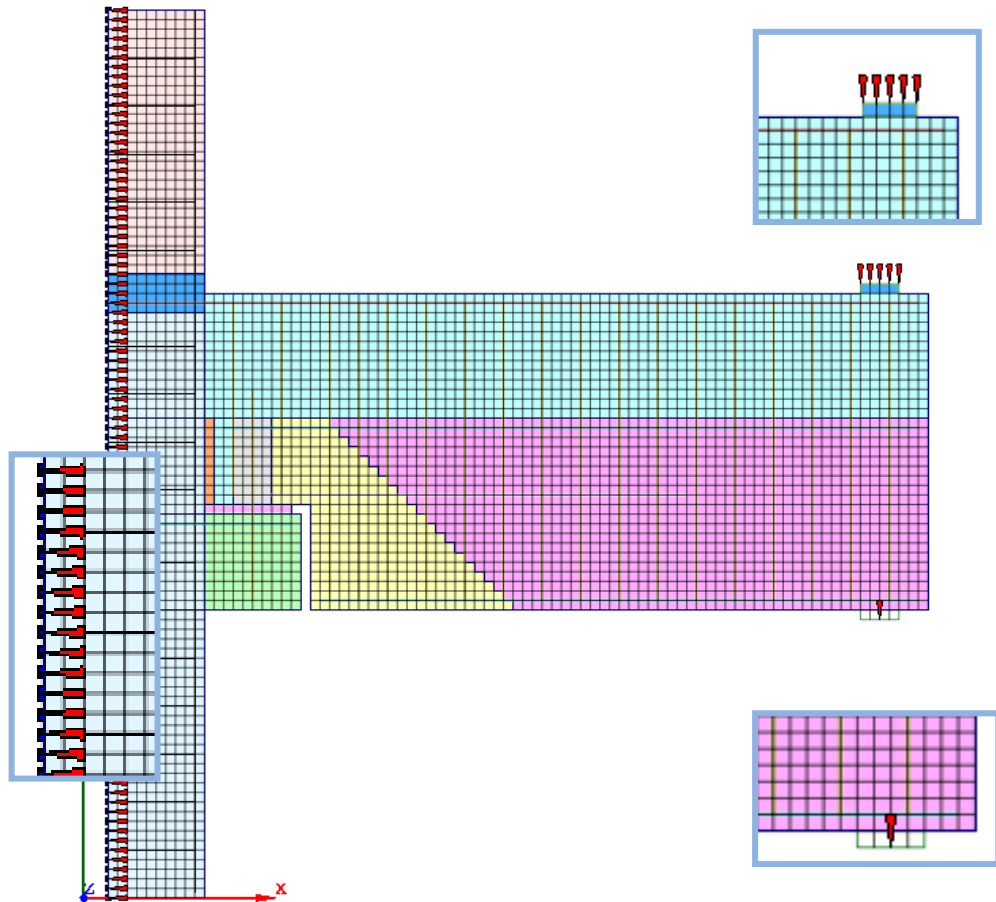


Figura 6.14 – Condições de apoio na extremidade da viga e simetria no pilar.

6.4.4 Método de solução e critério de convergência

Na modelagem da ligação, o sistema de equações não-lineares gerado pelo DIANA também foi solucionado pelo método BFGS (Broyden, Fletcher, Goldfarb, Shanno), um método quase-Newton tipo Secante com a convergência habilitada na rotina interna de busca linear do programa (“Line Search”). A análise foi realizada com controle de carregamento, sendo a convergência atingida quando satisfeita a norma de deslocamento. A tolerância adotada foi 10^{-2} , valor sugerido automaticamente pelo DIANA.

Para o modelo da ligação foi utilizada uma análise por fases, com intuito de reproduzir as condições de apoio do ensaio experimental. Foram atribuídas duas fases: uma para o carregamento cíclico e carregamento para a ruptura negativa, onde as condições de contorno foram exatamente as da Figura 6.14, e outra fase, para o carregamento de ruptura a momento positivo, onde se liberou a restrição a deslocamento vertical do apoio superior da extremidade da viga.

6.4.5 Descrição do modelo

As dimensões do modelo foram as mesmas do modelo experimental, com uma malha de 4757 elementos e 3916 nós. A dimensão máxima para cada elemento desse modelo foi de 20 mm.

O carregamento vertical foi imposto conforme os limites de carregamento do ensaio cíclico experimental, com incrementos 1,2 kN, e para a ruptura os incrementos de força foram de 1,5 kN.

6.4.6 Comparação entre resultados numéricos e experimentais

A Figura 6.15 apresenta as curvas experimentais e numéricas de força *versus* deslocamento da ligação.

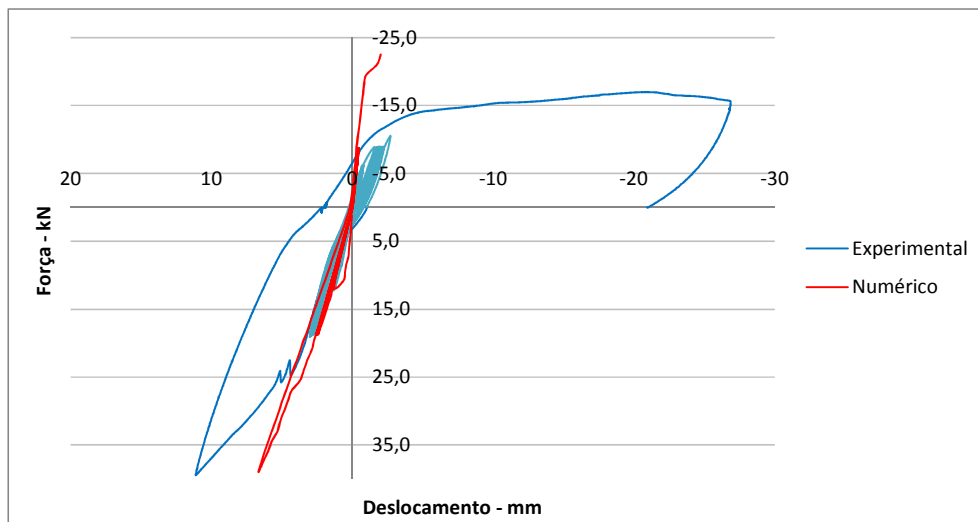


Figura 6.15 – Comparação da curva força versus deslocamento entre experimental e modelagem

Observa-se que a curva do modelo numérico representou de forma satisfatória o comportamento do modelo experimental no que diz respeito à aplicação do momento negativo, pois as rigidezes apresentaram comportamentos semelhantes, principalmente nos ciclos de carregamento (trecho elástico-linear), e para carregamento maiores, as diferenças são evidenciadas a partir de 25 kN. Para a aplicação do momento positivo, o modelo numérico não foi apropriado. Como já mencionado para o ensaio dos chumbadores, acredita-se que o modelo bidimensional adotado não representou adequadamente os efeitos de grupo e de borda dos chumbadores. Como este elemento chumbador é de fundamental importância na deformabilidade da ligação para momento positivo, não houve compatibilização entre os resultados encontrados e os obtidos experimentalmente.

7 CONCLUSÕES E CONSIDERAÇÕES FINAIS

O presente trabalho destinou-se ao estudo do comportamento de chumbadores grauteados em ligações viga-pilar parcialmente resistentes a momento fletor inseridos em concreto com fibras de aço, além do desenvolvimento de uma técnica construtiva para uma ligação viga-pilar em concreto pré-moldado utilizando o concreto com fibras de aço no consolo e também no dente da viga. Este estudo está inserido na linha de pesquisa de estruturas de concreto pré-moldado que vem sendo desenvolvida no Departamento de Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos - USP.

Os resultados experimentais e as comparações com modelos analíticos e numéricos permitiram identificar quais os parâmetros que mais influenciam no comportamento mecânico dos chumbadores. Verificou-se que o concreto com fibras de aço melhora a capacidade de carga e aumenta a rigidez dos protótipos ensaiados, porém o graute utilizado para solidarizar as barras interferiu de forma significativa e mitigou essa melhoria. Outra interferência importante identificada foi a redução de rigidez dos modelos, possivelmente causada pelos efeitos de grupo e de borda, decorrentes da utilização de dois chumbadores dispostos em paralelo. No caso dos modelos estudados na presente pesquisa, esta redução chegou a 38%.

Com os resultados dos ensaios específicos dos chumbadores foi possível observar que:

- a) O modelo sem uso de fibras de aço e o modelo com aplicação de 1% de fibras no concreto apresentaram deslocamentos e capacidade de carga de ordem semelhantes, o que leva a concluir que a adição de pequenas porcentagem de fibra na massa de concreto não contribuem para a melhoria do comportamento mecânico da ligação;
- b) Os modelos com aplicação de 2% de fibras de aço na massa de concreto apresentaram fissuras com menores dimensões e com maior distribuição ao longo das peças se comparar aos modelos com aplicação de 1% e sem fibras de aço no concreto;

- c) O graute utilizado para solidarizar os chumbadores pode influenciar diretamente no comportamento mecânico da ligação, sendo o seu esmagamento um fator determinante para a deformação das barras dos chumbadores. Com os resultados do modelo 09 (sem uso do graute) ficou evidente a melhoria da capacidade de carga da ligação quando se utiliza concreto com aplicação de 2% fibras de aço em todo o modelo, melhorando o seu desempenho estrutural em mais de 30% quando comparado ao modelo em que se aplicou o graute;
- d) A partir da comparação dos resultados obtidos com as formulações teóricas apresentadas e extraídas de trabalhos anteriores, foi possível verificar que a formulação existente pode representar de maneira satisfatória o comportamento mecânico de modelos com chumbadores de 20 mm de diâmetro. Para os modelos com uso de chumbadores de 16 mm de diâmetro, a formulação subestimou a capacidade de carga da ligação em 20%, e para o caso de chumbadores com 25 mm de diâmetro, superestimou o escoamento das barras em 10%.

Em relação aos aspectos construtivos da forma de montagem da ligação viga-pilar proposta neste trabalho, entende-se que esta atendeu às expectativas quanto ao seu desempenho. A técnica construtiva proposta se diferencia daquelas dos trabalhos anteriores, que serviram de referência, por terem sido adotados consolos em concreto com fibras de aço moldados em etapas distintas à do pilar, e posteriormente encaixados para a montagem da ligação. A principal vantagem desta técnica é a maior facilidade e agilidade na montagem, não utilizando recortes nas fôrmas dos pilares para a concretagem do consolo, atendendo, assim, aos anseios do mercado, que buscam por soluções técnicas inovadoras e processos construtivos mais ágeis para a fabricação e execução das ligações de sistemas estruturais em concreto pré-moldado. Outra vantagem observada é a redução das armaduras de costura e de estribos no consolo e no dente da viga, substituídas, neste caso, pelas fibras de aço que foram inseridas na massa de concreto, facilitando e garantindo uma concretagem mais eficiente para estes elementos.

Dos resultados do ensaio da ligação viga-pilar pode-se concluir que:

- a) A ligação viga-pilar de concreto pré-moldado proposta neste trabalho se comportou de maneira satisfatória, não apresentando fissuração na interface dos diferentes concretos (convencional e com uso de fibras de aço) para todos os níveis de carregamento;
- b) Para momentos fletores negativos a ligação ensaiada apresentou menor rigidez quando comparada com o modelo de Miotto (2002), porém, com relação aos momentos fletores positivos, atingiu-se capacidade de carregamento superior, da ordem de 20%;

- c) A formulação analítica proposta originalmente por Miotto (2002), em conjunto com as hipóteses para as considerações dos efeitos de grupo e de borda descritos por Eligehausen et al (2006), mostrou-se representativa, obtendo-se valores de rigidez menores, porém, a favor da segurança.

Com relação à modelagem numérica, verificou-se que o modelo bidimensional adotado, em conjunto com as hipóteses usualmente empregadas para análise desse tipo de ligação, não se mostrou apropriado para representar os modelos reais. Uma possível justificativa pode estar no fato de que esta tipologia não contempla efeitos tridimensionais, como o efeito de grupo e o efeito de borda dos chumbadores, conforme citado anteriormente. Porém, é necessária uma investigação mais aprofundada para se confirmar este fato.

Com base nos resultados encontrados e considerando-se que para este tipo de ligação há uma grande quantidade de variáveis envolvidas no comportamento mecânico dos chumbadores grauteados, são apresentadas a seguir algumas sugestões para trabalhos futuros:

- a) Estudar a influência do tipo de graute utilizado para solidarizar os chumbadores, avaliando a possibilidade de aumentar a sua rigidez;
- b) Avaliar a aplicação de um modelo tridimensional para a simulação numérica dos ensaios experimentais aqui realizados;
- c) Aprofundar o estudo teórico sobre a influência do uso de dois chumbadores em ligações sem concreto com fibras, avaliando as influências dos efeitos de grupo e de borda para diferentes valores de diâmetros de barras.

REFERÊNCIAS

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

ARAÚJO, D. L.; CARMO, L. C.; PRADO, A. A. (2007). **Determinação da curva tensão deformação à tração de concretos reforçados com fibras de aço via modelagem computacional**. In: CMNE/CILAMCE, 2007, Porto, Portugal. Anais. Porto, Portugal: 2007. p.17.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Argamassas e concretos - Determinação da resistência à tração na compressão diametral de corpos-de-prova cilíndricos: método de ensaio**, ABNT NBR 7222:2011, Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Cimento Portland - Determinação da resistência à compressão**, ABNT NBR 7215:1996, Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos de concreto: método de ensaio**, ABNT NBR 5739:2007, Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Materiais metálicos - Ensaio de Tração. Parte 1: Método de ensaio à temperatura ambiente**, ABNT NBR ISO 6892-1:2013, Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Projeto de estruturas de concreto - Procedimento**, ABNT NBR 6118:2014, Rio de Janeiro.

BALAGURU, P. N., SHAH, S. P., **Fiber-reinforced cement composites**, MacGraw-Hill International Editions, New York, 1992, 530p.

BALDISSERA, A. **Estudo experimental de uma ligação viga-pilar de concreto pré-moldado parcialmente resistente a momento fletor**. 2006. 149f. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 2006.

BARBOZA, A.S.R (2002). **Comportamento de juntas de argamassa solicitadas à compressão na ligação entre elementos pré-moldados**. 143p. Tese (Doutorado) - Escola de engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos. 2001.

BELLUCIO, E. K. **Influência da rugosidade superficial e o uso de novos tipos de fibras em almofadas de argamassa para ligações de concreto pré-moldado**. 2010. 106f. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2010.

BENTUR, A.; MINDESS, S. **Fibre Reinforced Cementitious Composites**. London: Elsevier, 1990.

COMITE EURO-INTERNATIONAL DU BETON (1990). **CEB-FIP Model Code for Concrete Structures**. Paris: CEB, 1991. Bulletin d'Information 203.

COSTA, J. B. A. **Estudo Experimental de Consolos de Concreto com Fibras Moldados em Etapas Distintas dos Pilares**. 2009. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2009.

DEI POLI, S.; DI PRISCO, M.; GAMBAROVA, P.G. (1992). **Shear response, deformations and subgrade stiffness of dowel bar embedded in concrete**. ACI structural journal, v.89, n 6, p 62-74.

DIANA (2011). **DIANA Finite Element Analysis. User's manual release 9. Material Library**. TNO DIANA, Delft, Netherland.

EL DEBS, M.K. (2000). **Concreto pré-moldado: Fundamentos e aplicações**. 1.ed. São Carlos, EESC-USP, 441p.

EL DEBS, M.K., MIOTTO, A.M., EL DEBS, A.L.H.C. (2010) **Analysis of a semi-rigid connection for precast concrete**. Structures and Buildings, 163, p. 41-51, Fevereiro. 2010.

ELIGEHAUSEN R., MALLÉE R. SILVA, J.F. (2006). **Anchorage in Concrete Construction**. Germany, Ernst & sohn, 378p.

ELLIOT, K.S et al (1998). **Precast concrete semi-rigid beam-to-column connections in skeletal frames**. In: CONTROL OF THE SEMI-RÍGID BEHAVIOUR OF CIVIL ENGINEERING STRUCTURAL CONNECTIONS, COST C1 INTERNATIONAL CONFERENCE, 1998. Cost C1: Proceedings. Liege, Belgium. p. 45-54.

ELLIOT, K.S. (1998). **Semi-rigid connections in precast concrete structures and bridges**. In: CONTROL OF THE SEMI-RÍGID BEHAVIOUR OF CIVIL ENGINEERING STRUCTURAL CONNECTIONS, COST C1 INTERNATIONAL CONFERENCE, 1998. Cost C1: Proceedings. Liege, Belgium. p. 3-12.

ENGSTROM, B. (1992a). **Anchorage of ribbed bars in the post yield stage**. In: WORKSHOP ON SEMI-RIGID BEHAVIOUR OF CIVIL ENGINEERING STRUCTURAL CONNECTIONS, 1992. Cost C1: Proceedings. Strasbourg, France.p.65-76.

ENGSTROM, B. (1992b). **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.

FÉDÉRATION INTERNATIONALE DU BÉTON - FIB (2007). **Structural connections for precast concrete buildings**. Lausanne, Suíça.

FERREIRA, L. E. T.; HANAI, J. B.; FERRARI, V. J. **Otimização de Concretos Híbridos de Alta Resistência Reforçados com Fibras de Aço**. In: Congresso Brasileiro do Concreto, 49., 2007, Bento Gonçalves. Anais do 49º Congresso Brasileiro do Concreto. Bento Gonçalves: Instituto Brasileiro do Concreto, IBRACON, 2007. p. 1-16.

FIGUEIREDO. A. D. **Concreto com fibras de aço**. Boletim Técnico, BT/PCC/260 – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2000.

HARAJLI, M. H.; SALLOUKH, K. A. **Effect of Fibers on Developments / Splice Strength of Reinforcing Bars in Tension**. ACI Materials Journal, v.94, n.4, p.317-324, jul.-ago. 1997.

JAPAN SOCIETY OF ENGINEERS, JSCE-SF4 – **Method of tests for flexural strength and flexural toughness of steel fiber reinforced concrete**, Tokyo, 1984, p. 58-61.

METHA, P. K. & MONTEIRO. P. F. M, **CONCRETO. Microestrutura, Propriedades e Materiais**. 3ª Edição, 674p., São Paulo, 2008.

MINDESS, S. **Fibre reinforced concrete: challenges and prospects**. In: Second University-Industry Workshop on Fiber Reinforced Concrete and Other Advanced Materials. Toronto, Canada, 1995. Proceedings. p. 1-12.

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

OLIVEIRA JR, L. A., **Ligação viga-pilar em concreto pré-moldado solidarizada por concreto com fibras de aço – análises estática e dinâmica**. 2012, 248 f. Tese (doutorado), Escola de Engenharia de São Carlos USP, São Carlos, 2012.

PEREIRA, M. F. (2014). **Análise Experimental e Numérica de Pilares Mistos de Aço e Concreto**. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2014.

SOARES, A.M.M. **Análise estrutural de pórticos planos de elementos pré-fabricados de concreto considerando a deformabilidade das ligações**. 1998. 178p. Dissertação (Mestrado) - Escola de engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos. 1998.

SONG, P. S. e HWANG, S., **Mechanical properties of high-strength steel fiber-reinforced concrete**, Construction and Building Materials, n. 18, 2004, p. 669-673.

SOUZA, R. A.; BITTENCOURT, T. N. **Análise não-linear de blocos rígidos sobre quatro estacas**. 2006. Revista Ibracon de Estruturas. Vol. 2, nº.3, p. 310-319, setembro;